

# Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken

**Report**

**Author(s):**

Frangi, Andrea

**Publication date:**

2001

**Permanent link:**

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-004273454>

**Rights / license:**

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

**Originally published in:**

IBK Bericht 269

# **Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken**

Andrea Frangi

Institut für Baustatik und Konstruktion  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich  
September 2001



# Vorwort

Dank dem Zusammenwirken von Holz und Beton weisen Holz-Beton-Verbunddecken viele hervorragende Eigenschaften auf. Ihre Tragfähigkeit und Steifigkeit liegt im Vergleich zu reinen Holzbalkendecken deutlich höher. Zudem verfügen sie über einen hohen Feuerwiderstand und gute Schallschutzeigenschaften. Die Holzbauteile dienen zunächst als Schalung, dann als Tragelement im Verbund mit dem Beton und schliesslich bilden sie eine behagliche Deckenuntersicht. Holz-Beton-Verbunddecken werden als massive Decken im ökologischen Wohnhausbau und als effiziente Sanierungsmethode für bestehende alte Holzbalkendecken eingesetzt.

Der vorliegende als Promotionsarbeit verfasste Forschungsbericht zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ist Teil eines Forschungsprogramms zur Brandsicherheit von Holzhausbauten mit der übergeordneten Zielsetzung des vermehrten Einsatzes des ökologisch wertvollen, nachwachsenden Baustoffes Holz. Der zugehörige Versuchsbericht ist als IBK-Bericht 249 erschienen. Weitere Untersuchungen zum Brandverhalten von Holzdecken aus Hohlkastenelementen, Wandaufbauten und zu Naturbrandversuchen sind in den IBK-Berichten 244, 238 und 250 bereits publiziert worden.

Ich möchte an dieser Stelle Herrn Andrea Frangi für seinen grossen Einsatz und seine sehr sorgfältige Arbeit danken. Er hat nicht nur zum Brandverhalten, sondern auch zum Verbund zwischen Holz und Beton wertvolle Beiträge geleistet. Danken möchte ich besonders auch den Herren Hp. Arm und P. Hefti sowie den Mitarbeitern der Abteilung Bauphysik der EMPA U. Brunschweiler, R. Pasquariello und R. Menet, welche durch ihren kompetenten Einsatz die experimentellen Grundlagenversuche erst ermöglichten, sowie der Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen VKF, der Lignum, den Industriepartnern SFS und Hilti sowie der KTI für die finanzielle Unterstützung.

Zürich, September 2001

Prof. Dr. M. Fontana



## Kurzfassung

Die Suche nach einer effizienten und wirtschaftlichen Sanierungs- und Verstärkungsmethode von bestehenden alten und oft historischen wertvollen Holzbalkendecken hat in den letzten Jahren zu grossem Interesse an der Holz-Beton-Verbundbauweise geführt. Holz-Beton-Verbunddecken weisen im Vergleich zu den reinen Holzbalkendecken nicht nur eine wesentlich erhöhte Tragfähigkeit und Steifigkeit, sondern auch verbesserte Eigenschaften bezüglich Schallschutz und Brandschutz auf. Die Betonschicht erzeugt einen dichten Abschluss gegen Rauch und Löschwasser. Das Holz schützt den Beton gegen Wärme und durch den Verbund kann ein hoher Feuerwiderstand erreicht werden. Hingegen existierten zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken für den Brandfall bisher noch keine experimentell abgesicherten Tragmodelle. Zudem ist die Anwendung von Holztragwerken für mehrgeschossige Bauten in vielen Ländern darunter auch in der Schweiz durch Brandschutzvorschriften eingeschränkt.

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung von experimentell abgesicherten Tragmodellen zum Brandverhalten von Verbundmitteln für Holz-Beton-Verbunddecken, sowie zum globalen Brandverhalten von belasteten Holz-Beton-Verbunddecken. Sie liefert damit die Grundlagen für die Überarbeitung der entsprechenden Brandschutzvorschriften. Zwei unterschiedliche Konstruktionsweisen von Holz-Beton-Verbunddecken wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf Brandeinwirkung untersucht: die Balkenbauweise und die Brettstapelbauweise. Bei der Brettstapelbauweise erfolgte die Schubübertragung in der Fuge durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Dübel. Bei der Balkenbauweise wurde der Schub entweder durch ins Holz geschraubte Verbundschrauben oder ähnlich wie für die Brettstapelbauweise übertragen.

Das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken kann im wesentlichen auf das thermische Verhalten der Holzteile und der Verbindung zwischen Beton und Holz zurückgeführt werden. Der erste Teil der Arbeit befasst sich somit mit dem Brandverhalten von Holz (Kapitel 2). Die durchgeführten Versuche werden in Bezug auf die Abbrandgeschwindigkeit und die Temperaturverteilung im Holzquerschnitt ausgewertet und diskutiert. Ein neuer vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Temperaturverteilung im Holzquerschnitt wird vorgeschlagen und mit numerischen Resultaten aus FE-Berechnungen verglichen. Im zweiten Teil der Arbeit wird das Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben (Kapitel 3) bzw. mit Kerben und eingeleimten Dübeln (Kapitel 4) näher untersucht. Die Bedeutung der massgebenden Einflussfaktoren wird interpretiert und die entsprechenden Modellbildungen genauer erklärt. Im dritten Teil wird das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur (Kapitel 5) und im Brandfall (Kapitel 6) näher diskutiert und die entsprechenden Tragmodellen genauer erklärt.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen, wie der Feuerwiderstand von Holz-Beton-Verbunddecken für 60 und mehr Minuten ISO-Normbrandeinwirkung durch experimentell abgesicherte Tragmodelle rechnerisch nachgewiesen werden kann.

# Abstract

In recent years the refurbishment of old buildings with timber floors has drawn attention to an efficient floor system, the timber-concrete composite slab. Compared to timber floors the main advantages of this type of composite structure are increased strength and stiffness, improved sound insulation and fire resistance.

The Swiss fire regulations allow the use of combustible materials only for a fire resistance of up to 30 minutes. With the revision of the present fire regulations planned for the next years the fire authorities consider to allow the use of timber also for the fire resistance class of 60 minutes. This will then lead to new markets for timber-concrete composite slabs in multi-storey buildings.

The aim of this work is the development of structural design models for the fire resistance of timber-concrete composite floors. Besides the beam type floors, slab type floors using laminated wooden decks of timber planks was analysed. From the variety of connections for timber-concrete composite slabs two types were analysed in this work: a connection with self-drilling screws and a grooved connection with glued-in steel dowels.

The fire resistance of timber-concrete composite slabs is mainly determined by the behaviour of the timber and the connectors. The first part of the work looks therefore at the fire behaviour of the timber (chapter 2). The charring rates measured during the fire tests are compared to the charring rates given in national and international codes. From all measured temperatures during the fire tests an empirical expression was developed for the calculation of the temperature profile in a wooden member subjected to the ISO-fire and compared to numerical results with FE modelling. Further existing structural models for the fire resistance of timber elements were analysed and compared to fire test results. The second part of the work looks at the fire behaviour and modelling of the connection with screws (chapter 3) and the grooved connection with glued-in steel dowels (chapter 4). The results of the fire tests are discussed, the main influence factors on the fire behaviour of the connection are analysed and strength and stiffness models of the connections in fire are developed and compared to the fire test results.

The third part of the work investigates the global behaviour of timber-concrete composite slabs at room temperature (chapter 5) and under fire conditions (chapter 6). The results of the bending tests at room temperature are analysed with existing structural models for mechanically jointed elements forming a basis for the models at high temperatures. Further a new structural model taking into account the ductility of the connection has been developed. A structural design model for the fire resistance of timber-concrete composite slabs has been established on the basis of the strength and stiffness models of the connections and compared to the fire test results. Further the influence of thermal stresses at high temperatures on the fire behaviour of timber-concrete composite slabs was numerical analysed.

The results of this work show that the fire resistance of timber-concrete composite floors may be verified with the developed structural design model.

## Riassunto

Negli ultimi anni, in seguito a spinte di carattere normativo ed economico, il tema del recupero statico di edifici di vecchia edificazione ha assunto un ruolo di prim'ordine nel panorama edilizio europeo. In quest'ambito, la necessità di rinforzare le strutture orizzontali in legno ha trovato nella realizzazione di solai composti legno-calcestruzzo una valida soluzione tecnica. Il solaio misto legno-calcestruzzo, dove tramite speciali connettori le travi in legno collaborano staticamente con la soletta di calcestruzzo armato, offre, rispetto al solaio completamente in legno, maggiore capacità portante e maggiore rigidità, oltre a migliori caratteristiche di isolamento acustico e resistenza al fuoco. In molti Paesi, tra i quali anche la Svizzera, la diffusione di strutture miste legno-calcestruzzo in edifici multipiano è, per contro, fortemente limitata da severe norme per la sicurezza al fuoco.

Scopo del presente lavoro è l'elaborazione di modelli di calcolo per la resistenza al fuoco dei solai composti legno-calcestruzzo. Tali modelli possono essere usati come base per una revisione della normativa in materia di resistenza al fuoco. In questa ricerca sono stati considerati due tipi diversi di costruzione: il solaio a travi, con travi in legno massiccio o lamellare, ed il solaio a tavole accostate nel quale gli elementi portanti sono tavole di legno appaiate, tra loro inchiodate od unite con connettori. Tra i molteplici metodi di connessione per l'unione legno-calcestruzzo, sono stati analizzati due tipi diversi: una connessione tramite viti autofilettanti ed una connessione attraverso tracce fresate nel legno e rinforzate con barre incollate nel legno.

La resistenza al fuoco di solai composti legno-calcestruzzo è da ricondursi essenzialmente al comportamento al fuoco delle parti in legno e dei connettori. Nella prima parte del lavoro è stato analizzato il comportamento del legno sottoposto all'azione del fuoco (capitolo 2). Le misurazioni della velocità di combustione effettuate durante le prove sperimentali sono state confrontate con i valori dati da norme nazionali ed internazionali. Per il calcolo dello sviluppo della temperatura all'interno di sezioni di legno sottoposte all'azione del fuoco è stato elaborato un nuovo metodo di calcolo semplificato, verificato anche con simulazioni numeriche. Particolare attenzione è stata rivolta all'applicazione degli attuali modelli di calcolo della resistenza al fuoco di 60 e più minuti.

Nella seconda parte del lavoro è stato analizzato il comportamento al fuoco della connessione tramite viti autofilettanti (capitolo 3) ed della connessione attraverso tracce fresate nel legno e rinforzate con barre incollate (capitolo 4). Le prove sperimentali hanno permesso l'estrapolazione dei fattori che determinano principalmente il comportamento al fuoco delle connessioni. Tenuto conto di questi fattori sono stati sviluppati dei metodi di calcolo, che permettono di prevedere con buona precisione la perdita di rigidità e di resistenza delle connessioni sottoposte all'azione del fuoco.

L'ultima parte del lavoro analizza il comportamento globale del solaio misto legno-calcestruzzo a temperatura ambiente (capitolo 5) e sotto l'azione del fuoco (capitolo 6). Gli attuali metodi di calcolo a temperatura ambiente, basati sulla teoria elastica della connessione cedevole, sono stati confrontati con gli esperimenti eseguiti. Le prove sperimentali



effettuate a temperatura ambiente hanno inoltre evidenziato che il raggiungimento del limite di rottura per il connettore più sollecitato non porta ad una immediata rottura della struttura composta, ma bensì come sia possibile caricare ulteriormente la struttura, fino al raggiungimento del limite di rottura del legno a flessione. Questo comportamento statico è da ricondurre essenzialmente alla duttilità della connessione, che permette di sfruttare la resistenza ultima anche dei connettori meno sollecitati. Al fine di tener in considerazione questo comportamento “elastico-plastico” della struttura composta è stato elaborato pertanto un nuovo modello di calcolo, che si basa sulla duttilità della connessione legno-calcestruzzo. Quest’ultimo ha il grande vantaggio di essere molto più semplice dei metodi di calcolo basati sulla teoria elastica della connessione cedevole, in quanto non è più necessario considerare la rigidità dei singoli connettori.

Per il dimensionamento al fuoco di solai misto legno-calcestruzzo è stato elaborato un modello di calcolo che tiene presente della perdita di rigidità e di resistenza della connessione sottoposta all’azione del fuoco. Le prove sperimentali effettuate hanno dimostrato che il modello di calcolo proposto è in grado di prevedere, con buona precisione, la resistenza al fuoco della struttura composta.

# Inhaltsverzeichnis

## 1 Einleitung

1.1 Allgemeines .....	1
1.2 Problemstellung .....	2
1.3 Zielsetzung und Übersicht .....	3
1.4 Abgrenzung .....	4

## 2 Brandverhalten von Holz

2.1 Zielsetzung und Übersicht .....	5
2.2 Strukturelle Veränderungen des Holzes bei erhöhten Temperaturen .....	5
2.3 Abbrandgeschwindigkeit von Holz .....	6
2.3.1 Einleitung .....	6
2.3.2 Bisherige Erkenntnisse und Ansätze .....	6
2.3.3 Analyse der Versuchsergebnisse .....	8
2.3.4 Folgerungen .....	15
2.4 Temperaturverlauf in brandbeanspruchten Querschnitten .....	16
2.4.1 Einleitung .....	16
2.4.2 Bisherige Erkenntnisse und Ansätze .....	16
2.4.3 Analyse der Versuchsergebnisse .....	17
2.4.4 Folgerungen .....	25
2.5 Thermische FE-Analyse .....	25
2.5.1 Einleitung .....	25
2.5.2 Stationäre Wärmeleitgleichung .....	26
2.5.3 Thermische Eigenschaften von Holz .....	28
2.5.4 Analyse der Versuchsergebnisse .....	31
2.5.5 Folgerungen .....	37
2.6 Mechanische Eigenschaften von Holz bei erhöhten Temperaturen .....	37
2.6.1 Mechanische Eigenschaften von Holz bei Raumtemperatur .....	37
2.6.2 Mechanische Eigenschaften von Holz bei erhöhten Temperaturen .....	38
2.6.3 Folgerungen .....	43
2.7 Bemessungsmethoden für Holzbauteile im Brandfall .....	43
2.7.1 Einleitung .....	43
2.7.2 Leistungsanforderungen im Brandfall .....	44
2.7.3 Einwirkungen im Brandfall .....	44
2.7.4 Vereinfachte Bemessungsmethode gemäss SIA Dokumentation 83 .....	46
2.7.5 Vereinfachte Bemessungsmethoden gemäss ENV 1995-1-2 .....	47
2.7.6 Analyse der vereinfachten Bemessungsmethoden .....	48
2.7.7 Vergleich mit Versuchsergebnissen .....	58
2.7.8 Folgerungen .....	58

### **3 Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben**

3.1 Zielsetzung und Übersicht .....	59
3.2 Tragverhalten bei Raumtemperatur .....	59
3.2.1 Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur .....	59
3.2.2 Modellbildung der Verbindung bei Raumtemperatur .....	61
3.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen .....	64
3.3.1 Problemstellung .....	64
3.3.2 Ausziehversuche bei konstanter Temperatur .....	64
3.3.3 Ausziehversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung .....	66
3.3.4 Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung .....	68
3.4 Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse .....	69
3.4.1 Bruchversagen bei hohen Temperaturen .....	69
3.4.2 Einfluss der Temperatur .....	69
3.4.3 Einfluss der Versuchsart .....	70
3.4.4 Einfluss der Holzüberdeckung .....	73
3.4.5 Einfluss der Holzart .....	73
3.4.6 Einfluss von Spalten zwischen Holzschalung und Holzbalken .....	74
3.5 Tragverhalten bei hohen Temperaturen .....	75
3.5.1 Einleitung .....	75
3.5.2 Berechnungsmodell bei hohen Temperaturen .....	77
3.5.3 Festigkeitseigenschaften der Verbindung bei hohen Temperaturen .....	79
3.5.4 Steifigkeitseigenschaften der Verbindung bei hohen Temperaturen .....	86
3.5.5 Temperaturabhängige Last-Verformungs-Diagrammen der Verbindung .....	88
3.6 Vereinfachte Berechnungsmethode bei hohen Temperaturen .....	89
3.6.1 Einleitung .....	89
3.6.2 Tragwiderstand in Abhängigkeit der Holzüberdeckung .....	89
3.6.3 Steifigkeit in Abhängigkeit der Holzüberdeckung .....	96
3.7 Schlussfolgerungen .....	98

### **4 Brandverhalten der Verbundfuge mit Kerben und eingeleimten Dübeln**

4.1 Zielsetzung und Übersicht .....	99
4.2 Tragverhalten bei Raumtemperatur .....	100
4.2.1 Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur .....	100
4.2.2 Modellbildung der Verbindung bei Raumtemperatur .....	102
4.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen .....	111
4.3.1 Problemstellung .....	111
4.3.2 Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung .....	111
4.4 Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse .....	113
4.4.1 Bruchversagen bei hohen Temperaturen .....	113
4.4.2 Einfluss der Temperatur .....	113
4.4.3 Einfluss der seitlichen Holzschalung .....	114
4.4.4 Einfluss der Dübel .....	114
4.4.5 Einfluss der Holzart .....	115
4.5 Tragverhalten bei hohen Temperaturen .....	116
4.5.1 Berechnungsmodell bei hohen Temperaturen .....	116
4.5.2 Festigkeitseigenschaften bei hohen Temperaturen .....	119

4.5.3	Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen .....	120
4.6	Vereinfachte Berechnungsmethode für Decken mit Balkenlagen .....	122
4.6.1	Einleitung .....	122
4.6.2	Bestimmung des ideellen Restquerschnittes .....	122
4.6.3	Berechnung des Tragwiderstandes .....	123
4.6.4	Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen .....	126
4.7	Vereinfachte Berechnungsmethode für Brettstapeldecken .....	127
4.7.1	Einleitung .....	127
4.7.2	Bestimmung des ideellen Restquerschnittes .....	127
4.7.3	Berechnung des Tragwiderstandes .....	128
4.7.4	Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen .....	131
4.8	Schlussfolgerungen .....	131
<b>5</b>	<b>Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur</b>	
5.1	Zielsetzung und Übersicht .....	133
5.2	Tragverhalten bei Raumtemperatur .....	133
5.2.1	Nachgiebiger Verbund .....	133
5.2.2	Einfluss der Materialeigenschaften .....	136
5.2.3	Versagenarten .....	139
5.3	Berechnungsverfahren .....	140
5.3.1	Einleitung .....	140
5.3.2	Differentialgleichung des elastischen Verbundes .....	140
5.3.3	Vereinfachte Berechnungsmethode ( $\gamma$ -Verfahren) .....	141
5.4	Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur .....	143
5.4.1	Grundlagen .....	143
5.4.2	Holz-Beton-Verbindung .....	144
5.4.3	Berechnung der massgebenden Schnittgrößen .....	145
5.4.4	Nachweis der Tragfähigkeit .....	147
5.4.5	Lastverteilungsfaktor .....	148
5.4.6	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit .....	148
5.5	Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur .....	149
5.5.1	Einleitung .....	149
5.5.2	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse .....	150
5.5.3	Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse .....	151
5.5.4	Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen .....	153
5.6	Tragmodell für "teilverdübelte" Verbundträger .....	155
5.6.1	Einleitung .....	155
5.6.2	Tragmodell für "teilverdübelten" Verbundträger .....	156
5.6.3	Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen .....	161
5.6.4	Diskussion des Tragmodells für "teilverdübelten" Verbundträger .....	163
5.7	Schlussfolgerungen .....	166
<b>6</b>	<b>Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken</b>	
6.1	Zielsetzung und Übersicht .....	167
6.2	Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall .....	167
6.2.1	Einleitung .....	167

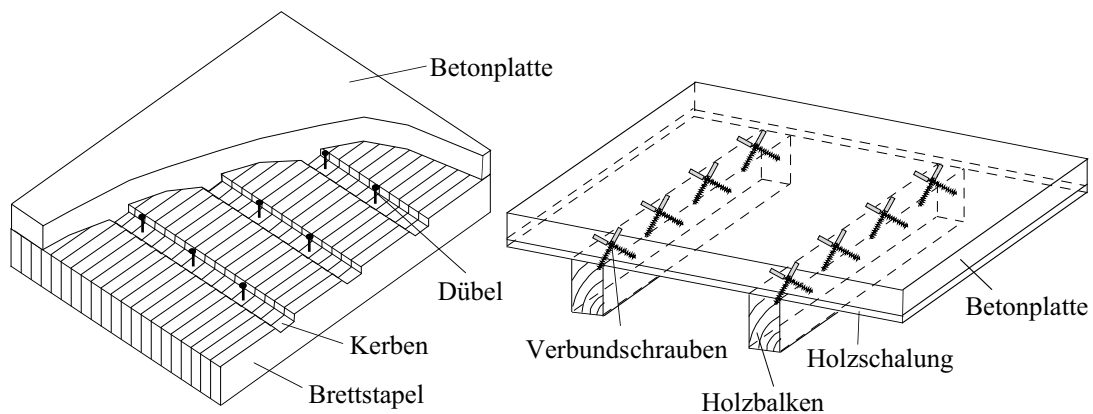
6.2.2	Berechnung des ideellen Restquerschnittes .....	169
6.2.3	Berechnung der massgebenden Schnittgrössen .....	170
6.2.4	Nachweis der Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes .....	171
6.2.5	Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Verbundschrauben ..	172
6.2.6	Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Kerben und Dübeln .	173
6.3	Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen .....	176
6.3.1	Einleitung .....	176
6.3.2	Brettstapel Verbunddecke .....	177
6.3.3	Hilti Verbunddecke .....	180
6.3.4	SFS Verbunddecke .....	184
6.4	Einfluss von thermischen Dehnungen und Eigenspannungen .....	187
6.4.1	Problemstellung .....	187
6.4.2	Vereinfachtes Berechnungsmodell .....	187
6.4.3	Materialeigenschaften für das Berechnungsmodell .....	191
6.4.4	Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten ...	191
6.4.5	Einfluss von thermischen Eigenspannungen .....	197
6.5	Verhalten von BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen .....	200
6.5.1	Problemstellung .....	200
6.5.2	Grundlagen .....	201
6.5.3	Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen .....	202
6.5.4	Anwendung auf den Hilti Deckenbrandversuch .....	206
6.6	Schlussfolgerungen .....	208
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung, Folgerungen und Ausblick</b>	
7.1	Zusammenfassung und Folgerungen .....	209
7.2	Schlussfolgerung .....	217
7.3	Ausblick .....	218
	<b>Bezeichnungen</b>	221
	<b>Literatur</b>	228
	<b>Lebenslauf</b>	241

# 1 Einleitung

## 1.1 Allgemeines

Die Suche nach einer effizienten und wirtschaftlichen Sanierungs- und Verstärkungsmethode von bestehenden alten und oft historischen Holzbalkendecken, welche den wachsenden Anforderungen bezüglich Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen) und Tragfähigkeit (z.B. aufgrund einer Umnutzung des Gebäudes) nicht mehr gerecht werden, hat in den letzten Jahren zu grossem Interesse an der Holz-Beton-Verbundbauweise geführt. Holz-Beton-Verbunddecken weisen im Vergleich zu den reinen Holzbalkendecken nicht nur eine wesentlich erhöhte Tragfähigkeit und Steifigkeit, sondern auch verbesserte Eigenschaften bezüglich Schallschutz [17] und Brandschutz auf, so dass diese im Zuge des ökologischen Bauens mit Holz auch Eingang in den Neubaubereich gefunden haben.

Holz-Beton-Verbunddecken bestehen aus Holzelementen, welche mit einer darüberliegenden Betonplatte schubfest verbunden sind. Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurden zwei verschiedene Konstruktionsweisen auf Brandeinwirkung untersucht: die Balkenbauweise und die Brettstapelbauweise, bei der die eigentlichen Holzträger aus stehend angeordneten, vernagelten oder verdübelten rohen Seitenbrettern bestehen (vgl. Bild 1.1).



*Bild 1.1 Prinzipieller Aufbau von Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapелеlementen (links) bzw. mit Holzbalken (rechts)*

Der Verbindung zwischen Beton und Holz kommt im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit und die Tragwirkung von Holz-Beton-Verbunddecken eine entscheidende Bedeutung zu, so dass in den letzten Jahren weltweit verschiedene Verbundsysteme entwickelt und ihr Trag- und Verformungsverhalten durch Scherversuche untersucht wurden [9]. Natterer [110] lässt das Vielzahl der Verbundsysteme in vier Grundtypen einstufen: die stabförmigen Verbindungsmittel (Nägel, Schrauben, Stabdübel, Gewindestangen, Klamm-

mer...), die eingelassenen oder eingepressten Spezialstahlteile (Ringdübel, Bulldog, Nagelplatten...), die formschlüssigen Verbindungen (Kerben, Nocken...) und die vollflächige Verklebung der Verbundfuge. Eine fünfte Gruppe stellt die Kombination dieser Grundtypen in innovative und oft unkonventionelle Verbundsysteme dar. Ein Überblick über verschiedene Verbundsysteme wird z.B. in [109] oder [152] angegeben. Die verschiedenen Verbindungen dürfen auch entsprechend ihrer Wirkungsweise charakterisiert werden. Im Holzbau lassen sich die Verbindungen grundsätzlich in drei verschiedene Gruppen einteilen [104]:

- auf Druck und Abscheren beruhende Verbindungen (z.B. Kerben, Nocken...).
- auf Lochleibung beruhende Verbindungen (z.B. stabförmige Verbindungsmittel, welche quer zur Schaftrichtung beansprucht werden).
- auf Scherfestigkeit beruhende Verbindungen (z.B. stabförmige Verbindungsmittel, welche parallel zur Schaftrichtung beansprucht werden).

Das Holz ist ein brennbares Material. Der Frage der Brandsicherheit von Holzkonstruktionen kommt im Zusammenhang mit dem vermehrten Einsatz der ökologischen Holzbauweise in Geschossbauten eine entscheidende Bedeutung zu. Holz kann nämlich aufgrund der in den meisten Kantonen der Schweiz geltenden Feuerpolizeivorschriften nicht für mehrgeschossige Bauten eingesetzt werden, sondern nur für Gebäude mit geringen Anforderungen an den Feuerwiderstand des Tragwerkes, d.h. F30(bb) [150]. Auch in anderen Ländern bestehen Einschränkungen für den Einsatz von Holz in mehrgeschossigen Bauten. Holz-Beton-Verbunddecken weisen gegenüber Holzdecken jedoch ein günstigeres Brandverhalten auf. Die Betonschicht erzeugt einen dichten Abschluss gegen Rauch und Löschwasser. Das Holz schützt den Beton gegen Wärme und verhindert dadurch Abplatzungen. Die Verbundfuge wird z.B. durch Einhalten einer ausreichenden Holzüberdeckung gegen Wärme geschützt, so dass ein hoher Feuerwiderstand erreicht wird. Im Rahmen der anstehenden Revision der Brandschutzvorschriften wäre es wünschenswert, Holz-Beton-Verbunddecken in Zukunft auch für mehrgeschossige Bauten zur Anwendung kommen zu lassen. Diese Überlegungen und das hohe Entwicklungspotential dieser Bauweise haben Partner der Industrie bewogen, zusammen mit der Hochschule, das dieser Arbeit zugrunde liegende Forschungsprojekt zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ins Leben zu rufen.

## 1.2 Problemstellung

Das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken kann im wesentlichen auf das thermische Verhalten der Holzteile und der Verbindung zwischen Beton und Holz zurückgeführt werden.

Die Berechnung des Feuerwiderstandes von Holzkonstruktionen erfolgt in der Regel über die Bestimmung des Abbrandes. In der Schweiz wird als Berechnungsgrundlage die SIA Dokumentation 83 [138] verwendet, welche sich an der Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt der ENV 1995-1-2 [37] orientiert. Bisher wurde dieses Berechnungsverfahren jedoch nur bis zu einer Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten einge-

setzt, weil die in den meisten Kantonen der Schweiz geltenden Brandschutzvorschriften [150] brennbare Tragwerke nur bis zur Feuerwiderstandsklasse F30(bb) zulassen.

Zum Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz liegen keine Tragmodelle vor. Zwei grundsätzliche Fragestellungen lassen sich diesbezüglich formulieren:

- wie gross ist der Einfluss der Temperatur auf die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung zwischen Beton und Holz.
- welche Einflussfaktoren bestimmen grundsätzlich das Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz.

Infolge der sich während des Brandes bildenden isolierenden Kohlschicht ist die Temperaturverteilung im Verbundquerschnitt durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet. Dieser Temperaturgradient führt zu thermischen Dehnungen bzw. thermischen Eigenspannungen, welche, je nach Lagerungsbedingungen, geometrischen Querschnittsabmessungen und Verlauf der Brandtemperatur, das Brandverhalten günstig oder ungünstig beeinflussen können.

In diesem Zusammenhang kommt der Kenntnis der Temperaturverteilung in den brandbeanspruchten Verbundquerschnitten eine entscheidende Bedeutung zu. Die Berechnung von Temperaturfeldern mit FE-Programmen hat sich in Beton- und Stahlbau seit langer Zeit bewährt. Ihre Anwendung im Holzbau ist wegen der Komplexität des Zersetzungs Vorganges vom Holz in Holzkohle und der sich in der Literatur widerspiegelnden unsicheren Kenntnisse über die physikalischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen nicht unproblematisch.

Aufgrund dieser Problemstellung wurden die Zielsetzungen für dieses Forschungsprojekt abgeleitet.

### **1.3 Zielsetzung und Übersicht**

Diese Arbeit soll einen Beitrag zum Brandverhalten von Verbundmitteln für Holz-Beton-Verbunddecken, sowie zum globalen Brandverhalten von belasteten Holz-Beton-Verbunddecken durch entsprechende experimentell abgesicherte Modellbildungen leisten und damit die Grundlagen für die Überarbeitung der entsprechenden Brandschutzvorschriften liefern. Daraus sollen vereinfachte, praxistaugliche Bemessungsregeln für diese Bauart entwickelt werden.

Die Arbeit gliedert sich in zwei Teile. Der erste Teil betrachtet das Brandverhalten von Holz (Kapitel 2) und der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben (Kapitel 3) bzw. mit Kerben und eingeleimten Dübeln (Kapitel 4). Die im Rahmen dieses Forschungsprojektes an der ETH und EMPA durchgeführten Versuche [43] werden ausgewertet und interpretiert, die Bedeutung der massgebenden Einflussfaktoren diskutiert und die entsprechenden Modellbildungen genauer erklärt. Im zweiten Teil wird das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur (Kapitel 5) und im Brandfall (Kapitel 6) diskutiert und die entsprechenden Tragmodelle genauer erklärt. Zum Schluss werden die Folgerungen der Arbeit diskutiert und noch offene Fragestellungen festgestellt (Kapitel 7). Damit soll nicht zuletzt auch eine Grundlage für künftige



Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des baulichen Brandschutzes im Holzbau geschaffen werden.

## 1.4 Abgrenzung

Die Tragwerksberechnung im Brandfall darf am Gesamttragwerk, an Teiltragwerken oder an Bauteilen erfolgen. Diese Arbeit befasst sich mit der Berechnung der Feuerwiderstandsdauer des Bauteils "Holz-Beton-Verbunddecke". In Gebäuden ist jedoch auch der richtigen Ausbildung von dichten Deckenrandanschlüssen grosse Beachtung zu schenken. Diese konstruktiven Details werden in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

Die Arbeit zeigt, wie für tragende und brandabschnittsbildende Holz-Beton-Verbunddecken die Kriterien der Tragfähigkeit "R", der Rauchdichtigkeit "E" und der Wärmedämmung "I" durch experimentell abgesicherte Tragmodelle rechnerisch nachgewiesen werden können. Der Brandbeanspruchung zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer liegt die Einheitstemperaturkurve (ETK) nach ISO 834 [64] (ISO-Normbrand) zugrunde. Weitere konstruktive bauliche Massnahmen, wie die Verwendung von Verkleidungen und aktive, technische Massnahmen wie Lösch- und Brandmeldesysteme werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Aus der Vielzahl der bekannten Verbindungen zwischen Beton und Holz wurden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit zwei Verbundsysteme auf Brandeinwirkung untersucht: bei der Brettstapelbauweise erfolgt die Schubübertragung in der Fuge durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Dübel, bei der Balkenbauweise wird der Schub durch ins Holz geschraubte Verbundschrauben oder analog zur Brettstapelbauweise übertragen (vgl. Bild 1.1).

Die Berechnungen beziehen sich in der Regel auf mittlere angenommene Baustoffkennwerte, welche auf den Ergebnissen der durchgeführten Versuche [43] basieren. Wo keine eigenen Versuchsdaten vorliegen, werden die Baustoffkennwerte aus der Literatur übernommen oder mit gängigen empirischen Beziehungen errechnet. Holz als natürlich gewachsener Baustoff weist sehr grosse Streuungen in den mechanischen Eigenschaften auf. Durch die Beanspruchung infolge erhöhter Temperaturen wird die Erfassung des Materialverhaltens durch einzelne Kennwerte noch schwieriger als bei Raumtemperatur. Eine statistische Auswertung einer grossen Anzahl von Versuchen erlaubt es, die Bestimmung von Baustoffkennwerten besser abzusichern. Im Fall der aufwendigen Brandversuche war die Durchführung mehrerer gleicher Versuche jedoch aus Kostengründen nur bedingt möglich. Bei der Beurteilung der entsprechenden Rechenergebnisse gilt es dies zu beachten.

## **2 Brandverhalten von Holz**

### **2.1 Zielsetzung und Übersicht**

Das Kapitel 2 fasst die wesentlichen Grundlagen zum Brandverhalten von Holz zusammen. Diese Grundlagen werden durch neue experimentelle und theoretische Erkenntnisse ergänzt. Die durchgeführten Versuche werden in Bezug auf die Abbrandgeschwindigkeit (Abschnitt 2.3) und die Temperaturverteilung im Holzquerschnitt (Abschnitt 2.4) ausgewertet und diskutiert. Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Temperaturverteilung im Holzquerschnitt wird vorgeschlagen. Der Abschnitt 2.5 ist der Berechnung von Temperaturfeldern mit FE-Programmen gewidmet, die massgebenden Einflussgrößen werden diskutiert und die rechnerischen Resultate mit Versuchsergebnissen verglichen. Die Festigkeitseigenschaften von Holz bei erhöhten Temperaturen und die Bemessungsmethoden von Holzkonstruktionen für den Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 werden in den Abschnitten 2.6 bzw. 2.7 dargestellt, wobei der Anwendbarkeit der Bemessungsmethoden für 60 und mehr Minuten Feuerwiderstände besondere Beachtung geschenkt wird.

### **2.2 Strukturelle Veränderungen des Holzes bei erhöhten Temperaturen**

Holz besteht im wesentlichen aus etwa 45% Cellulose, 20% Polyosen und 30% bis 35% Lignin, d.h. aus organischen Verbindungen die ihrerseits hauptsächlich aus Kohlenstoff- und Wasserstoffmolekülen aufgebaut sind und deshalb brennbar sind. Wird dem Holz genügende Wärme zugeführt, führt ein thermischer Prozess (Pyrolyse) zur Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle und brennbaren Gasen. Der Verlauf der thermischen Zersetzung des Holzes mit zunehmender Temperatur kann in vier Phasen gegliedert werden. Bis 105°C findet eine Austrocknung des Materials statt, der sich zwischen 130°C und 200°C eine Veränderung der Polyosen und des Lignins unter Bildung von Gasen (70% aus unbrennbarem CO<sub>2</sub>, 30% aus brennbarem CO) anschliesst. Der Prozess ist mit einem Gewichtsverlust verbunden. In einer zweiten Stufe werden ab 200°C die Polyosen vollständig abgebaut und die Cellulose beginnt zu erweichen. In diesem Stadium verläuft die Pyrolyse im ganzen betrachtet noch langsam, die Zusammensetzung der gebildeten Gase ändert sich wenig, der Gewichtsverlust beträgt bis zu 40%. In der dritten Stufe ab 280°C verlaufen die Reaktionen sehr aktiv und lebhaft exotherm, der Gewichtsverlust steigt rapide an und Holzkohle wird gebildet. Infolge eines steigenden Gehalts an Kohlewasserstoffen wird die Mischung der gebildeten Gase leichter brennbar, so dass es in Anwesenheit einer Zündflamme zu einer Entzündung der Gase kommt. Die Cellulose wird zwischen 280°C und 350°C zersetzt, während der thermische Abbau des Lignins zwischen 350 und 400°C Höchstwerte erreicht und zwischen 450°C und 500°C zu Ende kommt. Anschliessend nimmt in der vierten Stufe ab 500°C die Gasbildung rasch ab, die Holzkohlenmenge hingegen zu. Ausführliche Informationen über die thermische Holzzerersetzung bei erhöhten Temperaturen können in [60, 81, 95, 148] gefunden werden.

## 2.3 Abbrandgeschwindigkeit von Holz

### 2.3.1 Einleitung

Der zeitliche Verlauf der thermischen Zersetzung von Holz, die Abbrandgeschwindigkeit (im folgenden mit  $\beta$  bezeichnet) wird als Verkohlungstiefe bezogen auf die Branddauer (in mm/Min.) definiert und ist für die Beurteilung des Brandverhaltens von Holzkonstruktionen eine wesentliche Grösse. Als Bezugsebene für die Messung der Abbrandgrenze gilt die durch Temperatureinwirkung braun verfärbte, aber noch nicht vollständig zu Holzkohle zersetzte Schicht.

Zur Messung des Abbrandes stehen prinzipiell zwei Methoden zur Verfügung. Die gebräuchlichste und international am häufigsten angewandte einfache Methode, welche auch für die durchgeführten Versuche verwendet wurde, ist die einmalige Messung nach Versuchsende, indem die Holzkohle mit einem scharfen Werkzeug bis auf die unverkohlte Holzschicht entfernt wird und die Breite des Restquerschnittes gemessen wird. Der Abbrand wird anschliessend aus der Differenz von Ausgangsbreite und Restbreite errechnet. Die zweite aufwendigere Methode, welche den grossen Unterschied der Festigkeit von Holz und Holzkohle nutzt, ist die kontinuierliche Messung des Abbrandes während der Brandbeanspruchung. Dabei wird ein Messfühler mit einem genau definierten Druck durch die Holzkohle gedrückt und an der unverkohlten Grenzschicht zurückgehalten. Dieses Messprinzip wurde von Knublauch [74] entworfen und auch von Lache [94] verwendet. Die Ergebnisse aus der kontinuierlichen Messmethode wiesen für die Abbrandgeschwindigkeit immer geringfügig höhere Werte auf als aus der einmaligen Messung nach Versuchsende. Der Unterschied wurde von Knublauch und Lache auf das Einbrennen des Messfühlers ins Holz zurückgeführt.

### 2.3.2 Bisherige Erkenntnisse und Ansätze

Zur Abbrandgeschwindigkeit von Holz stehen mehrere experimentelle Untersuchungen von verschiedenen Autoren [18, 19, 20, 55, 94, 99, 102, 116, 119, 129, 149, 153] zur Verfügung, welche insbesondere über die Bedeutung der Einflussfaktoren auf die Abbrandgeschwindigkeit teilweise zu widersprüchlichen Aussagen kommen. Zu bemerken ist aber, dass die meisten vorher erwähnten experimentellen Untersuchungen an Versuchsmaterial mit Bauteildimensionen erfolgten. Zielsetzung dieser Versuche war die Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer und entsprechender Mindestquerschnitte. Nur wenige Untersuchungen (Schaffer [119], White [153], Röhl [116], Topf [149], Mikkola [102] und Lache [94]) erfolgten an Kleinproben, um gezielt Einflussparameter auf die Abbrandgeschwindigkeit zu bestimmen. Aus der Literatur können zusammenfassend folgende wesentliche Feststellungen gemacht werden:

- die Abbrandgeschwindigkeit ist in hohem Masse von der Temperatur der Brandbeanspruchung abhängig. Knublauch [74] führte Brandversuche mit unterschiedlicher Intensität der Brandbeanspruchung und konnte damit zeigen, dass mit steigender Intensität der Brandbeanspruchung der Abbrand rasch ansteigt.
- für ISO-Normbrandbeanspruchung darf eine konstante Abbrandgeschwindigkeit angenommen werden. Diese Erkenntnis legt die Annahme nahe, dass die beiden in ihren

Wirkungen gegenläufigen Einflüsse auf den Abbrand, nämlich die steigende Brandraumtemperatur einerseits und die steigende Wärmedämmung der gebildeten Holzkohleschicht andererseits, sich für den Fall der ISO-Normbrandbeanspruchung nahezu aufheben. Diese Annahme stimmt bei allen oben erwähnten Autoren überein und wurde auch durch die ETH Versuche (vgl. Bild 2.5 rechts) bis zu einer Brandzeit von 110 Min. experimentell bestätigt. Bei gleichbleibender Brandraumtemperatur nimmt hingegen die Abbrandgeschwindigkeit mit zunehmender Brandzeit ab (Schaffer [119]).

- für ISO-Normbrandbeanspruchung ist die Zeit bis zum Beginn der Kohlebildung in der Regel klein (wenige Minuten) und wird üblicherweise vernachlässigt, d.h. der Beginn der Brandbelastung entspricht dem Beginn der Kohlebildung.
- die Abbrandgeschwindigkeit ist holzartenabhängig, d.h. sie wird durch die Holzstruktur geprägt. Der Einfluss der Rohdichte ist diesbezüglich kein Kriterium zur Beurteilung der Abbrandgeschwindigkeit zwischen den verschiedenen Holzarten. Die holzartentypische Abbrandgeschwindigkeit ist so stark geprägt, dass Buche trotz relativ hoher Rohdichte eine höhere Abbrandgeschwindigkeit aufweist als Fichte, was auf die zerstreutporige Struktur und zahlreiche röhrenförmige Gefässe zurückzuführen ist. Über den Einfluss der Rohdichte innerhalb einer Holzart stehen hingegen keine eindeutigen Aussagen zur Verfügung. Schaffer [119] stellte für Douglasie, Kiefer und Eiche mit Holzfeuchte zwischen 5 bis 20% fest, dass mit zunehmender Rohdichte innerhalb der untersuchten Holzarten die Abbrandgeschwindigkeit linear abnimmt. An Fichte und Eiche mit Holzfeuchte zwischen 10 bis 15% wurde von Röll [116] und Topf [149] keine Abhängigkeit nachgewiesen. Lache [94] stellte für die untersuchten Holzarten (Fichte, Kiefer, Eiche, Buche, Meranti) mit Holzfeuchte zwischen 8 bis 20% einen Einfluss der Rohdichte auf die Abbrandgeschwindigkeit nur für Eiche fest.
- die Abbrandgeschwindigkeit nimmt mit zunehmender Holzfeuchte ab. Hölzer mit einer Holzfeuchte von 20% weisen eine um etwa 10% geringere Abbrandgeschwindigkeit als bei einer Holzfeuchte von 8% auf (Lache [94]). Für die praktische Anwendung ist diese Abnahme aber nicht von Bedeutung. Mikkola [102] stellte jedoch eine stärkere Abnahme der Abbrandgeschwindigkeit mit zunehmender Holzfeuchte fest.

Die Berechnung des Feuerwiderstandes von Holzkonstruktionen erfolgt in der Regel über die Bestimmung des Abbrandes unter der Annahme einer konstanten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$ . Die Tabelle 2.1 zeigt die gemäss SIA Dokumentation 83 [138], DIN 4102 T4 [14] und ENV 1995-1-2 [37] vereinbarten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_0$  in Abhängigkeit der Holzart.

Material	SIA Dok. 83	DIN 4102 T4	ENV 1995-1-2
KH aus Nadelholz ( $*r_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ ) und Buche	0.8	0.8	0.8*
BSH aus Nadelholz ( $*r_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ ) und Buche	0.7	0.7	0.7*
Laubholz ( $*r_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$ ; $**r_k \geq 600 \text{ kg/m}^3$ )	0.5	0.56**	0.5*
Massivholzschalungen ( $*r_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$ )	0.9	0.9	0.9*

Tabelle 2.1 Rechnerische Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_0$  gemäss SIA Dokumentation 83 [138], DIN 4102 T4 [14] und ENV 1995-1-2 [37]

Die rechnerischen Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_0$  berücksichtigen näherungsweise den erhöhten Abbrand an den Ecken und gelten für Biege-, Druck- und Zugglieder bei ein- oder mehrseitiger Brandeinwirkung, unabhängig ob diese von unten, von der Seite oder von oben stattfindet. Die im Vergleich mit BSH höhere vereinbarte Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  von 0.8 mm/Min. für Kantholz berücksichtigt das ungünstigere Brandverhalten von Kantholzbalken, welches im wesentlichen auf Unstetigkeiten im Querschnitt (Schwindrisse, Äste, Fehlstellen) und einen dadurch bedingten ungünstigeren Abbrand zurückgeführt werden kann.

Falls der Eckabbrand explizit berücksichtigt wird, dürfen gemäss Anhang A der ENV 1995-1-2 kleinere effektive Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta$  berücksichtigt werden. Für Kantholz aus Nadelholz darf  $\beta = 0.67$  mm/Min. angenommen werden, für BSH aus Nadelholz  $\beta = 0.64$  mm/Min.

### 2.3.3 Analyse der Versuchsergebnisse

Die durchgeführten Versuche [42, 43] erfolgten an Versuchsmaterial mit Bauteildimensionen, wobei sowohl Holzbalken aus Kantholz und BSH als auch Holzdecken aus Brettstapel- und Hohlkastenelementen eingesetzt wurden. Insgesamt wurden 40 Balken, 122 Seitenbretter und 28 Hohlkastenelemente verwendet. Alle Versuchskörper bestanden aus Fichtenholz. Die Tabelle 2.2 zeigt Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$ , Variationskoeffizient  $v$  der gemessenen Holzfeuchte  $w$  und Feuchtdichte  $r_w$  für alle verwendeten Holzelemente.

Versuchskörper	Messgrösse	nElemente	$\bar{x}$	s	v
KH-Balken	$r_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	28	378	13	0.03
	w [%]	28	13	1	0.10
BSH-Balken	$r_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	12	453	22	0.05
	w [%]	12	13	2	0.12
Brettstapel	$r_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	122	425	37	0.09
	w [%]	122	13	1	0.07
Hohlkasten	$r_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	-	450	-	-
	w [%]	28	10	2	0.18
Alle	$r_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	162	419	39	0.09
	w [%]	190	13	2	0.14

Tabelle 2.2 Holzfeuchtigkeit und Feuchtdichte der Versuchskörper

Die Balkenelemente wurden einer dreiseitigen ISO-Normbrandeinwirkung ausgesetzt, die Deckenelemente hingegen einer einseitigen ISO-Normbrandeinwirkung. Obwohl die Zielsetzung der Versuche das globale Tragverhalten und nicht die systematische Untersuchung der Abbrandgeschwindigkeit und deren Einflussfaktoren war, wurde nach jedem Brandversuch die Abbrandgeschwindigkeit an mehreren Restquerschnitten bestimmt, so dass eine grosse Menge von Messergebnissen zur Verfügung steht.

In der Tabelle 2.3 sind die unter der Annahme einer Normalverteilung der Messergebnisse ermittelten statistischen Kennwerte (Anzahl der Messungen  $n$ , Mittelwert  $\bar{x}$ , Standar-

dabweichung  $s$ , Variationskoeffizient  $v$ , Schiefe  $\gamma_1$  und Exzess  $\gamma_2$ ) für die gemessenen Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_u$  (von unten) und  $\beta_s$  (von der Seite) in Abhängigkeit der Holzart (Kantholz oder BSH) und der Brandeinwirkung (einseitig bzw. dreiseitig) zusammengestellt, wobei die bei den Scherversuchen gemessenen Abbrandgeschwindigkeiten nicht berücksichtigt wurden, da zur Bestimmung der Resttraglast die Versuchskörper am Ende des Brandversuches mehrere Minuten auf dem Ofen standen. Im weiteren wurden die Messergebnisse  $\beta_u$  (von unten) der Versuche SBZ 1.1, 1.2, 3.1, 4.2 und HBZ 4.1, 4.2, 7.1 nicht berücksichtigt, um die Beeinflussung der Temperatureinwirkung durch die Seitenränder auszuschliessen. Aus diesem Grund stimmt die Anzahl der Messungen von  $\beta_u$  und  $\beta_s$  für die Versuche mit KH-Balken nicht überein.

Versuchskörper	Messgrösse	$n_{\text{Messungen}}$	$\bar{x}$	$s$	$v$	$\gamma_1$	$\gamma_2$
KH-Balken	$\beta_s$ [mm/Min.]	83	0.67	0.07	0.11	-0.50	0.37
	$\beta_u$ [mm/Min.]	36	0.69	0.08	0.11	-0.08	-1.04
BSH-Balken	$\beta_s$ [mm/Min.]	72	0.70	0.05	0.07	0.31	-0.64
	$\beta_u$ [mm/Min.]	72	0.75	0.09	0.12	0.08	-0.71
Brettstapel	$\beta_u$ [mm/Min.]	180	0.70	0.07	0.10	0.32	0.51
Hohlkasten	$\beta_u$ [mm/Min.]	25	0.67	0.06	0.08	0.74	0.80
Alle ohne $\beta_u$ von BSH	$\beta$ [mm/Min.]	438	0.69	0.07	0.10	0.06	0.43
Alle	$\beta$ [mm/Min.]	468	0.70	0.08	0.11	0.27	0.50

Tabelle 2.3 Statistische Kennwerte für die gemessenen Abbrandgeschwindigkeiten

Der Variationskoeffizient ( $v = s/\bar{x}$ ) liefert eine Masszahl für die relativen Schwankungen der Messergebnisse und dient insbesondere zum Vergleich von Stichproben desselben Grundgesamtheitstyps. Die spezifischen Grössen für die Form einer empirischen Verteilung von Messresultaten sind Ausmittigkeit des Spitzenwertes und Konzentration der Daten um diesen Mittelwert herum und können durch die Parameter Schiefe und Exzess beschrieben werden. Ein positiver Schiefekoeffizient weist auf eine linkssteile, ein negativer auf eine rechtssteile Verteilung hin. Für die Normalverteilung gilt:  $\gamma_1 = \gamma_2 = 0$ . Ausführliche Informationen über die Bedeutung und Berechnung der angegebenen Kennwerte können in [141] gefunden werden.

Das Bild 2.1 zeigt die Messergebnisse mit Hilfe von sogenannten Normal Plots [141]. Somit ist das Vorliegen einer Normalverteilung der Beobachtungen sehr einfach überprüfbar, indem die Werte auf einer Geraden liegen müssen. Diese Gerade wird mittels der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt und im Diagramm gezeichnet. Sie ist gekennzeichnet durch eine Steigung, die der Streuung der Werte entspricht, und durch einen Achsenabschnitt gegeben durch den Mittelwert. Der im Diagramm angegebene Korrelationskoeffizient  $R$  zeigt die Stärke und die Richtung der berechneten linearen Regressionsgerade. Für einen positiven perfekten Zusammenhang gilt  $R = 1.0$ .

Aus Tabelle 2.3 und Bild 2.1 lässt sich feststellen, dass die statistischen Kennwerte der an die KH- bzw. BSH-Balken gemessenen seitlichen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_s$  und der an die Holzdecken aus Brettstapel- bzw. Hohlkastenelementen gemessenen unteren Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  sehr ähnlich sind. Im weiteren werden auch keine wesentli-

chen Unterschiede zwischen der gemessenen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  und  $\beta_s$  im Fall der dreiseitigen Brandbeanspruchung an KH-Balken beobachtet. Für die Brandversuche mit den BSH-Balken ist hingegen die Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  etwas höher als die Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_s$ .

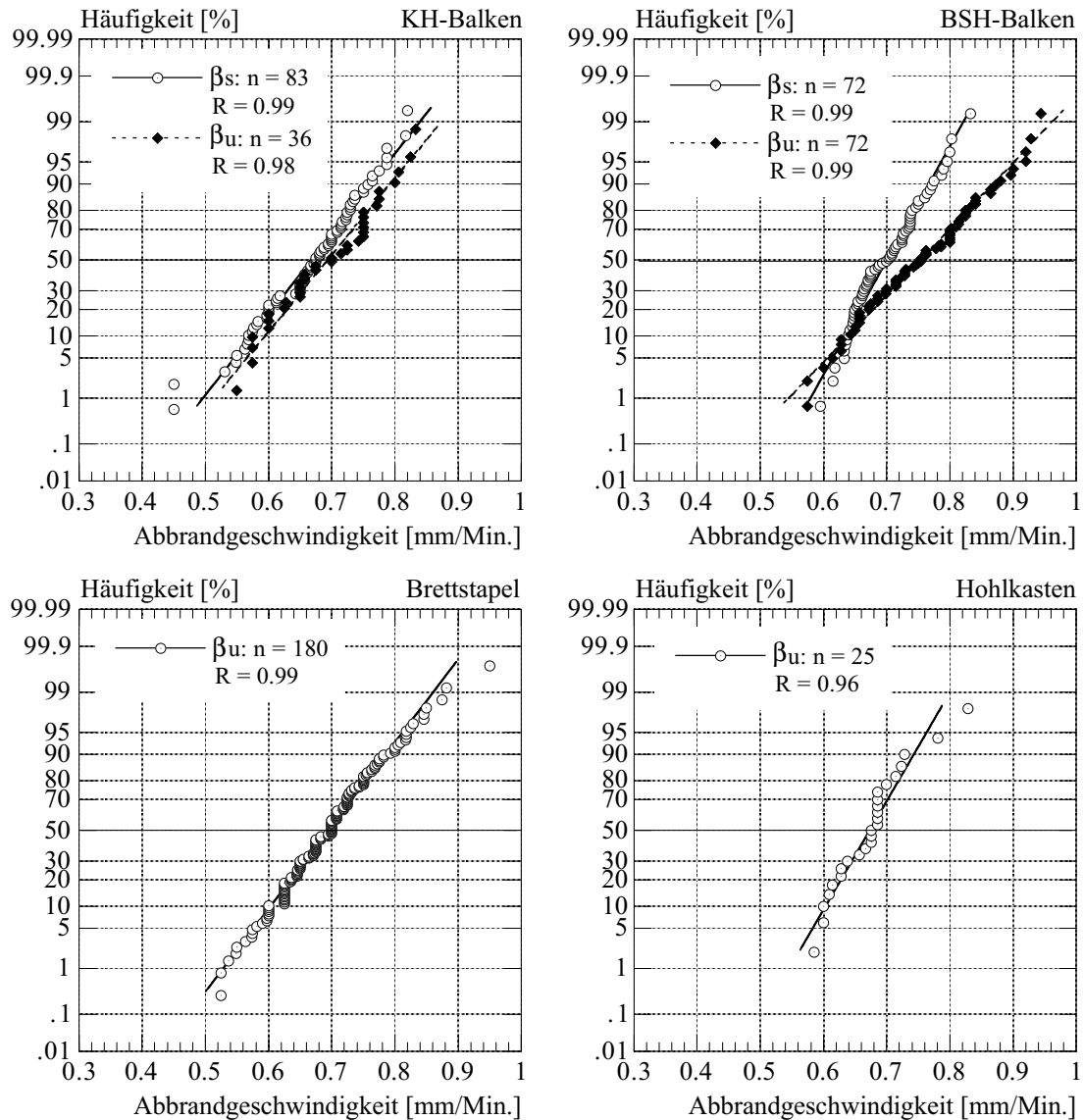


Bild 2.1 Verteilung der Abbrandgeschwindigkeit für alle Versuche

Zu bemerken ist jedoch, dass alle Brandversuche mit den KH-Balken auf dem kleinen Horizontalofen der EMPA erfolgten, während der grösste Teil der Messergebnisse für die BSH-Balken aus den Brandversuchen mit Holz-Beton-Verbunddecken stammen, welche auf dem grossen Horizontalofen der EMPA durchgeführt wurden. Der Ofen verfügt über je zwei in den Querwänden des Ofens integrierten Beobachtungsfenster. Während dieser Versuche konnten durch die Beobachtungsfenster ungleiche Strömungsverhältnisse (Brandturbulenzen) um die BSH-Balken beobachtet werden, welche auf eine ungleiche Beanspruchung der dreiseitig beanspruchten Balken im grossen Horizontalofen hinweisen und damit die etwas höhere Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  erklären dürften.

Voraussetzung für einen gleichmässigen Abbrand auf allen Balkenseiten ist jedoch nicht nur die allseitig gleiche Temperaturbeanspruchung, sondern auch die Einhaltung von minimalen Abmessungen, so dass keine Beeinflussung der Temperatureinwirkung durch den gegenüber liegenden Seitenrand stattfindet (vgl. Bild 2.2). Das Bild 2.2 links zeigt die gemessenen Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_u$  für die Versuche mit den KH-Balken (inkl. die Messergebnisse der Versuche SBZ 1.1, 1.2, 3.1, 4.2 und HBZ 4.1, 4.2, 7.1) in Abhängigkeit der verbleibenden Breite des Restquerschnittes. Aus dem Bild lässt sich eindeutig feststellen, dass die Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  rasch ansteigt, wenn die verbleibende Breite des Restquerschnittes kleiner als ca. 40 - 60 mm ist, wobei der kleinere Wert eher für kürzere Feuerwiderstände und der höhere Wert für längere Feuerwiderstände anzusehen ist.

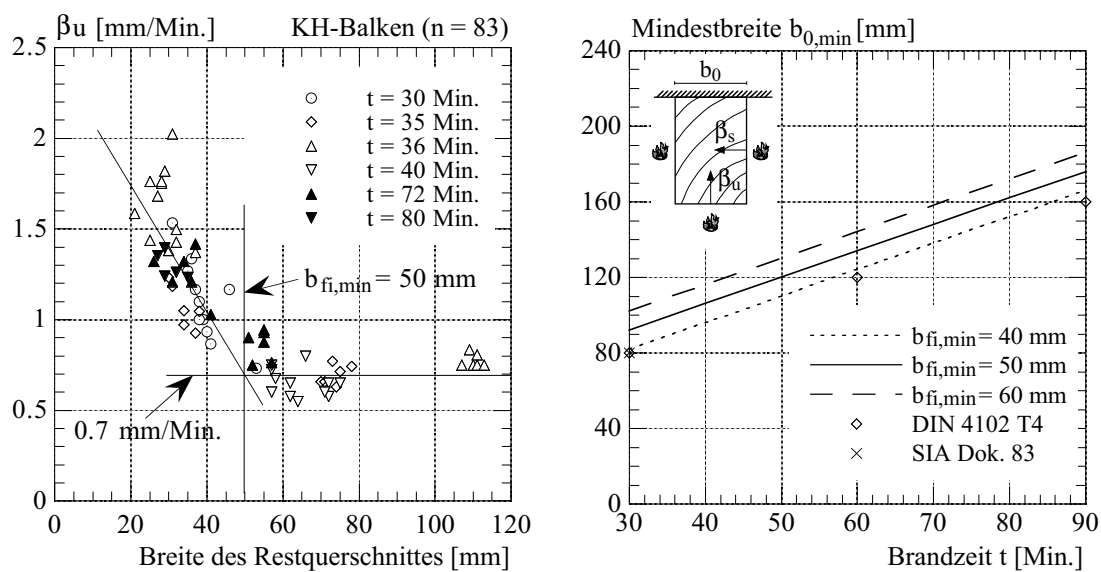


Bild 2.2 Gemessene Abbrandgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der verbleibenden Breite des Restquerschnittes (links) und Mindestbreite des Querschnittes vor dem Brand in Abhängigkeit der Branddauer (rechts)

Wird eine über die Brandzeit konstante minimale Restquerschnittsbreite  $b_{fi,min}$  angenommen, dann darf für rechteckige Holzquerschnitte (mit  $h_0 \geq b_0$ ) unter drei- bzw. vierseitiger ISO-Normbrandeinwirkung die Mindestbreite  $b_{0,min}$  des Querschnittes vor dem Brand nach Gleichung 2.1 berechnet werden.

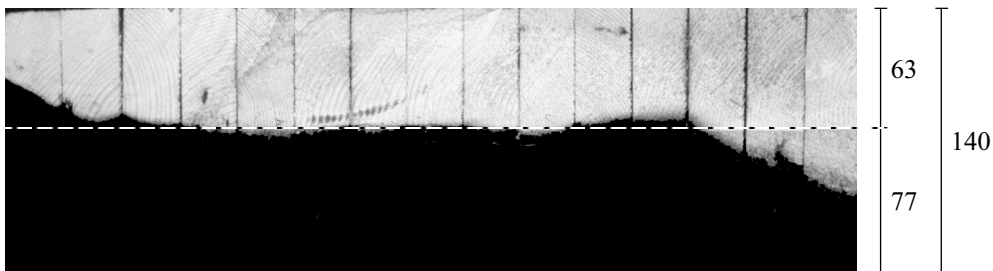
$$b_{0,min} = 2 \cdot \beta \cdot t + b_{fi,min} \tag{2.1}$$

Das Bild 2.2 rechts zeigt die Mindestbreite  $b_{0,min}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Werten für die minimale Restquerschnittsbreite  $b_{fi,min}$  unter der Annahme einer über die Brandzeit konstanten Abbrandgeschwindigkeit  $\beta$  von 0.7 mm/Min. Im Diagramm sind die angegebenen Mindestbreiten gemäss DIN 4102 T4 [14] und SIA Dok. 83 [138] auch dargestellt. Der Festlegung der Mindestbreiten wurde gemäss DIN 4102 T4 (vgl. Scheer [121]) und SIA Dok. 83 eine minimale Restquerschnittsbreite von 40 mm zugrunde gelegt, welche insbesondere für 60 und mehr Minuten Feuerwiderstände aufgrund der Versuchsergebnisse als unterer Grenzwert beurteilt wird. Zu bemerken ist, dass in der ENV



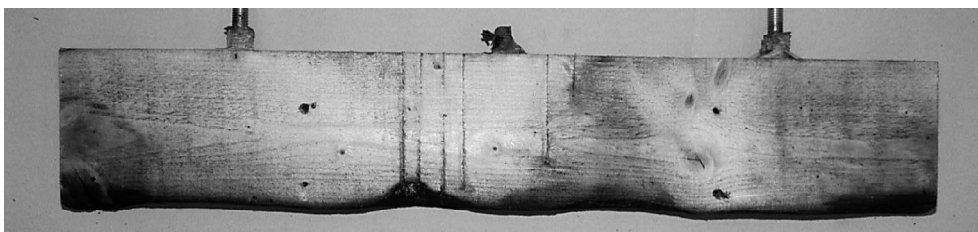
1995-1-2 keine Angaben über minimale Restquerschnittsbreiten angegeben werden, obwohl die Anwendungsregel der ENV 1995-1-2 einen gleichmässigen Abbrand auf allen Balkenseiten voraussetzen.

Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass insbesondere die Brettstapeldecken aus rohen Seitenbrettern mit geringen Anforderungen an die Oberflächenqualität Spalten von wenigen bis mehreren mm zwischen den Brettern aufweisen. Für die Brandschutzbemessung stellt sich somit die wichtige Frage, ob diese Spalten zu einer erhöhten Abbrandgeschwindigkeit in den Fugen infolge inneren Abbrandes der Querschnitte, sowie einer Brandausbreitung über die Fugen führen können. Das Bild 2.3 zeigt einen typischen Restquerschnitt einer 140 mm hohen Brettstapeldecke nach 110 Min. ISO-Normbrand. Der Anfangsquerschnitt wird als schwarzer Hintergrund dargestellt. Im Bild ist auch die unter der Annahme einer Abbrandgeschwindigkeit von 0.7 mm/Min. berechnete Grenze der Holzkohle gezeichnet. Ausser den zwei äusseren Brettern (wegen des Randeinflusses) weist der Restquerschnitt einen gleichmässigen Abbrand analog zu einer Massivplatte auf. Weitere Restquerschnitte können in [43] gefunden werden.



*Bild 2.3 Restquerschnitt einer 140 mm hohen Brettstapeldecke nach 110 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung (Massstab 1:4)*

Haller [56] konnte anhand von Brandversuchen mit Brettstapeldecken ohne weiteren Fussbodenaufbau zeigen, dass diese die Verbrennungsgase ungehindert durch die Fugen hindurchtreten liessen, was zunächst zu einem Austrieb der Holzfeuchte mit einhergehender Verbreiterung der Fugen und schliesslich zu einem raschen inneren Abbrand der Querschnitte führte. Für einen gleichmässigen Abbrand ist somit das Vorliegen eines luftdichten vollflächigen raumabschliessenden Fussbodenaufbaues auf der dem Feuer abgewandten Seite der Brettstapeldecke unumgänglich. Für die ETH Versuche erfolgte dies durch eine 23 mm dicke Duripanelplatte oder eine 80 mm dicke Betonplatte.



*Bild 2.4 Seitenbrett einer 140 mm hohen Brettstapeldecke nach 40 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung. Im Bereich der in der Fuge montierten Thermoelemente kann ein leicht erhöhter Abbrand beobachtet werden.*

Im Rahmen der durchgeführten Versuche mit Brettstapeldecken wurde die Temperatur nicht nur in den Seitenbrettern, sondern auch in den Fugen gemessen. Für die Temperaturmessung wurden in den Prüfkörper Löcher von  $\varnothing 4$  mm von der Kaltseite her gebohrt und darin Thermolemente montiert. Nach den Brandversuchen konnte im Bereich der in der Fuge montierten Thermolemente ein leicht erhöhter Abbrand beobachtet werden (vgl. Bild 2.4). Sind z.B. infolge Lüftungsleitungen Aussparungen bzw. Durchbrüche in den luftdichten Abschluss unvermeidbar, dann müssen die Hohlräume sauber isoliert werden. Auch die Stirnseiten der Brettstapel im Auflagerbereich müssen sauber abgedichtet werden, um ein Ausströmen der Brandgase und einen verstärkten Abbrand der Auflagerzone zu vermeiden.

Da die statistischen Kennwerte der Verteilung der Abbrandgeschwindigkeit für die KH- bzw. BSH-Balken und die Holzdecken aus Brettstapel- bzw. Hohlkastenelementen sehr ähnlich sind, werden im Bild 2.5 links alle Resultate (ausser  $\beta_u$  für die BSH-Balken) zusammen dargestellt. Die insgesamt vorhandenen 438 Messergebnisse dürfen statistisch gesehen als Grundgesamtheit der vorliegenden Beobachtung betrachtet werden. Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass die Abbrandgeschwindigkeit von Holz analog zu den Materialkennwerten Dichte und E-Modul als normal verteilt angenommen werden darf. Aus 438 Messungen beträgt die mittlere Abbrandgeschwindigkeit  $0.69 \pm 0.07$  mm/Min. Im Bild sind auch die effektiven Abbrandgeschwindigkeiten gemäss Anhang A der ENV 1995-1-2 eingezeichnet (vgl. Abschnitt 2.3.2).

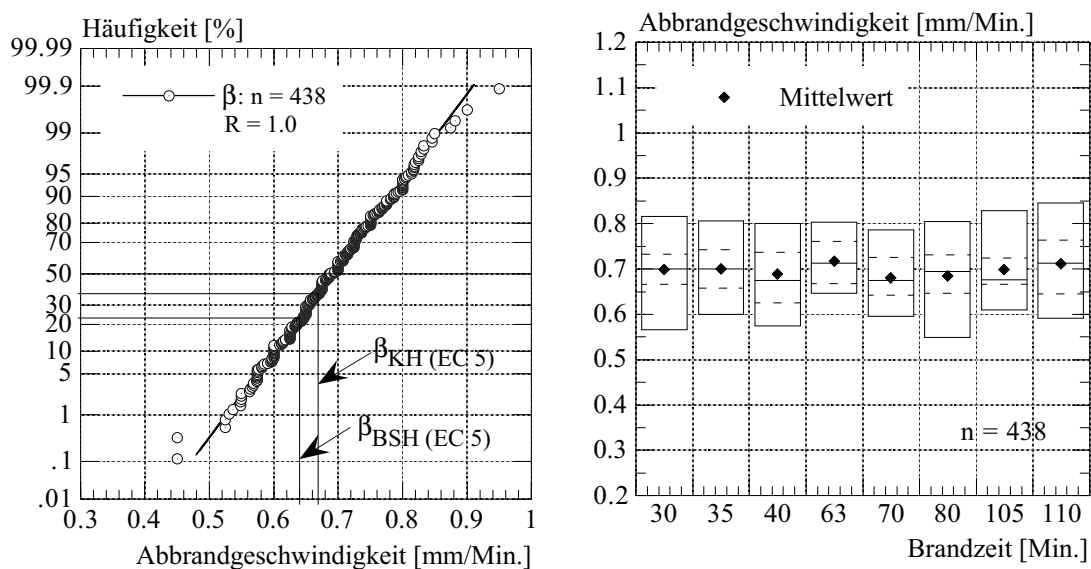


Bild 2.5 Verteilung der Abbrandgeschwindigkeit (links) und Abbrandgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Branddauer (rechts) für alle Versuche

Der Kaltbemessung von Holzkonstruktionen werden in der Regel für die Holzeigenschaften 5%-Fraktilwerte zugrunde gelegt. Da gemäss Norm SIA 160 [131], Ziff. 4 17 31 und der ENV-1991-1 [30], Ziff. 1.5.2.5 Brand eine aussergewöhnliche Einwirkung darstellt, dürfen hingegen im Brandfall die Holzeigenschaften mit einem 20%-Fraktil-

wert berücksichtigt werden [82]. Bei grosser Probenanzahl darf der (einseitige) 20%-Fraktilwert der gemessenen Abbrandgeschwindigkeit wie folgt abgeschätzt werden:

$$\beta_{20\%} \approx \bar{x} + 0.842 \cdot s = 0.69 + 0.842 \cdot 0.07 = 0.75 \text{ mm/Min.} \quad (2.2)$$

Bisher in der ENV ist man jedoch beim Abbrand von Mittelwerten ausgegangen, um nicht zu ungünstige thermische Eigenschaften zu erhalten. Generell stellt sich die Frage, ob 20% Fraktilwerte oder Mittelwerte im Brandfall zu verwenden sind. Bei Brandversuchen genügt in der Regel ein bestandener Versuch, welcher genau die geforderte Zeit erreicht. Falls eine Brandberechnung einer Klassierung dient, wären also auch Mittelwerte als Berechnungsgrundlage denkbar.

Die Branddauer der durchgeführten Versuche variierte zwischen 30 und 110 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung. Das Bild 2.5 rechts zeigt die Abbrandgeschwindigkeit für alle durchgeführten Versuche (ausser  $\beta_u$  für die BSH-Balken) in Abhängigkeit der Branddauer mit Hilfe von sogenannten Percentile Plot. Jede Box enthält 90% der Messergebnisse, wobei die ausgezogene Linie den Median, die unterbrochenen Linien das untere Quartil  $q_{1/4}$  (25% der Messergebnisse unter dem Median) bzw. das obere Quartil  $q_{3/4}$  (25% der Messergebnisse über dem Median) und die Box Ränder den 5%- bzw. 95% Fraktilwert darstellen. Im weiteren wird in jeder Box auch der Mittelwert der Messergebnisse eingezeichnet. Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass für alle Box die Mittelwerte sowie auch die Streuung der Messergebnisse untereinander sehr ähnlich sind.

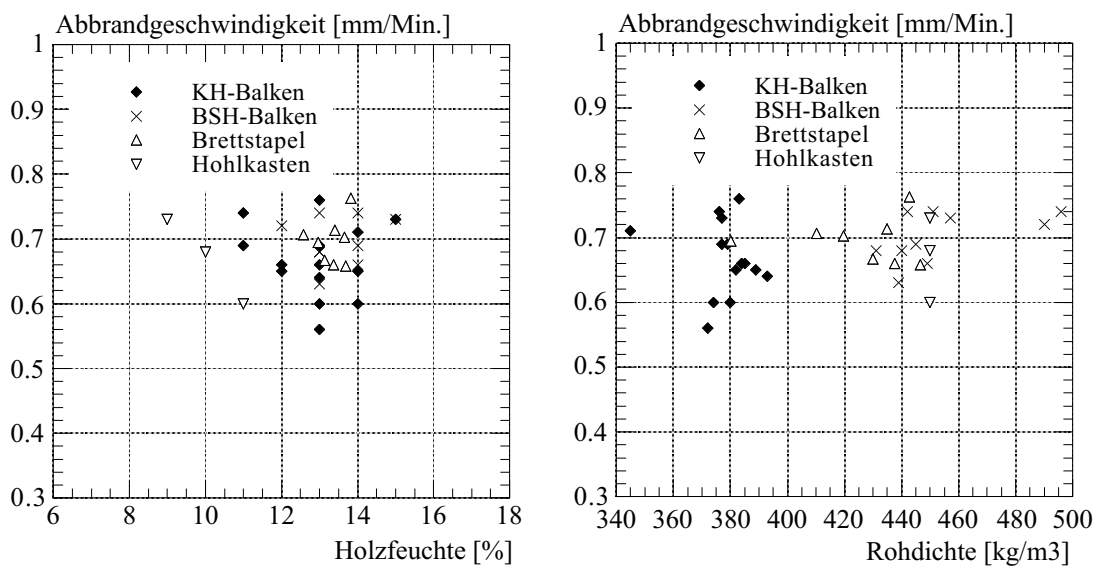


Bild 2.6 Abbrandgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Holzfeuchte (links) und der Rohdichte (rechts) der Versuchskörper

Um diese Beobachtungen statistisch abzusichern, wurde mit einem Statistikprogramm [140] eine Varianzanalyse durchgeführt. Mit der Varianzanalyse wurde überprüft, ob die Mittelwerte (F-Test) und die Standardabweichungen (Bartlett-Test) der Messergebnisse für die verschiedenen Brandzeiten gleich gross sind. Mit einer Sicherheitswahrscheinlichkeit von 95% resp. einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% wurde die Hypothese

von gleich grossen Mittelwerten akzeptiert, die Hypothese von gleich grossen Standardabweichungen hingegen abgelehnt. Mit einer Sicherheitswahrscheinlichkeit von 95% konnte man anhand von einem "Simple Analysis-Test" feststellen, dass zwei Messwerte als Ausreisser betrachtet werden dürfen. Die Hypothese von gleich grossen Standardabweichungen wurde ohne Berücksichtigung der Ausreisser ebenfalls akzeptiert. Eine ausführliche Beschreibung der Varianzanalyse findet man in [53].

Das Bild 2.6 zeigt die Abbrandgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Holzfeuchte und der Rohdichte der Versuchskörper, wobei pro Versuchskörper die mittleren Abbrandgeschwindigkeiten dargestellt wurden. Die Versuchskörper bestanden aus Fichte mit einer Holzfeuchtigkeit  $w$  zwischen 9 und 15% und einer Feuchtdichte  $r_w$  zwischen 340 und 500 kg/m<sup>3</sup>. Eine Abhängigkeit der Abbrandgeschwindigkeit von der Rohdichte wird nicht festgestellt. Da für den grössten Teil der Versuchskörper die Holzfeuchte zwischen 12 und 14% variierte, ist hingegen eine Aussage über den Einfluss der Holzfeuchte auf die Abbrandgeschwindigkeit unmöglich.

### 2.3.4 Folgerungen

- für ISO-Normbrandbeanspruchung darf eine konstante Abbrandgeschwindigkeit angenommen werden. Diese Erkenntnis wurde bis zu einer Brandzeit von 110 Min. an Versuchskörpern mit Bauteilabmessungen experimentell bestätigt. Aufgrund der zur Verfügung stehenden grossen Menge von Messergebnissen konnte man die Zuverlässigkeit dieser Aussage anhand einer Varianzanalyse überprüfen und sie mit einem Vertrauensintervall von 95% absichern.
- der Einfluss der Rohdichte ( $r_w$  zwischen 340 und 500 kg/m<sup>3</sup>) auf die Abbrandgeschwindigkeit ist nicht von Bedeutung und darf vernachlässigt werden.
- der Einfluss der Holzfeuchte auf die Abbrandgeschwindigkeit von getrocknetem Holz ( $w$  zwischen 8 und 16%) ist von geringerer Bedeutung und darf für die praktische Anwendung vernachlässigt werden.
- bei Einhalten einer Mindestbreite für rechteckige Vollquerschnitte vor dem Brand von 90 mm für R30, 130 mm für R60 und 180 mm für R90 darf näherungsweise ein gleichmässiger Abbrand auf allen Balkenseiten angenommen werden.
- bei Vorliegen eines luftdichten vollflächigen Fussbodenaufbaues auf der dem Feuer abgewandten Seite und stirnseitiger Abdeckung, darf für Brettstapeldecken ein gleichmässiger Abbrand analog zu einer Massivplatte angenommen werden, d.h. der Einfluss von Spalten auf das Brandverhalten von Brettstapeldecken darf vernachlässigt werden.
- die gemäss SIA Dokumentation 83, DIN 4102 T4 und ENV 1995-1-2 getroffene Annahme, dass die Abbrandgeschwindigkeit bei KH-Balken etwas grösser als für BSH-Balken, liegt im Fall von (kleinen) Querschnittsabmessungen ohne merkbare Risse auf der sicheren Seite.
- die gemäss ENV 1995-1-2 vereinbarten effektiven Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta$  von 0.67 mm/Min. für KH und 0.64 mm/Min. für BSH liegen im Vergleich mit der gemessenen Abbrandgeschwindigkeit von 0.69 mm/Min. leicht tiefer.

## 2.4 Temperaturverlauf in brandbeanspruchten Querschnitten

### 2.4.1 Einleitung

Die Brandeinwirkung führt einerseits zu einem Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), andererseits zu einer temperaturbedingten Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohleschicht vorhandenen Holzes. Somit muss für die Beurteilung des Brandverhaltens von Holzkonstruktionen neben der Abbrandgeschwindigkeit auch der Kenntnis der Temperatur im Restquerschnitt besondere Beachtung geschenkt werden. Da die Kohleschicht wegen ihrer im Vergleich zum Holz tieferen Wärmeleitfähigkeit eine isolierende Schicht bildet und das darunterliegende Holz vor Wärmeeinwirkung schützt, ist die Temperaturverteilung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet. Diese positive thermische Materialeigenschaft führt zu der Tatsache, dass trotz seiner Brennbarkeit Bauteile aus Holz auch im Brandfall über längere Zeit ihre Tragfähigkeit erhalten. Da die Temperatur, bis zu der eine Betrachtung der Holzfestigkeit sinnvoll ist, bei ca. 200°C liegt, wird im folgenden insbesondere das Temperaturprofil bis zu dieser Temperatur näher betrachtet.

### 2.4.2 Bisherige Erkenntnisse und Ansätze

Zur Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten stehen experimentelle Untersuchungen [19, 55, 94, 139] nur von wenigen Autoren zur Verfügung, welche mit der Ausnahme von Lache [94] diesen Zusammenhang im Rahmen von Untersuchungen zum Feuerwiderstand von Holzbalken aufgegriffen haben und insbesondere über die Temperatur an der Abbrandgrenze zwischen Holz und Holzkohle teilweise zu widersprüchlichen Aussagen kommen. Aus diesem Grund wurde der Darstellung der im Rahmen der Versuche durchgeführten umfangreichen Temperaturmessungen besondere Beachtung geschenkt. Aus der Literatur können zusammenfassend folgende wesentliche Feststellungen gemacht werden.

- analog zur Abbrandgeschwindigkeit ist auch das Temperaturprofil in hohem Masse von der Temperatur der Brandbeanspruchung abhängig.
- Temperaturprofile für verschiedene Holzarten weisen geringe Unterschiede auf. Das gilt auch für Temperaturprofile der gleichen Holzart bei Holzfeuchten von 8% bzw. 20%. Auch der Einfluss der Rohdichte ist nicht von grosser Bedeutung. Daraus folgt, dass im Brandfall eventuelle Unterschiede hinsichtlich der Wärmeleitung zwischen den verschiedenen Holzarten durch die extremen Temperaturen der Brandsituation an Bedeutung verlieren (Lache [94]).
- über die Temperatur an der Abbrandgrenze stehen keine eindeutigen Aussagen zur Verfügung. Durch den Vergleich von Abbrandgeschwindigkeit und Temperaturmessungen definierter Messstellen im Holz bestimmte Lache die Temperatur an der Abbrandgrenze, wobei für Fichte eine Temperatur von 253°C ( $\pm 53^\circ\text{C}$ ), für Kiefer 217°C ( $\pm 59^\circ\text{C}$ ), für Buche 235°C ( $\pm 48^\circ\text{C}$ ) und für Eiche 256°C ( $\pm 46^\circ\text{C}$ ) festgestellt wurde. Mit dem gleichen Messprinzip wurde von Dorn [19] eine Temperatur zwischen 200 und 250°C beobachtet. Schaffer [119] und Mikkola [102] geben eine Temperatur von 288°C bzw. 360°C an, wobei keine Angaben zum Messverfahren angegeben werden.

- über die Grösse des Temperaturgradientenabbaues unterhalb der Abbrandgrenze stehen ebenfalls keine eindeutigen Aussagen zur Verfügung, wobei diverse Autoren aus einer unterschiedlichen Temperatur an der Abbrandgrenze ausgehen. Lache [94] stellte fest, dass bereits 25 mm hinter der Abbrandgrenze die Temperatur im Probeninneren der Ausgangstemperatur entspricht. Bereits 20 mm hinter der Abbrandgrenze wurde von Dorn [19] eine Temperatur von etwa 50°C gemessen. Der Temperaturgradient wird hingegen nach Mikkola [102] in ca. 40 bis 50 mm abgebaut.

Das Holz Brandschutz Handbuch [87] gibt die Gleichung 2.3 zur Berechnung des Temperaturverlaufes in einem zweiseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt. Sie wurde aufgrund experimenteller Untersuchungen für die ersten Entwürfe der ENV 1995-1-2 und als Grundlage für den Neuentwurf der DIN 4102 Teil 4 entwickelt und liefert ab 10 Minuten Brandeinwirkungen plausible Werte. Der Gleichung wird eine Temperatur an der Abbrandgrenze von 200°C und eine Abbrandgeschwindigkeit von 0.56 mm/Min. für Laubholz (ausser Buche), 0.7 mm/min. für BSH aus Nadelholz (inkl. Buche) und 0.8 mm/Min. für Vollholz aus Nadelholz (inkl. Buche) zugrundegelegt.

$$\Theta(x) = 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \quad (2.3)$$

$$\alpha(t) = 0.398 \cdot t^{0.62} \quad (2.4)$$

Θ: Temperatur in °C in Abhängigkeit von der Tiefe x

β: Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

t: Brandzeit in Minuten

x: Tiefe in mm von der Ausgangsoberfläche

Als Grundlage für die RSSM-Methode der ENV 1995-1-2 wurde anstelle der komplizierten Gleichung 2.3 die von der Brandzeit unabhängige vereinfachte Gleichung 2.5 ermittelt. Die Gleichung basiert auf einer Abbrandgeschwindigkeit von 0.7 mm/min. für BSH aus Nadelholz (inkl. Buche) und 0.8 mm/Min. für Vollholz aus Nadelholz, einer Temperatur an der Abbrandgrenze von 200°C und einem Abbau des Temperaturgradienten von 200°C auf 20°C innerhalb 25 mm Holztiefe [151].

$$\Theta(x) = 20 + 180 \cdot \left( 1 - \frac{x}{25} \right)^2 \quad (2.5)$$

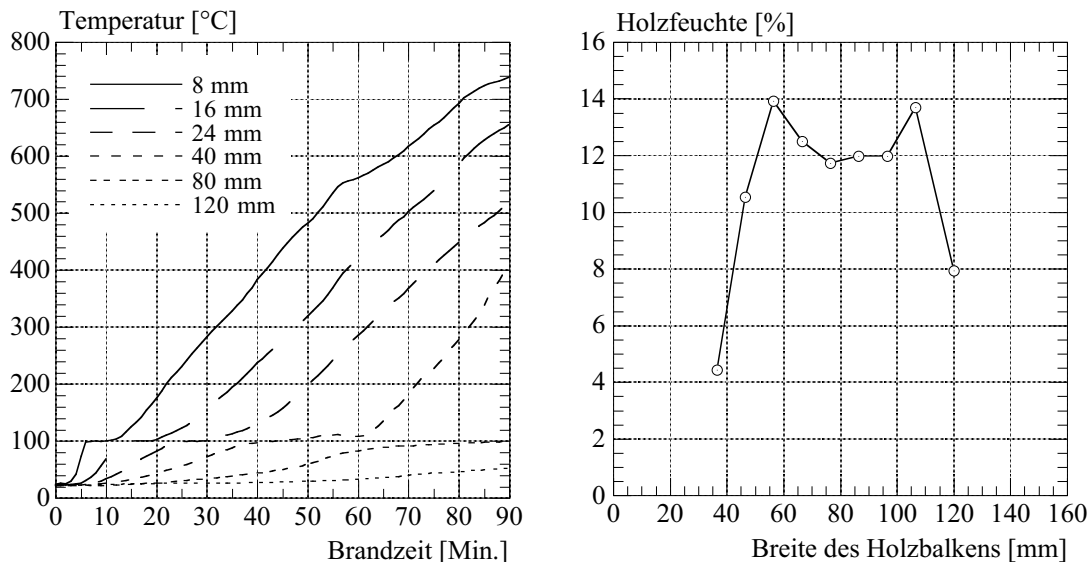
Θ: Temperatur in °C in Abhängigkeit von der Tiefe x

x: Tiefe in mm von der Abbrandgrenze

### 2.4.3 Analyse der Versuchsergebnisse

Das Bild 2.7 links zeigt typische gemessene Temperaturverläufe über verschiedene Tiefen einer 120 mm hohen Holzbrettstapeldecke (Rohdichte 459 kg/m<sup>3</sup>, Holzfeuchtigkeit 14%), welche während 90 Minuten durch die ISO-Normbrandeinwirkung einseitig beansprucht wurde. Die Tiefe x wird von der dem Feuer ausgesetzten Ausgangsoberfläche gemessen. Weitere Temperaturverläufe können in [43] gefunden werden. Trotz der vor-

handenen Streuung der Messergebnisse darf der Temperaturverlauf in drei typischen Phasen abgestuft werden. Bis 100°C findet eine Erwärmung und Austrocknung des Materials statt. Die Geschwindigkeit des Temperaturanstiegs ist von der Lage der Messstelle im Holzquerschnitt abhängig. An der Oberfläche erwärmt sich das Holz relativ schnell, im Querschnittsinneren relativ langsam.



*Bild 2.7 Typische gemessene Temperaturverläufe über verschiedene Tiefen einer durch ISO-Normbrand einseitig beanspruchten Holzdecke (links) und das gemessene Feuchteprofil in einem 160 mm breiten Holzbalken nach 30 Min. ISO-Normbrand (rechts)*

Die zweite Phase ist durch die, infolge der Wasserverdampfung bedingte, typische Haltezeit bei ca. 100°C charakterisiert, welche einige bis mehrere Minuten dauern kann. Tendenziell konnte man feststellen, dass die Haltezeit von der Oberfläche zum Innere des Holzquerschnittes hin etwa länger wird. Dieses Phänomen darf einerseits auf die kleinere von aussen nach innen transportierte Wärmemenge infolge des mit zunehmender Brandzeit geringeren Temperaturanstieges der ISO-Normbrandeinwirkung und der zunehmenden isolierenden Dicke der Kohlschicht, andererseits auf eine wegen des grossen Wasserdruck- und Temperaturgradienten leichte Erhöhung der Holzfeuchtigkeit unter der Kohlschicht (sog. Wassermigration) zurückgeführt werden. Die dritte Phase ist durch die thermische Zersetzung der Holzkohle gekennzeichnet. Dabei steigt die Temperatur nach einer Übergangphase bis etwa 200°C auf etwa 500°C linear an und nähert sich anschliessend der Temperatur im Ofen. Tendenziell konnte man an allen Messstellen in unterschiedlichen Entfernung von der beflamten Oberfläche den gleichen linearen Temperaturanstieg feststellen, welcher auf die exothermischen chemischen Reaktionen der Zellwandbestandteile zurückgeführt werden darf (vgl. Abschnitt 2.2).

Zu bemerken ist ferner, dass über eine durch die Brandeinwirkung bedingte Erhöhung der Holzfeuchte im Inneren des Restquerschnittes widersprüchliche Aussagen von verschiedenen Autoren vorliegen, welche jedoch unterschiedliche Messverfahren verwendeten. Lache [94] bestimmte mit der Darmmethode die Holzfeuchte der Probekörper vor

und nach dem Brandversuch und in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Kallioniemi [67] fand er bei allen Proben, unabhängig von der Holzfeuchte zu Beginn des Brandversuches und der Brandzeit, keine Erhöhung der Holzfeuchte im Inneren des Restquerschnittes, während White [153] und Fredlund [45] mit Hilfe der elektrischen Widerstandsmessung Feuchteerhöhungen im Probenquerschnitt um bis zu 10% feststellten. Für einige Probekörper der durchgeführten Versuche wurde mit der Darmmethode die Holzfeuchte nach dem Brandversuch gemessen. Die Resultate zeigten eine starke Austrocknung im Randbereich und etwa 20 mm hinter der Abbrandgrenze im Vergleich mit der Holzfeuchte in Probenmitte eine um etwa 2% erhöhte Feuchte (vgl. Bild 2.7 rechts).

Von grossem Interesse ist die Möglichkeit, die Abbrandgeschwindigkeit mit Hilfe von Temperaturmessungen zu berechnen. Das setzt aber die Kenntnis der Temperatur an der Abbrandgrenze voraus. Umgekehrt kann die Temperatur an der Abbrandgrenze durch den Vergleich zwischen der am Ende der Brandversuche gemessenen Abbrandgeschwindigkeit und dem aus den Temperaturmessungen abgeleiteten Temperaturprofil berechnet werden. Diese Methode wurde auch für die durchgeführten Versuche angewandt und lieferte eine mittlere Temperatur an der Abbrandgrenze von 216°C (± 49°C). Ursachen für die relativ grosse Streuung der Messergebnisse, welche sich zur natürlichen Streuung der Messwerte addieren, dürften folgende sein:

- die Thermoelemente wurden je nach Versuchskörper auf eine Körperlänge von 100 bis 500 mm verteilt. Die gemessene Abbrandgeschwindigkeit entsprach dem Mittelwert in diesem Bereich.
- in der Regel lag die Grenze der Holzkohle zwischen zwei definierten Messstellen. Die Temperatur an der Abbrandgrenze wurde somit aus dem zwischen den Messstellen abgeleiteten Temperaturprofil berechnet.
- da der Temperaturgradient im Bereich der Abbrandgrenze sehr steil ist, erwies sich die aus dem abgeleiteten Temperaturprofil berechnete Abbrandtemperatur sehr empfindlich auf eine ungenaue Positionierung der Thermoelemente. Bereits eine Ungenauigkeit von 1 mm führte zu einer Temperaturänderung von ca. 50°C.

Die im für die Bemessung relevanten Temperaturbereich bis ca. 200°C beobachtete gute Gleichmässigkeit und Reproduzierbarkeit der gemessenen Temperaturverläufe an den verschiedenen Messstellen erlaubten eine mathematische Beschreibung des Temperaturprofils während der Brandzeit. Aus der Gesamtheit aller Messergebnisse der durchgeführten Versuche wurde zur Berechnung des Temperaturverlaufes in einem einseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt folgende Gleichung entwickelt:

$$\Theta(x) = 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \quad (2.6)$$

$$\alpha(t) = 0.025 \cdot t + 1.75 \quad (2.7)$$

Θ: Temperatur in °C in Abhängigkeit von der Tiefe x

β: Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

t: Brandzeit in Minuten

x: Tiefe in mm von der Ausgangsoberfläche



Die Gleichung 2.6, welche auf einer Abbrandgeschwindigkeit von 0.70 mm/Min. und einer Temperatur an der Abbrandgrenze von 200°C basiert, darf für Brandzeiten zwischen 20 und 90 Min. verwendet werden. Der Exponent  $\alpha$  ist zeitabhängig und darf gemäss Gleichung 2.7 berechnet werden. Mit mathematisch komplizierteren Ausdrücken wäre eine noch bessere Beschreibung des Temperaturverlaufes möglich. Wegen der Unübersichtlichkeit solcher Ansätze wurde jedoch darauf verzichtet.

Das Bild 2.8 zeigt einige im Rahmen der durchgeführten Versuche mit Holzbalken gemessene Temperaturen nach 30 und 60 Minuten ISO-Normbrand bei definierten Messstellen im Holzquerschnitt. Die Holzbalken wurden einer dreiseitigen Brandeinwirkung ausgesetzt. Die Lage der zur Temperaturmessung verwendeten Thermoelemente T im Holzquerschnitt ist im Bild 2.8 rechts dargestellt. Die Tiefe  $x$  wird von der dem Feuer ausgesetzten Ausgangsoberfläche gemessen. Als Vergleich werden im Bild auch die im Rahmen der durchgeführten Versuche mit Holzdecken aus Hohlkastenelementen gemessenen mittleren Temperaturprofile dargestellt. Die Holzdecken wurden einer einseitigen ISO-Normbrandeinwirkung ausgesetzt.

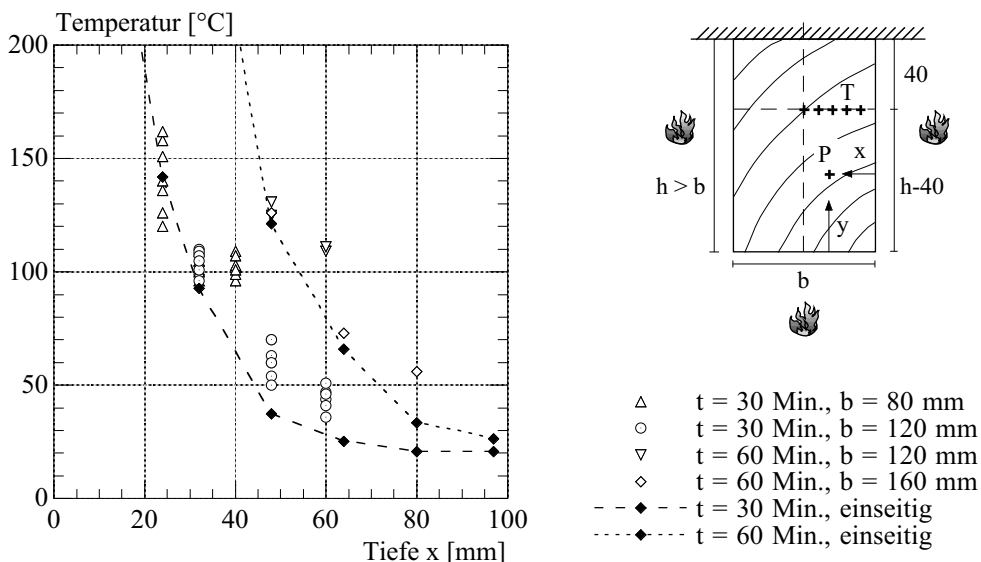


Bild 2.8 Gemessene Temperaturen nach 30 und 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung bei definierten Messstellen im Holzquerschnitt

Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass in einem mehrseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt in Abhängigkeit von der Querschnittsgrösse und der Brandzeit mit einer Überlagerung der Wärmeströme im Inneren des Querschnittes zu rechnen ist. Um die Temperaturprofile der Versuche mit Holzbalken und Holzdecken zusammen zu vergleichen, wurden die in den Holzbalken gemessenen Temperaturen wie folgt korrigiert. Ausgehend von der Gleichung 2.6 wurde die Temperatur eines beliebigen Punktes P in einem dreiseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt (vgl. Bild 2.8 rechts) nach folgender Gleichung berechnet:

$$\Theta(x,y) = 20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left\{ \left(\frac{1}{x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{b-x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{y}\right)^\alpha \right\} \quad (2.8)$$

- Θ: Temperatur in °C für einen beliebigen Punkt P
- β: Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.
- t: Brandzeit in Minuten
- x,y: seitliche und untere Tiefe in mm von der Ausgangsoberfläche
- α: Exponent gemäss Gleichung 2.7

Die Gleichung 2.8 berücksichtigt rechnerisch die Wärmeüberlagerung als Summe der untereinander unabhängigen gleichen Wärmeströme von allen brandbeanspruchten Rändern. Voraussetzung für einen gleichmässigen Wärmestrom auf allen Balkenseiten ist jedoch die allseitig gleiche Temperaturbeanspruchung. Ausgehend von der gemessenen Temperaturzunahme  $\Delta\Theta(x,y)$  infolge der Wärmeströme von allen brandbeanspruchten Rändern wurde anschliessend die Temperatur  $\Theta(x)$  infolge des Wärmestroms vom seitlichen Rand "x" nach Gleichung 2.9 berechnet:

$$\Theta(x) = 20 + \frac{x^{-\alpha}}{x^{-\alpha} + (b-x)^{-\alpha} + y^{-\alpha}} \cdot \Delta\Theta(x,y) \quad (2.9)$$

Die Bilder 2.9 und 2.10 zeigen die gemessenen mittleren Temperaturprofile nach 30, 60 und 90 Minuten ISO-Normbrand für die durchgeführten Versuche, wobei für die Versuche mit den Holzbalken die nach Gl. 2.9 korrigierten Temperaturen dargestellt wurden.

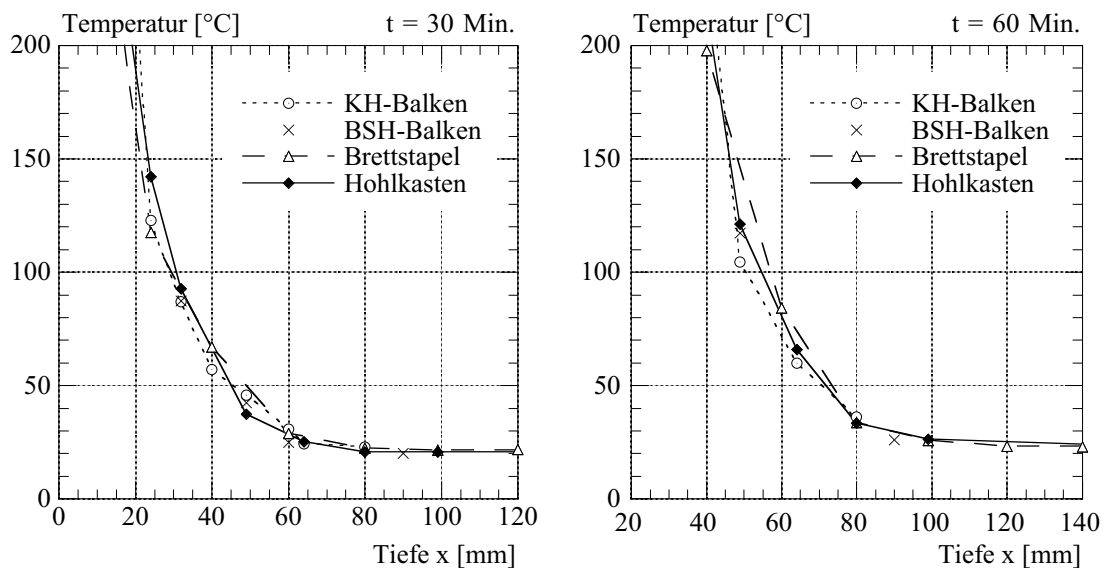


Bild 2.9 Gemessene Temperaturprofile nach 30 und 60 Minuten ISO-Normbrand

Die Tiefe x wird von der dem Feuer ausgesetzten Ausgangsoberfläche gemessen. Die gemessenen Temperaturprofile für die unterschiedlichen Versuche mit Holzbalken aus KH- bzw. BSH und Holzdecken aus Brettstapel- bzw. Hohlkastenelementen weisen keine wesentlichen Unterschiede auf. Insbesondere im Temperaturbereich bis 100°C sind die Un-

terschiede sehr gering. Die Annahme, dass in einem mehrseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt der Einfluss der Wärmeüberlagerung im Inneren des Querschnittes vereinfacht als Superposition der Wärmeströme von allen brandbeanspruchten Rändern berücksichtigt werden darf, wird somit bestätigt.

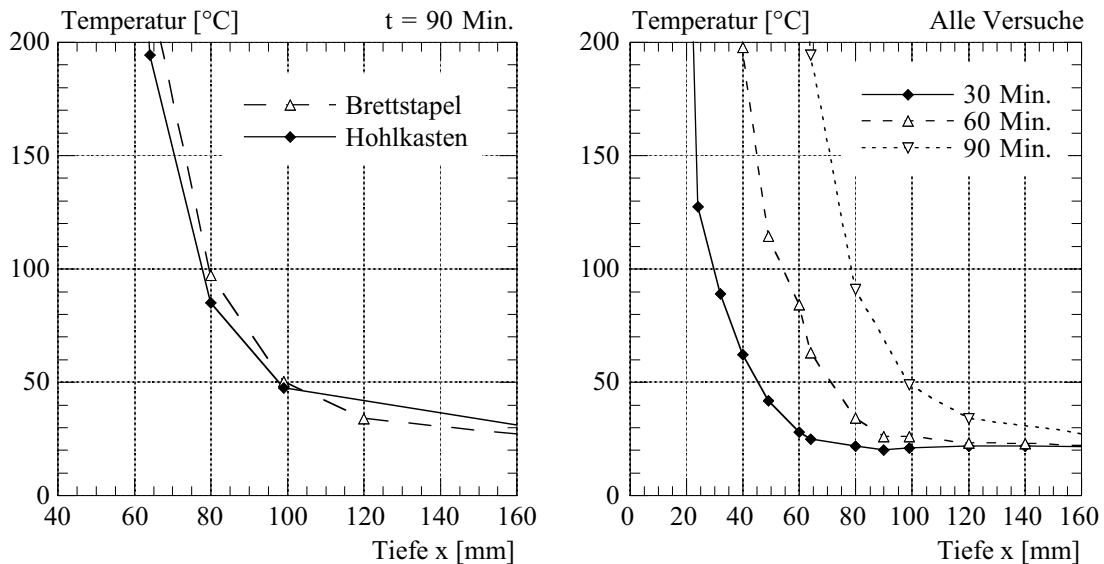


Bild 2.10 Gemessene Temperaturprofile nach 30, 60 und 90 Minuten ISO-Normbrand

Da die Temperaturprofile für die unterschiedlichen Versuche mit Holzbalken und Holzdecken sehr ähnlich sind, werden im Bild 2.10 rechts die aus der Gesamtheit aller Messergebnisse der durchgeführten Versuche ermittelten mittleren Temperaturprofile nach 30, 60 und 90 Minuten ISO-Normbrand dargestellt. Von grossem Interesse ist die Möglichkeit, aus den Temperaturprofilen die Grösse des Temperaturgradientenabbaus unterhalb der Abbrandgrenze festzustellen. Das Bild 2.10 zeigt, dass die Temperatur innerhalb ca. 25 - 35 mm von 200°C auf 50° abnimmt, wobei der kleinere Wert für kürzere Feuerwiderstände und der höhere Wert für längere Feuerwiderstände anzusehen ist. Daraus folgt, dass die für den Abbau des Temperaturgradienten erforderliche Holztiefe von der Brandzeit abhängt und mit zunehmender Branddauer zunimmt.

Das Bild 2.11 links vergleicht die gemessene und gemäss Gleichungen 2.3, 2.5 bzw. 2.6 berechnete Grösse des Temperaturgradientenabbaus  $\Delta x$  von 200°C auf 50°. Die Gleichung 2.6 zeigt die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, während die von der Brandzeit unabhängige vereinfachte Gleichung 2.5 die grössten Abweichungen aufweist. Um den Einfluss der Wärmeüberlagerung im Inneren von rechteckigen Holzquerschnitten (mit  $h_0 \geq b_0$ ) unter drei- bzw. vierseitiger ISO-Normbrandeinwirkung vernachlässigen zu dürfen, kann die Grösse des Temperaturgradientenabbaus als Kriterium für die Festlegung einer minimalen Restquerschnittsbreite  $b_{fi,min}$  angenommen werden. Somit darf die Gleichung 2.1 wie folgt geschrieben werden:

$$b_{0,min} = 2 \cdot \beta \cdot t + 2 \cdot \Delta x(t) \quad (2.10)$$

Das Bild 2.11 rechts zeigt die berechnete Mindestbreite  $b_{0,min}$  unter Berücksichtigung einer über die Brandzeit konstanten Abbrandgeschwindigkeit  $\beta$  von 0.7 mm/Min. Für die Grösse des Temperaturgradientenabbaus  $\Delta x$  wurden vereinfacht die Werte gemäss Bild 2.11 links angenommen.

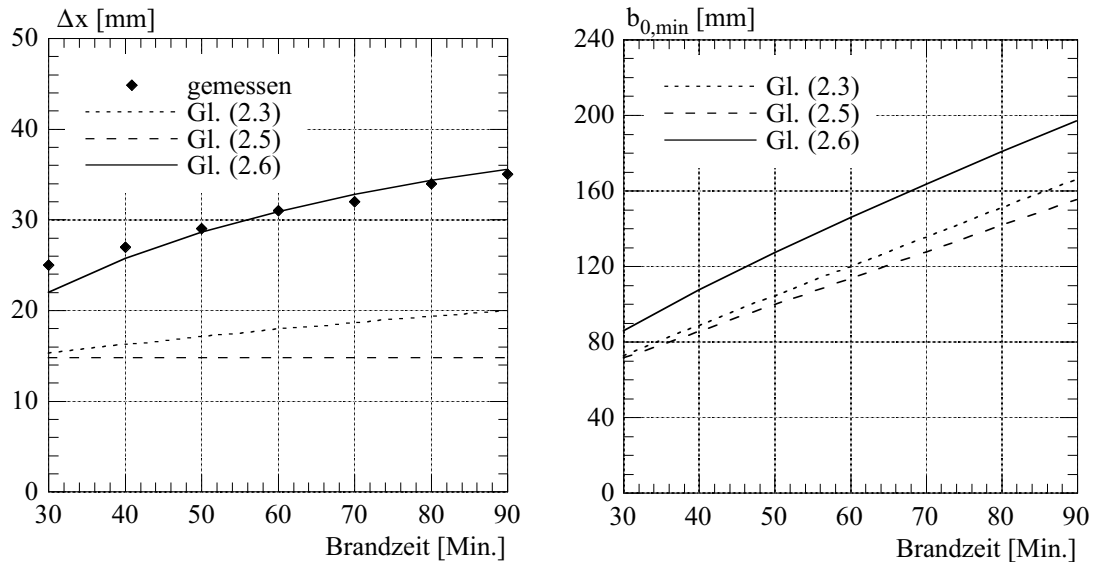


Bild 2.11 Vergleich zwischen gemessener und berechneter Grösse des Temperaturgradientenabbaus  $\Delta x$  von 200°C auf 50° (links) und Mindestbreite des Querschnittes vor dem Brand in Abhängigkeit der Branddauer (rechts)

Die Bilder 2.12 und 2.13 zeigen den Vergleich zwischen gemessenen und rechnerischen Temperaturprofilen gemäss Gleichungen 2.3, 2.5 und 2.6, wobei die aus der Gesamtheit aller Messergebnisse der durchgeführten Versuche ermittelten mittleren Temperaturprofile dargestellt wurden.

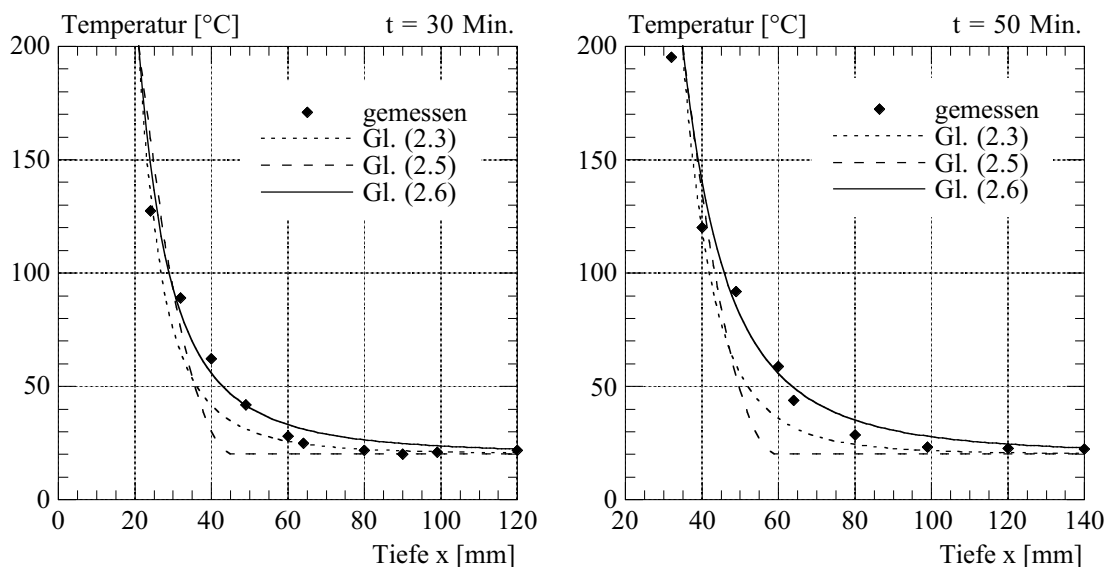


Bild 2.12 Vergleich zwischen gemessenen und rechnerischen Temperaturprofilen

Für die Versuche mit den Holzbalken wurden die nach Gleichung 2.9 korrigierten Temperaturen berücksichtigt.

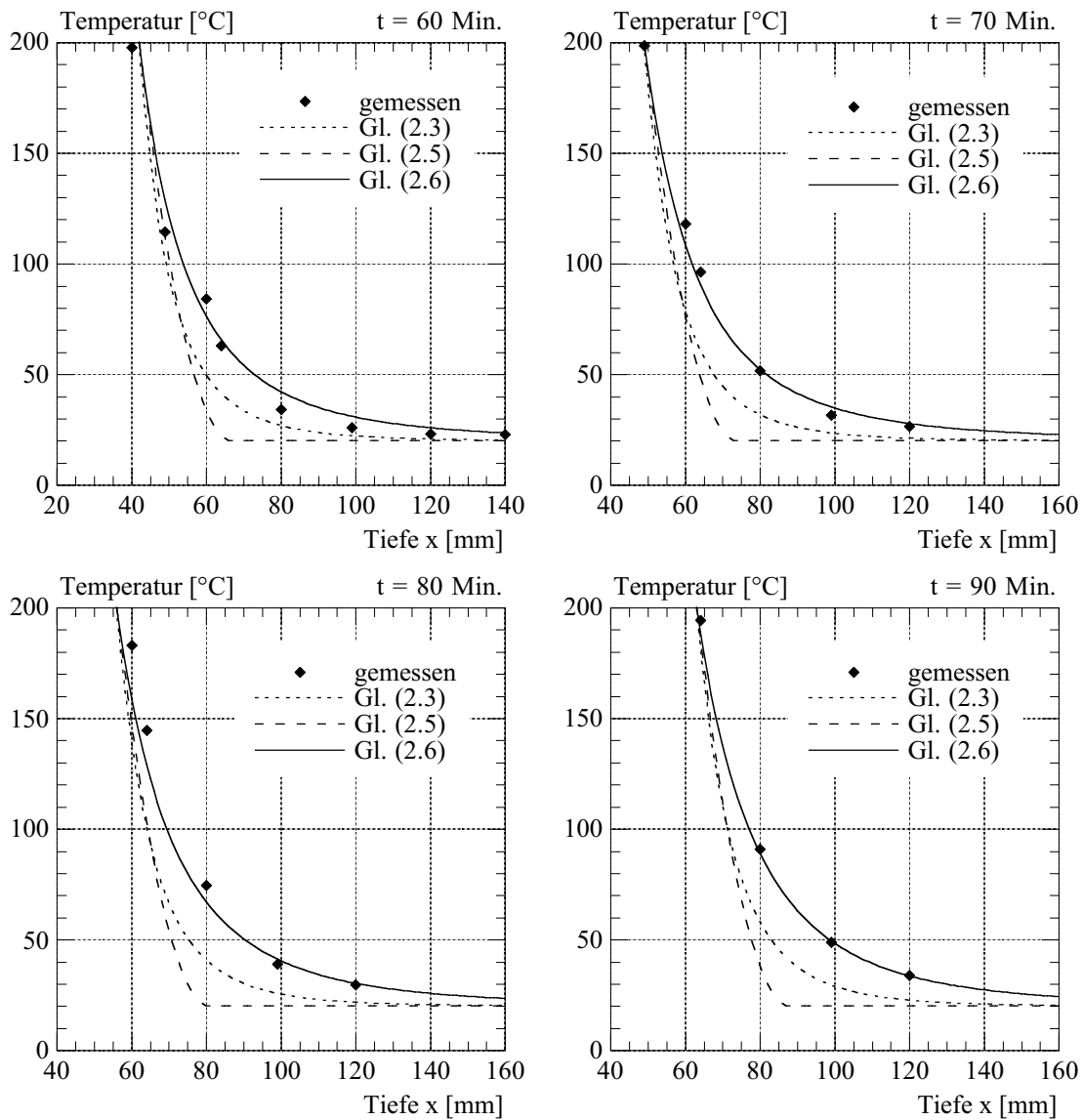


Bild 2.13 Vergleich zwischen gemessenen und rechnerischen Temperaturprofilen

Der neu entwickelte Ansatz zur Berechnung des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.6 liefert die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Temperaturprofile gemäss Gleichungen 2.3 und 2.5 liegen hingegen auf der unsicheren Seite, d.h. die rechnerischen Temperaturen sind tiefer als die gemessenen Temperaturen. Da die Temperaturprofile mit zunehmender Brandzeit etwas flacher werden, nehmen die Temperaturunterschiede mit zunehmender Brandzeit zu. Die Gleichung 2.5 weist die grössten Abweichungen auf, was auf die vereinfachte Annahme des Temperaturgradientenabbaues unabhängig von der Brandzeit zurückzuführen ist.

#### 2.4.4 Folgerungen

- die Temperatur an der Abbrandgrenze liegt zwischen 200° und 300°C. Eine genaue Feststellung der Temperatur an der Abbrandgrenze war aus messtechnischen Gründen nicht möglich.
- das Temperaturprofil ist abhängig von der Branddauer. Die für den Abbau des Temperaturgradienten erforderliche Holztiefe wird mit zunehmender Branddauer grösser.
- das Temperaturprofil beim brandbeanspruchten Rand ist näherungsweise unabhängig von der Querschnittgrösse, sofern der Restquerschnitt ausreicht, um eine gegenseitige Beeinflussung gegenüberliegender Ränder zu verhindern.
- bei Einhalten einer Mindestbreite für rechteckige Vollquerschnitte vor dem Brand von 100 mm für R30, 150 mm für R60 und 200 mm für R90 darf näherungsweise die Beeinflussung gegenüberliegender Ränder vernachlässigt werden.
- die rechnerischen Temperaturprofile gemäss dem Holz Brandschutz Handbuch (Gleichung 2.3) und der Berechnungsgrundlage für die RSSM-Methode der ENV 1995-1-2 (Gleichung 2.5) unterschätzen mit zunehmender Brandzeit die gemessenen Temperaturen.
- zur Berechnung des Temperaturprofils in brandbeanspruchten Holzquerschnitten wurde ein neuer Ansatz gemäss Gleichung 2.6 entwickelt, welcher eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefert.

### 2.5 Thermische FE-Analyse

#### 2.5.1 Einleitung

Die Untersuchung des Brandverhaltens von Bauteilen kann entweder experimentell durch Brandversuche erfolgen, oder sie kann mit einer numerischen Simulation (z.B. Finite-Elemente-Analyse) rechnerisch erfasst werden, wenn genügend Angaben über das thermische und mechanische Verhalten der Werkstoffe unter Brandeinwirkung vorhanden sind. Die wesentlichen Vorteile einer numerischen Analyse bestehen nicht nur in Kosten- und Zeitersparnis, sondern auch in der Möglichkeit, mit geringem Aufwand die Ausgangsparameter zu variieren, um die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Brandgeschehen zu untersuchen. Bei den Werkstoffen Stahl und Beton haben sich numerische Simulationen seit langer Zeit durchgesetzt. Für den Bereich Holzbau ergeben sich hingegen einige Besonderheiten, welche bisher die Anwendung solcher Methoden gegenüber anderen Baustoffen deutlich erschwerten. Einerseits ist die thermische Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle und brennbaren Gasen ein derart komplizierter Prozess, dass seine Modellierung sehr aufwendig ist. Andererseits streuen die zur numerischen Simulation erforderlichen Materialeigenschaften in weiten Grenzen. Die Gründe dafür sind einerseits die infolge fehlender Normierung bedingten uneinheitlichen Versuchsbedingungen bei der Ermittlung der Stoffwerte, andererseits die biologisch bedingten Einflüsse aus dem Naturwerkstoff Holz.

Eine numerische Simulation des Brandverhaltens von Holzbauteilen umfasst in der Regel eine thermische und eine mechanische Analyse, wobei mit thermischer Analyse die

Beschreibung der Temperaturentwicklung im Bauteil und mit mechanischer Analyse die Berechnung des Feuerwiderstandes gemeint ist. Im folgenden wird nur die numerische Simulation des thermischen Verhaltens von Holz diskutiert.

### 2.5.2 Instationäre Wärmeleitgleichung

Ausgehend vom ersten Hauptsatz der Thermodynamik über die Energieerhaltung in einem abgeschlossenen System, wird der physikalische, instationäre Vorgang der Wärmeleitung in festen Körpern durch die sogenannte Wärmeleitgleichung von Fourier beschrieben. Sie lautet in Vektorschreibweise:

$$r \cdot c \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} = \operatorname{div}(\lambda \cdot \operatorname{grad} \Theta) + W \quad (2.11)$$

- Θ: Temperatur
- t: Zeit
- c: spezifische Wärmekapazität
- λ: Wärmeleitfähigkeit
- r: Dichte
- W: Wärmequelle oder -senke

Nimmt man im Brandraum über die Bauteillängsachse gleiche thermische Verhältnisse an, reduziert sich die Berechnung der instationären Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Bauteilen auf den zweidimensionalen Fall. Setzt man die Wärmequelle oder -senke  $W = 0$  und die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$ , kann die Gleichung 2.11 wie folgt umgeformt werden:

$$r \cdot c \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial y} \right) \quad (2.12)$$

Die partielle elliptische Differentialgleichung 2.12 bestimmt die Temperaturen in einem ebenen Querschnitt und stellt ein Rand- und Anfangswertproblem dar. Das Temperaturfeld zu Beginn der instationären Berechnung ist als Anfangswert bekannt. Die Randbedingungen an der Bauteiloberfläche werden durch die Gas- bzw. die Strahlungstemperatur im Brandraum und die Wärmeübergangsmechanismen zwischen Bauteilumgebung und Bauteiloberfläche bestimmt.

$$\dot{h}_c = \alpha_c \cdot (\Theta_g - \Theta_m) \quad [\text{W/m}^2] \quad (2.13)$$

$$\dot{h}_r = \phi \cdot \epsilon_{\text{res}} \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot \left\{ (\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4 \right\} \quad [\text{W/m}^2] \quad (2.14)$$

- $\dot{h}_c, \dot{h}_r$ : Wärmestromdichte infolge Konvektion bzw. Strahlung in  $\text{W/m}^2$
- $\Theta_g, \Theta_r, \Theta_m$ : Gas-, Strahlungs- bzw. Oberflächentemperatur in  $^\circ\text{C}$
- $\alpha_c$ : Wärmeübergangskoeffizient in  $\text{W/m}^2\text{K}$
- $\epsilon_{\text{res}}$ : resultierender Emissionswert
- $\phi$ : Konfigurationsfaktor

Der Wärmetransport vom Brandraum zur Bauteiloberfläche erfolgt im wesentlichen durch die Wärmekonvektion nach dem Newtonschen Gesetz (Gleichung 2.13) und die Wärmestrahlung nach dem Stefan-Boltzmann Gesetz (Gleichung 2.14). Der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_c$  darf gemäss ENV 1991-2-2 [31] im allgemeinen für Oberflächen, welche dem Ofen ausgesetzt sind, zu  $25.0 \text{ W/m}^2\text{K}$  und für solche, welche der Raumtemperatur ausgesetzt sind, zu  $8.0 \text{ W/m}^2\text{K}$  angenommen werden. Die Strahlungstemperatur darf als die Gastemperatur angenommen werden [31]. Der resultierende Emissionswert  $\epsilon_{\text{res}}$  setzt sich zusammen aus dem Emissionsvermögen der Flamme  $\epsilon_f$  bzw. dem der Bauteiloberfläche  $\epsilon_m$  und ist von verschiedenen Faktoren abhängig wie z.B. der Art des Brennstoffes, der Form des Brenners, der Luftmenge und -führung und der Form des Brandraums. Gemäss ENV 1991-2-2 [31] darf der Emissionswert der Flamme  $\epsilon_f$  zu 0.8 und derjenige der Bauteiloberfläche  $\epsilon_m$  zu 0.7 angenommen werden. Daraus lässt sich der resultierende Emissionswert  $\epsilon_{\text{res}}$  wie folgt bestimmen:

$$\epsilon_{\text{res}} = \epsilon_f \cdot \epsilon_m = 0.8 \cdot 0.7 = 0.56 \quad (2.15)$$

Der Konfigurationsfaktor darf zu 1.0 angenommen werden [31]. Da sich die Wärmeaustauschvorgänge infolge Strahlung und Konvektion praktisch nicht beeinflussen, dürfen sie superponiert werden. Somit dürfen die an der Bauteiloberfläche durch die erwähnten Wärmeübergangsbedingungen hervorgerufenen Temperaturveränderungen wie folgt beschrieben werden:

$$\dot{h} = \dot{h}_c + \dot{h}_r = -\lambda \cdot \text{grad}\Theta_m \quad (2.16)$$

Die Gleichung 2.16 beschreibt die Randbedingungen für die Differentialgleichung 2.12 und darf richtungsgetreunt formuliert werden.

Die analytische Lösung der Fouriersche Wärmeleitgleichung mit den vorher erwähnten Randbedingungen ist sehr aufwendig. Aus diesem Grund wurden von mehreren Autoren verschiedene Lösungsansätze vorgeschlagen, welche die Differentialgleichung durch Anwendung von numerischen Berechnungsverfahren näherungsweise lösen. Schwarzott [128] verwendete das Runge-Kutta-Verfahren, Becker [5], Deliiski [13] und Wesche [151] die Methode der Finiten Differenzen. Neuere Arbeiten verwenden die Methode der Finiten Elemente und integrieren solche thermischen Berechnungsmodule in FE-Programm-Paketen, so z.B. SAFIR [44], TASEF [142] und TCD [146]. Damit sind auch Analysen zum thermischen Verhalten von Tragwerken möglich. Ein neues Programm Pyroman [4] wird zur Zeit am unseren Institut entwickelt. In dieser Arbeit wurde das FE-Programm SAFIR verwendet.

Zu bemerken ist, dass die Anwendung der Fourierschen Wärmeleitgleichung zur Berechnung der Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzbauteilen folgende physikalische Vorgänge explizit nicht berücksichtigt:

- Massentransport von Wasserdampf: bei Erreichen der Verdampfungstemperatur von  $100^\circ\text{C}$  diffundiert die Holzfeuchte in Form von Wasserdampf sowohl zur Oberfläche als auch zum Querschnittsinneren, wobei über den Feuchtetransport zu den kälteren Bereichen widersprüchliche Untersuchungen vorliegen (vgl. Abschnitt 2.4.3).



- Massentransport von brennbaren Gasen: die flüchtigen Bestandteile der thermischen Zersetzung des Holzes, bestehend im wesentlichen aus Kohlenwasserstoffverbindungen, Kohlenmonoxid, Wasserdampf, Teer und Benzol treten aus dem Querschnittsinneren aus und mischen sich mit freiem und gebundenem Sauerstoff. Darauf kommt es zur Zündung und Verbrennung der brennbaren Gase an der Oberfläche.
- Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung: die thermische Zersetzung des Holzes im Sinne einer Aufspaltung der Holzkomponenten unter Bildung von Holzkohle und brennbaren Gasen benötigt Energie (endotherme Reaktion), wobei die darauf folgenden Reaktionen Energie freisetzen (exotherme Reaktionen).
- Wärmekonvektion durch die poröse Holzstruktur: der Massentransport von Wasserdampf und brennbaren Gasen bedingt einen Wärmetransport durch die poröse Holzstruktur.
- Rissbildung der Holzkohleschicht: die Holzkohleschicht weist ein ausgeprägtes Rissbild auf, welches von vielen Einflussfaktoren abhängig ist. Vereinfacht darf angenommen werden, dass mit zunehmender Temperatur und Dicke der Holzkohleschicht die Rissbildung zunimmt. Hinzu kommt, dass mit zunehmender Brandzeit die Holzkohleschicht verbrennt und teilweise herunterfällt.

Aus diesem Grund versuchten einige Autoren [54, 86, 98], die im numerischen Modell vernachlässigten physikalischen Vorgänge durch Änderung der thermischen Holzeigenschaften  $\lambda$  und  $c$  in Abhängigkeit der Temperatur näherungsweise zu berücksichtigen. Die getroffene Wahl der thermischen Holzeigenschaften wurde anschliessend mit Versuchsergebnissen überprüft. Eine "genauere" Modellierung der physikalischen Vorgänge ist hingegen nur mit grossem Aufwand möglich (vgl. Fredlund [45]) und löst die Problematik der grossen Streuung und der Unsicherheit der als Eingangsgrössen erforderlichen Materialeigenschaften nicht.

### 2.5.3 Thermische Eigenschaften von Holz

Voraussetzung für die Berechnung der Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten ist die Kenntnis der thermischen Holzeigenschaften  $\lambda$  und  $c$  in Abhängigkeit der Temperatur.

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  eines Materials gibt die Wärmemenge an, die im stationären Zustand während einer Sekunde durch  $1\text{m}^2$  einer  $1\text{m}$  dicken Stoffschicht bei einem Temperaturunterschied von  $1^\circ\text{C}$  zwischen den Schichtoberflächen hindurchgeht.

Die Wärmeleitfähigkeit von Holz wurde von diversen Autoren [68, 91, 97] untersucht. Trotz grosser Streuung sind deutliche Abhängigkeiten von Rohdichte, Feuchte, Faserichtung, Temperatur und Holzstruktur zu erkennen. Die Wärmeleitfähigkeit in Faserichtung beträgt fast das doppelte des Wertes quer zur Faser. Der Grund dafür ist, dass der Wärmetransport parallel zur Faser auf kleinere Widerstände als quer zur Faser stösst. McLean [96] untersuchte diverse Holzarten mit unterschiedlicher Rohdichte und Feuchte und stellte fest, dass mit zunehmender Rohdichte bzw. Feuchte die Wärmeleitfähigkeit linear zunimmt. Zur Beschreibung dieser Abhängigkeiten gibt McLean folgende Gleichung an, welche auch in ENV 1995-1-2 übernommen wurde:

$$\lambda_0 = 0.0237 + (2 + 0.04 \cdot w) \cdot r_0 \cdot 10^{-4} \quad [\text{W/mK}] \quad (2.17)$$

$\lambda_0$ : Wärmeleitfähigkeit von Holz quer zur Faser bei Raumtemperatur in W/mK

$r_0$ : Darrdichte in  $\text{kg/m}^3$

$w$ : Holzfeuchte in %

Die Gleichung 2.17 gilt für  $r_0$  zwischen 300 und 800  $\text{kg/m}^3$  und  $w < 40\%$ .

Kollmann [77] gibt für den Einfluss der Rohdichte bzw. Feuchte auf die Wärmeleitfähigkeit von Holz zwei Gleichungen, welche kombiniert zu folgender Gleichung umgeformt werden können:

$$\lambda_0 = 0.0256 + (1.66 + 0.024 \cdot w) \cdot r_w \cdot 10^{-4} \quad [\text{W/mK}] \quad (2.18)$$

$\lambda_0$ : Wärmeleitfähigkeit von Holz quer zur Faser bei Raumtemperatur in W/mK

$r_w$ : Feuchtdichte in  $\text{kg/m}^3$

$w$ : Holzfeuchte in %

Die Gleichung 2.18 gilt mit guter Näherung für alle bei Hölzern praktisch vorkommenden Rohdichten und  $w < 40\%$ .

Die Temperaturabhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit von Holz wird von den verschiedenen Autoren sehr unterschiedlich bewertet (vgl. Bild 2.14 links). Diese Angaben sind schwierig miteinander zu vergleichen, da teilweise die wichtigsten Ausgangsparameter wie Holzart, Holzfeuchte und Rohdichte fehlen und unterschiedliche Messverfahren verwendet wurden. Trotz grosser Streuung wird bei allen Autoren ein linearer Zusammenhang zwischen Temperatur und Wärmeleitfähigkeit angenommen.

Zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit von Holz gibt Kollmann [77] folgende Gleichung an, welche in ENV 1995-1-2 übernommen wurde:

$$\lambda_{\text{Holz}}(\Theta) = \lambda_0 \cdot \left\{ 1 + (1.1 - 9.8 \cdot 10^{-4} \cdot r_0) \cdot \frac{\Theta - 20}{100} \right\} \quad [\text{W/mK}] \quad (2.19)$$

$\lambda_0$ : Wärmeleitfähigkeit von Holz gemäss Gleichung 2.17 in W/mK

$r_0$ : Darrdichte in  $\text{kg/m}^3$

$\Theta$ : Temperatur in  $^{\circ}\text{C}$

Die Gleichung 2.19 gilt für  $\Theta$  zwischen  $20^{\circ}$  und  $100^{\circ}\text{C}$ .

Experimentelle Untersuchungen von Maku [97] zeigten, dass die Wärmeleitfähigkeit von Holz proportional zur absoluten Temperatur ist. Dieses physikalische Gesetz wurde auch bei vielen anderen Baustoffen nachgewiesen. Wird die Wärmeleitfähigkeit bei Raumtemperatur ( $20^{\circ}\text{C} = 293\text{K}$ ) als Referenztemperatur angenommen, darf die Änderung der Wärmeleitfähigkeit infolge der Temperatur wie folgt berechnet werden:

$$\lambda_{\text{Holz}}(\Theta) = \lambda_0 \cdot \frac{\Theta + 273}{293} \quad [\text{W/mK}] \quad (2.20)$$

$\lambda_0$ : Wärmeleitfähigkeit von Holz bei Raumtemperatur in W/mK

$\Theta$ : Temperatur in  $^{\circ}\text{C}$

Die Gleichung 2.20 darf vereinfacht auch für Temperaturen über 100°C angenommen werden.

Über die Wärmeleitfähigkeit von Holzkohle sind praktisch keine Angaben in der Literatur zu finden. Gemäss Tabellen von Landolt-Bornstein [11] darf für die Wärmeleitfähigkeit von Holzkohle bei 200°C der Wert 0.073 W/mK eingesetzt werden. Unter der Annahme, dass die Wärmeleitfähigkeit von Holzkohle proportional zur absoluten Temperatur ist, darf der Einfluss der Temperatur wie folgt berücksichtigt werden:

$$\lambda_{\text{Holzkohle}}(\Theta) = 0.073 \cdot \frac{\Theta + 273}{473} \quad [\text{W/mK}] \quad (2.21)$$

$\Theta$ : Temperatur in °C

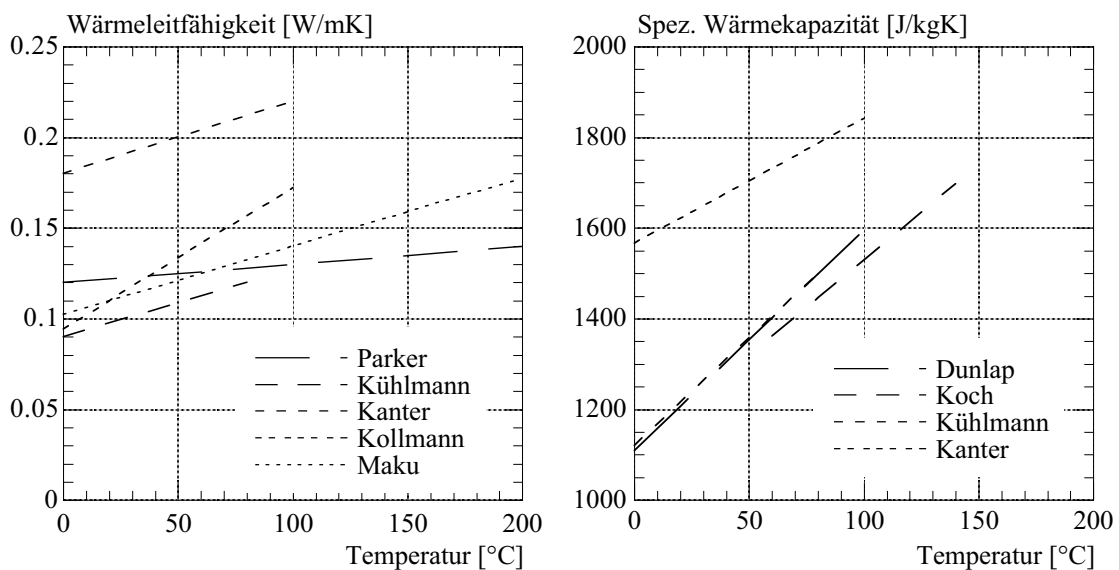


Bild 2.14 Wärmeleitfähigkeit (links) und spezifische Wärmekapazität (rechts) von Holz in Abhängigkeit der Temperatur aus der Literatur

Die spezifische Wärmekapazität  $c$  ist die Wärmemenge, die nötig ist, um 1 kg eines Stoffes um 1°C zu erwärmen.

Diverse experimentellen Untersuchungen [22, 68, 76, 91] zeigten, dass die spezifische Wärmekapazität von Holz von der Feuchte und der Temperatur abhängig ist. Rohdichte und Holzart haben hingegen keinen wesentlichen Einfluss. Der Grund dafür ist, dass die spezifische Wärmekapazität der Luft sehr nahe derjenigen der Zellwandungssubstanz des Holzes liegt, so dass es gleichgültig ist, wie gross die jeweiligen Anteile sind. Über die Temperaturabhängigkeit der spezifische Wärmekapazität stehen aus der Literatur keine eindeutigen Erkenntnisse zur Verfügung (vgl. Bild 2.14 rechts). Diese Angaben, welche sich auf getrocknetes Holz beziehen, sind schwierig miteinander zu vergleichen, da teilweise unterschiedliche Messverfahren verwendet wurden. Bei allen Autoren wird ein linearer Zusammenhang zwischen Temperatur und Wärmekapazität angenommen. Koch [76] untersuchte die spezifische Wärmekapazität von getrocknetem Holz zwischen 60° und 140°C und gibt folgende Gleichung an:

$$c_0 = 1110 + 4.20 \cdot \Theta \quad [\text{J/kgK}] \quad (2.22)$$

$\Theta$ : Temperatur in °C

Die experimentellen Untersuchungen von Koch bestätigten im wesentlichen die früheren Versuchsergebnisse von Dunlap [22] und Kühlmann [91], welche die spezifische Wärmekapazität von Holz zwischen 0° und 106°C bzw. 80°C untersuchten.

Nimmt man eine einfache Mischungsregel an, darf der Einfluss der Holzfeuchte nach Kollmann [77] wie folgt berücksichtigt werden:

$$c = \frac{c_0 + w/100 \cdot c_w}{1 + w/100} \quad [\text{J/kgK}] \quad (2.23)$$

$c_0$ : spezifische Wärmekapazität von getrocknetem Holz in J/kgK

$c_w$ : spezifische Wärmekapazität des Wassers ( $c_w = 4200 \text{ J/kgK}$ )

w: Holzfeuchte in %

Die Gleichungen 2.22 und 2.23 wurden in ENV 1995-1-2 auch übernommen. Für Temperaturen unter 100°C gilt die Gleichung 2.23, für Temperaturen über 100°C die Gleichung 2.22.

Über die Temperaturabhängigkeit der spezifischen Wärmekapazität von Holzkohle sind praktisch keine Angaben in der Literatur zu finden. Die ENV-1995-1-2 gibt folgende Werte an, welche aus den Tabellen von Landolt-Bornstein [11] entnommen wurden:

$c = 1000 \text{ J/kgK}$  bei 400°C ;  $c = 1400 \text{ J/kgK}$  bei 600°C ;  $c = 1650 \text{ J/kgK}$  bei 800°C.

Zwischen den Werten kann eine lineare Interpolation durchgeführt werden.

#### 2.5.4 Analyse der Versuchsergebnisse

Für die Berechnung der Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten wurde das FE-Programm SAFIR verwendet, welches die Fouriersche Wärmeleitgleichung mit der Methode der Finiten Elementen löst. Als Temperatur/Zeitgesetz diente die ISO-Normbrandkurve und der Wärmeübergang an der Bauteiloberfläche wurde jeweils für die Wärmekonvektion als auch für die Wärmestrahlung mit den Beiwerten gemäss Abschnitt 2.5.2 berücksichtigt. Die Materialeigenschaften  $\lambda$ ,  $c$  und  $r$  wurden in Abhängigkeit der Temperatur definiert, wobei die thermische Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle und brennbaren Gasen zwischen 200° und 350°C angenommen wurde. Somit wurden bis zu einer Temperatur von 200°C die Materialeigenschaften von Holz und ab 350°C diejenigen von Holzkohle verwendet. Dazwischen wurde ein linearer Zusammenhang zwischen Temperatur und Materialeigenschaften angesetzt. Die im numerischen Modell vernachlässigten physikalischen Vorgänge (Verdampfungswärme der Holzfeuchte, Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung und Rissbildung der Holzkohleschicht) wurden durch Änderung der thermischen Holzeigenschaften vereinfacht berücksichtigt. Das Programm liefert als Resultat Temperaturzeitkurven von Knoten oder Elementen, Temperaturprofile sowie auch sogenannte Temperaturfelder von Querschnitten nach einer bestimmten Zeit. Die für die FE-Berechnung verwendeten Materialeigenschaften in Abhängigkeit der Temperatur sind in der Tabelle 2.4 angegeben. Der Berechnung wurde Fichtenholz mit einer Feuchtdichte  $r_w$  von  $450 \text{ kg/m}^3$  und einer

## Brandverhalten von Holz

Holzfeuchte  $w$  von 14% zugrunde gelegt. Die Rohdichte der Holzkohle wurde zu  $150 \text{ kg/m}^3$  ( $1/3$  der Rohdichte von Holz) angenommen.

$\Theta$ [°C]	20	95	100	105	200	275	350	550	1200
$\lambda$ [W/mK]	0.132	0.200	0.204	0.209	0.295	0.195	0.096	0.127	1.40
$c$ [kJ/kgK]	1.73	1.73	49.93	1.73	1.73	6.59	1.59	1.59	1.59
$r$ [kg/m <sup>3</sup> ]	450	450	436	422	422	353	150	150	150

Tabelle 2.4 Angenommene Materialeigenschaften in Abhängigkeit der Temperatur

Die Darrdichte  $r_0$  wurde aus der Feuchtdichte und dem volumetrischen Schwindmass nach Gleichung 2.24 berechnet. Als volumetrisches Schwindmass  $\lambda_v$  gilt die Summe der Schwindmasse in radialer, tangentialer und Längsrichtung. Bei Fichte/Tanne darf näherungsweise für  $\lambda_v$  der Wert 0.50 eingesetzt werden [133].

$$r_0 = \frac{1 + \lambda_v \cdot w/100}{1 + w/100} \cdot r_w = \frac{1 + 0.5 \cdot 14/100}{1 + 14/100} \cdot 450 = 422 \text{ kg/m}^3 \quad (2.24)$$

Die spezifische Wärmekapazität des Holzes (mit  $w = 14\%$ ) gemäss Gleichungen 2.22 bzw. 2.23 und der Holzkohle gemäss ENV 1995-1-2 ist in Bild 2.15 dargestellt.

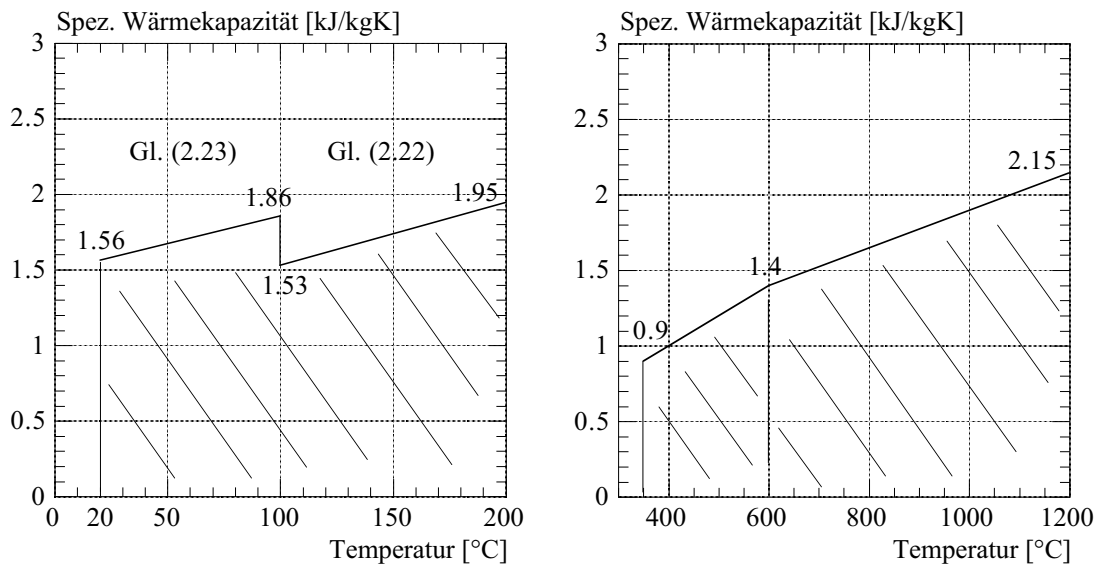


Bild 2.15 Spezifische Wärmekapazität des Holzes (links) und der Holzkohle (rechts)

Der FE-Berechnung wurden jedoch konstante mittlere Werte für das Holz und die Holzkohle zugrunde gelegt, welche wie folgt berechnet wurden (vgl. Bild 2.15):

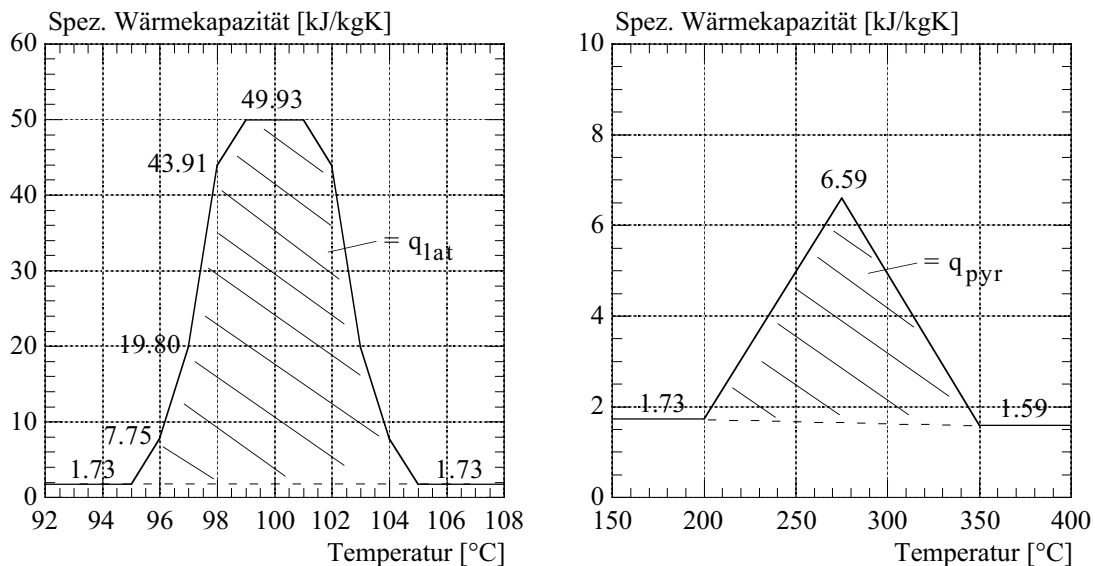
$$c_{\text{Holz}} = \frac{1}{180} \cdot \left\{ \left( \frac{1.56 + 1.86}{2} \right) \cdot 80 + \left( \frac{1.53 + 1.95}{2} \right) \cdot 100 \right\} = 1.73 \text{ kJ/kgK} \quad (2.25)$$

$$c_{\text{Holzkohle}} = \frac{1}{850} \cdot \left\{ \left( \frac{0.9 + 1.4}{2} \right) \cdot 250 + \left( \frac{1.4 + 2.15}{2} \right) \cdot 600 \right\} = 1.59 \text{ kJ/kgK} \quad (2.26)$$

Der angenommene Verlauf der spezifischen Wärmekapazität in Abhängigkeit der Temperatur ist durch zwei Spitzenwerte bei ca. 100°C bzw. 275°C charakterisiert (vgl. Bild 2.17 rechts), welche die benötigte Energie für das Verdampfen der Holzfeuchte bzw. für das Aktivieren der Pyrolyse vereinfacht simulieren. Die Verdampfungswärme des Wassers beträgt 2257 kJ/kg Wasser. Die Wärmemenge (latente Wärme  $q_{lat}$ ), welche aufgebracht wird, um die Holzfeuchte  $w$  vollständig zu verdampfen, kann somit durch Erhöhung der spezifischen Wärmekapazität des Holzes bei 100°C wie folgt berücksichtigt werden:

$$q_{lat} = 2257 \cdot \frac{w/100}{1 + w/100} = 2257 \cdot \frac{14/100}{1 + 14/100} = 277.2 \text{ kJ/kg} \quad (2.27)$$

Aus numerischen Gründen wurde die oben berechnete latente Wärme innerhalb eines Temperaturbereiches von 10°C zwischen 95° und 105°C gemäss Bild 2.16 links berücksichtigt.



*Bild 2.16 Erhöhung der spezifischen Wärmekapazität zur Berücksichtigung der Wasserverdampfungswärme (links) bzw. der Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung (rechts)*

Die benötigte Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung  $q_{pyr}$  im Sinne einer Aufspaltung der Holzkomponenten beträgt nach Angaben von Roberts [115] 370 kJ/kg und wurde vereinfacht durch Erhöhung der spezifischen Wärmekapazität zwischen 200°C und 350°C gemäss Bild 2.16 rechts berücksichtigt.

Die Wärmeleitfähigkeit des Holzes bei Raumtemperatur wurde gemäss Gleichung 2.17 berechnet. Der Einfluss der Temperatur zwischen 20°C und 200°C wurde gemäss Gleichung 2.19 berücksichtigt. Die Wärmeleitfähigkeit der Holzkohle zwischen 350°C und 550°C wurde gemäss Gleichung 2.21 berechnet. Die Rissbildung der Holzkohleschicht, welche zu einer grösseren Penetration der Wärme ins Querschnittsinneren führt, wurde durch starke Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit ab einer Temperatur von 550°C näherungsweise berücksichtigt.

## Brandverhalten von Holz

Das Bild 2.17 zeigt den angenommenen Verlauf der Wärmeleitfähigkeit bzw. der spezifischen Wärmekapazität in Abhängigkeit der Temperatur für diese Arbeit sowie für einige Arbeiten anderer Autoren [2, 45, 75, 86, 151], welche die Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten numerisch simuliert haben.

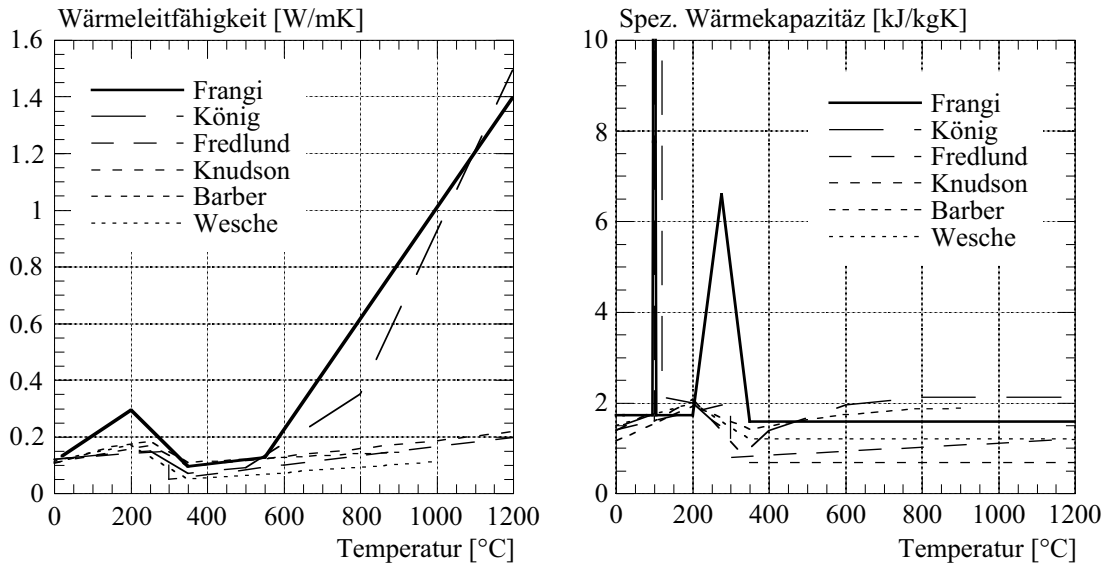


Bild 2.17 Angenommene Wärmeleitfähigkeit (links) und spezifische Wärmekapazität (rechts) von Holz bzw. Holzkohle in Abhängigkeit der Temperatur

Die relativ grossen Unterschiede zwischen den von den verschiedenen Autoren angenommenen Werten sind im wesentlichen auf den vorher erwähnten Mangel an sicheren Angaben über die thermischen Eigenschaften von Holz und Holzkohle zu führen. Hinzu kommt, dass durch Änderung der thermischen Holzeigenschaften die im numerischen Modell vernachlässigten physikalischen Vorgänge vereinfacht berücksichtigt wurden.

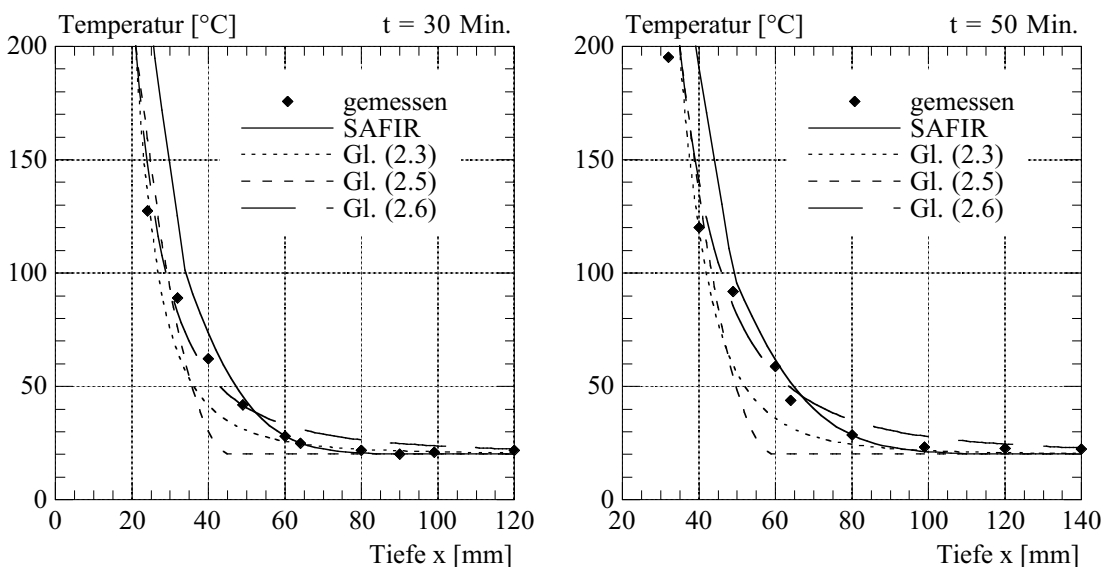


Bild 2.18 Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Temperaturprofilen

Mit SAFIR wurden die Temperaturprofile einer 160 mm dicken Holzplatte berechnet, welche einseitig durch die ISO-Normbrand beansprucht wurde. Bei FE-Berechnungen ist die Wahl der Elementgrösse und des Zeitschrittes sehr wichtig. Die Holzplatte wurde in 2 mm dicken Elementen unterteilt, der gewählte Zeitschritt variierte zwischen 0.1 und 5 sek. Die Bilder 2.18 und 2.19 zeigen den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Temperaturprofilen, wobei in den Bildern auch die rechnerischen Temperaturprofile gemäss Gleichungen 2.3, 2.5 und 2.6 dargestellt wurden.

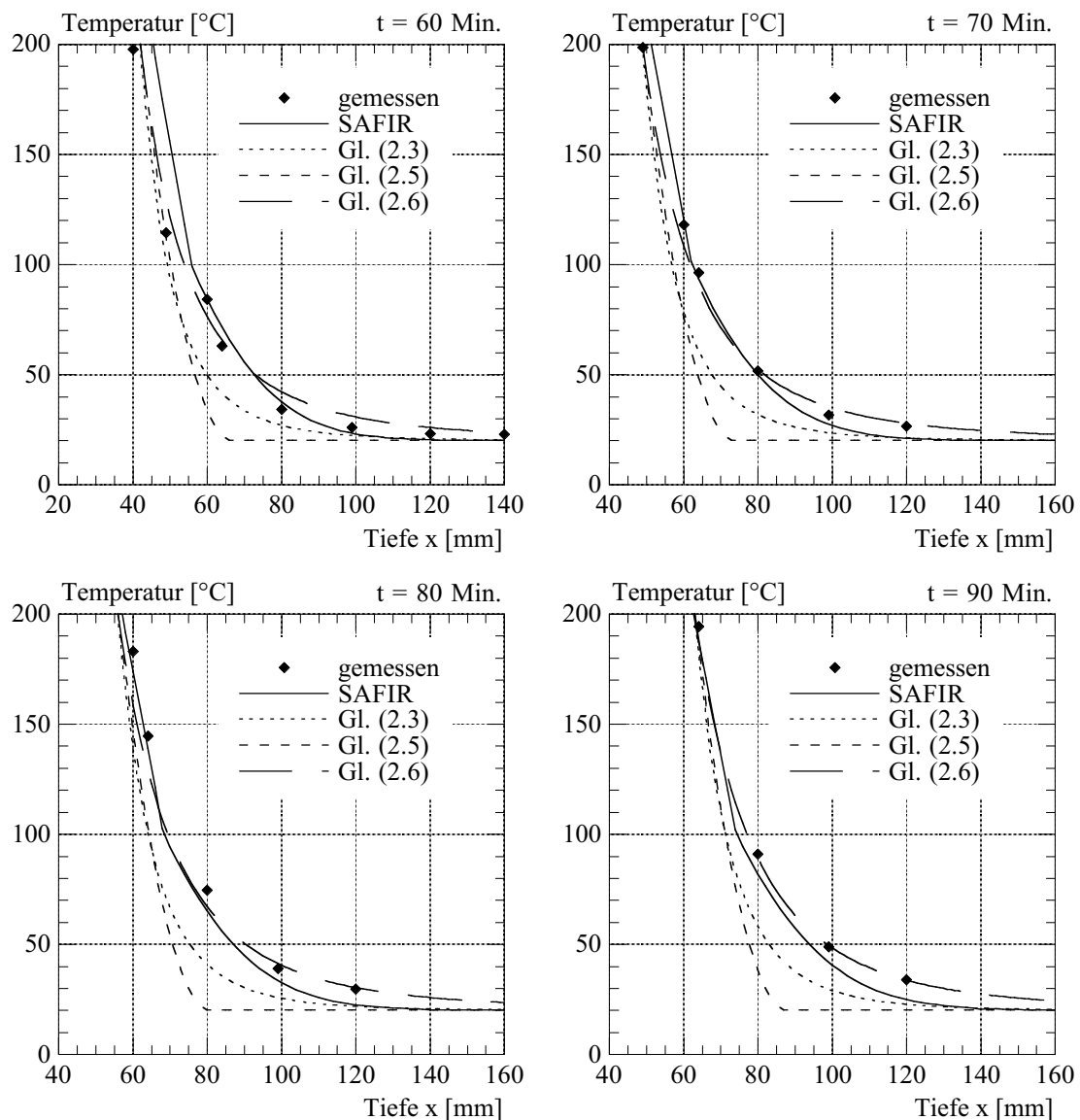


Bild 2.19 Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Temperaturprofilen

Die berechneten Temperaturprofile zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wobei für kürzere Brandzeiten die Temperaturen über ca.  $100^{\circ}\text{C}$  etwas überschätzt und für längere Brandzeiten die Temperaturen unter ca.  $100^{\circ}\text{C}$  etwas unterschätzt werden.



Wird die Temperatur an der Abbrandgrenze festgelegt, kann aus den Temperaturprofilen die Abbrandtiefe ermittelt werden. Das Bild 2.20 links zeigt die aus der FE-Berechnung resultierende Abbrandtiefe in Abhängigkeit der gewählten Temperatur an der Abbrandgrenze  $\Theta_{\text{Abbrand}}$ , sowie die Abbrandtiefe unter der Annahme einer konstanten Abbrandgeschwindigkeit von 0.7 mm/Min., welche ungefähr der im Rahmen der durchgeführten Versuche gemessenen mittleren Abbrandgeschwindigkeit entspricht. Aus dem Bild erkennt man, dass sich die berechneten Abbrandtiefen um weniger als 5 mm unterscheiden. Der Grund dafür ist, dass die Temperaturprofile zwischen 200° und 300°C sehr steil sind. Die mit  $\Theta_{\text{Abbrand}} = 250^\circ\text{C}$  berechnete Abbrandtiefe zeigt die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wobei für Brandzeiten länger als 60 Minuten die Abbrandtiefe etwa unterschätzt wird. Die berechnete Zeitdauer bis zur Entzündung beträgt ca. 2 bis 3 Minuten und stimmt mit den Versuchsergebnissen gut überein.

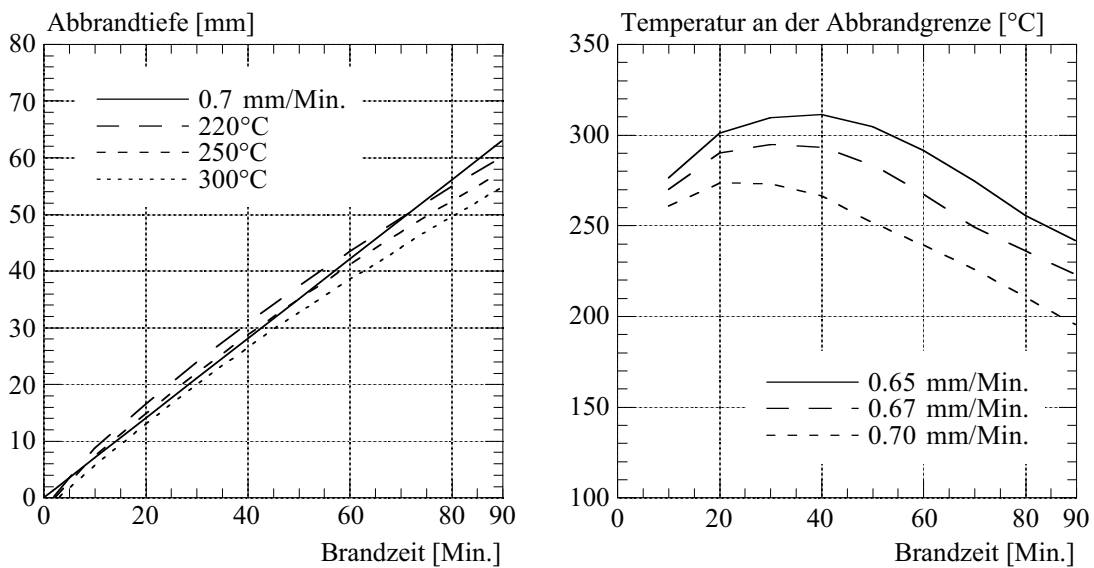


Bild 2.20 Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Abbrandtiefen (links) und berechnete Temperatur an der Abbrandgrenze in Abhängigkeit der Branddauer (rechts)

Zu bemerken ist, dass die berechneten Abbrandtiefen mit zunehmender Brandzeit leicht abnehmen, d.h. die resultierende Abbrandgeschwindigkeit ist über die Zeit nicht konstant. Die berechneten Abbrandtiefen wurden jedoch unter Annahme einer über die Brandzeit konstanten Temperatur an der Abbrandgrenze ermittelt. Wesche [151] berichtet, dass mit zunehmender Beanspruchungsdauer eine Abnahme der Umwandlungstemperatur und damit eine Abnahme der Temperatur an der Abbrandgrenze zu verzeichnen ist. Das Bild 2.20 rechts zeigt die berechnete Temperatur an der Abbrandgrenze in Abhängigkeit der Branddauer unter Annahme einer konstanten Abbrandgeschwindigkeit von 0.65, 0.67 bzw. 0.70 mm/Min. Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass die Temperatur an der Abbrandgrenze keine Konstante ist. Die mit SAFIR berechnete Temperatur an der Abbrandgrenze stimmt mit den Resultaten von Wesche gut überein.

### 2.5.5 Folgerungen

- die numerische Simulation der Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten ist wegen der Komplexität der Holzpyrolyse sehr aufwendig. Hinzu kommt, dass die erforderlichen Materialeigenschaften in weiten Grenzen streuen.
- übliche FE-Programme, welche die Fouriersche Wärmeleitgleichung lösen, vernachlässigen in der Regel wichtige physikalische Vorgänge, z.B. den Massentransport von Wasserdampf und brennbaren Gasen, die Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung, die Wärmekonvektion durch die poröse Holzstruktur und die Rissbildung der Holzkohleschicht.
- die im numerischen Modell vernachlässigten physikalischen Vorgänge werden in der Regel durch Anpassung der thermischen Holzeigenschaften näherungsweise berücksichtigt. Die getroffene Wahl der thermischen Holzeigenschaften ist stark an die Modellbildung gekoppelt.
- die mit dem FE-Programm SAFIR berechneten Temperaturprofile zeigen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Temperaturprofilen und bestätigen im wesentlichen die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse.
- durch Festlegung der Temperatur an der Abbrandgrenze  $\Theta_{\text{Abbrand}}$  wurde die Abbrandtiefe ermittelt. Die Unterschiede zwischen den mit  $\Theta_{\text{Abbrand}} = 220^\circ, 250^\circ$  bzw.  $300^\circ\text{C}$  berechneten Abbrandtiefen sind gering. Eine "genaue" Festlegung der Temperatur an der Abbrandgrenze ist diesbezüglich unwesentlich.

## 2.6 Mechanische Eigenschaften von Holz bei erhöhten Temperaturen

### 2.6.1 Mechanische Eigenschaften von Holz bei Raumtemperatur

Bedingt durch die anatomische Holzstruktur hängen die mechanischen Eigenschaften des Holzes in starkem Masse von der Beanspruchungsrichtung (parallel, quer zur Faser, usw.) und der Beanspruchungsart (Zug, Druck, usw.) ab. Parallel zur Faser ergeben sich dank dem faserförmigen Aufbau wesentlich bessere mechanische Eigenschaften als quer zur Faser. Durch die biologisch bedingten Einflüsse beim Wachsen des Baumes (Holzfehler, Dichteunterschiede, etc.) variieren sie nicht nur zwischen den verschiedenen Holzarten, sondern auch innerhalb einer Sorte ausserordentlich stark. Hinzu kommt, dass die mechanischen Eigenschaften von Proben in Bauteilgrösse, welche wachstumsbedingte Strukturstörungen aufweisen, wesentlich anders sind, als diejenigen von fehlerfreien Kleinproben. Am auffälligsten lassen sich diese Unterschiede anhand der Zug- und Druckfestigkeit parallel zur Faser illustrieren. Für Fichte/Tanne ergeben sich bei fehlerfreien Kleinproben mittlere Druckfestigkeiten von ca. 40 bis 50 N/mm<sup>2</sup> und Zugfestigkeiten von ca. 80 bis 90 N/mm<sup>2</sup>. Bei normales Bauholz sinken diese Werte bei Druck auf ca. 70 bis 60%, bei Zug sogar auf ca. 40 bis 30%.

Bei Längsdruck zeigt das Holz ein elasto-plastisches Verhalten bzw. ein duktileres Bruchverhalten auf. Im Bruchzustand treten grosse Verformungen (Stauchungen) auf, welche auf Einknickungen der härteren Teile des Holzgewebes in die weicheren Teile zurückzuführen sind. Bei Längszug weist das Holz hingegen ein mehr oder weniger li-

near-elastisches Verhalten bis zum Bruch bzw. ein sprödes Bruchverhalten auf. Die Biegefestigkeit kann im wesentlichen auf die Zug- und Druckfestigkeit zurückgeführt werden. Biegeversuche an fehlerfreien Proben zeigen, dass mit zunehmender Beanspruchung vorerst eine gewisse Querschnittsplastifizierung durch Stauchung der Biegedruckzone erreicht wird. Danach steigen bei zunehmender Verformung die Spannungen in der Zugzone noch stärker an, was schliesslich zum Versagen der Biegezugzone führt. Diese Feststellung hat jedoch nur beschränkte praktische Bedeutung, da normales Bauholz in der Regel eine geringere Biegezugfestigkeit als Biegedruckfestigkeit aufweist. Bevor eine Querschnittsplastifizierung eintreten kann, erfolgt somit ein spröder Biegezugbruch.

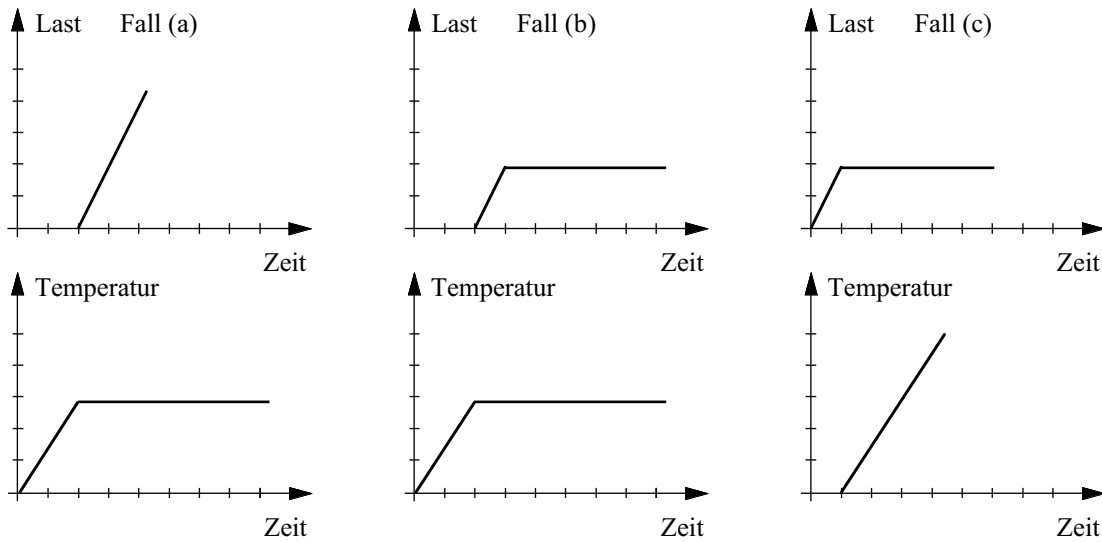
Nebst der Rohdichte und der Holzfeuchte sind insbesondere die Einwirkungsdauer und z.T. die Prüfmethode weitere wichtige Einflussfaktoren auf die mechanischen Eigenschaften des Holzes. Generell gilt, dass mit steigender Dichte die Steifigkeit und Festigkeit des Holzes zunimmt, wobei der Dichteneinfluss nicht durchwegs gleich ist, sondern von Art und Richtung der Beanspruchung abhängt. Am stärksten ist die Zunahme bei steigender Dichte bei Längszug, etwas geringer bei Längsdruck und Biegung und fast unbedeutend bei Querdruck und Schub. Mit steigender Holzfeuchte nimmt die Festigkeit des Holzes hingegen generell ab und erreicht seinen Tiefstwert oberhalb der Fasersättigung. Der Grund dafür ist, dass bis zum Fasersättigungspunkt ( $w \approx 30\%$ ) das Wasser in den Zellwänden aufgenommen wird und sich dadurch das Holzgefüge durch Quellen lockert. Nach Erreichen der Fasersättigung tritt nur noch ein zusätzliches Füllen der Hohlräume auf. Am stärksten betroffen ist die Längsdruckfestigkeit und in etwas geringerem Masse die Biegefestigkeit. Auch beim E-Modul ist mit zunehmender Holzfeuchte ein Abfall festzustellen, doch wirkt sich dieser im Vergleich zur Festigkeit geringer aus. Die Belastungsdauer beeinflusst sowohl die Festigkeit als auch die Steifigkeit des Holzes, und zwar in der Art, dass mit zunehmender Lastdauer die Festigkeit absinkt bzw. die Verformungen anwachsen. Die Grösse der Kriechverformungen ist von der Holzart, der Holzfeuchte, der Beanspruchungsart sowie des Beanspruchungsgrades abhängig. Am ausgeprägtesten sind die Kriecherscheinungen bei Querdruck und Biegung, in geringem Masse bei Längsdruck und fast unbedeutend bei Längszug.

Ausführliche weitere Informationen über die mechanischen Eigenschaften des Holzes bei Raumtemperatur können z.B. in [77] gefunden werden.

### **2.6.2 Mechanische Eigenschaften von Holz bei erhöhten Temperaturen**

Die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Baustoffen bei hohen Temperaturen ist dadurch erschwert, dass das temperaturbedingte Materialverhalten noch stärker mit der Prüfmethode verknüpft ist, als bei Raumtemperatur. Bei Hochtemperaturuntersuchungen ist grundsätzlich zwischen Versuchsdurchführungen mit stationärer oder instationärer Temperatureinwirkung zu unterscheiden (vgl. Bild 2.21). Im statischen Versuch mit stationärer Temperatureinwirkung wird der Versuchskörper auf die festgelegte Prüftemperatur erwärmt und anschliessend last- oder verformungsgesteuert bis zum Bruch beansprucht. Diese Versuche geben Aufschluss auf die mechanischen Eigenschaften des Baustoffes bei hohen konstanten Temperaturen und sind demzufolge zur Erfassung des Brandgeschehens nur begrenzt geeignet. Im statischen Versuch mit instationä-

rer Temperatureinwirkung wird der Versuchskörper schon vor dem Beginn der Erwärmung meistens durch die Gebrauchslasten mechanisch belastet und anschliessend mit einem in der Regel linearen Temperaturanstieg von ca.  $0.5 - 10^{\circ}\text{C}/\text{Min.}$  erwärmt, wobei entweder die Anfangsbelastung (instationärer Kriechversuch) oder die Anfangsverformung (instationärer Relaxationsversuch) konstant gehalten wird. Der lineare Temperaturanstieg von ca.  $0.5 - 10^{\circ}\text{C}/\text{Min.}$  entspricht nicht der Temperaturentwicklung eines Natur- bzw. Normbrandes (vgl. Bild 2.26), wird jedoch aus versuchstechnischen Gründen angewandt. Zudem lassen sich die Materialgesetze einfacher ermitteln.



*Bild 2.21 Übersicht verschiedener Versuchsarten: (a) Versuch bei konstanter Temperatur, (b) stationärer Kriechversuch bei konstanter Last und konstanter Temperatur und (c) instationärer Kriechversuch bei konstanter Last und instationärer Temperatur*

Generell treten mit zunehmender Temperatur des Holzes zwei gegenläufige Effekte auf: einerseits bewirken die mit der thermischen Holzausdehnung verbundenen Gitteränderungen und die molekularen Wärmebewegungen eine Abnahme der Holzkohäsion, andererseits führt die erhöhte Beweglichkeit der Feinbausteine des Holzes zum Abbau örtlicher Spannungsspitzen und damit zu gleichmässigeren Spannungsverteilungen über dem Querschnitt. Kollmann [79] zog daraus den Schluss, dass die temperaturbedingte Zunahme oder Abnahme einer bestimmten mechanischen Eigenschaft bei einem Stoff von Fall zu Fall vom Auftreten dieser Effekte und ihrer relativen Wirksamkeit abhängt. Im weiteren haben temperaturbedingte Feuchtigkeitsänderungen im Holzquerschnitt einen grossen Einfluss auf die mechanischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen. Sofern keine speziellen Massnahmen getroffen werden, erfolgt beim Aufheizen der Probekörper eine Holzaustrocknung, die den Einfluss der Temperatur teilweise kompensiert.

Ältere wesentliche Erkenntnisse über die mechanischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen beruhen auf die Untersuchungen von Sulzberger [145], Kollmann [79, 80], Schaffer [120], Knudson [75] und Östmann [111]. Trotz grosser Streuung wurde von allen Autoren generell eine mehr oder weniger lineare Abnahme der mechanischen Holz-

eigenschaften mit zunehmender Temperatur beobachtet (vgl. Bild 2.22). Die Versuchsergebnisse von Kollmann, Schaffer und Östmann beziehen sich auf getrocknetes Holz. Knudson verwendete hingegen Proben mit einer Ausgangsholzfeuchte von 12%. Gerhards [50] gibt eine umfassende Übersicht über die bis 1980 zum Thema erschienenen Arbeiten verschiedener Autoren an und stellte zusammenfassend fest, dass die Zugfestigkeit am wenigsten, die Druckfestigkeit am stärksten von der Temperatur beeinflusst wird. Ferner zeigte sich allgemein, dass der Temperatureinfluss bei höheren Holzfeuchten stärker hervortritt. Die vorher erwähnten Hochtemperaturuntersuchungen wurden jedoch bei nahezu konstanten Temperaturen an fehlerfreien Kleinproben ermittelt.

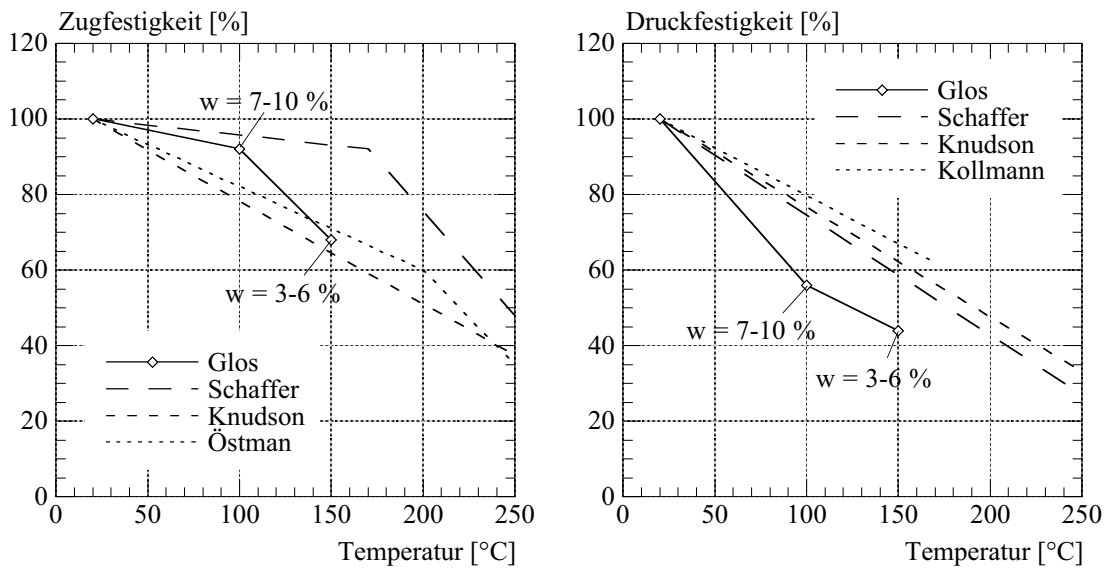


Bild 2.22 Zug- bzw. Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser bei hohen Temperaturen aus Versuchen an fehlerfreien Kleinproben (Schaffer, Knudson, Östmann, Kollmann) bzw. an Proben in Bauteilgrösse (Glos)

Glos [51] untersuchte die mechanischen Holzeigenschaften an 525 Prüfkörpern aus Fichtenholz mit Bauteilabmessungen bei Biege-, Druck- und Zugbeanspruchung und Temperaturen von 20°, 100° und 150°C sowie unterschiedlichen Holzfeuchten. Die verwendeten Holzelemente wiesen eine Darrdichte zwischen 310 und 530 kg/m<sup>3</sup> und einer Ausgangsholzfeuchte von ca. 8 oder 12% auf. Die Probekörper wurden zunächst im Trockenschrank auf die entsprechende Temperatur geheizt und während der Prüfung mit Infrarotstrahlern zur Aufrechterhaltung dieser Temperatur bestrahlt. Dadurch besaßen sie eine nahezu konstante Temperatur über den Querschnitt. Durch spezielle Massnahmen während der Aufheizung wurde auch eine näherungsweise gleichmässige Verteilung der Holzfeuchte über den Querschnitt gewährleistet. Die mittlere Holzfeuchte bei der Prüfung lag je nach Vorbehandlung der Probekörper im Bereich 0-2%, 3-6% und 7-10%. Die Versuche bestätigten, dass auch bei Bauholz die Holzfeuchte einen grossen Einfluss auf Festigkeit und E-Modul hat und die Zugfestigkeit am wenigsten, die Druckfestigkeit dagegen am stärksten von der Temperatur beeinflusst wird, wobei der temperaturbedingte Abfall der mechanischen Holzeigenschaften aus Versuchen an fehlerfreien Kleinproben bzw. an Proben in Bauteilgrösse nicht gleich ist (vgl. Bild 2.22).

König [83, 84] führte umfassende experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von belasteten Holzwänden in Rahmenbauweise durch. In einem ersten Schritt wurde das Trag- und Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Holzbalken unter ISO-Normbrandeinwirkung untersucht. Die zwischen 10 und 80% der Bruchlast bei Raumtemperatur gewählte Biegebeanspruchung wurde vor dem Beginn des Brandversuches aufgebracht und anschliessend bis zum Bruch der Versuchskörper konstant gehalten. Die Darrdichte der verwendeten Holzelemente aus Fichtenholz variierte zwischen 324 und 509 kg/m<sup>3</sup>, die Ausgangsholzfeuchte betrug ca. 14%. Da die Versuchskörper der Brandeinwirkung einseitig ausgesetzt wurden, war der temperaturbeanspruchte Teil des Holzquerschnittes vorwiegend nur auf Druck oder Zug beansprucht, so dass die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit bzw. Festigkeit des Holzes für beide Beanspruchungen getrennt ermittelt wurde. Die Versuche zeigten, dass das Trag- und Verformungsverhalten der Holzbalken im wesentlichen vom gewählten Lastniveau und der Beanspruchungsart abhängt. Mit zunehmendem Lastniveau nahm der Feuerwiderstand der Holzbalken ab. Wurde der temperaturbeanspruchte Teil des Holzquerschnittes vorwiegend auf Druck beansprucht, wiesen die Versuchskörper meistens kürzere Feuerwiderstände und grössere Verformungen auf.

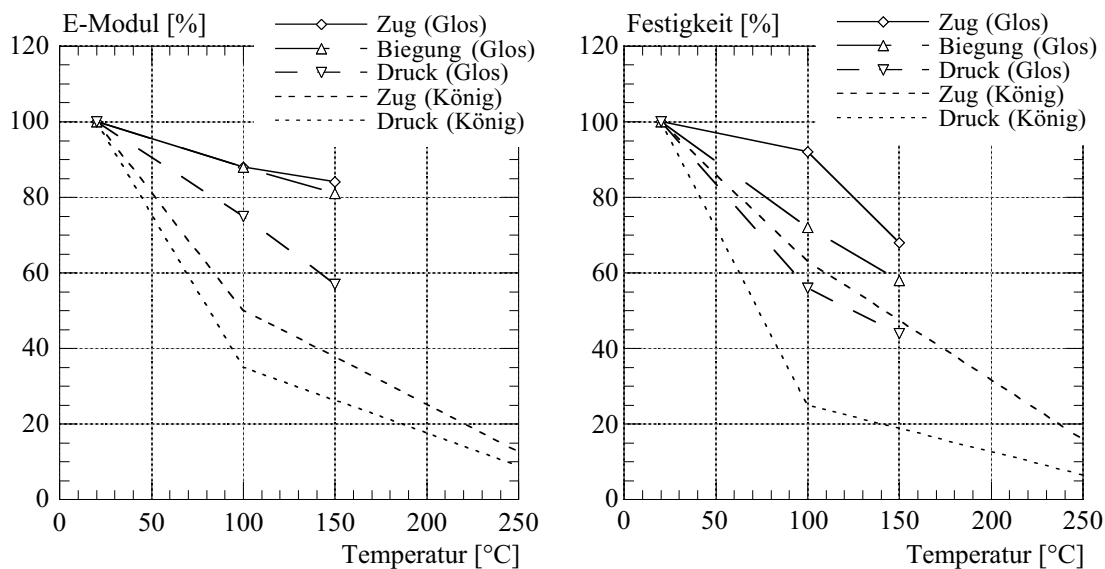
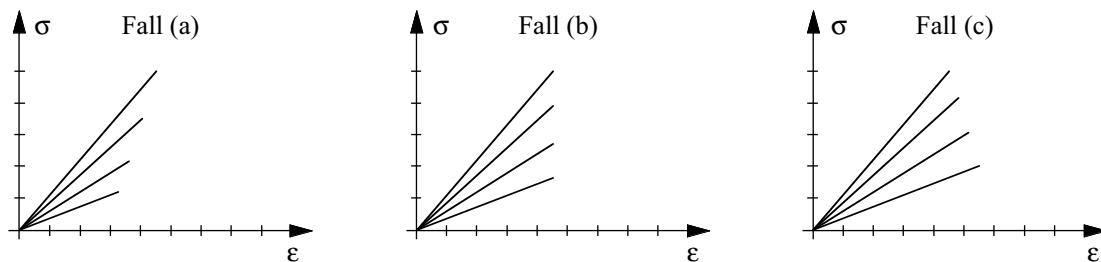


Bild 2.23 Mechanische Holzeigenschaften vom Bauholz parallel zur Faser bei hohen Temperaturen nach Untersuchungen von Glos [51] und König [85]

Das Bild 2.23 zeigt die von König [85] abgeleiteten temperaturabhängigen Holzeigenschaften in Abhängigkeit der Beanspruchungsart (Zug bzw. Druck), wobei im Bild auch die Resultate der Untersuchungen von Glos [51] dargestellt wurden. Aus dem Bild erkennt man, dass die temperaturbedingte Abnahme der Holzeigenschaften bei Versuchen unter Normbrandbedingungen mit instationären Temperaturgradienten und Feuchtigkeitszuständen im Querschnitt deutlich grösser ist, als bei Versuchen mit nahezu konstanter Temperatur und mehr oder weniger gleichmässiger Holzfeuchte über dem Querschnitt.

Das vollständige Trag- und Verformungsverhalten von Baustoffen bei hohen Temperaturen wird meistens mit temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen beschrieben, welche in der Regel aus den Messwerten der instationären Kriechversuche abgeleitet werden. Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton bzw. Stahl werden z.B. in den ENV 1992-1-2 bzw. ENV 1993-1-2 vorgegeben. In diesen Stoffgesetzen sind die Anteile des instationären Hochtemperaturkriechens sowie auch der temperaturabhängigen elastischen und plastischen Verformungen näherungsweise enthalten. Für das Holz (insbesondere in Bezug auf die temperaturabhängige Bruchdehnung) liegen jedoch nur wenige und teilweise widersprüchliche Angaben vor. Die Gründe dafür sind die schon erwähnten unterschiedlichen Versuchsbedingungen bei der Ermittlung der Stoffwerte und die biologisch bedingten Einflüsse aus dem Naturwerkstoff Holz. Bei Raumtemperatur zeigt normales Bauholz bei Längsdruck ein elasto-plastisches Verhalten bzw. ein duktiles Bruchverhalten auf, hingegen bei Längszug und Biegung meistens ein mehr oder weniger linear-elastisches Verhalten bis zum Bruch bzw. ein sprödes Bruchverhalten. Da auch unter Temperatureinwirkung von ähnlichem Materialverhalten näherungsweise ausgegangen werden darf, spielen temperaturbedingte Änderungen der Bruchdehnung insbesondere bei Längszug und Biegung eine wichtige Rolle. Generell ergeben sich somit grundsätzlich drei mögliche temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Diagramme für idealisiertes linear-elastisches Materialverhalten (vgl. Bild 2.24).



*Bild 2.24 Übersicht von möglichen idealisierten linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen bei hohen Temperaturen*

Im Fall a) nimmt die Bruchdehnung mit steigender Temperatur ab, d.h. der E-Modul nimmt langsamer ab als die Festigkeit. Im Fall b) bleibt die Bruchdehnung unverändert, die Abnahme des E-Moduls und der Festigkeit ist gleich gross. Im Fall c) nimmt die Bruchdehnung mit steigender Temperatur zu, d.h. die Festigkeit nimmt langsamer ab als der E-Modul. Das Bild 2.25 zeigt die aus den Untersuchungen von Glos [51] und König [84] an Proben in Bauteilgrösse abgeleiteten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagramme bei Längszug, wobei normales Bauholz mit einer mittleren Zugfestigkeit von ca.  $30 \text{ N/mm}^2$  bzw. einem mittleren E-Modul von ca.  $11000 \text{ N/mm}^2$  bei Raumtemperatur ( $20^\circ\text{C}$ ) und ein idealisiertes linear-elastisches Materialverhalten bis zum Bruch angenommen wurden. Nach den Untersuchungen von Glos [51] bleibt die Bruchdehnung bis ca.  $120^\circ\text{C}$  nahezu unverändert, bei höheren Temperaturen nimmt sie stark ab. Diese Versuchsergebnisse stimmen mit denjenigen von Östmann [111] an fehlerfreien Kleinproben gut überein. Nach den Untersuchungen von König [84] nimmt hin-

gegen die Bruchdehnung bis ca. 100°C deutlich zu und bleibt bei höheren Temperaturen nahezu unverändert.

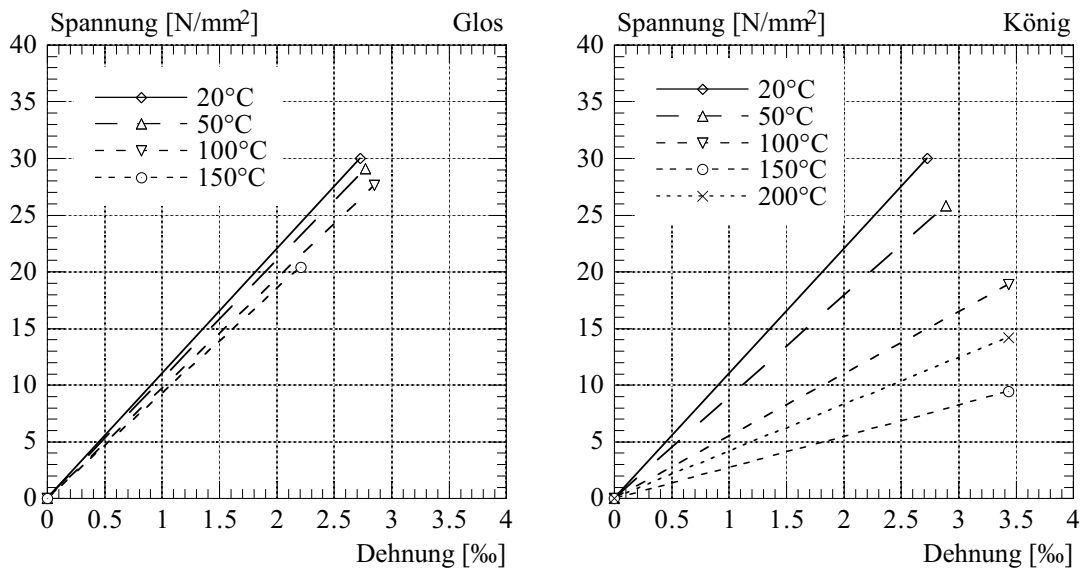


Bild 2.25 Spannungs-Dehnungs-Diagramme vom auf Zug beanspruchten Bauholz bei hohen Temperaturen nach Untersuchungen von Glos [51] und König [85]

### 2.6.3 Folgerungen

- die Bestimmung der mechanischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen ist stark an die Prüfmethode gekoppelt. Instationäre Kriechversuche simulieren das Materialverhalten im Brandfall am ehesten, indem das Hochtemperaturkriechen des Materials infolge der mechanische Vorbelastung näherungsweise erfasst wird.
- temperaturbedingte Feuchtigkeitsänderungen im Holzquerschnitt haben einen wesentlichen Einfluss auf die mechanischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen. Der Temperatureinfluss tritt bei höheren Holzfeuchten stärker hervor.
- mit zunehmender Temperatur nehmen die Steifigkeit und Festigkeit des Holzes ab, wobei die Zugfestigkeit bzw. der Zug-E-Modul am wenigsten, die Druckfestigkeit bzw. der Druck-E-Modul dagegen am stärksten von der Temperatur beeinflusst werden. Über die temperaturabhängige Bruchdehnung des Holzes liegen keine eindeutigen Aussagen vor.

## 2.7 Bemessungsmethoden für Holzbauteile im Brandfall

### 2.7.1 Einleitung

Die Tragwerksberechnung im Brandfall darf am Gesamttragwerk, an Teiltragwerken oder an Bauteilen erfolgen. Das Brandverhalten von Bauteilen ist durch deren Feuerwiderstandsdauer gekennzeichnet. Unter Feuerwiderstandsdauer wird die Mindestdauer in Minuten verstanden, während der ein Bauteil bestimmte Anforderungen unter Brandeinwirkung erfüllt. Der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer unter Brandeinwirkung darf



rechnerisch oder durch Versuche erfolgen. Der Brandbeanspruchung zur rechnerischen Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen liegen sogenannte Normbrandkurven zugrunde, welche auch Grundlage für Brandversuche an Bauteilen in Prüfofen für deren Einleitung in Feuerwiderstandsklassen bilden.

### 2.7.2 Leistungsanforderungen im Brandfall

Gemäss ENV 1995-1-2 [37], Ziffer 2.1 werden folgende Anforderungen an Bauteile gestellt:

- 1) Soweit ein mechanischer Feuerwiderstand gefordert ist, müssen die Tragwerke so bemessen und konstruiert werden, dass sie ihre Tragfähigkeit während der festgesetzten Brandbeanspruchung beibehalten (**Eigenschaft der Tragfähigkeit "R"**).
- 2) Wenn die Bildung von Brandabschnitten verlangt wird, müssen die Bauteile so bemessen und konstruiert werden, dass sie ihre raumabschliessende Funktion während der festgesetzten Brandbeanspruchung erfüllen, d.h.:
  - kein Versagen der Rauchdichtigkeit durch Risse, Löcher oder andere Oeffnungen, die gross genug sind, einen Feuerdurchgang in Form von Flammen oder heissen Gasen zu erlauben (**Eigenschaft der Rauchdichtigkeit "E"**)
  - kein Versagen der thermischen Isolierung durch Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite über vereinbarte Grenzen hinaus (**Eigenschaft der thermischen Isolierung "I"**), d.h. die zulässige mittlere Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgewandten Seite ist auf 140 K und die maximale Temperaturerhöhung in jedem Punkt ist auf 180 K beschränkt.

Nachfolgend wird der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit (Kriterium R) von Holzbauteilen unter Normbrand behandelt. Regeln für den Nachweis der Brandabschnittsbildung (Kriterien E und I) werden nicht behandelt.

### 2.7.3 Einwirkungen im Brandfall

Für die Einwirkungen im Brandfall muss zwischen den thermischen Einwirkungen, d.h. der Temperatureinwirkung infolge Brand und den mechanischen Einwirkungen infolge äusseren Lasten, Eigengewicht und Zwängungen, unterschieden werden.

Die thermischen Einwirkungen, gekennzeichnet durch den Temperaturverlauf im Brandraum, ergeben sich aus der Energiefreisetzung im Brandraum, den thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile des Brandraumes, sowie den Ventilationsverhältnissen. Anstelle einer "wirklichen" Temperaturverlaufskurve (parametrische Naturbrandkurve) im Brandraum, welche sich aus den vorher erwähnten Parametern berechnen lässt, wird häufig eine sogenannte "nominelle" Temperaturzeitkurve (Normbrandkurve) für die Bemessung verwendet. Die wichtigste Temperaturzeitkurve ist die Einheitstemperaturkurve (ETK) nach ISO 834 [64] (ISO-Normbrandkurve). Sie entspricht ziemlich genau der in den USA verwendeten Kurve nach ASTM.

Die ISO-Normbrandkurve ist durch die Gleichung 2.28 definiert.

$$\Theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) \quad (2.28)$$

t: Brandzeit in Minuten

$\Theta_g$ : Gastemperatur

Daneben gibt die ENV 1991-2-2 [31] auch die Hydrokarbon-Normbrandkurve für die Beanspruchung bei Ölbränden und die Externe-Normbrandkurve für aussenliegende Bauteile (vgl. Bild 2.26).

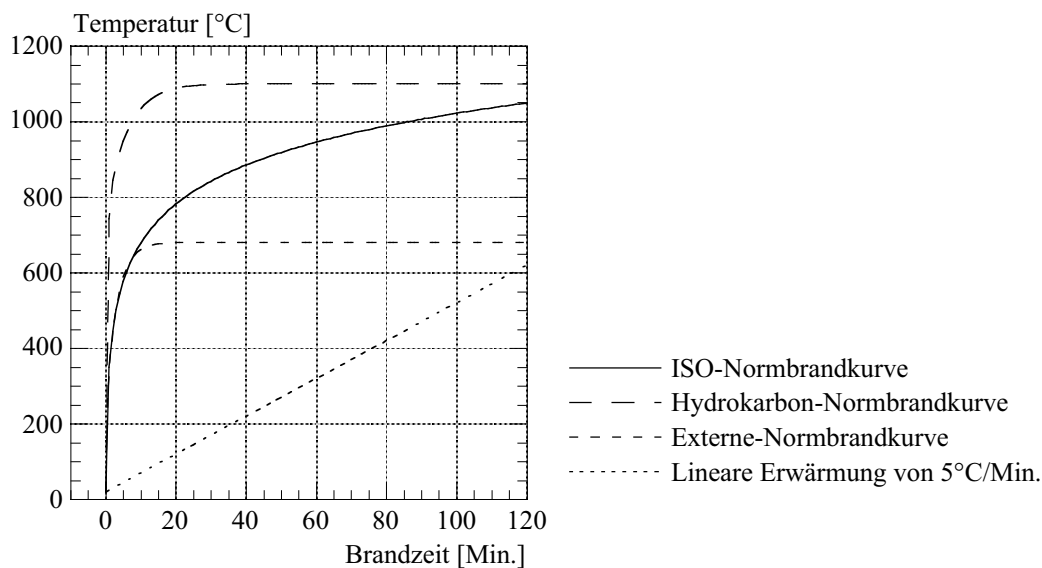


Bild 2.26 Übersicht über verschiedene Temperaturzeitkurven im Brandfall

Brand ist eine aussergewöhnliche Einwirkung, die selten oder nie während der Lebensdauer eines Tragwerkes auftritt. Daher dürfen die veränderlichen Einwirkungen, welche gleichzeitig mit einem Brand zu berücksichtigen sind, mit einem wahrscheinlicheren Wert (höherer Fraktilwert) eingesetzt werden, d.h. die Nutzlasten dürfen für die Brandbemessung reduziert werden. Die mechanischen Einwirkungen ergeben sich aus Eigenlast und der Nutzung gemäss Nutzungsplan (meistens Auflasten  $q_A$  und Nutzlasten  $q_N$ ). Da die Brandeinwirkung nur indirekt mechanischen Lasten verursacht, ergibt sich der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall gemäss Norm SIA 160 [131] zu:

$$S_{d,fi} = \gamma_G \cdot g + \psi_{acc} \cdot q_A + \psi_{acc} \cdot q_N \quad (2.29)$$

Die Tabelle 2.5 zeigt die Lastfaktoren für die mechanischen Einwirkungen im Brandfall.

Norm	Eigengewicht	Auflasten	Nutzlasten
Norm SIA 160	$\gamma_G = 1.0$	$\psi_{acc} = 1.0$	$\psi_{acc} = 0.3$
ENV-1991-1	$\gamma_G = 1.0$	$\psi_{acc} = 1.0$	$\psi_{acc} = 0.5$

Tabelle 2.5 Lastfaktoren für die aussergewöhnliche Einwirkung Brand

Die Lastfaktoren für die Nutzlasten in Tabelle 2.5 entsprechen einem Gebäude der Kategorie B (Büros) gemäss Norm SIA 160, Tabelle 2 und der ENV-1991-1, Tabelle 9.3. Im Vergleich zur Norm SIA 160 wird in der ENV-1991-1 ein höherer Lastfaktor für die Nutzlasten angenommen.

**2.7.4 Vereinfachte Bemessungsmethode gemäss SIA Dokumentation 83**

Grundvoraussetzung für die Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethode von Holzbauteilen im Brandfall gemäss SIA Dokumentation 83 [138] ist der Nachweis der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur gemäss Norm SIA 164 [133]. Die Bemessungsmethode orientiert sich an der Bemessung mit ideellem Restquerschnitt der ENV 1995-1-2 [37]. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird gemäss Gleichung 2.30 durchgeführt.

$$S_{d,fi} \leq R_{fi} / \gamma_{R,fi} \tag{2.30}$$

- $S_{d,fi}$ : Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall
- $R_{fi}$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes im Brandfall
- $\gamma_{R,fi}$ : Widerstandsbeiwert von Holzkonstruktionen im Brandfall ( $\gamma_{R,fi} = 1.0$ )

Der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall  $S_{d,fi}$  wird gemäss Norm SIA 160 [131], Ziffer 3 25 3 berechnet (vgl. Abschnitt 2.7.3).

Beanspruchungsart	Bezeichnung	Kantholz	Brettschichtholz
Biegung	$f_{fi,b}$	28.0 N/mm <sup>2</sup>	28.0 N/mm <sup>2</sup>
Druck	$f_{fi,d}$	25.0 N/mm <sup>2</sup>	27.0 N/mm <sup>2</sup>
Zug	$f_{fi,z}$	16.0 N/mm <sup>2</sup>	20.0 N/mm <sup>2</sup>
Schub	$f_{fi,\tau}$	2.5 N/mm <sup>2</sup>	2.5 N/mm <sup>2</sup>

Tabelle 2.6 Modifizierte Eingangsspannungen  $f_{fi}$  in N/mm<sup>2</sup> für Kantholz und BSH

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes  $R_{fi}$  für brandbeanspruchte Holzbauteile wird am nach Bild 2.27 ermittelten Restquerschnitt unter Berücksichtigung der modifizierten Eingangsspannungen  $f_{fi}$  nach Tabelle 2.6 bestimmt.

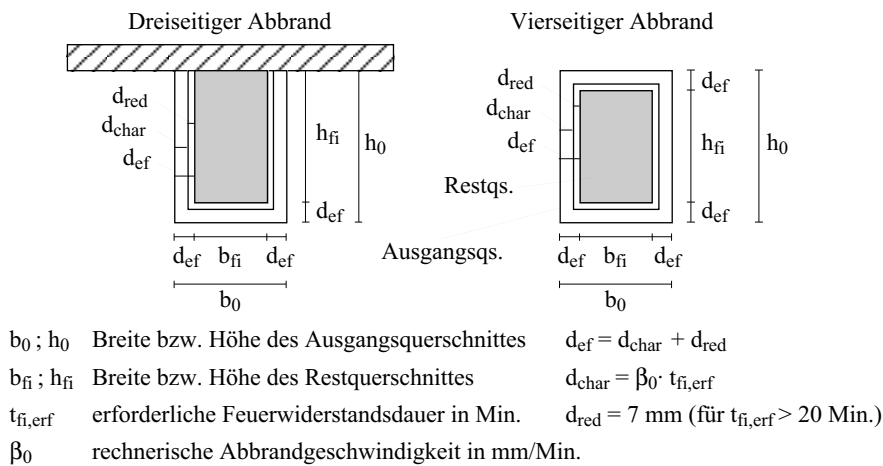


Bild 2.27 Bestimmung des Restquerschnittes gemäss SIA Dok. 83 [138]

Die modifizierten Eingangsspannungen entsprechen ungefähr der 20%-Fraktile der Grundgesamtheit. Zur Berechnung des Restquerschnittes wird die Abbrandtiefe  $d_{\text{char}}$  um die Grösse  $d_{\text{red}}$  mit dem Grundwert von 7 mm erhöht. Diese Vergrösserung der Abbrandtiefe berücksichtigt indirekt die temperaturbedingte Steifigkeits- und Festigkeitsreduktion der Holzbereiche in der Nähe der Abbrandgrenze. Die Abbrandtiefe  $d_{\text{char}}$  wird unter der Annahme einer konstanten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  nach Tabelle 2.1 berechnet.

### 2.7.5 Vereinfachte Bemessungsmethoden gemäss ENV 1995-1-2

Grundvoraussetzung für die Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethoden von Holzbauteilen im Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] ist der Nachweis der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur gemäss ENV 1995-1-1 [36]. Der Nachweis der Tragfähigkeit für Holzbauteile im Brandfall wird nach Gleichung 2.31 durchgeführt.

$$E_{\text{fi,d}} \leq R_{\text{fi,d}} \quad (2.31)$$

$E_{\text{fi,d}}$ : Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall

$R_{\text{fi,d}}$ : Bemessungswert der Beanspruchbarkeit unter Brandbelastung

Der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall  $E_{\text{fi,d}}$  wird gemäss ENV 1995-1-1 [36] und der ENV 1991-2-2 [31] berechnet (vgl. Abschnitt 2.7.3). Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit unter Brandbelastung  $R_{\text{fi,d}}$  werden gemäss folgenden Gleichungen ermittelt.

$$f_{\text{fi,d}} = k_{\text{mod,fi}} \cdot k_{\text{fi}} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{\text{M,fi}}} \quad (2.32)$$

Der Widerstandsbeiwert  $\gamma_{\text{M,fi}}$  im Brandfall ist für alle Baustoffe gleich 1.0. Die charakteristischen Festigkeitskennwerte  $f_k$  bei Raumtemperatur werden in EN 338 (Vollholz) und prEN 1194 (BSH) angegeben und sind als 5%-Fraktile der Grundgesamtheit definiert, und zwar unmittelbar anwendbar auf eine Einwirkungsdauer von  $300 \pm 120$  Sekunden (d.h. für Kurzzeit-Einwirkungen) bei einer Temperatur von  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  und einer relativen Luftfeuchte von  $65 \pm 5\%$  (d.h. für eine Holzfeuchte von  $w = 12\%$ ). Da Brand eine aussergewöhnliche Einwirkung darstellt, dürfen hingegen im Brandfall die Holzigenschaften mit einem höheren Fraktilwert berücksichtigt werden. Der Wert  $k_{\text{fi}} \cdot f_k$  entspricht ungefähr der 20%-Fraktile der Grundgesamtheit [82]. Der Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  hängt von der verwendeten Bemessungsmethode ab (vgl. Bild 2.28).

Die Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt (auf Englisch als ECSM, Effective Cross Section Method bezeichnet) berücksichtigt die temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit des unter der Holzkohle verbleibenden Restquerschnittes, indem die Abbrandtiefe  $d_{\text{char}}$  um die ideale Abbrandtiefe  $k_0 \cdot d_0$  mit dem Grundwert  $d_0$  von 7 mm erhöht wird. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des ideellen Querschnittes  $f_{\text{fi,d}}$  und  $E_{\text{fi,d}}$  entsprechen denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur. Der Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  wird gleich 1.0 gesetzt. Der Koeffizient  $k_0$  wächst in den ersten 20 Minuten linear von 0 auf 1 an und berücksichtigt näherungsweise, dass bei ungeschützten Holzoberflächen erst nach ungefähr 20 Min. mit einer vollständigen Reduk-

tion der Festigkeit und Steifigkeit des verbleidenden Restquerschnittes zu rechnen ist [82]. Die Abbrandtiefe  $d_{char}$  wird unter der Annahme einer konstanten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  nach Tabelle 2.1 berechnet.

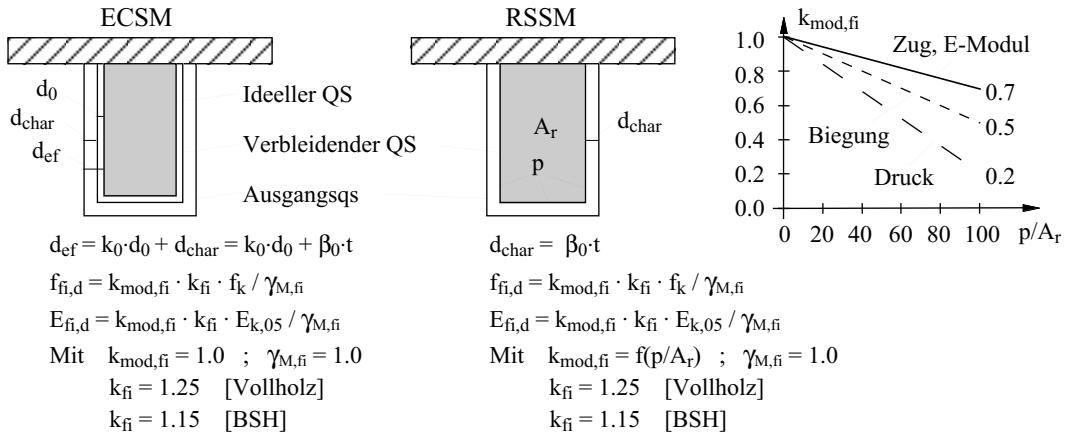


Bild 2.28 Bemessungsmethoden für Holzbauteile im Brandfall gemäss ENV-1995-1-2

Bei der Bemessungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit (auf englisch als RSSM, Reduced Strength and Stiffness Method bezeichnet) werden die Holzeigenschaften  $f_{fi,d}$  und  $E_{fi,d}$  (Biege-, Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul) in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen dem Umfang  $p$  und der Fläche  $A_r$  des verbleibenden Restquerschnittes reduziert. Die Festlegung des Modifikationsfaktors  $k_{mod,fi}$  in Funktion vom Verhältnis  $p/A_r$  des verbleibenden Restquerschnittes erfolgte aus der Integration über den Temperaturverlauf im Restquerschnitt, wobei die in Versuchen von Glos [51] erhaltenen temperaturabhängigen Festigkeiten und Steifigkeiten benutzt wurden [151].

## 2.7.6 Analyse der vereinfachten Bemessungsmethoden

Die Brandeinwirkung führt einerseits zu einem Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), andererseits zu einer Temperaturerhöhung im Querschnitt, welche die Steifigkeit und Festigkeit des unter der Kohleschicht verbleibenden Holzes beeinflusst. Aus den durchgeführten Untersuchungen wird die gemäss SIA Dokumentation 83, DIN 4102 T4 und ENV 1995-1-2 getroffene Annahme einer konstanten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit im wesentlichen bestätigt (vgl. Abschnitt 2.3).

Den vorgestellten vereinfachten Bemessungsmethoden mit ideellem Restquerschnitt bzw. mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit wurden folgende Berechnungsgrundlage zugrunde gelegt:

- rechnerische Temperaturprofile gemäss Gleichung 2.3 bzw. 2.5 (vgl. Abschnitt 2.4).
- temperaturbedingte Abnahme der Holzeigenschaften gemäss den experimentellen Untersuchungen von Glos [51] (vgl. Abschnitt 2.6).

Die experimentelle und theoretische Analyse der Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten zeigt hingegen, dass die rechnerischen Temperaturprofile gemäss Gleichungen 2.3 und 2.5 die Temperaturen im Holzquerschnitt mit zunehmender Brandzeit unterschätzen. Zur Berechnung des Temperaturprofils in brandbeanspruchten Holzquerschnitten wurde somit ein neuer Ansatz gemäss Gleichung 2.6 entwickelt, welcher eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefert.

Zudem zeigen die experimentellen Untersuchungen von König [85], dass die temperaturbedingte Abnahme der Holzeigenschaften bei Versuchen unter Normbrandbedingungen mit instationären Temperaturgradienten und Feuchtigkeitszuständen im Querschnitt deutlich grösser ist, als bei den Versuchen von Glos [51] mit nahezu konstanter Temperatur und mehr oder weniger gleichmässiger Holzfeuchte über dem Querschnitt.

Im folgenden wird der Einfluss dieser neuen Erkenntnisse auf die vereinfachten Bemessungsmethoden näher diskutiert. Von grossem Interesse ist insbesondere die Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethoden für Feuerwiderstände von 60 und 90 Minuten, weil Holz aufgrund der in vielen Ländern, darunter auch in der Schweiz, geltenden Feuerpolizeivorschriften nur für Gebäude mit geringen Anforderungen an das Tragwerk bis F30 eingesetzt werden kann, so dass für den Bereich F60 bzw. F90 noch wenig Erfahrung vorliegt.

Das Holz Brandschutz Handbuch [87] gibt die Gleichung 2.33 zur Berechnung der mittleren Temperatur im Restquerschnitt an.

$$\Theta_m = \left(1 + k \cdot \frac{b}{h}\right) \cdot \left\{20 + \frac{180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [(b/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)}\right\} \quad (2.33)$$

$\Theta_m$ : Mittlere Temperatur im Restquerschnitt in °C

$\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

t: Brandzeit in Minuten

b, h: Breite und Höhe des Querschnittes in mm

$\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.4

k: Faktor zur Berücksichtigung der Brandbeanspruchung

2-seitige Brandbeanspruchung: k = 0

3-seitige Brandbeanspruchung: k = 0.25

4-seitige Brandbeanspruchung: k = 0.4

Die Gleichung 2.33 wurde durch Integration des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.3 über die Fläche des Restquerschnittes abgeleitet und liefert die Grundlage für die vereinfachte Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss DIN 4102 Teil 4 (vgl. Scheer [121]).

Der Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss ENV-1995-1-2 [37] wird hingegen eine mittlere Temperatur im Restquerschnitt nach folgender Gleichung zugrunde gelegt:

$$\Theta_m = 20 + 1.5 \cdot \frac{p}{A_r} \quad (2.34)$$

$\Theta_m$ : Mittlere Temperatur im Restquerschnitt in °C

p: Umfang des dem Feuer ausgesetzten, verbleibenden Rest-QS in m

$A_r$ : Fläche des verbleibenden Rest-QS in m<sup>2</sup>

Die Gleichung 2.34 wurde durch Integration des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.5 über die Fläche des Restquerschnittes (vgl. Wesche [151]) abgeleitet. Sie basiert auf einem Abbau des Temperaturgradienten von 200°C auf 20°C innerhalb 25 mm Holztiefe. Vergleichrechnungen von Wesche [151] und Scheer [122] für die mittlere Temperatur im Restquerschnitt nach Gleichungen 2.33 und 2.34 zeigen, dass mit der Gleichung 2.34 kleine Querschnitte etwas ungünstiger, grosse Querschnitte etwas günstiger bewertet werden. Die Unterschiede sind jedoch gering und haben auf die Brandschutzbemessung mit der Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss DIN 4102 Teil 4 bzw. ENV-1995-1-2 keinen wesentlichen Einfluss. Im folgenden wird somit die Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss DIN 4102 Teil 4 nicht mehr betrachtet.

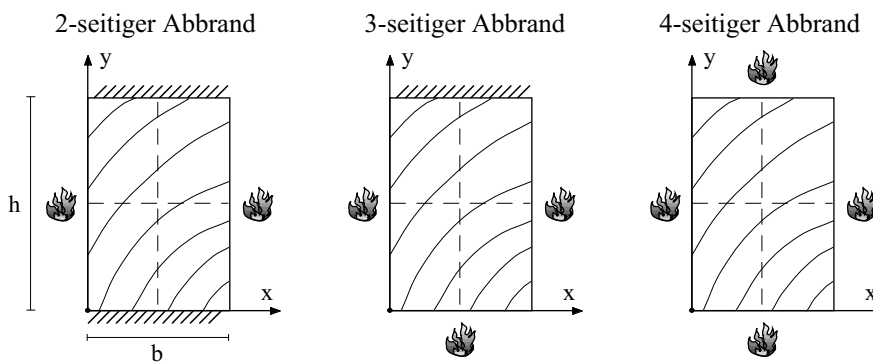


Bild 2.29 Übersicht über 2-, 3- und 4-seitige Brandeinwirkung

Wird das Temperaturprofil gemäss Gleichung 2.6 über die Fläche des Restquerschnittes integriert, ergibt sich bei einer 2-seitiger Brandbeanspruchung gemäss Bild 2.29 die mittlere Temperatur  $\Theta_m$  im Restquerschnitt zu:

$$\Theta_m = \int_{\beta \cdot t}^{b/2} \left( 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right) dx = 20 + \frac{180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [(b/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} \quad (2.35)$$

- $\Theta_m$ : Mittlere Temperatur im Restquerschnitt in °C
- $\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.
- t: Brandzeit in Minuten
- b, h: Breite und Höhe des Querschnittes in mm
- $\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.7

Die Gleichung 2.35, welche ähnlich der Gleichung 2.33 gemäss Holz Brandschutz Handbuch ist, gilt für genügend breite Holzquerschnitte. Für dünne Holzquerschnitte ist die Wärmeüberlagerung im Inneren des Querschnittes wie folgt zu berücksichtigen:

$$\Theta_m = \int_{\beta \cdot t}^{b/2} \left( 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{b-x} \right)^\alpha \right) dx = \quad (2.36)$$

$$20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left\{ \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (b - \beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(\alpha - 1) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} \right\}$$

Das Bild 2.30 zeigt die gemäss Gleichungen 2.35 und 2.36 berechnete mittlere Temperatur  $\Theta_m$  im Restquerschnitt in Abhängigkeit der Querschnittsbreite nach 30, 60 und 90 Minuten Brandeinwirkung, wobei das Verhältnis  $\Theta_m(\text{Gl. 2.35})/\Theta_m(\text{Gl. 2.36})$  dargestellt wurde. Aus dem Bild erkennt man, dass mit zunehmender Branddauer der Einfluss der Wärmeüberlagerung auf die mittlere Temperatur  $\Theta_m$  im Restquerschnitt grösser wird. Der Grund dafür ist, dass die für den Abbau des Temperaturgradienten erforderliche Holztiefe mit steigender Branddauer zunimmt (vgl. Abschnitt 2.4). Bei Einhalten einer Mindestbreite vor dem Brand von 100 mm für R30, 150 mm für R60 und 200 mm für R90 ist dieser Einfluss relativ gering und darf vereinfacht vernachlässigt werden.

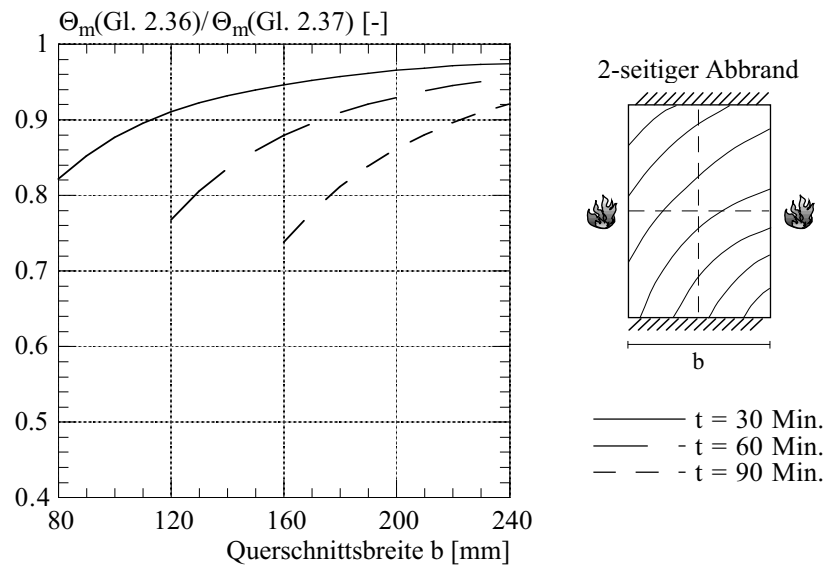


Bild 2.30 Berechnete mittlere Temperatur im Rest-QS in Abhängigkeit der Querschnittsbreite bei einer 2-seitigen Brandbeanspruchung

Zur Berechnung der mittleren Temperatur im Restquerschnitt bei einer 3-seitiger Brandbeanspruchung gemäss Bild 2.29 kann die Gleichung 2.36 wie folgt ergänzt werden:

$$\Theta_m = \int_{\beta t}^{b/2} \int_{\beta t}^h (20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [x^{-\alpha} + (b-x)^{-\alpha} + y^{-\alpha}]) dx dy = \quad (2.37)$$

$$20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left\{ \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (b - \beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(\alpha - 1) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[h^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (h - \beta \cdot t)} \right\}$$

Der zweite Term in der geschweiften Klammer berücksichtigt die Wärmeüberlagerung gegenüberliegenden Seitenrandes und darf für genügend breite Holzquerschnitte vereinfacht vernachlässigt werden.



Bei einer 4-seitiger Brandbeanspruchung gemäss Bild 2.29 ergibt sich hingegen die mittlere Temperatur  $\Theta_m$  im Restquerschnitt zu:

$$\Theta_m = \int_{\beta t}^{b/2} \int_{\beta t}^{h/2} (20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [x^{-\alpha} + (b-x)^{-\alpha} + y^{-\alpha} + (h-y)^{-\alpha}]) dx dy = \quad (2.38)$$

$$20 + 180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot \left\{ \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[(b/2)^{(1-\alpha)} - (b - \beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(\alpha - 1) \cdot (b/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[(h/2)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (h/2 - \beta \cdot t)} + \frac{[(h/2)^{(1-\alpha)} - (h - \beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(\alpha - 1) \cdot (h/2 - \beta \cdot t)} \right\}$$

Der zweite und vierte Term in der geschweiften Klammer berücksichtigen die Wärmeüberlagerung gegenüberliegenden Seitenränder und dürfen für genügend grosse Holzquerschnitte vereinfacht vernachlässigt werden.

Das Bild 2.31 zeigt die gemäss Gleichungen 2.34 und 2.37 berechnete mittlere Temperatur im Restquerschnitt bei einer 3-seitigen Brandbeanspruchung gemäss Bild 2.29 in Funktion der Querschnittsbreite, wobei das Verhältnis  $\Theta_m(\text{Gl. 2.34})/\Theta_m(\text{Gl. 2.37})$  dargestellt wurde. Die Berechnung erfolgte für zwei unterschiedliche Verhältnisse  $h/b$  und 30, 60 und 90 Minuten Brandeinwirkung unter Annahme einer Abbrandgeschwindigkeit von 0.7 mm/Min.

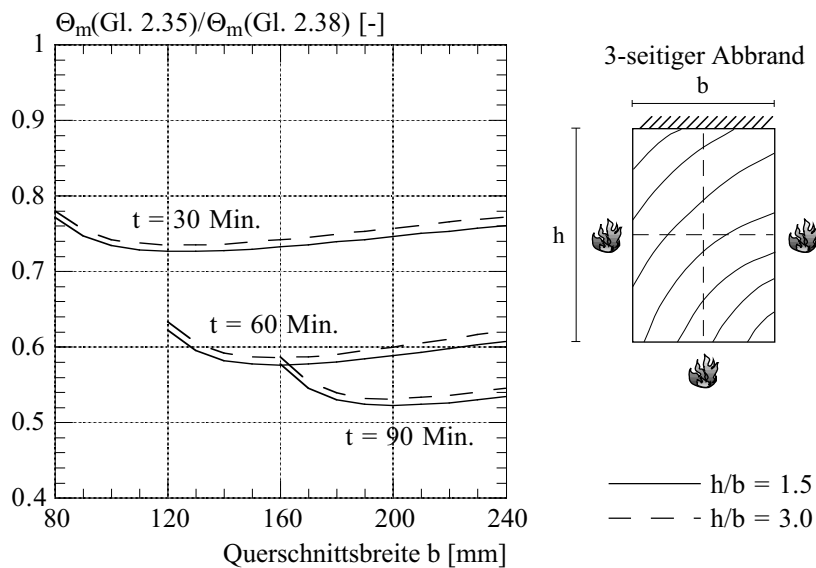


Bild 2.31 Berechnete mittlere Temperatur im Rest-QS in Abhängigkeit der Querschnittsbreite bei einer 3-seitigen Brandbeanspruchung

Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass die mittlere Temperatur im Restquerschnitt gemäss Gleichung 2.34 im Vergleich mit der Gleichung 2.37 wesentlich unterschätzt wird. Die Temperaturunterschiede nehmen mit steigender Branddauer deutlich zu. Sie sind hingegen von der Querschnittsbreite bzw. -grösse nahezu unabhängig, wobei mit steigender Querschnittsbreite bzw. -grösse die Temperaturunterschiede leicht abnehmen. Da der Feuerwiderstand von Holzbauteilen im wesentlichen vom Querschnittsverlust infol-

ge des Abbrandes beeinflusst wird, ist ein alleiniger Vergleich der mittleren Temperatur im Restquerschnitt gemäss Gleichungen 2.34 und 2.37 jedoch wenig aussagekräftig. Im folgenden wird somit der Einfluss des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.6 und der von König erhaltenen temperaturabhängigen mechanischen Holzeigenschaften auf den Feuerwiderstand von kontinuierlich gehaltenen biegebeanspruchten Holzbauteilen bei einer 3-seitigen Brandbeanspruchung gemäss Bild 2.29 mit Hilfe von einigen Beispielen näher diskutiert. Die Feuerwiderstandsdauer wurde mit den vereinfachten Bemessungsmethoden ECSM und RSSM gemäss ENV-1995-1-2 und einem Fasermodell berechnet. Als mechanische Einwirkungen wurden Auflasten  $q_A$  und Nutzlasten  $q_N$  berücksichtigt. Das Eigengewicht des Holzbalkens wurde hingegen vernachlässigt. Als statisches System wurde ein einfacher Balken mit Spannweite  $\ell$  angenommen. Jedem gewählten Querschnitt wurde eine "vernünftige" Spannweite aufgrund einer "grobe" Bemessung bei Raumtemperatur gemäss Gleichung 2.39 zugeordnet:

$$\ell = \sqrt{\frac{8 \cdot b \cdot h^2 \cdot k \cdot \sigma_{zul}}{6 \cdot (q_A + q_N)}} = \sqrt{\frac{4 \cdot b \cdot h^2 \cdot k \cdot \sigma_{zul}}{3 \cdot (q_A + q_N)}} \quad (2.39)$$

Der Faktor  $k$  berücksichtigt den Ausnutzungsgrad der Spannungen bei Raumtemperatur. Der Gleichung 2.39 wurde eine zulässige Biegespannung von  $10 \text{ N/mm}^2$  zugrunde gelegt. Die Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  für die vereinfachten Bemessungsmethoden ECSM und RSSM gemäss ENV-1995-1-2 wird erreicht, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\frac{3 \cdot (q_A + 0.5 \cdot q_N) \cdot \ell^2}{4 \cdot b_{fi} \cdot h_{fi}^2} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_k \quad (2.40)$$

$$k_{mod,fi} = 1.0 \quad \text{gemäss ECSM} \quad (2.41)$$

$$k_{mod,fi} = 1 - \frac{1}{200} \cdot \frac{p}{A_r} \quad \text{gemäss RSSM} \quad (2.42)$$

$p$ : Umfang des dem Feuer ausgesetzten, verbleibenden Rest-QS in m  
 $A_r$ : Fläche des verbleibenden Rest-QS in  $\text{m}^2$

Die Abmessungen des Restquerschnittes  $b_{fi}$  und  $h_{fi}$  wurden mit einer rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  von  $0.7 \text{ mm/Min.}$  bzw.  $0.8 \text{ mm/Min.}$  bestimmt, die Nutzlasten  $q_N$  wurden auf 50% reduziert.

Beispiel	$q_A$ [kN/m]	$q_N$ [kN/m]	$h/b$ [-]	$k$ [-]	$k_{fi} \cdot f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{zul}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Beispiel A	1.5	3.0	1.5	1.0	28.0	10.0
Beispiel B	<b>3.0</b>	3.0	1.5	1.0	28.0	10.0
Beispiel C	1.5	3.0	<b>3.0</b>	1.0	28.0	10.0
Beispiel D	1.5	3.0	1.5	<b>0.6</b>	28.0	10.0
Beispiel E	1.5	3.0	1.5	1.0	<b>35.0</b>	10.0

Tabelle 2.7 Eingabeparameter für die berechneten Beispiele

## Brandverhalten von Holz

Insgesamt wurde die Feuerwiderstandsdauer für 5 Beispiele berechnet, welche sich in der Grösse der Auflasten, dem Verhältnis  $h/b$ , dem Ausnutzungsgrad der Spannungen bei Raumtemperatur und der Biegebruchspannung  $k_{fi} \cdot f_k$  bei Raumtemperatur unterscheiden (vgl. Tabelle 2.7).

Bei der Fasermodeillberechnung wird der Holzquerschnitt, welcher dreiseitig von der Temperatureinwirkung beansprucht wird, in rechteckige finite Elemente unterteilt (vgl. Bild 2.32). Die gewählte Grösse der rechteckigen Elemente betrug 2.5 mm, die Anzahl der Elemente variierte somit zwischen 1920 (QS 80/120) und 27648 (QS 240/720).

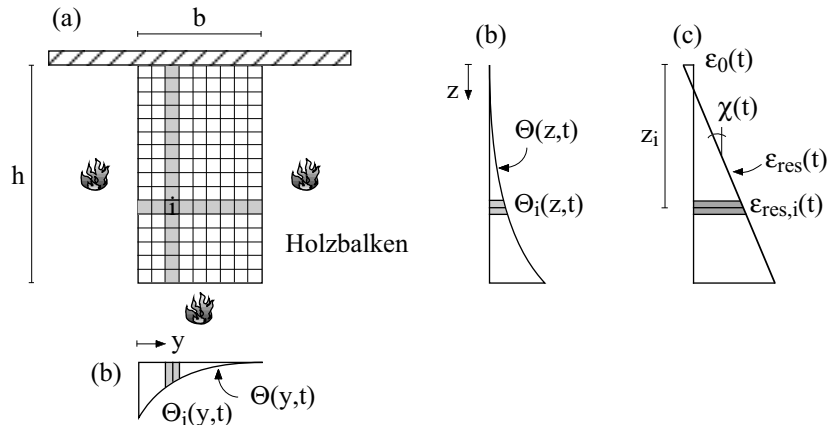


Bild 2.32 Fasermodeillberechnung: (a) Einteilung des QS in finiten Elemente, (b) Temperaturbeanspruchung des QS, (c) resultierende Dehnungsebene

Jedem Element wird in Abhängigkeit der Brandzeit  $t$  die wirkende Temperatur  $\Theta_i$  gemäss Gleichung 2.8 und die von König [85] erhaltenen temperaturabhängigen mechanischen Holzeigenschaften (E-Modul  $E_i$  und Biegefestigkeit  $f_{fi,i}$ ) gemäss Bild 2.33 zugeordnet.

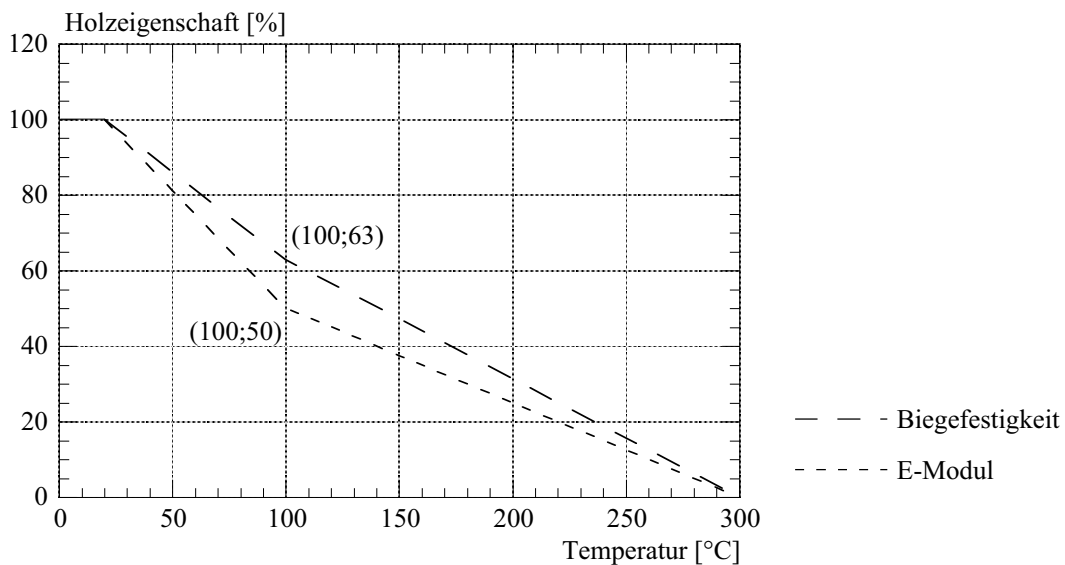


Bild 2.33 Angenommene temperaturabhängige Holzeigenschaften für die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer mit dem Fasermodeill

Die Temperaturen, die Materialeigenschaften, Dehnungen und Spannungen des Holzes werden im Schwerpunkt jedes Elementes angesetzt und über die Elementgrösse als konstant angenommen. Es wird vorausgesetzt, dass die Hypothese von Bernoulli-Navier (Ebenbleiben des Querschnittes) auch im Brandfall zutrifft. Die sich für jeden Zeitpunkt verändernde resultierende Dehnungsebene  $\varepsilon_{\text{res},i}$  darf somit z.B. durch die Dehnung der oberen Randlamelle  $\varepsilon_0$  und die Krümmung  $\chi$  des Querschnittes wie folgt beschrieben werden:

$$\varepsilon_{\text{res},i}(t) = \varepsilon_0(t) + \chi(t) \cdot z_i(t) \quad (2.43)$$

Unter Vernachlässigung des Einflusses von thermischen Dehnungen (vgl. Abschnitt 6.4) darf jedem Element aufgrund des Materialgesetzes die wirkende Spannung zugeordnet werden:

$$\sigma_{E,i}(t) = E_i(\Theta_i) \cdot [\varepsilon_0(t) + \chi(t) \cdot z_i(t)] \quad (2.44)$$

Die resultierende Dehnungsebene ergibt sich aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte  $M_\Theta$  bzw.  $N_\Theta$  mit den Schnittkräften  $M$  und  $N$  infolge äusserer Belastung. Im Falle einer reinen Biegebeanspruchung des Bauteils (keine äussere Normalkraft) lassen sich Gleichgewichtsbedingungen wie folgt schreiben:

$$N_\Theta(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i = 0 \quad (2.45)$$

$$M_\Theta(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i \cdot z_i(t) = M(x) \quad (2.46)$$

Die Gleichungen 2.45 und 2.46 stellen ein Gleichungssystem mit den Unbekannten  $\varepsilon_0$  (Dehnung der oberen Randlamelle) und  $\chi$  (Krümmung des Querschnittes) vor. Die Lösung des Gleichungssystems lässt sich wie folgt schreiben:

$$\varepsilon_0(x,t) = \frac{-(\sum EA_i \cdot z_i) \cdot M(x)}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (2.47)$$

$$\chi(x,t) = \frac{(\sum EA_i) \cdot M(x)}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (2.48)$$

Die Materialeigenschaften und damit die Querschnittswerte ändern sich für jeden Zeitpunkt in Abhängigkeit des sich verändernden Temperaturprofils. Die Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  wird erreicht, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\sigma_{E,i}(t_R) = f_{fi,i}(t_R) \quad (2.49)$$

Das Bild 2.34 zeigt die gemäss den Bemessungsmethoden ECSM bzw. RSSM und dem Fasermodell berechnete Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  für die untersuchten Beispiele in Funktion der Querschnittsbreite, wobei das Verhältnis  $t_{R,ECSM}/t_{R,Fasermodell}$  bzw.  $t_{R,RSSM}/t_{R,Fasermodell}$  dargestellt wurde.

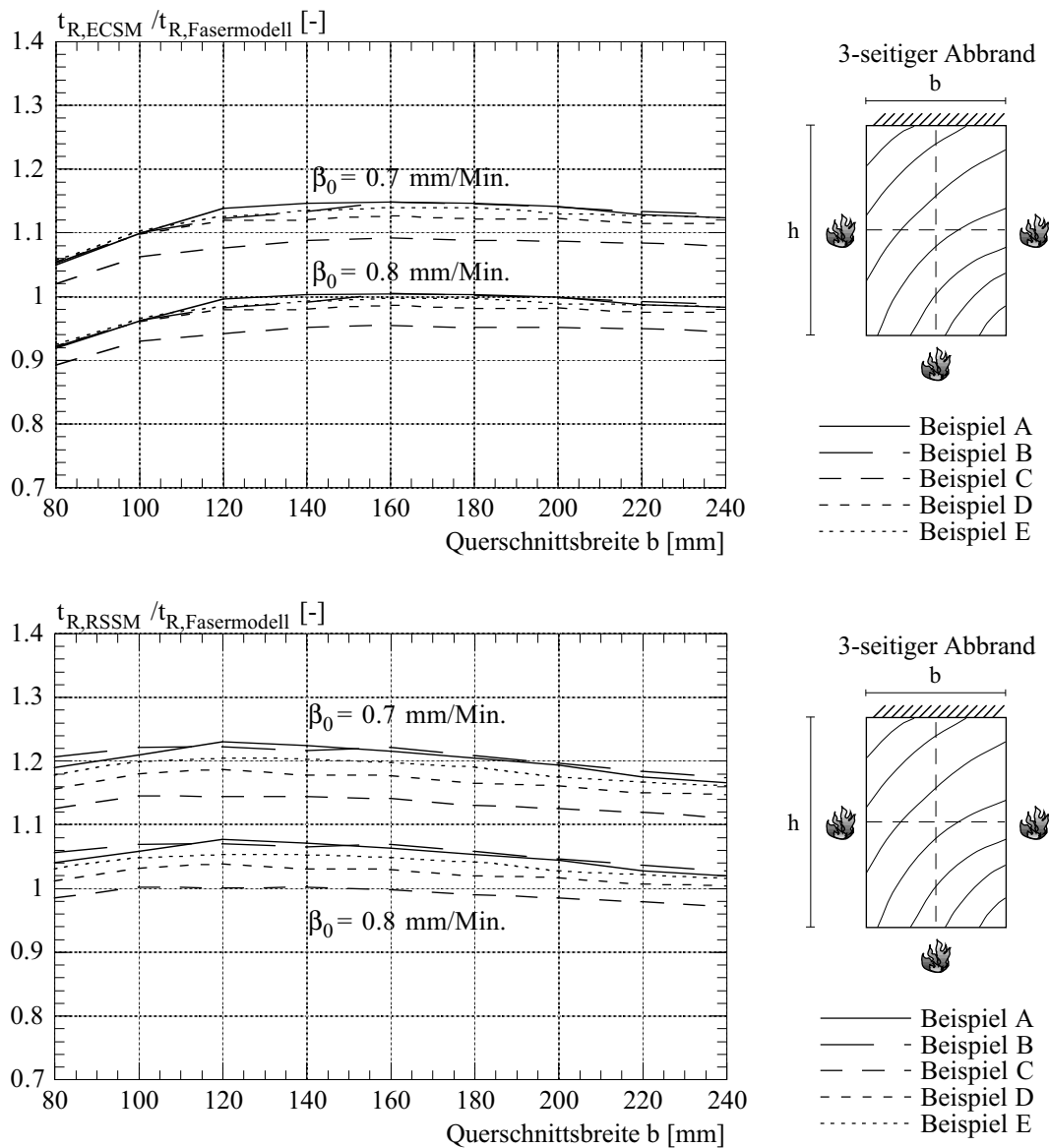


Bild 2.34 Berechneter Feuerwiderstand in Abhängigkeit der Querschnittsbreite für biegebeanspruchte Holzbalken bei einer 3-seitigen Brandbeanspruchung

Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass die Berechnungsmethode RSSM im Vergleich mit der Berechnungsmethode ECSM um ca. 5 bis 10% höhere rechnerischen Feuerwiderstände liefert. Diese Feststellung lässt sich wie folgt erklären. Wird das Temperaturprofil gemäss Gleichung 2.5 über den Temperaturgradienten integriert, ergibt sich die mittlere Temperatur des Temperaturgradienten zu:

$$\Theta_m = \frac{1}{25} \cdot \int_0^{25} \left( 20 + 180 \cdot \left( 1 - \frac{x}{25} \right)^2 \right) dx = 20 + \frac{180}{3} = 80^\circ\text{C} \quad (2.50)$$

Bei  $80^\circ\text{C}$  sind die Festigkeitseigenschaften gemäss Versuchen von Glos [51] für Druck auf ca. 66%, für Biegung auf ca. 81% und für Zug auf ca. 93% ihrer Ausgangswerte re-

duziert. Das bedeutet, dass von dem Temperaturgradienten entsprechend nur 66%, 81% bzw. 93% angerechnet werden dürfen. Die ideelle Abbrandtiefe  $d_0$  ergibt sich somit:

$$d_0 = 25 - (0.66 \cdot 25) = 8.5 \text{ mm} \quad \text{für Druck} \quad (2.51)$$

$$d_0 = 25 - (0.81 \cdot 25) = 4.8 \text{ mm} \quad \text{für Biegung} \quad (2.52)$$

$$d_0 = 25 - (0.93 \cdot 25) = 1.8 \text{ mm} \quad \text{für Zug} \quad (2.53)$$

Der Berechnungsmethode ECSM wurde vereinfacht eine mittlere Temperatur des Temperaturgradienten von ca. 70°C unabhängig von der Beanspruchung zugrunde gelegt. Daraus folgte eine ideelle Abbrandtiefe  $d_0$  von 7 mm. Aus diesen Grund liefert die Berechnungsmethode RSSM im Vergleich mit der Berechnungsmethode ECSM für Biegung und Zug meistens höhere rechnerische Feuerwiderstände und für Druck hingegen in der Regel kleinere rechnerische Feuerwiderstände.

Aus dem Bild 2.34 oben erkennt man, dass die mit  $\beta_0 = 0.8 \text{ mm/Min.}$  berechneten Feuerwiderstände gemäss der Berechnungsmethode ECSM im Vergleich mit der Fasermodellberechnung für kleine Querschnittsbreiten etwas unterschätzt werden, für grosse Querschnittsbreiten stimmen sie hingegen gut überein. Zu bemerken ist, dass die kleinen Querschnittsbreiten kürzeren Feuerwiderständen und die grossen Querschnittsbreiten hingegen längeren Feuerwiderständen entsprechen. Daraus folgt, dass der Einfluss des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.6 und der von König erhaltenen temperaturabhängigen mechanischen Holzeigenschaften auf den Feuerwiderstand von biegebeanspruchten Holzbauteilen durch die rechnerische Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0 = 0.8 \text{ mm/Min.}$  und durch die Erhöhung der Abbrandtiefe um 7 mm weitgehend kompensiert wird. Für  $\beta_0 = 0.7 \text{ mm/Min.}$  werden hingegen die rechnerischen Feuerwiderstände im Vergleich mit der Fasermodellberechnung etwas überschätzt. Die Berechnungsmethode liegt auf der unsicheren Seite, die Abweichungen sind jedoch relativ klein.

Aus dem Bild 2.34 unten lässt sich feststellen, dass die mit  $\beta_0 = 0.8 \text{ mm/Min.}$  rechnerischen Feuerwiderstände gemäss der Berechnungsmethode RSSM im Vergleich mit der Fasermodellberechnung etwas überschätzt werden. Die Berechnungsmethode liegt auf der unsicheren Seite, die Abweichungen sind jedoch relativ klein. Es zeigt sich somit, dass der Einfluss des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.6 und der von König erhaltenen temperaturabhängigen mechanischen Holzeigenschaften auf den Feuerwiderstand von biegebeanspruchten Holzbauteilen durch die rechnerische Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0 = 0.8 \text{ mm/Min.}$  nahezu kompensiert wird. Für  $\beta_0 = 0.7 \text{ mm/Min.}$  werden hingegen die rechnerischen Feuerwiderstände im Vergleich mit der Fasermodellberechnung deutlich überschätzt.

Für beide Bemessungsmethoden sind die Unterschiede zwischen den verschiedenen Beispielen A, B, D und E relativ gering. Die festgestellten Unterschiede zwischen den Berechnungsmethoden ECSM und RSSM mit der Fasermodellberechnung sind somit nahezu unabhängig von der Grösse der Auflasten, dem Ausnutzungsgrad der Spannungen und der Biegebruchspannung. Für das Beispiel C mit einem grösseren Verhältnis  $h/b$  ergeben sich dagegen geringere Unterschiede zwischen den Berechnungsmethoden. Der Grund dafür ist, dass mit zunehmender Querschnittsgrösse die temperaturbeanspruchte

Querschnittsfläche kleiner wird und damit der Einfluss der Temperatureinwirkung geringer wird.

### 2.7.7 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Zur Überprüfung der erwähnten vereinfachten Rechenmodelle für 60 und 90 Minuten Feuereinwirkung wurden an unserem Institut am Beispiel der Lignatur-Deckenelemente Untersuchungen durchgeführt [42]. Die Lignatur-Deckenelemente sind industriell gefertigte Bauelemente in Zellenbauweise aus Fichtenholz und werden mit einer doppelten Nut- und Kammverbindung oder einer Federverbindung zusammengefügt. Zwei unterschiedliche 200 mm hohe Decken wurden für 60 bzw. 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung mit jeweils drei verschiedenen Fugendetails konstruiert und untersucht. Für die mechanischen Einwirkungen wurde ein Bürogebäude mit einer Deckenspannweite von 7.1 m zugrunde gelegt. Da die Spannweite der Holzdecke zwischen den Auflagern im Versuchsofen nur 5.21 m betrug, wurde die Belastung  $F_{\text{fire}}$  für den Brandversuch so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross ist wie dasjenige in der Mitte der Decke von 7.1 m Spannweite mit  $1.5 \text{ kN/m}^2$  Auflasten und für den Brandfall auf 50% reduzierten Nutzlasten ( $q_N = 0.5 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$ ).

Aus Sicherheitsgründen wurden die Brandversuche nicht bis zum Deckenbruch durchgeführt, sondern entsprechend der Zielsetzung wurde der Versuch mit der Decke REI 60 nach 70 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung und der Brandversuch mit der Decke REI 90 nach 105 Minuten abgebrochen. Unter Berücksichtigung des gemessenen Durchbiegung-Zeitdiagramms konnte man jedoch die Feuerwiderstandsdauer der Decken mit guter Zuverlässigkeit abschätzen. Die Tabelle 2.8 zeigt den Vergleich zwischen den geschätzten und den gemäss den Berechnungsmethoden nach SIA Dok. 83 und ENV 1995-1-2 (EC5 und RSSM) ermittelten rechnerischen Feuerwiderstandsdauern  $t_R$ .

Versuch	$t_{\text{Versuch}}$	$t_{R, \text{Versuch}}$	$t_{R, \text{SIA 83}}$	$t_{R, \text{SIA 83}} / t_{R, \text{Versuch}}$	$t_{R, \text{EC5}}$	$t_{R, \text{EC5}} / t_{R, \text{Versuch}}$	$t_{R, \text{RSSM}}$	$t_{R, \text{RSSM}} / t_{R, \text{Versuch}}$
REI 60	70	77 Min.	83 Min.	1.08	85 Min.	1.10	83 Min.	1.08
REI 90	105	107 Min.	108 Min.	1.01	109 Min.	1.02	116 Min.	1.08

Tabelle 2.8 Vergleich zwischen geschätzten und berechneten Feuerwiderstandsdauern

Die Tabelle zeigt deutlich, dass die rechnerischen Feuerwiderstände  $t_R$  durch alle Berechnungsmethoden etwas überschätzt werden. Die Berechnungsmethoden liegen auf der unsicheren Seite, die Abweichungen sind aber relativ klein. Die experimentellen Untersuchungen bestätigten die im Abschnitt 2.4.3 vorgestellte theoretische Analyse der vereinfachten Berechnungsmethoden.

### 2.7.8 Folgerungen

Für die Bemessung von biegebeanspruchten Holzbauteilen für 60 und mehr Minuten Feuereinwirkung darf die Berechnungsmethode mit ideellem Restquerschnitt (EC5) gemäss SIA Dok. 83 und ENV-1995-1-2 verwendet werden. Die Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit (RSSM) gemäss ENV-1995-1-2 kann dagegen zu einer relativ grossen Überschätzung der rechnerischen Feuerwiderstände führen.

## 3 Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

### 3.1 Zielsetzung und Übersicht

Dieses Kapitel befasst sich mit den Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben. Für die vorliegende Forschungsarbeit wurde das Verbundelement VB-48-7.5x100 der Firma SFS AG in Heerbrugg verwendet (vgl. Bild 3.1). Es handelt sich um eine selbstschneidende Schraube der Festigkeitsklasse 8.8 mit Kragen als Tiefenbegrenzung, die direkt ohne Vorbohrung durch die Schalung in das Holz geschraubt wird. Der Verbinder setzt sich aus zwei Teilen zusammen: einem 6.1 mm dicken und etwa 50 mm langen oberen Teil mit einem Ankerkopf und einem 100 mm langen unteren Teil mit einem speziell tief ausgerollten Gewinde mit einem Aussendurchmesser von 7.3 mm und einem Kerndurchmesser von 4.3 mm.

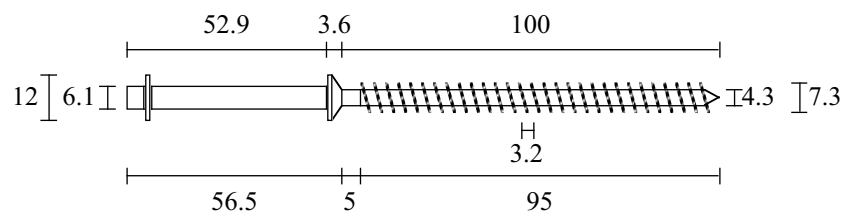


Bild 3.1 SFS Verbundelement VB-48-7.5x100 (Massstab 1:2)

Der Abschnitt 3.2 fasst die Grundlagen zum Tragverhalten der Verbundfuge bei Raumtemperatur zusammen. Die durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbindung sind in [43] beschrieben, sie werden im Abschnitt 3.3 zusammengefasst und deren Resultate im Abschnitt 3.4 ausführlich diskutiert, wobei insbesondere die Bedeutung verschiedener Einflussfaktoren auf das Brandverhalten aufgezeigt wird. Der Abschnitt 3.5 stellt die Tragmodelle vor, welche das Brandverhalten der Verbindung beschreiben und die Berechnung im Brandfall erlauben. Vereinfachte Bemessungsansätze werden im Abschnitt 3.6 vorgeschlagen.

### 3.2 Tragverhalten bei Raumtemperatur

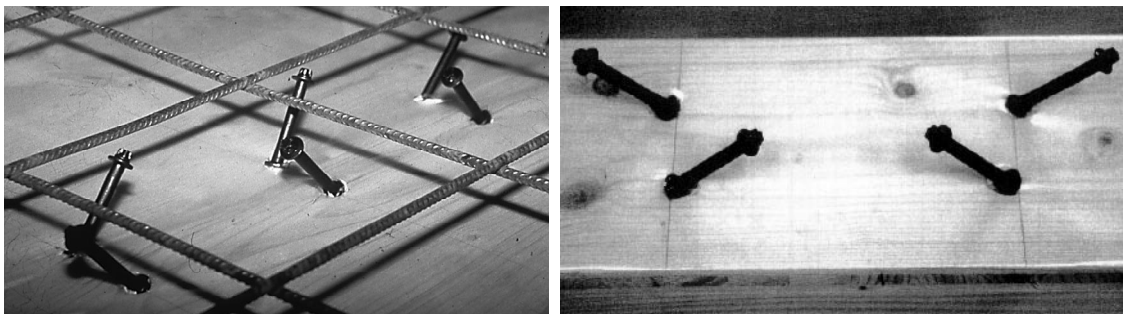
#### 3.2.1 Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur

Schon 1987 führte Küng [92] im Rahmen von Sanierungsarbeiten von bestehenden Holzdecken experimentelle Untersuchungen mit Holzschrauben als mechanische Verbindung zwischen Beton und Holz durch. Als Einflussparameter für die durchgeführten Scherversuche wurden das Holz (Altholz, Neuholz), der Beton (Leichtbeton, Normalbeton) und die Verbundmittel (Durchmesser von 8, 10, 12 und 16 mm, Neigung von 90° oder 60°) variiert. Altholz und Neuholz unterschieden sich in der Tragwirkung kaum, der Normalbeton brachte gegenüber dem Leichtbeton keine merkliche Verbesserung. Mit



steigendem Durchmesser der Holzschrauben nahm die Steifigkeit und Festigkeit des Verbundsystems mit senkrecht geschraubten Holzschrauben zu. Die grösste Duktilität der Verbindung wurde jedoch mit Holzschrauben  $\varnothing$  12 mm erreicht. Eine positive Auswirkung zeigten die unter  $60^\circ$  geschraubten Holzschrauben ( $\varnothing$  12 mm), welche im Vergleich zu den senkrecht geschraubten Holzschrauben ( $\varnothing$  12 mm) eine deutlich höhere Steifigkeit und Festigkeit aufwiesen. Dabei ist zu beachten, dass die senkrecht geschraubten Holzschrauben vorwiegend auf Biegung, während die unter  $60^\circ$  geschraubten Holzschrauben vorwiegend auf Zug beansprucht werden.

Nachteilig bei der Verwendung von Holzschrauben ist ihre aufwendige Montage, weil das Holz vorgebohrt werden muss. Mit der Idee, dieses Handicap zu überwinden, wurde vor etwa 10 Jahren die SFS Verbundschraube entwickelt, welche sich rasch und einfach ohne Vorbohrung ins Holz eindrehen lässt. Timmermann [147] führte umfassende experimentelle Untersuchungen mit den SFS Verbundschrauben durch. Die Ausziehversuche aus Beton zeigten, dass bei einer guten Verarbeitung mit beiden geprüften Betonsorten (Grösstkorn 16 und 32 mm) eine sichere und steife Einspannung der Schraube im Beton erzielt werden kann. Ausziehversuche aus Holz wurden unter  $45^\circ$  und  $90^\circ$  zwischen Schraube und Holzfaser durchgeführt. Die Bruchlast war für beide Einschraubwinkel nahezu gleich, die Steifigkeit des Verbindungsmittels erwies sich hingegen vom Einschraubwinkel abhängig, und zwar in der Art, dass die unter  $45^\circ$  geschraubten Schrauben etwas geringere Verformungen aufwiesen, als die senkrecht geschraubten Schrauben. Das festgestellte unterschiedliche Verformungsverhalten wurde von Timmermann auf die unterschiedlichen E-Moduln des Holzes senkrecht und parallel zur Faserrichtung zurückgeführt.



*Bild 3.2 Gekreuzte, gleichgerichtete (links) bzw. alternierende (rechts) Anordnung der Verbundschrauben unter  $45^\circ$*

Bei den Scherversuchen war der wesentliche untersuchte Einflussparameter die Anordnung der Verbundschrauben (senkrecht, schräg, gekreuzt und kombiniert). Die Versuche wurden mit einer 20 mm dicken Schalung zwischen Beton und Holz durchgeführt. Da die Verbindungsmittel aufgrund ihrer Schlankheit biegeweich sind, wurde bei der senkrechten Anordnung eine sehr geringe Steifigkeit erzielt. Mit der Anordnung der Verbindungsmittel unter  $45^\circ$  bzw.  $60^\circ$  zwischen Schraube und Holzfaser, so dass die Schrauben hauptsächlich auf Zug beansprucht wurden, zeigten sich deutlich kleinere Verschiebungen. Noch geringere Verschiebungen wurden bei der unter  $45^\circ$  geneigten, gekreuzten und gleichgerichteten Schraubenanordnung (vgl. Bild 3.2 links) festgestellt, welche ein fachwerkartiges Tragsystem mit auf Zug bzw. Druck beanspruchten Schrauben bewirkte

und zu einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls pro Schraube von ca. 40% führte. Bei der unter  $45^\circ$  geneigten, gekreuzten und alternierenden Schraubenanordnung (vgl. Bild 3.2 rechts) wurde die grösste Steifigkeit erreicht. Für die praktische Anwendung ist jedoch diese Anordnung zu aufwendig und somit wenig bedeutend, so dass sie im folgenden nicht mehr betrachtet wird.

Der Einfluss der vorhandenen Schalung zwischen Beton und Holz auf das Tragverhalten des Verbundsystems bei der unter  $45^\circ$  geneigten, gekreuzten und gleichgerichteten Anordnung der Verbundschrauben wurde von Blass [9] untersucht. Es zeigte sich, dass der Verschiebungsmodul des Verbundsystems ohne Zwischenschicht zwischen Beton und Holz fast doppelt so hoch wie beim Verbundsystem mit einer 28 mm dicken Schalung war. Auch die Bruchlast nahm um ca. 45% zu. Diese Erhöhung der Steifigkeit und Festigkeit ist im wesentlichen auf die längere Einschraubtiefe ins Holz und die somit bessere Verankerung zurückzuführen.

Im Rahmen der deutschen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem wurden weitere umfassende Untersuchungen durchgeführt [101]. Pro Versuchskörper erfolgte die Schubübertragung zwischen Beton und Holz mit je 3 Paaren geneigten, gekreuzten und gleichgerichteten Verbundschrauben. Als Einflussparameter wurden das Holz (Vollholz, BSH), die Schraubenreihen (1 bis 3 Doppelreihen), die Schraubenneigung ( $45^\circ/45^\circ$ ,  $90^\circ/45^\circ$ ,  $45^\circ/60^\circ$ ,  $60^\circ/45^\circ$  und  $60^\circ/60^\circ$ , wobei der erste Winkel die Zugschraube und der zweite die Druckschraube bezeichnet) und die Schalungsart (ohne Schalung, 15 mm und 30 mm dicke Schalung) variiert. Insgesamt wurden 106 Scherversuche durchgeführt. Mit steigender Dicke der Schalung nahm die Steifigkeit und Festigkeit des Verbundsystems nahezu linear ab. Eine Verdoppelung der Schraubenreihen führte mehr oder weniger zu einer Verdoppelung der Steifigkeit und Festigkeit des Verbundsystems. Die unterschiedliche Schraubenneigung zeigte einen relativ geringen Einfluss auf die Verbundsteifigkeit auf, wobei bei der Anordnung  $45^\circ/45^\circ$  die grösste Steifigkeit festgestellt wurde. Bei der überwiegenden Anzahl der Scherversuche war das Holzversagen die massgebende Bruchursache, wobei die auf Zug beanspruchten Schrauben aus dem Holz herausgezogen wurden.

### 3.2.2 Modellbildung der Verbindung bei Raumtemperatur

Die Schubübertragung in der Verbundfuge zwischen Beton und Holz erfolgt durch ins Holz geschraubten Verbundschrauben. Reibungskräfte zur Schubübertragung werden nicht in Rechnung gestellt.

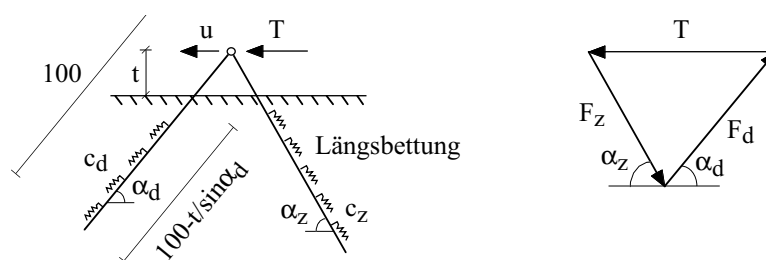


Bild 3.3 Fachwerkanalogie für die Modellbildung der Schubübertragung mit geschraubten Verbundschrauben

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

Der Modellbildung wird die Fachwerkanalogie gemäss Bild 3.3 zugrunde gelegt. Zwischen dem Holzträger und der Betonplatte kann eine Schalung der Dicke  $t$  angeordnet werden. Durch jedes Schraubenpaar wird die Schubkraft  $T$  übertragen. Entsprechend der Fachwerkanalogie können die Schraubenlängskräfte wie folgt berechnet werden:

$$F_z = \frac{T}{\cos \alpha_z + \sin \alpha_z / \tan \alpha_d} \quad (3.1)$$

$$F_d = \frac{T}{\cos \alpha_d + \sin \alpha_d / \tan \alpha_z} \quad (3.2)$$

$T$ : Schubkraft in der Verbundfuge pro Schraubenpaar

$F_z$ : Schraubenzugkraft

$F_d$ : Schraubendruckkraft

Für die in der Praxis verwendete geneigte und gekreuzte Schraubenanordnung unter  $45^\circ$  ergeben sich die Gleichungen 3.1 und 3.2 zu:

$$F_z = F_d = \frac{T}{\sqrt{2}} \quad (3.3)$$

Das Bruchversagen der Verbundfuge erfolgt durch Ausreissen der auf Zug bzw. Einkniken der auf Druck beanspruchten Schrauben. Massgebend für das Tragverhalten sind die auf Zug beanspruchten Schrauben. Da die Bruchfläche im wesentlichen der Mantelfläche Holz-Aussengewinde entspricht, darf eine rechnerische Auszugsfestigkeit  $f_v$  wie folgt berechnet werden:

$$f_v = \frac{F_{z,\max}}{\pi \cdot d_a \cdot s_z} \quad (3.4)$$

$s_z$ : Einschraubtiefe der Zugschraube

$d_a$ : Aussendurchmesser der Gewinde ( $d_a = 7.3 \text{ mm}$ )

Die Einschraubtiefe  $s_z$  hängt von der Schalungsdicke  $t$  und dem Einschraubwinkel  $\alpha_z$  ab und darf wie folgt berechnet werden:

$$s_z = 100 - t / \sin \alpha_z \quad (3.5)$$

$t$ : Dicke der Schalung

$\alpha_z$ : Einschraubwinkel zwischen Fuge und Zugschraube

Mit dem oben erwähnten Berechnungsmodell berechnete Kreuzinger [90] die rechnerische Auszugsfestigkeit für die Zulassungsversuche, sowie für die Versuche von Timmermann [147] und Blass [9]. Die so berechneten Werte für die rechnerische Auszugsfestigkeit lagen für alle Versuche sehr eng beieinander. Abhängigkeiten von der Zahl der Doppelreihen, dem Einschraubwinkel, der Schalungsdicke und dem Holzart (Vollholz, BSH) waren im weiteren nicht deutlich erkennbar. Aus der grossen Anzahl von Versuchsergebnissen konnte man die charakteristische rechnerische Auszugsfestigkeit  $f_{v,k}$  (als 5%-Fraktilwert bei einer Holzfeuchte von 12% definiert) ermitteln.

Der charakteristische Schubwiderstand pro Schraubenpaar darf somit in Abhängigkeit der Schraubenanordnung und der Schalungsdicke wie folgt bestimmt werden:

$$T_k = \pi \cdot d_a \cdot (100 - t / \sin \alpha_z) \cdot f_{v,k} \cdot (\cos \alpha_z + \sin \alpha_z / \tan \alpha_d) \quad (3.6)$$

Für die geneigte und gekreuzte Schraubenanordnung unter  $45^\circ$  wurde der charakteristische Schubwiderstand pro Schraubenpaar wie folgt bestimmt [130]:

$$T_k = 16.6 - 0.2 \cdot t \quad (3.7)$$

$T_k$ : charakteristischer Schubwiderstand pro Schraubenpaar in kN

t: Dicke der Schalung in mm

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden auch einige Scherversuche bei Raumtemperatur durchgeführt, welche ebenfalls Werte für die rechnerische Auszugsfestigkeit in der Grössenordnung der vorher erwähnten Versuche lieferten.

Mit Hilfe des Fachwermodells und einer elastischen Bettung der Schrauben in Schraubenlängsrichtung mit einem Bettungsmodul  $c_z$  und  $c_d$  für Zug- bzw. Druckbeanspruchung sowie der entsprechender Einschraubtiefe  $s_z$  und  $s_d$  (vgl. Bild 3.3) darf der Verschiebungsmodul K pro Schraubenpaar wie folgt berechnet werden:

$$1/K = 1/[(\cos \alpha_z + \sin \alpha_z / \tan \alpha_d)^2 \cdot c_z \cdot s_z] + 1/[(\cos \alpha_d + \sin \alpha_d / \tan \alpha_z)^2 \cdot c_d \cdot s_d] \quad (3.8)$$

Die Verformungen der Schraube im Beton und die Schraubendehnung selbst werden dabei vernachlässigt, sie könnten jedoch im Bettungsmodul c mitberücksichtigt werden. Mit der Gleichung 3.8 berechnete Kreuzinger [90] den Bettungsmodul c für die Zulassungsversuche, sowie für die Versuche von Timmermann [147] und Blass [9]. Dabei wurde die elastische Längsbettung für Zug und Druck  $c_z$  gleich  $c_d$  gesetzt und dann vom Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung abhängig gemacht mit  $c(45^\circ) = 1.0 \cdot c$ ,  $c(60^\circ) = 0.9 \cdot c$  und  $c(90^\circ) = 0.75 \cdot c$  (vgl. Abschnitt 3.2.1). Die so berechneten Werte für den Bettungsmodul c lagen für unterschiedliche Schraubenanordnung und unterschiedliche Dicke der Schalung in der gleichen Grössenordnung.

Für die in der Praxis verwendete geneigte und gekreuzte Schraubenanordnung unter  $45^\circ$  wurde der Verschiebungsmodul pro Schraubenpaar wie folgt festgelegt [130]:

$$K_{ser} = 25.0 - 0.35 \cdot t \quad (3.9)$$

$K_{ser}$ : Verschiebungsmodul der Verbundfuge pro Schraubenpaar in kN/mm

t: Dicke der Schalung in mm

Der Rechenwert  $K_{ser}$ , welche dem Verschiebungsmodul  $K_s$  nach DIN 26891 entspricht, wurde bei ca. 40% der Höchstlast bestimmt und ist somit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu verwenden. Für den Nachweis der Tragfähigkeit darf gemäss ENV-1995-1-1 der Verschiebungsmodul  $K_u$  vereinfacht wie folgt bestimmt werden:

$$K_u = 2/3 \cdot K_{ser} \quad (3.10)$$

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit bei Raumtemperatur durchgeführten Scherversuche bestätigten ebenfalls den von Kreuzinger berechneten Rechenwert  $K_{ser}$ .

### 3.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen

#### 3.3.1 Problemstellung

Zum Tragverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben bei hohen Temperaturen liegen bisher keine Tragmodelle vor. Zwei grundsätzliche Fragestellungen lassen sich diesbezüglich formulieren:

- wie gross ist der Einfluss der Temperatur auf die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung zwischen Beton und Holz
- welche Einflussfaktoren bestimmen grundsätzlich das Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz

Ausgehend von diesen Fragen wurden umfassende experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbindung bei Zug- und Scherbeanspruchung durchgeführt. Im folgenden werden die wesentlichen Versuchsergebnisse zusammengestellt (Abschnitt 3.3) und diskutiert (Abschnitt 3.4), welche für die Beschreibung und Modellierung des Brandverhaltens der Verbindung von Bedeutung sind (Abschnitt 3.5). Detaillierte Informationen über die durchgeführten experimentellen Untersuchungen können dem Versuchsbericht [43] entnommen werden.

#### 3.3.2 Ausziehversuche bei konstanter Temperatur

Bei dieser Versuchsart wurden die Probekörper zunächst im Trockenschrank auf die Versuchstemperatur geheizt und anschliessend die Ausziehversuche bei konstanter Temperatur durchgeführt (vgl. Abschnitt 2.6.2). Während der Prüfung besaßen die Prüfkörper eine nahezu gleichmässige Temperaturverteilung über den Querschnitt. Die Versuchskörper bestanden aus BSH aus Fichte. Die Rohdichte variierte zwischen 419 und 477 kg/m<sup>3</sup>. Die Ausgangsholzfeuchte lag zwischen 10 und 11%. Die relativ grossen Abmessungen der Versuchskörper wurden aufgrund mehrerer Kriterien gewählt: Grösse des Trockenschrankes, Grösse der Auszugseinrichtung, drei Versuche pro Versuchskörper (1 Versuch bei Raumtemperatur, 2 Versuche bei hoher Temperatur), "genügende Holzüberdeckung", damit sich das Holz in der Nähe der Schraube nicht zu schnell abkühlte. Nachteilig bei derart grossen Abmessungen war die nötige lange Zeitdauer für das Aufheizen der Versuchskörper. Die Versuchskörper wurden in der Regel mehrere Stunden erwärmt, bis eine nahezu gleichmässige Temperaturverteilung über den Querschnitt erreicht wurde. Dabei ist zu beachten, dass beim Aufheizen der Versuchskörper auch die Holzfeuchte verändert wurde.

Eine erste Versuchsserie wurde mit 80 mm ins Holz geschraubten Verbundschrauben durchgeführt. Da die Schrauben bei Raumtemperatur in der Regel infolge der Überschreitung der Zugfestigkeit des Schraubenwerkstoffes versagten (Stahlversagen), wurde eine zweite Versuchsserie mit 70 mm ins Holz geschraubten Verbundschrauben durchgeführt, so dass das Versagen immer auf die Überschreitung der Auszugsfestigkeit des Holzes zurückzuführen war (Holzversagen). Da bei hohen Temperaturen immer ein Holzversagen beobachtet wurde, werden im folgenden nur die Versuchsergebnisse berücksichtigt, bei denen auch das Holzversagen bei Raumtemperatur festgestellt wurde.

Das Bild 3.4 links zeigt typische Last-Verformungsdiagramme von einigen Ausziehversuchen bei unterschiedlichen konstanten Temperaturen. Mit zunehmender Temperatur nimmt der Auszieh Widerstand der Verbindung relativ stark ab, während die Bruchverformung nicht wesentlich variiert. Die Steifigkeit der Verbindung nimmt hingegen nur bei hohen Temperaturen stark ab.

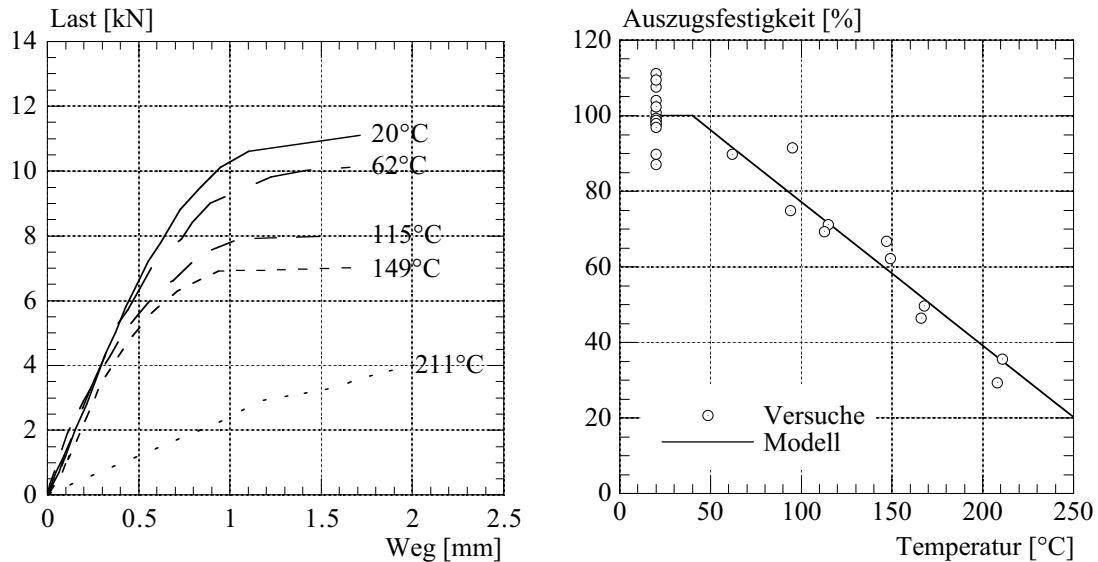


Bild 3.4 Typische Last-Verformungsdiagramme (links) und Auszugsfestigkeit in Funktion der Temperatur (rechts) für die Ausziehversuche mit den Verbundschrauben bei konstanter Temperatur

Das Bild 3.4 rechts stellt die rechnerische Auszugsfestigkeit des Holzes gemäss Gleichung 3.4 in Funktion der Temperatur dar. Als Bezugsgrösse für die Darstellung in relativer Form wurden die Resultate der Referenzversuche verwendet, welche bei Raumtemperatur durchgeführt wurden. Mit zunehmender Temperatur nimmt die rechnerische Auszugsfestigkeit des Holzes nahezu linear ab. Aus der linearen Regressionsanalyse wurde folgende Gleichung abgeleitet:

$$f_v(\Theta) = -0.38 \cdot \Theta + 115.2 \quad \text{für } 40 \leq \Theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (3.11)$$

$f_v$ : rechnerische Auszugsfestigkeit in %  
 $\Theta$ : Temperatur in °C

Der Gleichung 3.11 wird keine Abnahme der Auszugsfestigkeit bis zu einer Temperatur von 40°C zugrunde gelegt. Der Proben-Korrelationskoeffizient R beträgt 0.96, der Probenumfang ist jedoch sehr gering.

### 3.3.3 Ausziehversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung

Das Bild 3.5 zeigt schematisch die Versuchseinrichtung für die Ausziehversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung. Pro Balken wurden zwei Schrauben durch die 20 mm dicke Schalung 80 mm tief ins Holz geschraubt und getestet. Als Einflussparameter wurden die Holzüberdeckung  $x$  (40 bzw. 60 mm), die Holzart (Vollholz und BSH) und der Spalt (0, 3 mm) zwischen Schalung und Holzbalken variiert. Die Versuchskörper bestanden aus Fichtenholz. Die mittlere Rohdichte der Balken aus Vollholz betrug  $386 \text{ kg/m}^3$ , diejenige der BSH-Balken  $496 \text{ kg/m}^3$ . Die mittlere Ausgangsholzfeuchte der Versuchskörper betrug  $13 \pm 1\%$ .

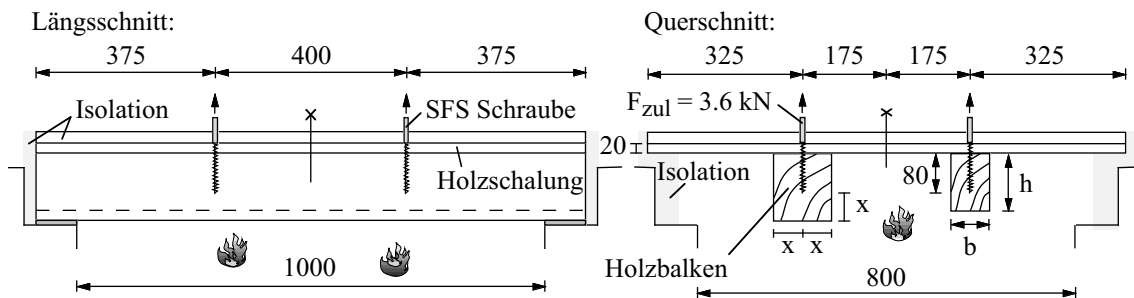


Bild 3.5 Versuchseinrichtung für die Ausziehversuche mit den Verbundschrauben unter ISO-Normbrandeinwirkung

Bei dieser Versuchsart wurden zwei unterschiedliche Versuchsabläufe gewählt (vgl. Bild 3.6). Bei einem Versuchsablauf (Test II) wurden die Verbindungsmittel während der ganzen Versuchsdauer mit der zulässigen Kraft gezogen, während die Probekörper durch ISO-Normbrand beansprucht wurden. Bei dem anderen Versuchsablauf (Test I) wurde nach 30 Min. ISO-Normbrand das Lastniveau der Verbindungsmittel bis zum Bruch gesteigert. Die zulässige Belastung der Verbindungsmittel wurde auf ca. ein Drittel der Bruchlast bei Raumtemperatur, d.h. 3,6 kN festgelegt. Während der Prüfung wiesen die Prüfkörper einen starken Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten über den Querschnitt auf. Gemessen wurden die Belastung und die Verformung von jedem Verbindungsmittel sowie die Holztemperaturen in verschiedenen Punkten und Tiefen der Versuchskörper.

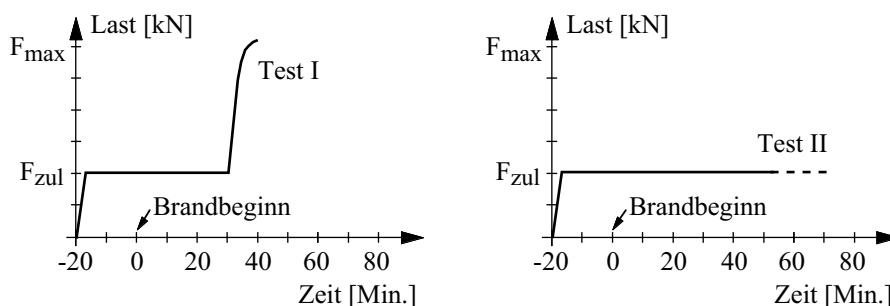


Bild 3.6 Versuchsdurchführung für die Ausziehversuche mit den Verbundschrauben unter ISO-Normbrandeinwirkung

Die Verbundschrauben versagten immer infolge der Überschreitung der Auszugsfestigkeit des Holzes (Holzversagen). Das Bild 3.7 zeigt typische Last-Verformung- bzw. Zeit-Verformungsdiagramme der Brandversuche vom Testtyp I und II für Schrauben mit 40 und 60 mm seitlicher Holzüberdeckung. Im Bild 3.7 rechts wird zudem auch die mittlere Holztemperatur entlang der Schraubenachse dargestellt. Mit Zeit Null wird der Brandbeginn bezeichnet.

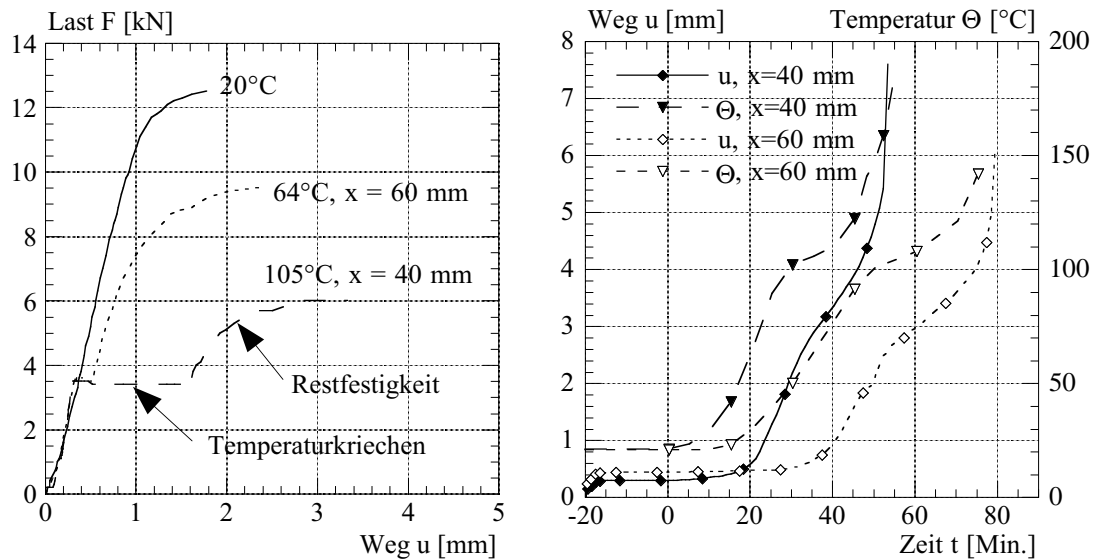


Bild 3.7 Typische Last-Verformung- bzw. Zeit-Verformungsdiagramme der Ausziehversuche vom Testtyp I (links) und II (rechts)

Aus dem Bild 3.7 lässt sich folgendes feststellen:

- der Auszieh Widerstand der Verbindung hängt von der Holztemperatur im Bereich der Schraube ab. Mit zunehmender Holztemperatur nimmt der Auszieh Widerstand stark ab, die Bruchverformung hingegen stark zu. Bei einer mittleren Temperatur entlang der Schraubenachse von ca.  $105^\circ\text{C}$  beträgt der Auszieh Widerstand nur noch etwa 45% des Tragwiderstandes bei Raumtemperatur.
- der Feuerwiderstand der Verbindung hängt von der seitlichen Holzüberdeckung ab. Mit 40 mm seitlicher Holzüberdeckung versagten die durch die dauernde konstante zulässige Belastung beanspruchten Schrauben nach ca. 54 Minuten, mit 60 mm seitlicher Holzüberdeckung nach ca. 78 Minuten.
- durch die dauernde konstante Belastung während der Brandversuche kommt es zu Kriecherscheinungen, d.h. die Verformungen nehmen während der Brandzeit zu. Dies geschieht um so mehr, je höher die Temperaturen steigen bzw. je länger sie konstant auf einer bestimmten Temperatur bleiben. Im Temperaturbereich bis etwa  $70^\circ\text{C}$  wird keine wesentliche Zunahme der Verformungen beobachtet.



### 3.3.4 Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung

Das Bild 3.8 zeigt schematisch die Versuchseinrichtung für die Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung. Pro Versuchskörper erfolgte die Schubübertragung zwischen Beton und Holz mit je 3 Paar (d.h. insgesamt 6 Schrauben) unter 45° geneigten, gekreuzten Verbundschrauben, welche im Abstand von 300 mm versetzt wurden. Die in einer Ebene liegenden Verbundschrauben waren gleichgerichtet. Als Einflussparameter wurden die Holzüberdeckung  $x$  (40 bzw. 60 mm) und die Holzart (Vollholz und BSH) variiert. Die Versuchskörper bestanden aus Fichtenholz. Die mittlere Rohdichte der Balken aus Vollholz betrug  $383 \text{ kg/m}^3$ , diejenige der BSH-Balken  $466 \text{ kg/m}^3$ . Die mittlere Ausgangsholzfeuchte der Versuchskörper betrug  $12 \pm 1\%$ .

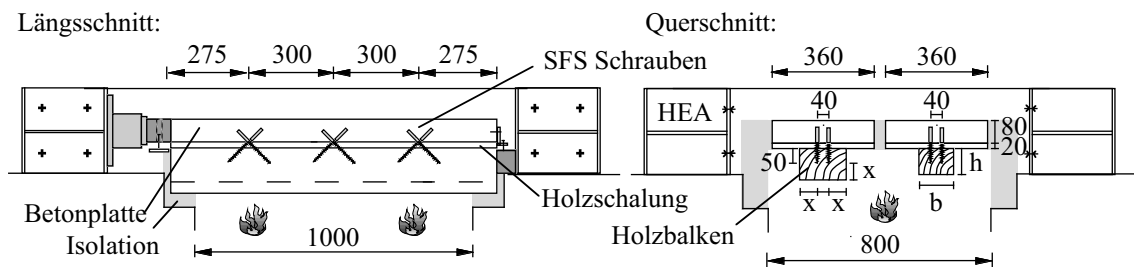


Bild 3.8 Versuchseinrichtung für die Scherversuche mit den Verbundschrauben unter ISO-Normbrandeinwirkung

Bei dieser Versuchsart wurde nur der Versuchsablauf Test I untersucht. Während der Versuchsdauer wurden die beiden Betonplatten unabhängig voneinander mit der zulässigen Abscherkraft gepresst. Nach 30 oder 40 Min. ISO-Normbrand wurde die Last auf die Betonplatten bis zum Bruch des Verbundsystems gesteigert. Die zulässige Belastung des Verbundsystems mit je 3 Paar Verbundschrauben wurde auf ca. ein Drittel der Bruchlast bei Raumtemperatur, d.h. ca.  $14.0 \text{ kN}$  festgelegt. Gemessen wurden während der Brandversuche die Belastung auf die Betonplatte, die relative Verschiebung zwischen Holzbalken und Betonplatte und die Holztemperaturen in verschiedenen Punkten und Tiefen der Versuchskörper.

Das Bruchversagen der Verbundfuge erfolgte durch Ausreißen der zugbeanspruchten Verbundschrauben (Holzversagen). Das Bild 3.9 zeigt typische Last-Verformungs- bzw. Zeit-Verformungsdiagramme der Brandversuche nach 40 Min. ISO-Normbrandeinwirkung mit 40 und 60 mm seitlicher Holzüberdeckung. Im Bild 3.9 rechts wird zudem auch die mittlere Holztemperatur entlang der Schraubenachse dargestellt. Mit Zeit Null wird der Brandbeginn bezeichnet. Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- der Schubwiderstand der Verbindung hängt von der Holztemperatur im Bereich der Schraube ab. Mit zunehmender Holztemperatur nimmt der Schubwiderstand stark ab, während die Bruchverformung nicht wesentlich variiert. Bei einer mittleren Temperatur entlang der Schraubenachse von ca.  $107^\circ\text{C}$  beträgt der Schubwiderstand nur noch etwa 41% des Tragwiderstandes bei Raumtemperatur.

- durch die dauernde konstante Belastung wurde während der Brandversuche eine Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holzbalken und Betonplatte beobachtet, d.h. die Steifigkeit der Verbindung zwischen Beton und Holz nahm während der Brandzeit ab.

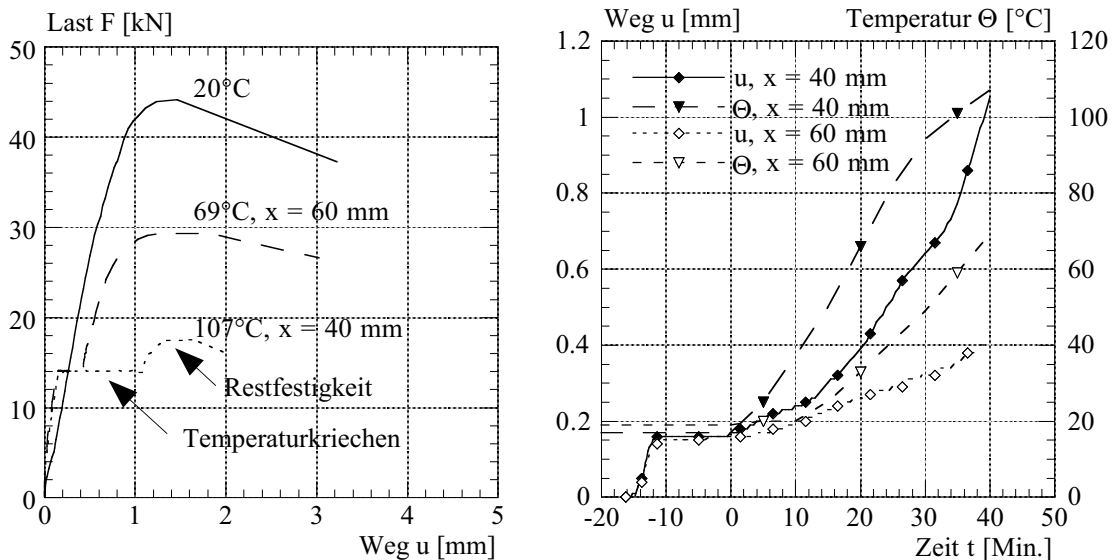


Bild 3.9 Typische Last-Verformungs- bzw. Zeit-Verformungsdiagramme der Scherversuche nach 40 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung

### 3.4 Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse

#### 3.4.1 Bruchversagen bei hohen Temperaturen

Bei hohen Temperaturen erfolgte das Bruchversagen der Verbindung immer durch Ausreißen der zugbeanspruchten Verbundschrauben, d.h. die zugbeanspruchten Schrauben wurden aus dem Holz herausgezogen. Massgebend für den Tragwiderstand der Verbindung ist somit die temperaturbedingte Abnahme der Auszugsfestigkeit des Holzes, die Zugfestigkeit des Schraubenwerkstoffes spielt diesbezüglich keine Rolle.

#### 3.4.2 Einfluss der Temperatur

Das Bild 3.10 zeigt die rechnerische Auszugsfestigkeit des Holzes gemäss Gleichung 3.4 in Funktion der Temperatur für alle durchgeführten Auszieh- und Scherversuche, bei denen ein Holzversagen festgestellt wurde. Zu bemerken ist, dass für die Versuche bei ISO-Normbrandbedingungen in Abhängigkeit der Geometrie (Querschnittsabmessungen, Lage der Schrauben im Holzquerschnitt, Holzüberdeckung) und wegen unvermeidbarer Spalten zwischen der Holzschalung und dem Holzbalken unterschiedliche Temperaturen entlang der Schraubenachse während der Brandzeit gemessen wurden. Die im Bild angegebene Temperatur entspricht dem Mittelwert der in unterschiedlichen Tiefen entlang der Schraubenachse gemessenen Holztemperaturen. Für die Versuche bei konstanter Temperatur wurde hingegen eine nahezu gleichmässige Temperaturverteilung im Ver-

bindungsbereich gemessen, so dass man aus den Versuchsergebnissen die lineare Regressionsgerade nach Gleichung 3.11 ableiten konnte (vgl. Abschnitt 3.3.2).

Zudem ist zu beachten, dass die Ausziehversuche bei konstanter Temperatur nur mit BSH durchgeführt wurden, die Auszieh- und Scherversuche unter ISO-Normbrand hingegen im wesentlichen mit Vollholz. Das verwendete BSH bzw. Vollholz wies eine mittlere Dichte  $r_{\text{mean}}$  von  $442 \pm 20 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $383 \pm 14 \text{ kg/m}^3$  auf. Da die Dichte einen wesentlichen Einfluss auf die Auszugsfestigkeit des Holzes hat [49], wurden als Bezugsgrösse für die relative Darstellung die Resultate der Referenzversuche bei Raumtemperatur verwendet. Die bei Raumtemperatur ermittelte mittlere Auszugsfestigkeit  $f_{v,\text{mean}}$  betrug für die Versuchskörper aus Vollholz  $6.3 \text{ N/mm}^2$ , für die Versuchskörper aus BSH  $7.0 \text{ N/mm}^2$  [43]. Damit ist der Einfluss der Dichte bei der relativen Darstellung berücksichtigt.

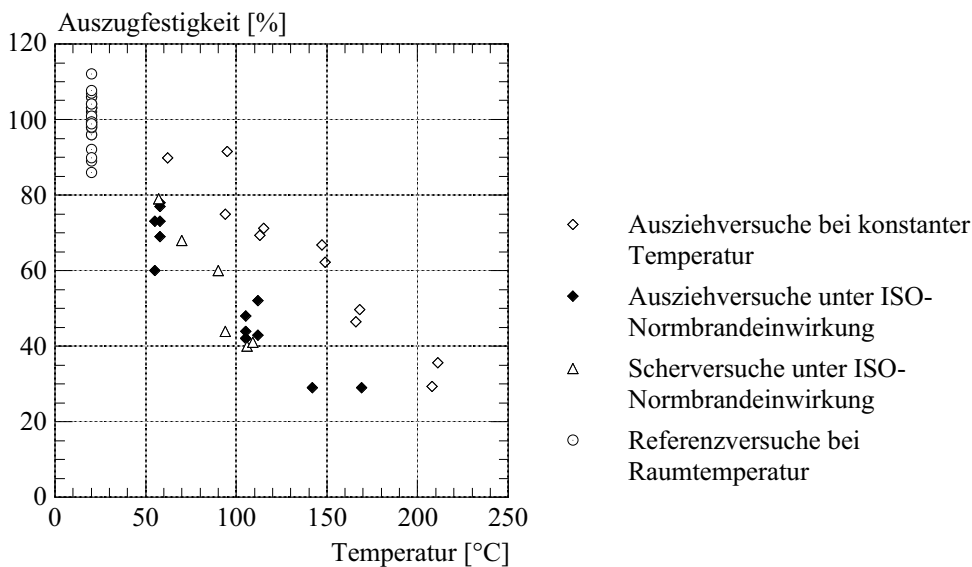


Bild 3.10 Auszugsfestigkeit in Funktion der mittleren Holztemperatur entlang der Schraubenachse

Aus dem Bild lässt sich feststellen, dass die Auszugsfestigkeit des Holzes und somit der Auszieh- bzw. Schubwiderstand der Verbindung mit zunehmender Temperatur im Verbindungsbereich nahezu linear abnimmt, wobei sich die Grösse der temperaturbedingten Festigkeitsabnahme in Abhängigkeit der Versuchsart (“Versuche bei konstanter Temperatur” und “Versuche unter ISO-Normbrandeinwirkung”) unterscheidet (vgl. Abschnitt 3.4.3). Vergleicht man die Versuchsergebnisse der Auszieh- und der Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung miteinander, so stellt man hingegen ein ähnliches Verhalten fest, was auf die Tragwirkung auf Zug bzw. Druck der unter  $45^\circ$  geneigten und gekreuzten Verbundschrauben bei Scherbeanspruchung zurückzuführen ist.

### 3.4.3 Einfluss der Versuchsart

Die durchgeführten Versuche wurden aufgrund der “Temperatureinwirkung” in zwei Kategorien geteilt: “Versuche bei konstanter Temperatur” und “Versuche unter ISO-Normbrandeinwirkung”. Die Versuche unterschieden sich jedoch auch in weiteren wichtigen Aspekten (vgl. Tabelle 3.1).

Versuchsbezeichnung	Temperatur	Feuchte	Vorbelastung
Versuche bei konstanter Temperatur	nahezu gleichmässig im Verbindungsbereich	stark ausgetrockneter Holzquerschnitt	nicht vorhanden
Versuche unter ISO-Normbrand	Temperaturgradient über den Verbindungsbereich	Feuchtegradient über den Querschnitt	vorhanden

Tabelle 3.1 Wesentliche Unterschiede zwischen Versuchen bei konstanter Temperatur bzw. unter ISO-Normbrandeinwirkung

Aus dem Bild 3.10 erkennt man, dass die temperaturbedingte Festigkeitsabnahme der Verbindung bei Versuchen unter ISO-Normbrandbedingungen deutlich grösser ist, als bei Versuchen bei konstanter Temperatureinwirkung. Bei einer Temperatur von ca. 105°C beträgt die Festigkeit bei konstanter Temperatureinwirkung 75% der Festigkeit bei Raumtemperatur, bei instationärer Temperatureinwirkung nur noch etwa 45%.

Das Bild 3.11 vergleicht typische Spannungs-Verformungsdiagramme von Ausziehversuchen bei konstanter Temperatur bzw. unter ISO-Normbrandeinwirkung. Aus dem Bild erkennt man, dass sich die Spannungs-Verformungsdiagramme nicht nur in der Festigkeit, sondern auch in der Steifigkeit unterscheiden, und zwar in der Art, dass die temperaturabhängige Steifigkeit der Verbindung bei Versuchen unter ISO-Normbrand geringer ist, als bei Versuchen bei konstanter Temperatureinwirkung.

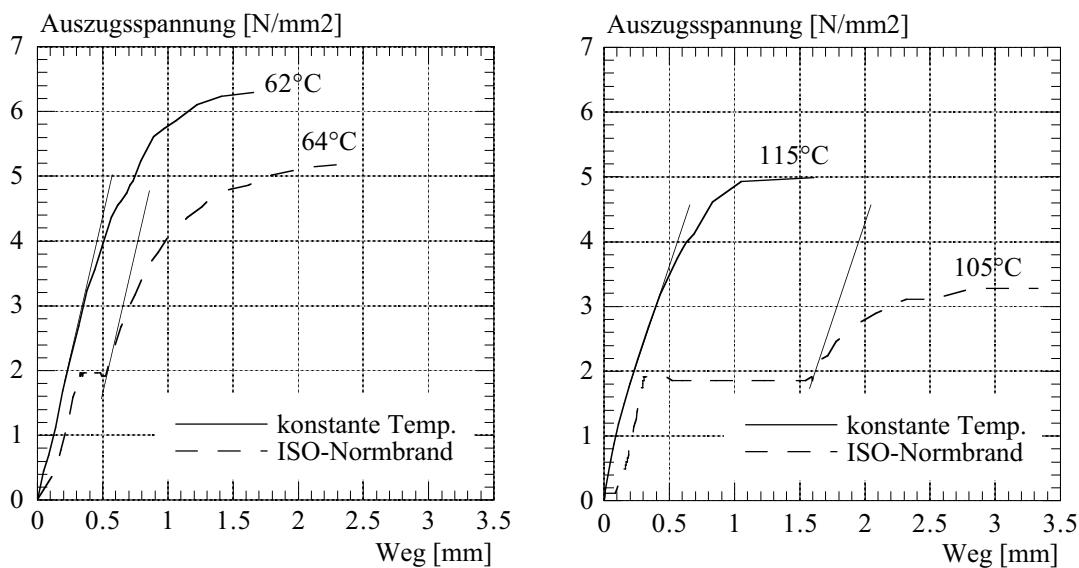
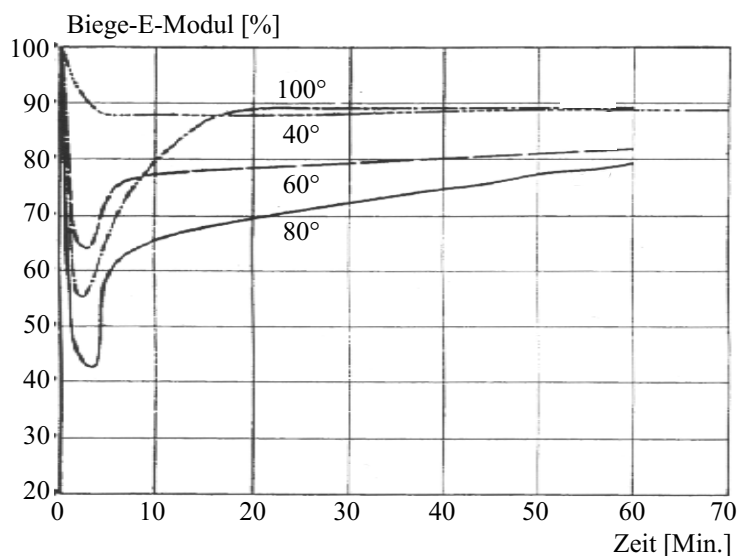


Bild 3.11 Spannungs-Verformungsdiagramme von Ausziehversuchen bei konstanter Temperatur bzw. unter ISO-Normbrandeinwirkung

Ein möglicher Grund für die festgestellten grossen Unterschiede könnte die Wirkung der Austrocknung auf die Holzeigenschaften sein, und zwar in der Art, dass die Kohäsion des Holzes und damit auch die Steifigkeit und Festigkeit des Holzes mit fortschreitender Austrocknung zunimmt. Die Probekörper für die Versuche bei konstanter Temperatureinwirkung wurden in der Regel mehrere Stunden erwärmt, bis die gewählte Versuchstemperatur erreicht wurde. Im Vergleich zu der Ausgangsholzfeuchte von ca. 10 bis 11% ist somit auch für Versuchstemperaturen unter 100°C mit stark bis vollständig ausge-

trocknetem Holz zu rechnen, wie einige Messungen der Holzfeuchte nach den Versuchen zeigten. Im Falle der relativen kurzen Brandbeanspruchung (30 bis 90 Minuten) darf hingegen angenommen werden, dass im Inneren des Restquerschnittes im Vergleich zu der Ausgangsholzfeuchte von ca. 12 bis 13% keine wesentliche Austrocknung des Holzes stattfindet. Verschiedene Autoren [45, 153] weisen sogar auf eine Erhöhung der Holzfeuchte im Probeninneren um mehrere % (sog. Wassermigration) hin, welche aufgrund des grossen Wasserdruck- und Temperaturgradienten durch das Holz getrieben wird. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Messungen der Holzfeuchte nach den Brandversuchen zeigten eine leichte Erhöhung der Holzfeuchte im Probeninneren auf (vgl. Bild 2.7 rechts). Zwischen den Probekörpern bei konstanter Temperatureinwirkung und unter ISO-Normbrandeinwirkung lässt sich somit ein Holzfeuchtenunterschied bis zu etwa 10% abschätzen. Berücksichtigt man, dass einer Änderung der Holzfeuchte um 1% eine Änderung der Auszugsfestigkeit um ca. 3% entspricht [49], lässt sich der festgestellte Unterschied von ca. 30% für die Auszugsfestigkeit zwischen den Probekörpern bei konstanter Temperatureinwirkung und unter ISO-Normbrandeinwirkung möglicherweise erklären.



*Bild 3.12 Zeitabhängige Abnahme des Biege-E-Moduls von luftgetrockneten Holzstäben im Temperaturbereich von 20° bis 100°C [78]*

Kollmann [78] untersuchte den zeitlichen Verlauf des Biege-E-Moduls von luftgetrockneten Holzstäben im Temperaturbereich zwischen 20° und 100°C. Die mittlere Holzfeuchte für das verwendete Holz betrug 12.4%. Während die Probekörper im Rhythmus von 1.5 Minuten zyklisch belastet und entlastet wurden, wurden sie auf die gewählte Versuchstemperatur erwärmt. Der gesamte Versuch dauerte 60 Minuten. Bei den Versuchen ergab sich ein sehr steiler Abfall des E-Moduls während der ersten Versuchsphase (vgl. Bild 3.12). Das Minimum des E-Moduls wurde etwa zu dem Zeitpunkt erreicht, zu dem der ganze Stab einheitlich auf die gewählte Versuchstemperatur erwärmt wurde. Von diesem Augenblick an, nahm der E-Modul während der Versuchszeit wieder zu. Diese Erscheinung war umso deutlicher ausgeprägt, je höher die gewählte Versuchstemperatur

war. Das festgestellte Verformungsverhalten wurde von Kollmann als Folge der fortschreitenden Holzaustrocknung interpretiert, welche zu einer Zunahme der Kohäsion des Holzes und damit der Steifigkeit des Holzes führt.

In Analogie mit den von Kollmann durchgeführten Versuchen könnte man sich vorstellen, dass auch für die Auszugfestigkeit und -steifigkeit des Holzes ein zeitabhängiges Minimum vorliegen könnte. Weil während der Brandversuche die Verbindungen mechanisch beansprucht werden, darf man darauf schliessen, dass mit den Brandversuchen der temperaturabhängige Mindestwert der Auszugfestigkeit des Holzes gemessen wurde. Für die Versuche bei konstanter Temperatureinwirkung wurden die Prüfkörper bei der Erwärmung nicht mechanisch beansprucht. Infolge der langen Erwärmungszeit und der damit verbundenen positiven Wirkung der Austrocknung auf die Auszugfestigkeit darf angenommen werden, dass mit den Versuchen bei konstanter Temperatureinwirkung der Mindestwert der Auszugfestigkeit nicht gemessen wurde, sondern die Auszugfestigkeit des stark ausgetrockneten Holzes.

Die Resultate der untersuchten unterschiedlichen Versuchsarten zeigen deutlich, dass bei hohen Temperaturen das Materialverhalten mit der Prüfmethode verknüpft ist. In Bezug auf das Geschehen in Brandfällen sind die durchgeführten Versuche bei konstanter Temperatur wenig geeignet. Sie werden im weiteren nicht mehr berücksichtigt. Das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung im Brandfall wird am ehesten durch die durchgeführten Versuche bei konstanter Last und instationärer Temperatureinwirkung (ISO-Normbrand) simuliert, weil das Hochtemperaturkriechen (Zeiteinfluss) und der instationäre Feuchtigkeitszustand erfasst werden können.

#### **3.4.4 Einfluss der Holzüberdeckung**

Infolge der sich während des Brandes bildenden isolierenden Kohlschicht, ist die Temperaturverteilung im Holzquerschnitt durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet (vgl. Abschnitt 2.4). Die erreichte Temperatur im Verbindungsbereich nach einer bestimmten Brandzeit und damit der Auszieh- bzw. Schubwiderstand der Verbindung, hängt im wesentlichen von der Holzüberdeckung der Verbundschrauben ab.

Die Resultate der durchgeführten Brandversuche zeigten im weiteren, dass die untere Holzüberdeckung diesbezüglich keine wesentliche Rolle spielt, weil nur der untere Schraubenteil einer höheren Temperatur ausgesetzt wird. Hinzu kommt, dass für die üblichen Holzabmessungen die untere Holzüberdeckung meistens grösser als die seitliche Holzüberdeckung ist. Die seitliche Holzüberdeckung ist somit der massgebende Einflussfaktor auf das Brandverhalten der Verbindung. Mit steigender seitlicher Holzüberdeckung nimmt der Tragwiderstand nach einer bestimmten Branddauer bzw. der Feuerwiderstand der Verbindung bei einer bestimmten Last zu (vgl. Bild 3.7 und 3.9).

#### **3.4.5 Einfluss der Holzart**

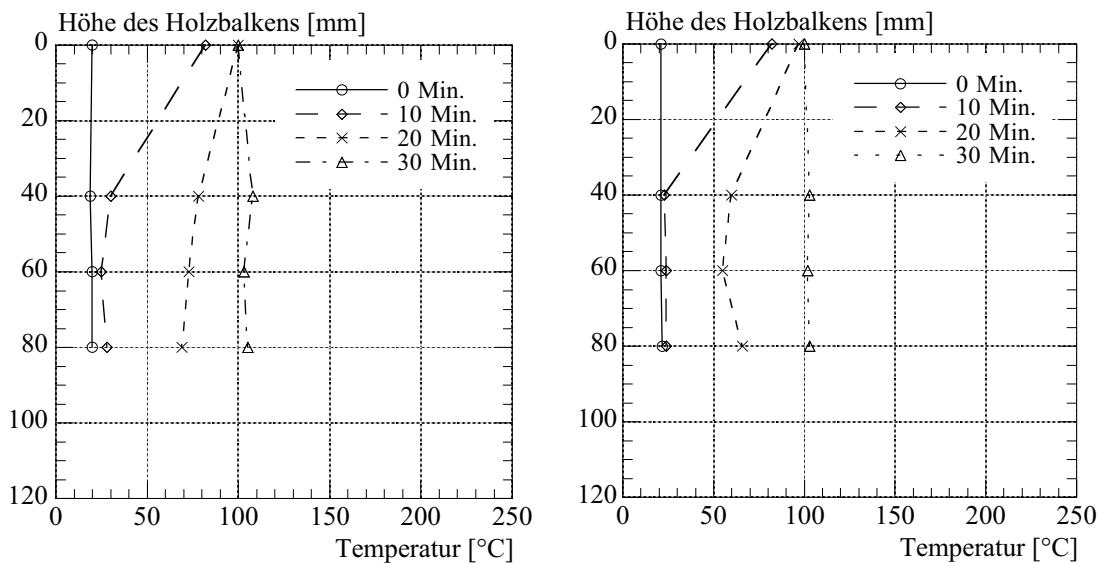
Die Brandversuche wurden mit Balken aus Vollholz sowie aus BSH durchgeführt. Die Versuchskörper mit den BSH-Balken wiesen einen etwas höheren Tragwiderstand der Verbindung im Vergleich zu den Versuchskörpern mit Vollholzbalken gleicher Abmessungen auf. Zwischen den Temperaturprofilen von Versuchskörpern aus Vollholz und BSH wurden jedoch keine wesentlichen Unterschiede festgestellt. Die beobachtete hö-

here Festigkeit bei den BSH-Balken im Vergleich zu den Vollholzbalken darf im wesentlichen auf die höhere Auszugsfestigkeit des dichteren BSH bei Raumtemperatur zurückgeführt werden.

### 3.4.6 Einfluss von Spalten zwischen Holzschalung und Holzbalken

Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass kleine Spalten von einigen mm zwischen der Holzschalung und dem Holzbalken infolge der Schraubenanordnung unvermeidbar sind. Für die Brandschutzbemessung stellt sich somit die wichtige Frage, ob diese Spalten zum Abbrand der Fuge zwischen Holzschalung und Holzbalken, sowie zu einer erhöhten Temperaturbeanspruchung der Schrauben führen.

Die durchgeführten Brandversuche zeigten deutlich, dass kein Fugenabbrand zwischen Schalung und Balken stattfindet, d.h. die Holzbalken wurden einer 3-seitigen Brandbeanspruchung ausgesetzt. Im Vergleich zu dem Querschnittsinneren erwärmt sich jedoch die Holzoberfläche zwischen Schalung und Balken deutlich schneller, d.h. die Schraubennachse weist einen Temperaturgradienten auf (vgl. Bild 3.13). Mit steigender Branddauer nehmen jedoch die Temperaturunterschiede entlang der Schraubennachse ab, bis die Schraubennachse eine nahezu gleichmässige Temperaturverteilung aufweist. Danach nimmt die Temperatur im Querschnittsinneren infolge des seitlichen und unteren Abbrandes schneller als auf der Holzoberfläche zu.



*Bild 3.13 Typische Temperaturprofile entlang der Schraubennachse nach unterschiedlichen Brandzeiten: links mit 3 mm Spalt, rechts ohne Spalt zwischen Schalung und Balken*

Das Bild 3.13 zeigt typische Temperaturprofile entlang der Schraubennachse nach unterschiedlichen Brandzeiten für einen 80 mm breiten und 120 mm hohen Holzquerschnitt, wobei die Höhe von der Oberkante des Holzbalkens gemessen wird. Die Verbundschraube wurde 80 mm tief ins Holz versetzt. Im Bild links werden die Temperaturprofile für einen Versuchskörper dargestellt, bei dem ein 3 mm dicker Spalt zwischen Schalung und Holzbalken während der Brandzeit mit speziellen Massnahmen vorhanden war. Das Bild

rechts zeigt hingegen die Temperaturprofile für einen Versuchskörper, bei dem keine spezielle Massnahmen getroffen wurden. Weitere Temperaturprofile können in [43] gefunden werden. Aus dem Bild erkennt man, dass zwischen den Temperaturprofilen für Versuchskörper mit und ohne Spalt wurden keine wesentliche Unterschiede festgestellt. Aus diesem Grund lag der Tragwiderstand der Verbindung für Versuchskörper mit und ohne Spalt in der gleichen Grössenordnung.

### 3.5 Tragverhalten bei hohen Temperaturen

#### 3.5.1 Einleitung

Im Abschnitt 3.3.1 wurden zwei grundsätzliche Fragestellungen formuliert:

- wie gross ist der Einfluss der Temperatur auf die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung zwischen Beton und Holz
- welche Einflussfaktoren bestimmen grundsätzlich das Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz

Der zweiten Frage wurde der Abschnitt 3.4 gewidmet. Dieser Abschnitt befasst sich im wesentlichen mit der ersten Frage.

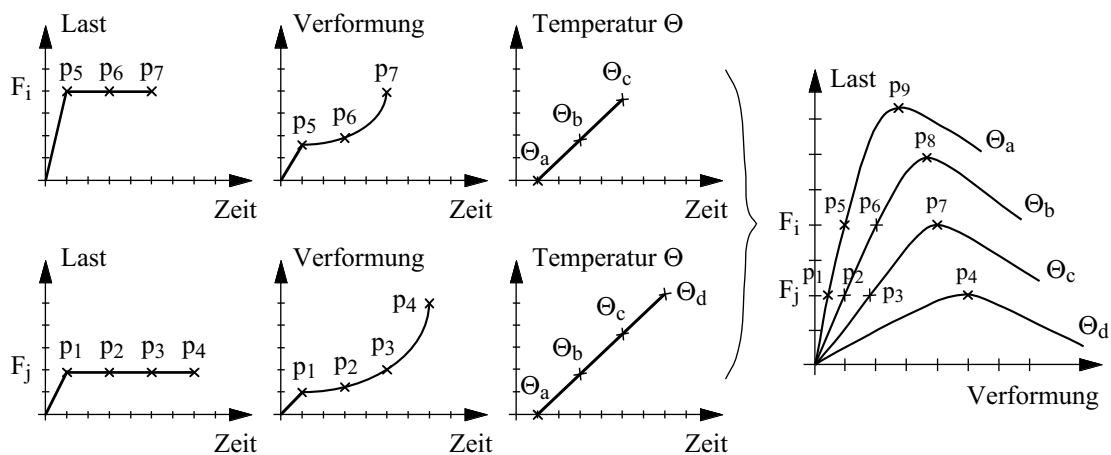


Bild 3.14 Ableitung von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen aus den instationären Kriechversuchen

Das vollständige Trag- und Verformungsverhalten eines Bauteils im Brandfall kann mit temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen beschrieben werden. Da diese Stoffgesetze in der Regel aus den Messwerten der instationären Kriechversuche abgeleitet werden (vgl. Bild 3.14), sind die Anteile des instationären Hochtemperaturkriechens sowie auch der temperaturabhängigen elastischen und plastischen Verformungen in diesen Stoffgesetzen näherungsweise enthalten. Durch die zeitunabhängige Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Diagramme besteht ferner die Möglichkeit, das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils für einen gewünschten Zeitpunkt im Brandfall unmittelbar zu bestimmen.



Um vollständige temperaturabhängige Last-Verformungs-Diagramme abzuleiten, müssen die instationären Kriechversuche mit genügend vielen verschiedenen Belastungsgraden durchgeführt werden (vgl. Bild 3.14). Im Fall der aufwendigen Brandversuche war die Durchführung mehrerer gleicher Versuche mit unterschiedlichen Belastungsgraden jedoch aus Kostengründen nicht möglich. Aus diesem Grund wurden zwei unterschiedliche Versuchsabläufe gewählt (vgl. Bild 3.15). Bei einem Versuchsablauf (Test II) wurde die Verbindung während der ganzen Versuchsdauer mit der zulässigen Belastung belastet, während die Probekörper durch ISO-Normbrand beansprucht wurden. Bei dem anderen Versuchsablauf (Test I) wurde nach einer bestimmten Branddauer das Lastniveau bis zum Bruch der Verbindung gesteigert. Die zulässige Belastung der Verbindung wurde auf ca. ein Drittel der Bruchlast bei Raumtemperatur festgelegt.

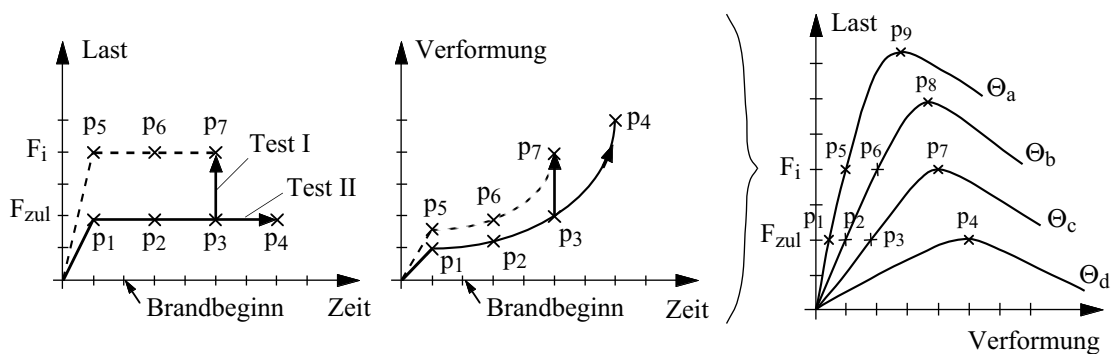


Bild 3.15 Versuchsdurchführung für die Versuche mit den Verbundschrauben unter ISO-Normbrandeinwirkung

Dem “Test II” entsprechen somit die Punkte p1 bis p4 gemäss Bild 3.15, dem “Test I” hingegen die Punkte p7 und p8. Der “Test I” erlaubt die “indirekte” Bestimmung der Bruchlast der Verbindung für höhere Belastungsgrade als die zulässige Belastung. Es stellt es sich jedoch die Fragestellung, ob der “Test I” (z.B. gemäss der Kurve p1-p2-p3-p7 im Bild 3.15) zu gleichen Ergebnissen wie der “Test II” (z.B. gemäss der gestrichelten Kurve p5-p6-p7 im Bild 3.15) mit höheren Belastungsgraden führt. Im Rahmen der von König [83, 84] durchgeführten umfassenden experimentellen Untersuchungen zum Brandverhalten von belasteten Holzwänden (vgl. Abschnitt 2.6.2) wurde auch der Einfluss des Versuchsablaufes entsprechend dem “Test I” bzw. “Test II” untersucht. Für die durchgeführten Brandversuche mit biegebeanspruchten Holzbalken, bei denen der temperaturbeanspruchte Teil des Holzquerschnittes vorwiegend nur auf Zug belastet wurde, stellte man keine Unterschiede zwischen “Test I” und “Test II” fest. Wurde der temperaturbeanspruchte Teil des Holzquerschnittes vorwiegend nur auf Druck belastet, führte der “Test I” zu etwas höheren Bruchlasten im Vergleich zu dem “Test II”. Die unterschiedlichen Untersuchungen weisen somit auf einen unterschiedlichen Einfluss des Hochtemperaturkriechens für auf Druck beanspruchtes Holz in Abhängigkeit des gewählten Belastungsgrades hin, und zwar in der Art, dass mit zunehmendem Belastungsgrad das Hochtemperaturkriechens des Holzes ausgeprägter wird. Da das Verhalten der Verbindung mit Verbundschrauben im Brandfall primär durch die temperaturbedingte

Abnahme der Auszugsfestigkeit und -steifigkeit des Holzes im Bereich der Verbindung bestimmt wird, dürfte der Einfluss des gewählten Versuchsablaufes relativ gering sein.

In Abhängigkeit der Geometrie (Querschnittsabmessungen, Lage der Verbundschrauben im Holzquerschnitt, Holzüberdeckung) und wegen unvermeidbarer Spalten zwischen der Holzschalung ist die Temperaturverteilung entlang der Schraubenachse nicht gleichmässig. Wegen der Nichtlinearität des Materialverhaltens bei hohen Temperaturen können keine temperaturabhängigen Stoffgesetze aufgrund der mittleren Temperatur im Verbindungsbereich abgeleitet werden. Im Abschnitt 3.5.2 wird ein Berechnungsmodell vorgeschlagen, welches den Einfluss unterschiedlicher Temperaturen entlang der Schraubenachse berücksichtigt. Durch Kalibrierung der Modellberechnungen mit den Versuchsergebnissen kann anschliessend die temperaturbedingte Abnahme der Festigkeit (Abschnitt 3.5.3) und Steifigkeit (Abschnitt 3.5.4) der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben bestimmt werden. Im Abschnitt 3.5.5 werden die abgeleiteten Stoffgesetze mit Angaben aus der Literatur verglichen. Vereinfachte temperaturabhängige Last-Verformungs-Diagrammen der Verbindung werden auch angegeben.

### 3.5.2 Berechnungsmodell bei hohen Temperaturen

Das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben im Brandfall wird mit folgendem Berechnungsmodell beschrieben. Die Einschraubtiefe  $s$  der Verbundschraube wird in kleine Elemente  $i$  mit der Höhe  $\Delta s_i$  unterteilt. Jedem Element  $i$  wird die Auszugsfestigkeit  $f_{v,i}$  bzw. -steifigkeit  $c_i$  des Holzes in Abhängigkeit der wirkenden Temperatur  $\Theta_i$  zugeordnet (vgl. Bild 3.16).

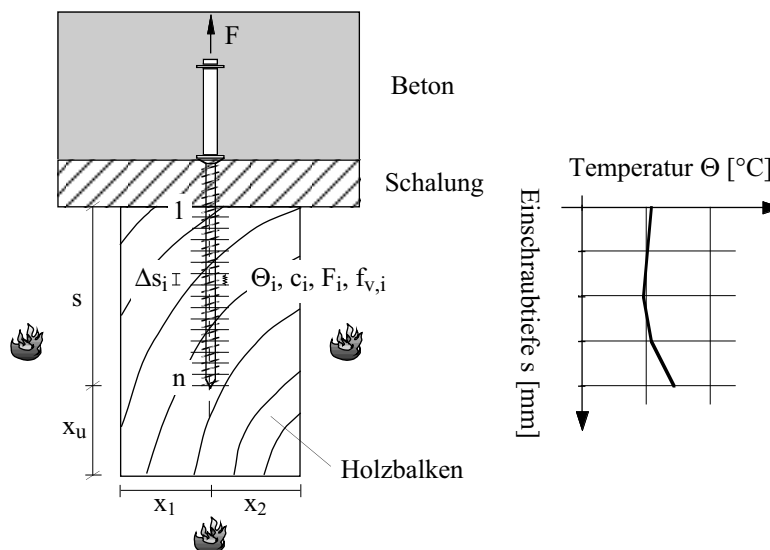


Bild 3.16 Berechnungsmodell der Verbundschraube bei hohen Temperaturen

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

Wird die Verbundschraube mit einer Kraft  $F_{\text{tot}}$  beansprucht, dann wird jedes Element  $i$  in Abhängigkeit der Steifigkeit  $K_i(\Theta_i) = c_i(\Theta_i) \cdot \Delta s_i$  die Kraft  $F_i$  übertragen. Die Kraft  $F_i$  kann aufgrund der Bedingungen 3.12 und 3.13 mit der Gleichung 3.14 wie folgt berechnet werden:

$$F_{\text{tot}} = F_1 + F_i + \dots + F_n = \sum_{i=1}^n F_i \quad (3.12)$$

$$\frac{F_1}{c_1 \cdot \Delta s_1} = \frac{F_i}{c_i \cdot \Delta s_i} = \frac{F_n}{c_n \cdot \Delta s_n} = \Delta \delta \quad (3.13)$$

$$F_1 = \frac{F_{\text{tot}} \cdot c_1 \cdot \Delta s_1}{\sum_{i=1}^n c_i \cdot \Delta s_i} \quad ; \quad F_i = \frac{F_{\text{tot}} \cdot c_i \cdot \Delta s_i}{\sum_{i=1}^n c_i \cdot \Delta s_i} \quad (3.14)$$

$F_{\text{tot}}$ : Zu übertragene Schraubenkraft

$F_i$ : Vom Element  $i$  zu übertragene Kraft

$c_i$ : Bettungsmodul des Elementes  $i$  in Abhängigkeit der Temperatur  $\Theta_i$

$\Delta s_i$ : Höhe des Elementes  $i$

$\Theta_i$ : Temperatur des Elementes  $i$

Die Gleichung 3.13 verlangt, dass alle Elemente  $i$  die gleiche Verformung  $\Delta \delta$  aufweisen. Die zu übertragene totale Kraft wird entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse auf die einzelnen Elemente verteilt, d.h. Elemente, welche eine tiefe Temperatur aufweisen, werden mit einer grossen Kraft beansprucht. Die rechnerische resultierende Verformung der Verbundschraube ergibt sich dann zu:

$$\delta_{\text{tot}} = n \cdot \Delta \delta \quad (3.15)$$

$\delta_{\text{tot}}$ : Resultierende Verformung der Schraube

$\Delta \delta$ : Verformung des einzelnen Elementes

$n$ : Totale Anzahl der Elemente  $i$

Die Tabelle 3.2 zeigt schematisch das Vorgehen für die Modellberechnung des Verformungsverhaltens der Verbundschraube. Zu bemerken ist, dass die Berechnung der resultierenden Verformung  $\delta_{\text{tot}}$  der Verbundschraube nicht aufgrund der mittleren Temperatur  $\Theta_m$  im Verbindungsbereich durchgeführt werden kann.

Element Nr.	$\Theta$ [°C]	$\Delta s$ [mm]	$c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$K$ [kN/mm]	$F_{\text{tot}}$ [kN]	$\delta_{\text{tot}}$ [mm]
1	$\Theta_1$	$\Delta s_1$	$c_1$	$K_1$	$F_1$	$\Delta \delta$
$i$	$\Theta_i$	$\Delta s_i$	$c_i$	$K_i$	$F_i$	$\Delta \delta$
$n$	$\Theta_n$	$\Delta s_n$	$c_n$	$K_n$	$F_n$	$\Delta \delta$
Summe		$s$		$K_{\text{tot}}$	$F_{\text{tot}}$	$\delta_{\text{tot}}$

Tabelle 3.2 Modellberechnung des Verformungsverhaltens der Verbundschraube

Der rechnerische resultierende Auszieh Widerstand  $F_R$  der Verbundschraube ergibt sich durch die Summe der Festigkeitsbeiträge der einzelnen Elemente:

$$F_R = \pi \cdot d_a \cdot \sum_{i=1}^n \{f_{v,i}(\Theta_i) \cdot \Delta s_i\} \quad (3.16)$$

$F_R$ : Auszieh Widerstand der Verbundschraube

$f_{v,i}$ : Auszugsfestigkeit des Elementes  $i$  in Abhängigkeit der Temperatur  $\Theta_i$

$\Delta s_i$ : Höhe des Elementes  $i$

$d_a$ : Aussendurchmesser der Gewinde ( $d_a = 7.3 \text{ mm}$ )

Die Tabelle 3.3 zeigt schematisch das Vorgehen für die Modellberechnung des Auszieh Widerstandes der Verbundschraube, welche analog zur Berechnung des Verformungsverhaltens nicht aufgrund der mittleren Temperatur  $\Theta_m$  im Verbindungsbereich durchgeführt werden kann. Der Grund dafür ist, dass der Modellberechnung keine lineare Stoffgesetze (vgl. Abschnitt 3.5.1) zugrunde gelegt werden.

Element Nr.	$\Theta$ [°C]	$\Delta s$ [mm]	$f_v$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$d_a$ [mm]	$F_R$ [kN]
1	$\Theta_1$	$\Delta s_1$	$f_{v,1}$	7.3	$F_1$
$i$	$\Theta_i$	$\Delta s_i$	$f_{v,i}$	7.3	$F_i$
$n$	$\Theta_n$	$\Delta s_n$	$f_{v,n}$	7.3	$F_n$
Summe		$s$			$F_R$

Tabelle 3.3 Modellberechnung des Auszieh Widerstandes der Verbundschraube

Für das untersuchte Verbundsystem mit drei unter 45° geneigten und gekreuzten angeordneten Schraubenpaaren ergibt sich der Schubwiderstand  $T_R$  der Verbundfuge wie folgt (vgl. Gleichung 3.3).

$$T_R = n \cdot \sqrt{2} \cdot F_R = 3 \cdot \sqrt{2} \cdot F_R \quad (3.17)$$

$T_R$ : Schubwiderstand der Verbundfuge

$F_R$ : Auszieh Widerstand der Verbundschraube

$n$ : Anzahl Schraubenpaare

### 3.5.3 Festigkeitseigenschaften der Verbindung bei hohen Temperaturen

Mit dem im Abschnitt 3.5.2 beschriebenen Berechnungsmodell kann der rechnerische Tragwiderstand der Verbindung für alle durchgeführten Brandversuche berechnet werden. Da die Einschraubtiefe bei den Scherversuchen wegen der Anordnung der Schrauben unter 45° kleiner ist als für die Ausziehversuche, werden im folgenden sämtliche rechnerische Festigkeitswerte auf die Kontaktfläche Holz-Gewinde bezogen, d.h. es wird die rechnerische Auszugsfestigkeit  $f_v$  gemäss Gleichung 3.4 angegeben.

Für die Modellberechnung sind Angaben über die temperaturbedingte Abnahme der Auszugsfestigkeit des Holzes erforderlich. Da während der Brandversuche keine gleichmässige Temperaturverteilung entlang der Verbundschraube gemessen wurde, kann die

temperaturabhängige Auszugsfestigkeit des Holzes jedoch nicht direkt aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden (vgl. Abschnitt 3.5.1). Folgende Vorgehensweise wurde somit für unterschiedliche vereinfachte Stoffgesetze wiederholt:

- 1) Wahl des vereinfachten Stoffgesetzes
- 2) Berechnung des rechnerischen Tragwiderstandes für alle Brandversuche
- 3) Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Werden die Modellberechnungen und Versuchsergebnisse in ein gleiches Koordinatensystem als Wertepaare ( $f_{v,Modell}; f_{v,Versuch}$ ) eingetragen, entsteht ein sogenannter Scatter Plot (vgl. Bild 3.17) und man erhält aufgrund der Streuung und der Form der Punktwolke rasch eine Grundvorstellung über die Genauigkeit des angenommenen Stoffgesetzes. Dabei ist es ratsam, die unter  $45^\circ$  geneigte Gerade im Diagramm einzutragen. Somit ist das Vorliegen einer perfekten Zusammenhang zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen sehr einfach überprüfbar, indem die Werte auf der Gerade liegen müssen. Liegen die Wertepaare oberhalb der Gerade, wird der rechnerische Tragwiderstand unterschätzt, d.h. das angenommene Stoffgesetz liegt auf der sicheren Seite. Liegen die Wertepaare hingegen unterhalb der Gerade, liefert das angenommene Stoffgesetz unsichere Resultate (vgl. Bild 3.17).

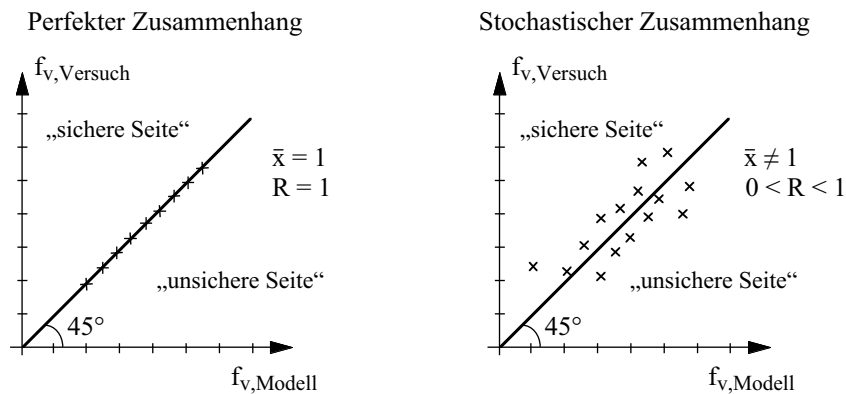


Bild 3.17 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen mit Hilfe des sogenannten Scatter Plot

Als statistisches Hilfsmittel zur Beurteilung der Genauigkeit des angenommenen Stoffgesetzes werden für die ermittelten Verhältnisse ( $f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}$ ) der Mittelwert  $\bar{x}$ , die Standardabweichung  $s$  und der Variationskoeffizient  $v$  sowie der Korrelationskoeffizient  $R$  (mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate) berechnet. Für einen positiven perfekten Zusammenhang gilt  $\bar{x} (f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}) = 1.0$  bzw.  $R = 1.0$ .

Die Berechnung des rechnerischen Tragwiderstandes der Verbindung im Brandfall erfolgte mit unterschiedlichen vereinfachten Stoffgesetzen gemäß Bild 3.18, wobei die temperaturabhängige Abnahme der Auszugsfestigkeit des Holzes in % bezogen auf die Auszugsfestigkeit bei Raumtemperatur dargestellt wurde. Dem Berechnungsmodell wurde der aus den bei Raumtemperatur durchgeführten Referenzversuchen ermittelte mittlere Festigkeitswert  $f_{v,mean}$  zugrunde gelegt, und zwar für Versuchskörper aus Voll-

holz  $f_{v,mean} = 6.3 \text{ N/mm}^2$  und für Versuchskörper aus BSH  $f_{v,mean} = 7.0 \text{ N/mm}^2$ . Die festgestellte höhere mittlere Auszugsfestigkeit der BSH-Balken darf im wesentlichen auf die höhere Dichte der Lamellen zurückgeführt werden (vgl. Abschnitt 3.4.5).

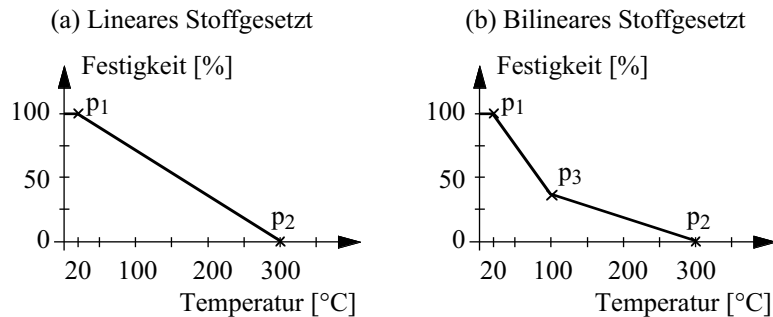


Bild 3.18 Übersicht über mögliche vereinfachte Stoffgesetze für die Abnahme der Auszugsfestigkeit des Holzes in Funktion der Temperatur

In einem ersten Schritt wurde ein lineares Stoffgesetz gemäss Bild 3.18 (a) angenommen, wobei der Punkt p1 in einem Temperaturbereich zwischen 20° und 50°C und der Punkt p2 zwischen 200° und 300°C variiert wurde. Das Bild 3.19 zeigt den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen für zwei unterschiedliche angenommene vereinfachte lineare Stoffgesetze.

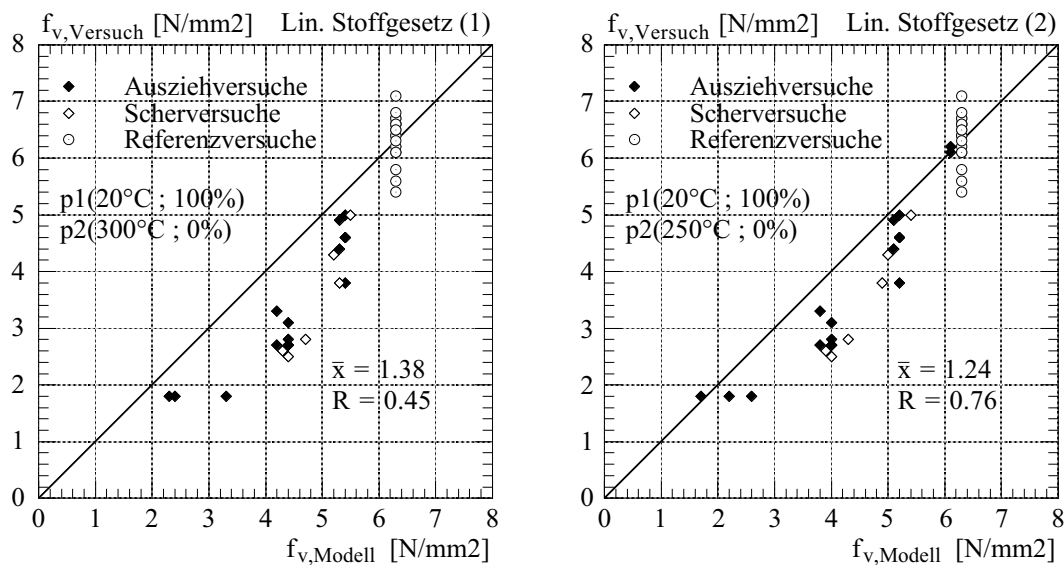


Bild 3.19 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen unter der Annahme von vereinfachten linearen Stoffgesetzen gemäss Bild 3.18 (a)

Da mit Hilfe von vereinfachten linearen Stoffgesetzen keine befriedigende Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen erzielt wurde (vgl. Bild 3.19), wurde somit in einem zweiten Schritt ein vereinfachtes bilineares Stoffgesetz gemäss Bild 3.18 (b) untersucht. Das Brandverhalten des Holzes ist durch die instationären Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten im Querschnitt sowie das Hochtemperatur-

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

kriechen des Materials stark beeinflusst (vgl. Abschnitt 3.4.3). Das Hochtemperaturkriechen des Materials ist besonders ausgeprägt, je höher die Temperaturen steigen bzw. je länger sie konstant auf einer bestimmten Temperatur bleiben, und zwar insbesondere bei etwa 100°C, wo die Temperatur infolge der Wasserverdampfung einige bis mehrere Minuten konstant bleibt. Aus diesem Grund wurde die Temperatur von 100°C als Knickpunkt in der bilinearen Kurve gemäss Bild 3.18 (b) gewählt. Das Bild 3.20 zeigt den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen für unterschiedliche angenommene vereinfachte bilineare Stoffgesetze, wobei nur der Knickpunkt variiert wurde.

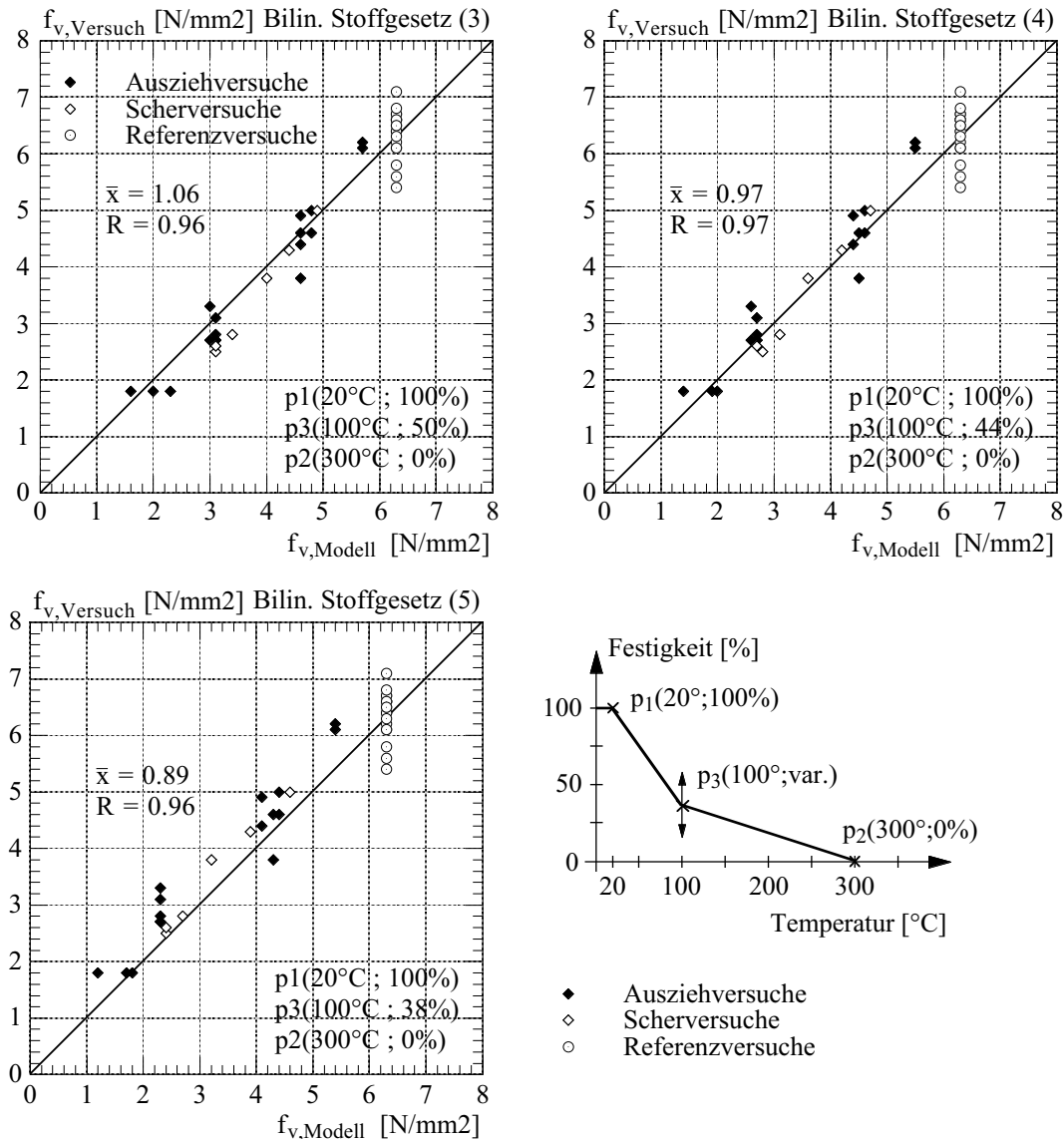


Bild 3.20 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen unter der Annahme von vereinfachten bilinearen Stoffgesetzen gemäss Bild 3.18 (b)

Die Tabelle 3.4 fasst die statistischen Kennwerte (Anzahl der Versuchsergebnisse  $n$ , Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$  und Variationskoeffizient  $v$  sowie Korrelationskoeffizient  $R$ ) für die im Bild 3.19 und 3.20 dargestellten Vergleichsrechnungen zusammen.

Insgesamt stehen 26 Versuchsergebnisse unter ISO-Normbrandeinwirkung zur Verfügung. Die Tabelle 3.4 gibt auch die Lage der Punkten p1, p2 und p3 gemäss Bild 3.18 an.

Stoffgesetz	Punkt p1	Punkt p2	Punkt p3	n	$\bar{x}$	s	v	R
linear (1)	20°C ; 100%	-	300°C ; 0%	26	1.38	0.25	0.18	0.45
linear (2)	20°C ; 100%	-	250°C ; 0%	26	1.24	0.21	0.17	0.76
bilinear (3)	20°C ; 100%	100°C ; 50%	300°C ; 0%	26	1.06	0.12	0.11	0.96
bilinear (4)	20°C ; 100%	100°C ; 44%	300°C ; 0%	26	0.97	0.10	0.10	0.97
bilinear (5)	20°C ; 100%	100°C ; 38%	300°C ; 0%	26	0.89	0.10	0.11	0.93

Tabelle 3.4 Statistische Kennwerte für die im Bild 3.19 und 3.20 dargestellten Vergleichsrechnungen

Aus dem Bild 3.20 und der Tabelle 3.4 lässt sich folgendes feststellen:

- im Vergleich zu den angenommenen vereinfachten linearen Stoffgesetzen wird mit Hilfe von vereinfachten bilinearen Stoffgesetzen mit einem Knickpunkt bei 100°C eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen festgestellt.
- das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (4) zeigt die beste Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}$ ) sowie der Korrelationskoeffizient R betragen 0.97. Bemerkenswert ist, dass die Streuung der Versuchsergebnisse im Brandfall in der gleichen Größenordnung wie die Resultate der durchgeführten Referenzversuche bei Raumtemperatur liegt.
- für das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (6) mit einem im Vergleich zu dem “besten” Stoffgesetz (4) um ca. 14% tieferen Knickpunkt liegen die Wertepaare ( $f_{v,Modell}$ ;  $f_{v,Versuch}$ ) im wesentlichen oberhalb der Gerade, d.h. der rechnerische Tragwiderstand wird etwas überschätzt. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}$ ) beträgt 0.89.
- für das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (3) mit einem im Vergleich zu dem “besten” Stoffgesetz (4) um ca. 14% höheren Knickpunkt liegen hingegen die Wertepaare im wesentlichen unterhalb der Gerade, d.h. der rechnerische Tragwiderstand wird etwas unterschätzt. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}$ ) beträgt 1.06.

Die gute Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen beweist, dass der im Brandfall festgestellte höhere Tragwiderstand bei den BSH-Balken im Vergleich zu den Vollholzbalken primär auf eine höhere Auszugsfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur zurückgeführt werden darf. Wesentliche Unterschiede zwischen den Temperaturprofilen in Versuchskörpern aus Vollholz und BSH wurden nämlich kaum festgestellt (vgl. Abschnitt 2.4.3).

Zu beachten ist, dass die angenommene temperaturbedingte Auszugsfestigkeit des Holzes sowohl für die Ausziehversuche (mit Schraubenanordnung senkrecht zum Balken) als auch für die Scherversuche (mit Schraubenanordnung unter 45°) gilt. Wie die experimentellen Untersuchungen von Timmermann [147] sowie die durchgeführten Referenzversuche bei Raumtemperatur zeigten (vgl. Abschnitt 3.2), wird die Auszugsfestig-



keit des Holzes und somit der Tragwiderstand der Verbindung für Schrauben-Faserwinkel zwischen  $90^\circ$  und  $45^\circ$  geringfügig beeinflusst. Das gilt auch für den Tragwiderstand bei hohen Temperaturen.

In einem dritten Schritt wurde für das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (4) der Punkt p1 in einem Temperaturbereich zwischen  $20^\circ$  und  $50^\circ\text{C}$  und der Punkt p2 zwischen  $200^\circ$  und  $300^\circ\text{C}$  variiert. Das Bild 3.21 zeigt den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen für zwei unterschiedliche angenommene vereinfachte bilineare Stoffgesetze.

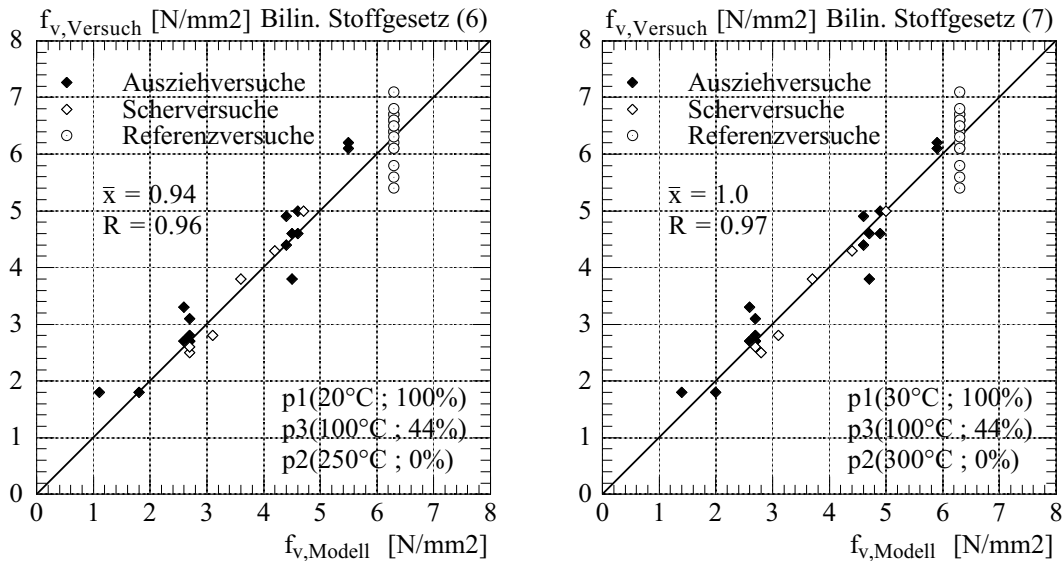


Bild 3.21 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen unter der Annahme von vereinfachten bilinearen Stoffgesetzen gemäss Bild 3.18 (b)

Aus dem Bild erkennt man, dass die Änderung des Punktes p2 zu keinen wesentlichen Unterscheiden zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen führt. Der Grund dafür ist, dass der Temperaturgradient im Bereich der Abbrandgrenze sehr steil ist. Eine "genaue" Festlegung der Temperatur an der Abbrandgrenze und damit des Punktes p2 ist somit nicht massgebend (vgl. Abschnitt 2.5.5). Es ist jedoch zu beachten, dass nur bei 4 Versuchen die Schrauben über einen Teil der Gewindelänge Temperaturen höher als  $200^\circ\text{C}$  aufwiesen. Der Proben-Umfang ist somit sehr gering, die "genaue" Lage des Punktes p2 kann damit nicht eindeutig nachgewiesen werden.

Die Änderung des Punktes p1 führt hingegen zu einer noch bessere Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $f_{v,Modell}/f_{v,Versuch}$ ) und der Korrelationskoeffizient R betragen 1.0 bzw. 0.97. Es zeigt sich somit, dass der Einfluss der Temperatur auf die Auszugsfestigkeit des Holzes und somit den Tragwiderstand der Verbindung in einem Temperaturbereich zwischen  $20^\circ$  und  $40^\circ\text{C}$  näherungsweise vernachlässigt werden darf. Möglicherweise haben andere Einflüsse (Holzfehler, Dichte, Feuchte, usw.) grössere Auswirkungen auf den Tragwiderstand der Verbindung als die Temperatur. Aus praktischen Gründen wird im folgenden jedoch vereinfacht auf diese Änderung verzichtet. Der rechnerische Tragwiderstand wird somit für tiefe Temperaturen etwas überschätzt.

Dem Berechnungsmodell wurde der aus den bei Raumtemperatur durchgeführten Referenzversuchen berechnete mittlere Auszugsfestigkeit des Holzes zugrunde gelegt. Gemäss prEN 1995-1-1 [28] darf für in Schaftrichtung beanspruchte Schrauben die charakteristische Auszugsfestigkeit des Holzes senkrecht zur Faser wie folgt berechnet werden:

$$f_{v,k} = 0.0012 \cdot d^{-0.2} \cdot r_k^{1.5} \quad (3.18)$$

$f_{v,k}$ : charak. Auszugsfestigkeit vom Nadelholz senkrecht zur Faser in  $\text{N/mm}^2$   
 $d$ : Durchmesser der Schraube in mm  
 $r_k$ : charakteristische Rohdichte in  $\text{kg/m}^3$

Die Gleichung 3.18 zeigt, dass die Auszugsfestigkeit des Holzes primär von der Holzdicke und dem beanspruchten Holzvolumen (Volumeneinfluss) abhängt.

Für die SFS Verbundschraube mit einem Aussendurchmesser der Gewinde von 7.3 mm und normales Bauholz der Festigkeitsklasse C27 gemäss EN 338 [24] mit einer charakteristischen Rohdichte von  $370 \text{ kg/m}^3$  ergibt sich die charakteristische Auszugsfestigkeit des Holzes gemäss Gleichung 3.18 zu  $5.7 \text{ N/mm}^2$ . Aus der grossen Anzahl von den im Rahmen der deutschen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem durchgeführten Versuchen ergab sich ein charakteristischer Wert der rechnerischen Auszugsfestigkeit zu  $5.4 \text{ N/mm}^2$ , welche in der gleichen Grössenordnung wie der berechnete Wert gemäss Gleichung 3.18 liegt.

Das Bild 3.22 zeigt den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen für das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (4), wobei der Berechnung die charakteristische Auszugsfestigkeit aus den Zulassungsversuchen zugrunde gelegt wurde.

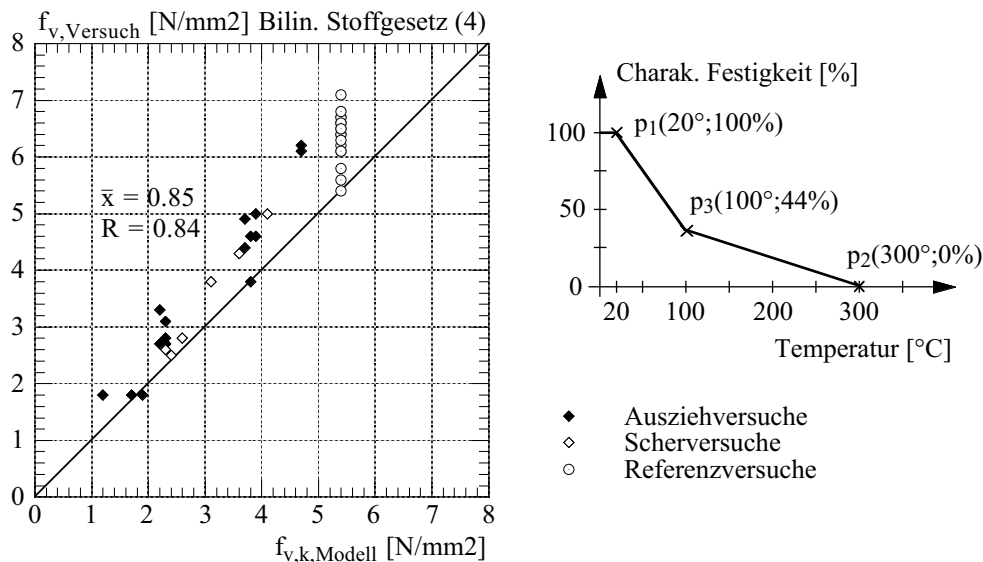


Bild 3.22 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen für das vereinfachte bilineare Stoffgesetz (4) unter Berücksichtigung der charakteristischen Auszugsfestigkeit des Holzes

Aus dem Bild erkennt man, dass alle Versuchsergebnisse höher als der berechnete charakteristische Tragwiderstand liegen, d.h. die Modellberechnung liefert sichere Resultate.

### 3.5.4 Steifigkeitseigenschaften der Verbindung bei hohen Temperaturen

Mit dem im Abschnitt 3.5.2 beschriebenen Berechnungsmodell kann auch das Verformungsverhalten der Verbindung für alle durchgeführten Brandversuche berechnet werden. Für die Modellberechnung sind Angaben über die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit des Holzes gegen Ausziehen erforderlich. Da während der Brandversuche keine gleichmässige Temperaturverteilung entlang der Verbundschraube gemessen wurde, kann die temperaturabhängige Auszugssteifigkeit des Holzes jedoch nicht direkt aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden (vgl. Abschnitt 3.5.1). Es wurde somit die gleiche Vorgehensweise wie für die Modellberechnung des Tragwiderstandes der Verbindung verwendet (vgl. Abschnitt 3.5.3).

Die Berechnung des Verformungsverhaltens der Verbindung im Brandfall erfolgte mit unterschiedlichen vereinfachten Stoffgesetzen gemäss Bild 3.23, wobei die temperaturabhängige Abnahme der Auszugssteifigkeit des Holzes in % bezogen auf die Steifigkeit bei Raumtemperatur dargestellt wurde. Dem Berechnungsmodell wurde die aus den bei Raumtemperatur durchgeführten Referenzversuchen ermittelte mittlere Steifigkeit zugrunde gelegt.

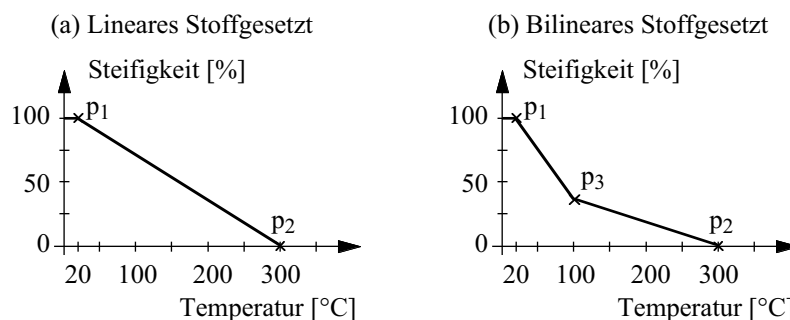


Bild 3.23 Übersicht über mögliche vereinfachte Stoffgesetze für die Abnahme der Steifigkeit des Holzes gegen Ausziehen in Funktion der Temperatur

Die einzelnen Berechnungen mit den unterschiedlichen Stoffgesetzen werden hier nicht dargestellt. Aus den durchgeführten Vergleichsrechnungen wurde folgendes festgestellt:

- mit Hilfe von vereinfachten linearen Stoffgesetzen wurde keine befriedigende Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen erzielt. Vereinfachte bilineare Stoffgesetze führten hingegen zu einer besseren Übereinstimmung.
- die Berechnung des Verformungsverhaltens der Verbindung im Brandfall erwies sich auf die Wahl des Knickpunktes in der bilinearen Kurve stark empfindlich. Ursache dafür dürfte das Hochtemperaturkriechen des Materials sein, welches besonders ausgeprägt ist, je höher die Temperaturen steigen sowie je länger sie konstant auf einer bestimmten Temperatur bleiben, und zwar insbesondere bei etwa 100°C, wo die Temperatur infolge der Wasserverdampfung einige bis mehrere Minuten konstant bleibt.
- die beste Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen wurde mit einem Knickpunkt bei 110°C und einer auf 20% reduzierten Steifigkeit erreicht (vgl. Bild 3.25). Das Bild 3.24 zeigt den Vergleich zwischen der berechneten

und der durch die dauernde konstante Belastung während der Brandversuche gemessenen Zunahme der Verformungen für zwei Scherversuche.

- mit Hilfe von vereinfachten trilinearen Stoffgesetzen wurde keine bessere Übereinstimmung zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen erzielt.

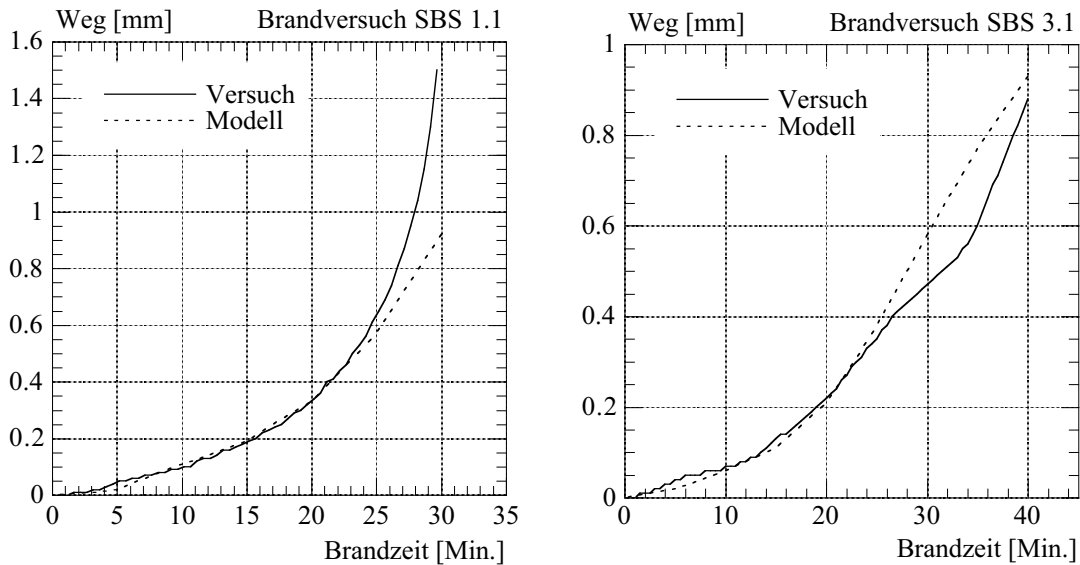


Bild 3.24 Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Modellberechnungen

Zu beachten ist, dass die durch den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen abgeleitete temperaturbedingte Abnahme der Auszugssteifigkeit des Holzes nur für die Scherversuche (mit Schraubenanordnung unter  $45^\circ$ ) gilt. Für die Ausziehversuche (mit Schraubenanordnung senkrecht zum Balken) durchgeführte Vergleichsrechnungen zeigten, dass das Verformungsverhalten der Verbundschraube im Brandfall unterschätzt wird. Der Einfluss der Temperatureinwirkung auf die Auszugssteifigkeit des Holzes ist somit für die Schraubenanordnung senkrecht zum Balken noch stärker als für die Schraubenanordnung unter  $45^\circ$ . Wie die Zulassungsversuche [101] und die experimentellen Untersuchungen von Timmermann [147] sowie die durchgeführten Referenzversuche bei Raumtemperatur zeigten (vgl. Abschnitt 3.2), ist das Verformungsverhalten der Verbindung stark vom Schrauben-Faserwinkel abhängig, und zwar in der Art, dass für die Schraubenanordnung senkrecht zum Balken grössere Verformungen im Vergleich zu der Schraubenanordnung unter  $45^\circ$  beobachtet wurden. Dieser Fall ist jedoch für die in der Praxis verwendete geneigte Schraubenanordnung unter  $45^\circ$  nicht relevant und wird somit nicht mehr weiter berücksichtigt.

Während der Brandversuche wurde die Verbindung durch die auf etwa einen Drittel der Bruchkraft festgelegte zulässige Last beansprucht. Die durch den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen abgeleitete temperaturbedingte Abnahme der Auszugssteifigkeit des Holzes gilt somit im wesentlichen für diesen Fall. Hätte man während der Brandversuche eine tiefere Last als die zulässige Last gewählt, sind keine wesentlichen Unterschiede zu erwarten. Die abgeleitete temperaturabhängige Auszugssteifigkeit des Holzes dürfte in diesem Lastbereich sichere Resultate liefern. Bei höheren Lasten, welche aber nur in Ausnahmefällen zu erwarten sind, dürfte man hingegen in-

folge eines stärkeren Hochtemperaturkriechens des Holzes mit grösseren Verformungen, d.h. mit einer stärkeren Abnahme der Auszugssteifigkeit des Holzes rechnen.

Zu bemerken ist, dass in Wirklichkeit wegen des Holzquerschnittsverlustes (Bildung von Holzkohle) und der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme des Holzes und der Verbindung die Belastung der Verbundfuge einer Holz-Beton-Verbunddecke während der Branddauer nicht konstant ist.

### 3.5.5 Temperaturabhängige Last-Verformungs-Diagrammen der Verbindung

Das Bild 3.25 zeigt die durch den Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen abgeleitete vereinfachte bilineare Stoffgesetze, welche die temperaturbedingte Abnahme der Auszugsfestigkeit und Steifigkeit des Holzes im Brandfall beschreiben. Bei einer Temperatur höher als 300°C wird keine Steifigkeit und Festigkeit mehr in Rechnung gestellt. Diese Stoffgesetze gelten für Normbrandbedingungen und berücksichtigen vereinfacht die instationären Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten im Querschnitt sowie das Hochtemperaturkriechen des Materials.

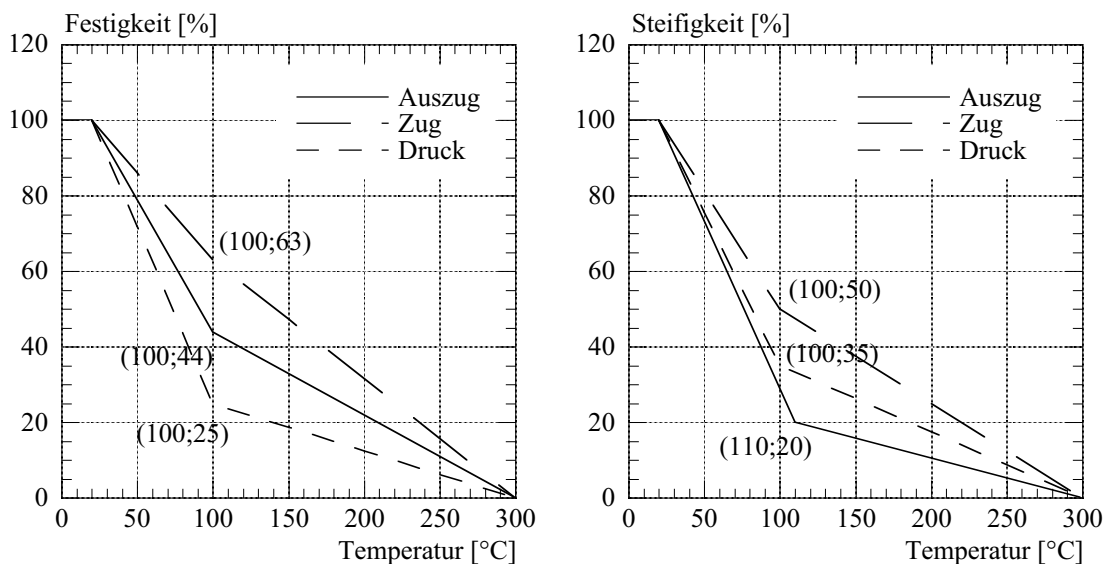


Bild 3.25 Mechanische Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen

Im Bild 3.25 wurden zum Vergleich auch die mechanischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen bei Zug- und Druckbeanspruchung nach den Untersuchungen von König [85] dargestellt (vgl. Abschnitt 2.6.2), welche mit vergleichbaren Randbedingungen wie die ETH Versuche durchgeführt wurden. Die abgeleitete temperaturbedingte Abnahme der Auszugsfestigkeit und -steifigkeit des Holzes verläuft ähnlich wie die Ergebnisse von König hin, und zwar in der Art, dass mit steigender Temperatur die Festigkeit langsamer als die Steifigkeit (entsprechend dem Fall (c) vom Bild 2.24) abnimmt.

Aus der abgeleiteten temperaturbedingten Abnahme der Auszugsfestigkeit und -steifigkeit des Holzes gemäss Bild 3.25 kann ein vereinfachtes linearisiertes Last-Verformungsdiagramm der Verbindung im Brandfall abgeleitet werden. Für die in der Praxis verwendete geneigte und gekreuzte Schraubenanordnung unter 45° ergibt sich in Abhängigkeit der Schalungsdicke  $t$  zwischen Beton und Holz die im Bild 3.26 dargestellten

temperaturabhängigen Last-Verformungsdiagramme. Für die Berechnung der Last-Verformungsdiagramme bei Raumtemperatur wurde die mittlere Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung verwendet, welche aus den Zulassungsversuchen abgeleitet wurde.

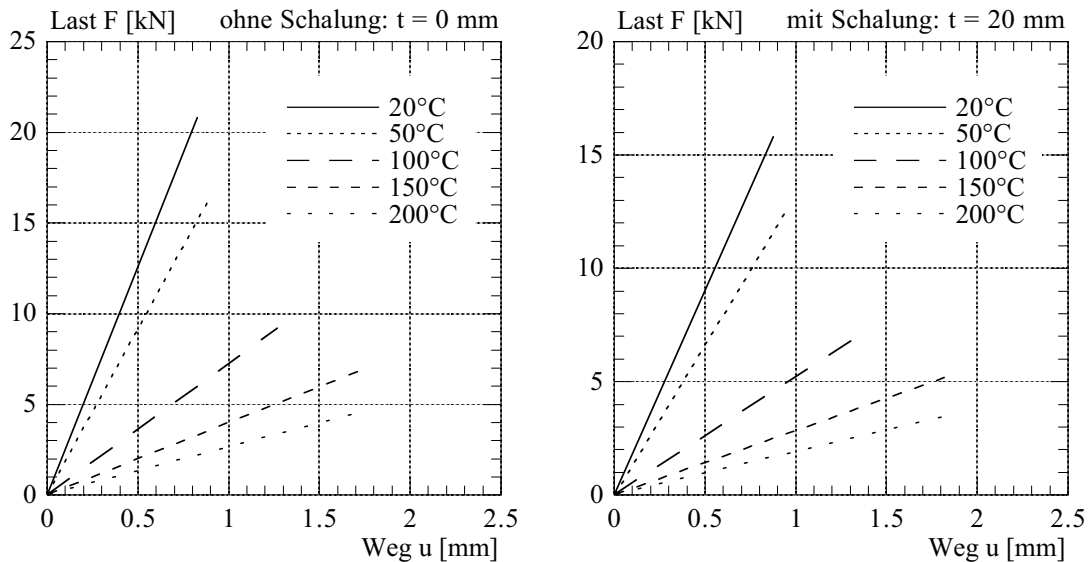


Bild 3.26 Vereinfachte linearisierte Last-Verformungsdiagramme der Verbindung

### 3.6 Vereinfachte Berechnungsmethode bei hohen Temperaturen

#### 3.6.1 Einleitung

Das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung mit Verbundschrauben bei hohen Temperaturen wurde mit dem im Abschnitt 3.5 vorgestellten Berechnungsmodell möglichst genau beschrieben. Dem Berechnungsmodell wurde die wirkende Temperatur im Verbindungsbereich zugrunde gelegt. Da die erreichte Temperatur im Verbindungsbereich nach einer bestimmten Brandzeit im wesentlichen von der seitlichen Holzüberdeckung beeinflusst wird (vgl. Abschnitt 3.4.4), werden im folgenden vereinfachte Diagramme für die Berechnung der Steifigkeit und der Festigkeit der Verbindung im Brandfall in Abhängigkeit der Holzüberdeckung abgeleitet. Somit kann auf die aufwendige Temperaturberechnung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten verzichtet werden.

#### 3.6.2 Tragwiderstand in Abhängigkeit der Holzüberdeckung

Die temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes der Verbindung gemäss Bild 3.25 links darf mathematisch wie folgt formuliert werden:

$$F_R(\Theta) = -0.70 \cdot \Theta + 114 \quad \text{für } 20 \leq \Theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (3.19)$$

$$F_R(\Theta) = -0.22 \cdot \Theta + 66 \quad \text{für } 100 \leq \Theta \leq 300^\circ\text{C} \quad (3.20)$$

$F_R$ : Festigkeit der Verbindung in %

$\Theta$ : Temperatur in °C

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

Setzt man die Gleichung 2.6 in die Gleichungen 3.19 und 3.20 ein, erhält man die Festigkeitsabnahme der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Verbundschrauben.

$$F_R(x,t) = -0.70 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 114 \quad (3.21)$$

$$F_R(x,t) = -0.22 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 66 \quad (3.22)$$

$F_R$ : Festigkeit der Verbindung in %

$\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

$t$ : Brandzeit in Minuten

$x$ : seitliche Holzüberdeckung der Schrauben in mm gemäss Bild 3.30 rechts  
mit  $x_2 = x_u \rightarrow \infty$

$\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.7

Zu beachten ist folgendes:

- die Gleichungen 3.21 und 3.22 berücksichtigen das im Abschnitt 2.4.3 abgeleitete zeitabhängige Temperaturprofil gemäss Gleichung 2.6, welches aus der Gesamtheit aller Messergebnisse der ETH Versuche zur Berechnung des Temperaturverlaufes in einem einseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt entwickelt wurde. Werden die Verbundschrauben durch eine dreiseitige ISO-Normbrandeinwirkung gemäss Bild 3.30 rechts beansprucht, ist mit einer Überlagerung der Wärmeströme von beiden Seiten und von unten zu rechnen (vgl. Abschnitt 2.4.3).
- den Gleichungen 3.21 und 3.22 wird eine vereinbarte Abbrandgeschwindigkeit von 0.70 mm/Min. und eine Temperatur an der Abbrandgrenze von 200°C zugrunde gelegt. Im Fall der dreiseitigen ISO-Normbrandeinwirkung gemäss Bild 3.30 rechts darf im oberen Bereich des Holzquerschnittes, wo die Verbundschrauben angeordnet sind, eine etwas geringere Abbrandgeschwindigkeit angenommen werden. Diese Tatsache wird von den Gleichungen 3.21 und 3.22 vereinfacht berücksichtigt, indem die Steifigkeit und Auszugsfestigkeit des Holzes und somit der Verbindung bis zu einer Temperatur von 300°C berücksichtigt wird (vgl. Gleichungen 3.19 und 3.20).
- die Gleichungen 3.21 und 3.22 berücksichtigen nicht den Einfluss eines Spaltes zwischen Schalung und Holzbalken. Zu bemerken ist, dass dieser Einfluss im wesentlichen nur für tiefe Temperaturen ( $\Theta \leq 80^\circ\text{C}$ ), d.h. im Bereich grosser Holzüberdeckungen relevant ist (vgl. Abschnitt 3.4.6).

Für die dreiseitige ISO-Normbrandeinwirkung gemäss Bild 3.30 rechts darf der Einfluss des Wärmestroms von beiden Seiten auf den Tragwiderstand der Verbindung wie folgt berücksichtigt werden (vgl. Gleichung 2.8):

$$F_R(x,t) = -0.70 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x + x_s} \right)^\alpha \right\} + 114 \quad (3.23)$$

$$F_R(x,t) = -0.22 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x + x_s} \right)^\alpha \right\} + 66 \quad (3.24)$$

x: seitliche Holzüberdeckung der Schrauben in mm gemäss Bild 3.30 rechts  
mit  $x_2 = x + x_s$  und  $x_u \rightarrow \infty$

Das Bild 3.27 zeigt die temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes der Verbindung nach 30, 60 und 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung gemäss Gleichungen 3.23 und 3.24 in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Verbundschrauben.

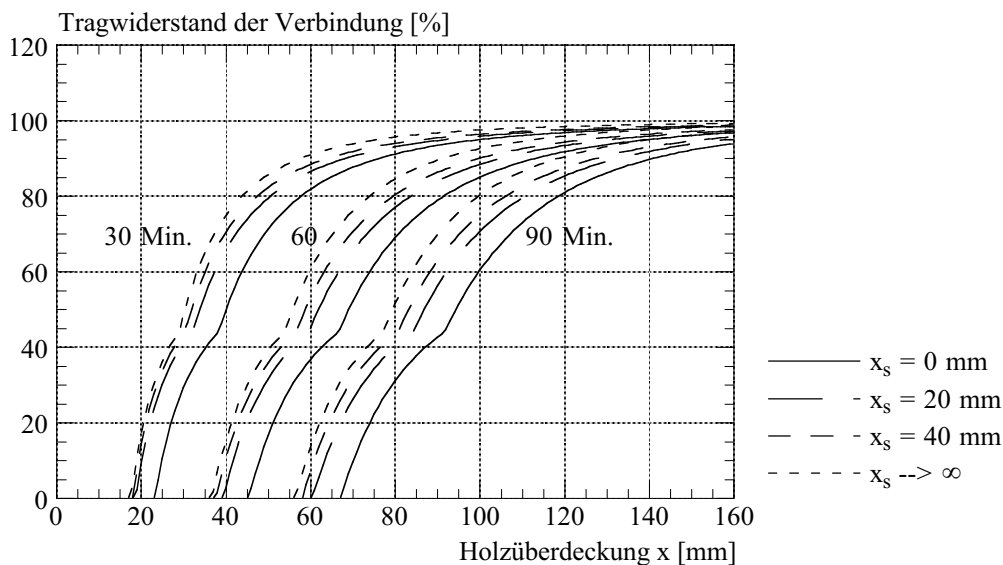


Bild 3.27 Tragwiderstand der Verbindung nach 30, 60 und 90 Min. ISO-Normbrandeinwirkung für unterschiedliche Abstände  $x_s$  zwischen den Schrauben

Die Berechnung erfolgte für unterschiedliche Abstände  $x_s$  zwischen den Verbundschrauben. Die Fälle  $x_s = 0$  mm bzw.  $x_s = 40$  mm entsprechen den Randbedingungen für die durchgeführten Auszieh- bzw. Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung. Der Spezialfall  $x_s \rightarrow \infty$  entspricht hingegen den Randbedingungen für die einseitige Brandeinwirkung gemäss Gleichungen 3.21 und 3.22. Aus dem Bild 3.27 lässt sich folgendes feststellen:

- mit zunehmendem Schraubenabstand  $x_s$  nimmt der Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten auf den Tragwiderstand der Verbindung stark ab.
- mit zunehmender Branddauer wird der Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten auf den Tragwiderstand der Verbindung etwas grösser.
- für den in der Praxis verwendeten Schraubenabstand  $x_s$  von mindestens 20 mm ist der Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten auf den Tragwiderstand der Verbindung relativ gering und darf näherungsweise vernachlässigt werden.

Der Einfluss des Wärmestroms von unten auf den Tragwiderstand der Verbindung darf hingegen wie folgt berücksichtigt werden (vgl. Gleichung 2.8):



## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

$$F_R(x,t) = -0.70 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha + \int_{x_u}^h \left[ 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{y} \right)^\alpha dy \right] \right\} + 114 \quad (3.25)$$

$$F_R(x,t) = -0.22 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha + \int_{x_u}^h \left[ 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{y} \right)^\alpha dy \right] \right\} + 66 \quad (3.26)$$

$x$ : seitliche Holzüberdeckung der Schrauben in mm gemäss Bild 3.30 rechts  
mit  $x_2 \rightarrow \infty$

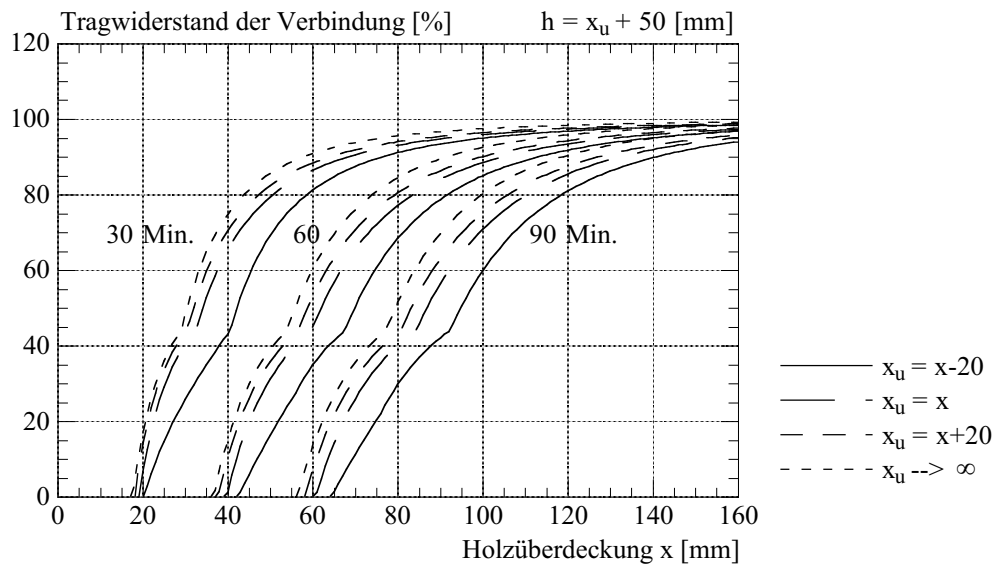
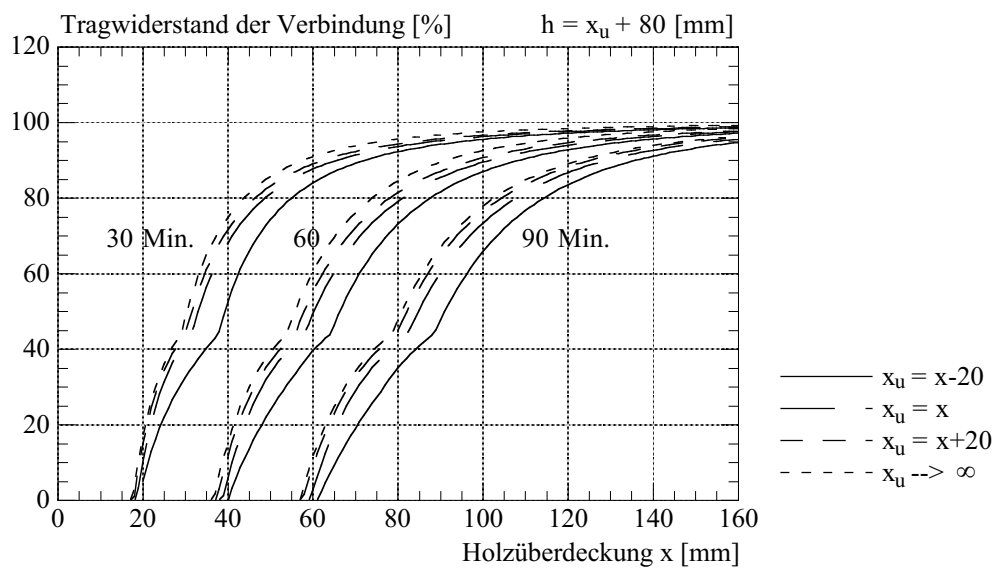


Bild 3.28 Tragwiderstand der Verbindung nach 30, 60 und 90 Min. ISO-Normbrand-  
einwirkung für verschiedene untere Holzüberdeckungen  $x_u$

Das Bild 3.28 zeigt die temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes der Verbindung nach 30, 60 und 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung gemäss Gleichungen 3.25 und 3.26 in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Verbundschrauben. Die Berechnung erfolgte mit verschiedenen Werten für die untere Holzüberdeckung  $x_u$ . Die Fälle  $h = x_u + 80$  bzw.  $h = x_u + 50$  entsprechen den Randbedingungen für die durchgeführten Auszieh- bzw. Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung. Der grösste Teil der Brandversuche wurde mit  $x_u = x$  durchgeführt. Der Fall  $x_u \rightarrow \infty$  entspricht hingegen den Randbedingungen für die einseitige Brandeinwirkung gemäss Gleichungen 3.21 und 3.22. Aus dem Bild 3.25 erkennt man folgendes:

- mit zunehmender unterer Holzüberdeckung  $x_u$  nimmt der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten auf den Tragwiderstand der Verbindung stark ab.
- mit zunehmender Branddauer wird der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten auf den Tragwiderstand der Verbindung etwas grösser.
- wegen der unterschiedlichen Anordnung der Verbundschrauben unter  $90^\circ$  bzw.  $45^\circ$  ist der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten auf den Tragwiderstand der Verbindung für die Ausziehversuche (Fall:  $h = x_u + 80$ ) etwas geringer als für die Scherversuche (Fall:  $h = x_u + 50$ ).
- für  $x_u = x + 20$  [mm] ist der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten auf den Tragwiderstand der Verbindung relativ gering und darf vereinfacht vernachlässigt werden

Die Berechnungen gemäss Gleichungen 3.23 bis 3.26 haben somit aufgezeigt, dass der Einfluss der Wärmeüberlagerung gegenüberliegender Ränder in der Regel näherungsweise vernachlässigt werden darf. Daraus folgt dass, der Tragwiderstand der Verbindung bei hohen Temperaturen mit den Gleichungen 3.21 und 3.22 berechnet werden kann. Diese Gleichungen, welche durch den Knickpunkt bei  $100^\circ\text{C}$  gekennzeichnet sind, sind jedoch relativ kompliziert. Hinzu kommt, dass der Einfluss eines Spaltes zwischen Schalung und Holzbalken nicht berücksichtigt wird. Aus diesem Grund wurden folgende vereinfachte bilineare Ansätze abgeleitet:

$$F_R(x,t) = 0 \quad x \leq 0.6 \cdot t \quad (3.27)$$

$$F_R(x,t) = \frac{44 \cdot x - 26.4 \cdot t}{0.2 \cdot t + 5} \quad 0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 5 \quad (3.28)$$

$$F_R(x,t) = \frac{56 \cdot x - 36 \cdot t + 732}{0.2 \cdot t + 23} \quad 0.8 \cdot t + 5 \leq x \leq t + 28 \quad (3.29)$$

$$F_R(x,t) = 100 \quad x \geq t + 28 \quad (3.30)$$

$F_R$ : Festigkeit der Verbindung in %

$t$ : Brandzeit in Minuten

$x$ : seitliche Holzüberdeckung der Schrauben in mm gemäss Bild 3.30 rechts  
mit  $x_s \geq 20$  mm und  $x_u \geq x + 20$  mm

Die vereinfachten bilinearen Ansätze gemäss den Gleichungen 3.27 bis 3.30 werden durch drei Punkte P1, P2 und P3 gekennzeichnet (vgl. Bild 3.29). Bei einer Temperatur

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Schrauben

höher als 300°C wird keine Festigkeit mehr in Rechnung gestellt. Wird im oberen Bereich des Holzquerschnittes, wo die Verbundschrauben angeordnet sind, eine reduzierte effektive Abbrandgeschwindigkeit von ca. 0.60 mm/Min vereinfacht angenommen, ergibt sich somit die erste Bedingung  $x = 0.6 \cdot t$ , welche die zeitabhängige Lage des Nullpunktes P1 beschreibt. Die zweite Bedingung  $x = 0.8 \cdot t + 5$  beschreibt hingegen die zeitabhängige Lage vom Knickpunkt P2, welche ähnlich zu den Gleichungen 3.21 und 3.22 bei ca. 100°C festgelegt wurde. Bei einer Temperatur kleiner als ca. 35°C wird vereinfacht keine temperaturbedingte Festigkeitsabnahme mehr berücksichtigt. Daraus ergibt sich die dritte Bedingung  $x = t + 28$ , welche die zeitabhängige Lage des Punktes P3 beschreibt.

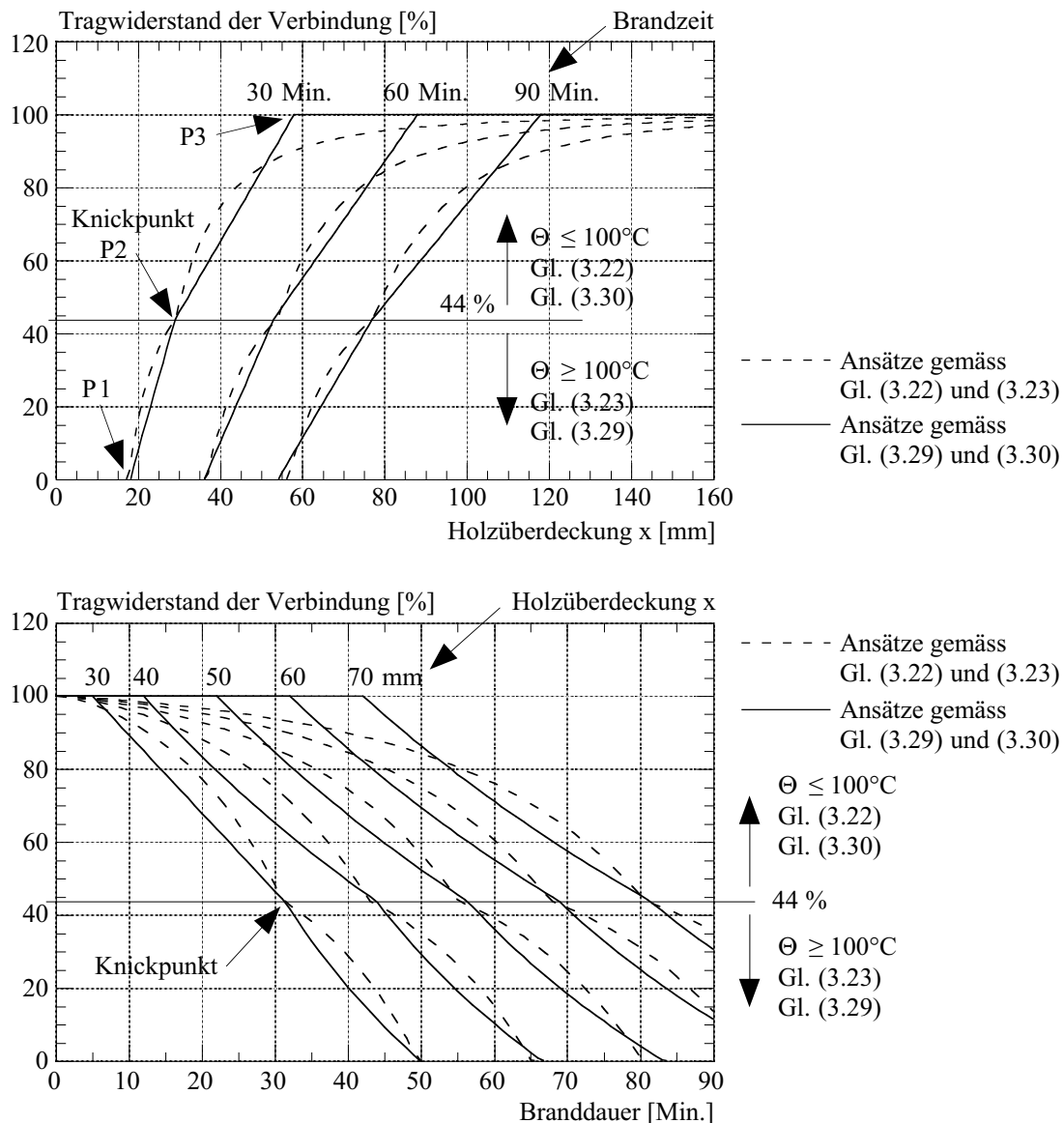


Bild 3.29 Tragwiderstand der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung (oben) bzw. der Branddauer (unten)

Die nichtlinearen bzw. vereinfachten bilinearen Ansätzen weisen als unabhängige Variablen sowohl die Branddauer  $t$  als auch die Holzüberdeckung  $x$  auf. Das Bild 3.29 oben zeigt die temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Schrauben. Dabei erfolgte die Darstellung für die im Brandschutz häufig geforderten Feuerwiderstandszeiten von 30, 60 und 90 Minuten. Das Bild 3.29 unten zeigt die Verbindungsfestigkeit in Abhängigkeit der Branddauer, wobei diesmal die Darstellung für unterschiedliche Werte der seitlichen Holzüberdeckung erfolgte. Aus dem Bild 3.29 erkennt man, dass die vorgeschlagenen vereinfachten bilinearen Ansätze im Vergleich zu den nichtlinearen Gleichungen im wesentlichen sicherere Resultate liefern. Nur für sehr tiefe Temperaturen ( $\Theta \leq 35^\circ\text{C}$ ), wird der Tragwiderstand der Verbindung bis zu ca. 10% überschätzt. Für Temperaturen zwischen  $40^\circ$  und  $100^\circ\text{C}$  wird die Festigkeit der Verbindung hingegen bis zu 10% unterschätzt. Damit wird der Einfluss des Spaltes zwischen Schalung und Holz, welcher für diesen Temperaturbereich relevant ist, näherungsweise berücksichtigt. Für Temperaturen höher als  $100^\circ$  sind die Unterschiede zwischen linearen und nichtlinearen Ansätze relativ gering.

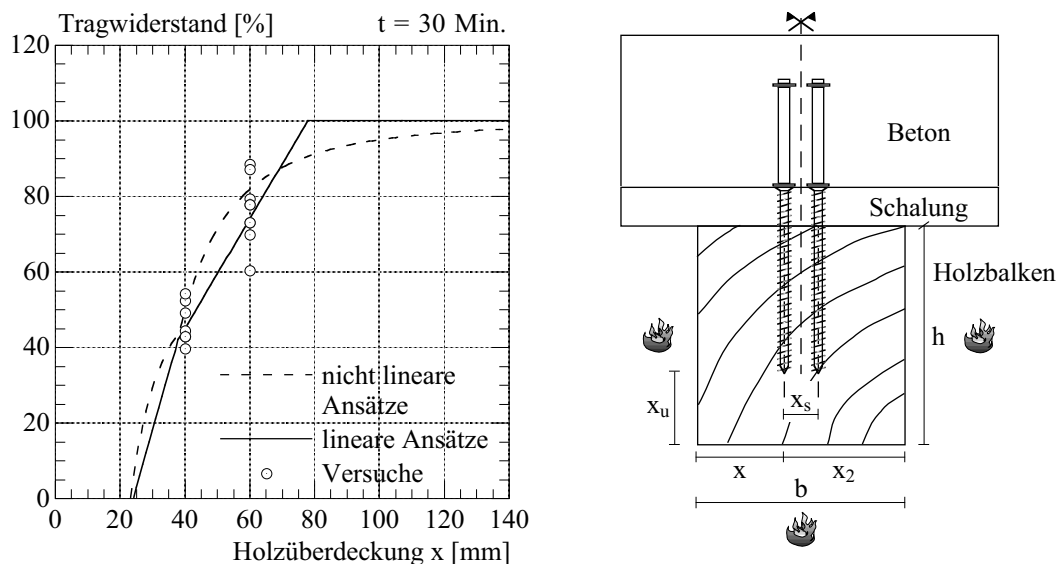


Bild 3.30 Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen (links) und Definition der seitlichen und unteren Holzüberdeckungen der Verbindung (rechts)

Das Bild 3.30 links zeigt den Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen. Die im Bild dargestellten nichtlinearen bzw. vereinfachten bilinearen Ansätze berücksichtigen den erwähnten Einfluss der Wärmeüberlagerung gegenüberliegender Ränder entsprechend den Randbedingungen der durchgeführten Brandversuche. Die Versuchsergebnisse mit der Ausnahme eines Versuches liegen im wesentlichen auf der sicheren Seite der vereinfachten linearen Ansätze. Die nichtlinearen Ansätze liefern hingegen im Bereich grosser Holzüberdeckungen (d.h. bei tiefen Temperaturen) teilweise unsichere Resultate, im Bereich kleiner Holzüberdeckungen (d.h. bei hohen Temperaturen) jedoch ebenfalls sichere Resultate. Diese Feststellung ist auf den vorher erwähnten

Einfluss des Spaltes zwischen Schalung und Balken zurückzuführen, welcher im Bereich tiefer Temperaturen am stärksten ist.

### 3.6.3 Steifigkeit in Abhängigkeit der Holzüberdeckung

Auch für die Steifigkeit der Verbindung bei hohen Temperaturen können vereinfachte Bemessungsdiagramme ähnlich zu dem Bild 3.29 abgeleitet werden. Die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Verbindung gemäss Bild 3.25 rechts kann mathematisch wie folgt formuliert werden:

$$K(\Theta) = -8/9 \cdot \Theta + 1060/9 \quad \text{für } 20 \leq \Theta \leq 110^\circ\text{C} \quad (3.31)$$

$$K(\Theta) = -2/19 \cdot \Theta + 600/19 \quad \text{für } 110 \leq \Theta \leq 300^\circ\text{C} \quad (3.32)$$

K: Steifigkeit der Verbindung in %

$\Theta$ : Temperatur in  $^\circ\text{C}$

Setzt man die Gleichung 2.6 in die Gleichungen 3.31 und 3.32 ein, erhält man die Steifigkeitsabnahme der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Verbundschrauben.

$$K(x,t) = -8/9 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 1060/9 \quad (3.33)$$

$$K(x,t) = -2/19 \cdot \left\{ 20 + 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 600/19 \quad (3.34)$$

K: Steifigkeit der Verbindung in %

$\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

t: Brandzeit in Minuten

x: seitliche Holzüberdeckung der Schrauben in mm gemäss Bild 3.30 rechts  
mit  $x_s \geq 40$  mm und  $x_u \geq x + 20$  mm

$\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.7

Für die Gleichungen 3.33 und 3.34 gelten die gleichen Überlegungen ähnlich zu den Gleichungen 3.21 und 3.22 (vgl. Abschnitt 3.6.2). Anstelle der nicht nichtlinearen Gleichungen wurden folgende vereinfachte lineare Ansätze abgeleitet:

$$K(x,t) = 0 \quad x \leq 0.6 \cdot t \quad (3.35)$$

$$K(x,t) = \frac{20 \cdot x - 12 \cdot t}{0.2 \cdot t + 3} \quad 0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 3 \quad (3.36)$$

$$K(x,t) = \frac{80 \cdot x - 60 \cdot t + 180}{0.2 \cdot t + 21} \quad 0.8 \cdot t + 3 \leq x \leq t + 24 \quad (3.37)$$

$$K(x,t) = 100 \quad x \geq t + 24 \quad (3.38)$$

Die vereinfachten bilinearen Ansätze gemäss den Gleichungen 3.35 bis 3.38 werden durch drei Punkte P1, P2 und P3 ähnlich zu den Gleichungen 3.27 bis 3.30 gekennzeichnet (vgl. Bild 3.31). Bei einer Temperatur höher als 300°C wird keine Steifigkeit mehr in Rechnung gestellt. Wird im oberen Bereich des Holzquerschnittes, wo die Verbundschrauben angeordnet sind, eine reduzierte effektive Abbrandgeschwindigkeit von ca. 0.60 mm/Min vereinfacht angenommen, ergibt sich somit die erste Bedingung  $x = 0.6 \cdot t$ , welche die zeitabhängige Lage des Nullpunktes P1 beschreibt. Die zweite Bedingung  $x = 0.8 \cdot t + 3$  beschreibt hingegen die zeitabhängige Lage vom Knickpunkt P2, welche bei ca. 110°C festgelegt wurde. Bei einer Temperatur kleiner als ca. 40°C wird vereinfacht keine temperaturbedingte Steifigkeitsabnahme mehr berücksichtigt. Daraus ergibt sich die dritte Bedingung  $x = t + 24$ , welche die zeitabhängige Lage des Punktes P3 beschreibt.

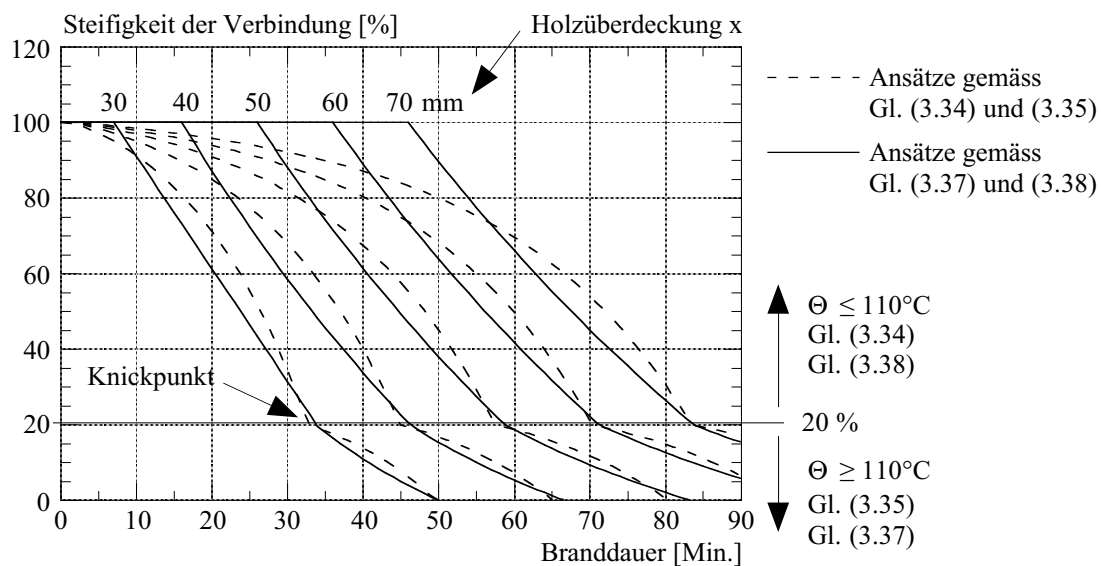
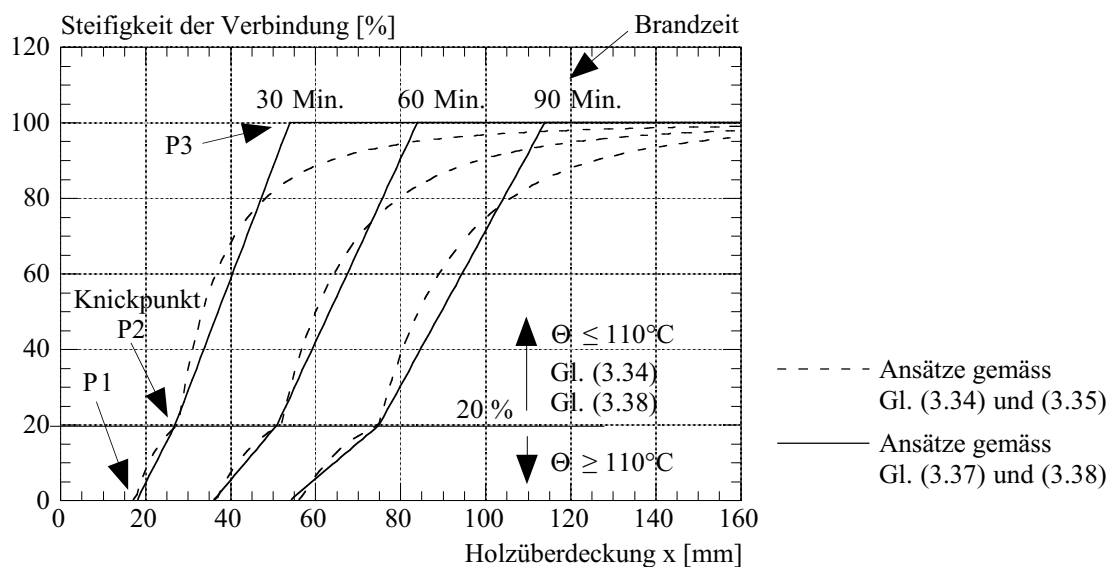


Bild 3.31 Tragwiderstand der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung (oben) bzw. der Branddauer (unten)

Das Bild 3.31 zeigt die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Verbindung gemäss den nichtlinearen bzw. vereinfachten bilinearen Ansätzen. Da diese Gleichungen als unabhängige Variablen sowohl die Branddauer  $t$  als auch die Holzüberdeckung  $x$  aufweisen, wurde im oberen Bild die Verbindungssteifigkeit in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung der Schrauben aufgetragen. Dabei erfolgte die Darstellung für die im Brandschutz häufig geforderten Feuerwiderstandszeiten von 30, 60 und 90 Minuten. Das Bild 3.31 unten zeigt die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Verbindung in Abhängigkeit der Branddauer, wobei diesmal die Darstellung für unterschiedliche Werte der seitlichen Holzüberdeckung erfolgte.

Aus dem Bild erkennt man, dass die vorgeschlagenen vereinfachten bilinearen Ansätze im Vergleich zu den nichtlinearen Gleichungen im wesentlichen sicherere Resultate liefern. Nur für sehr tiefe Temperaturen ( $\Theta \leq 40^\circ\text{C}$ ), wird die Steifigkeit der Verbindung bis zu ca. 15% überschätzt. Für Temperaturen zwischen  $40^\circ$  und  $100^\circ\text{C}$  wird die Steifigkeit der Verbindung hingegen bis zu 10% unterschätzt. Damit wird der Einfluss des Spaltes zwischen Schalung und Holz, welcher für diesen Temperaturbereich relevant ist, näherungsweise berücksichtigt. Für Temperaturen höher als  $100^\circ$  sind die Unterschiede zwischen linearen und nichtlinearen Ansätze sehr gering.

### 3.7 Schlussfolgerungen

- bei hohen Temperaturen ist das Materialverhalten mit der Prüfmethode verknüpft ist. Für die Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbindung im Brandfall wurden die durchgeführten Versuche bei konstanter Last und instationärer Temperatureinwirkung (ISO-Normbrand) verwendet. Damit wurden das Hochtemperaturkriechen (Zeiteinfluss) und der instationäre Feuchtigkeitszustand erfasst.
- das Verhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben im Brandfall hängt primär von der Holztemperatur im Bereich der Verbindung ab. Mit zunehmender Holztemperatur nimmt die Steifigkeit und Festigkeit stark ab.
- in Abhängigkeit der Geometrie (Querschnittsabmessungen, Lage der Schrauben im Holzquerschnitt, Holzüberdeckung) und wegen unvermeidbarer Spalten zwischen der Holzschalung und dem Holzbalken ist die Temperaturverteilung entlang der Schraubenachse nicht gleichmässig.
- die Temperatur im Verbindungsbereich nach einer bestimmten Brandzeit hängt im wesentlichen von der seitlichen Holzüberdeckung der Verbundschrauben im Holzbalken ab. Für  $x_u = x + 20$  [mm] ist der Einfluss der Wärmeübelagerung von unten auf die Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung relativ gering und darf vereinfacht vernachlässigt werden.
- für das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung im Brandfall wurde ein Berechnungsmodell entwickelt und im Abschnitt 3.5 vorgestellt. Durch den Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen wurde die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung abgeleitet.
- vereinfachte Bemessungsansätze für die temperaturabhängige Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung wurden im Abschnitt 3.6 vorgestellt.

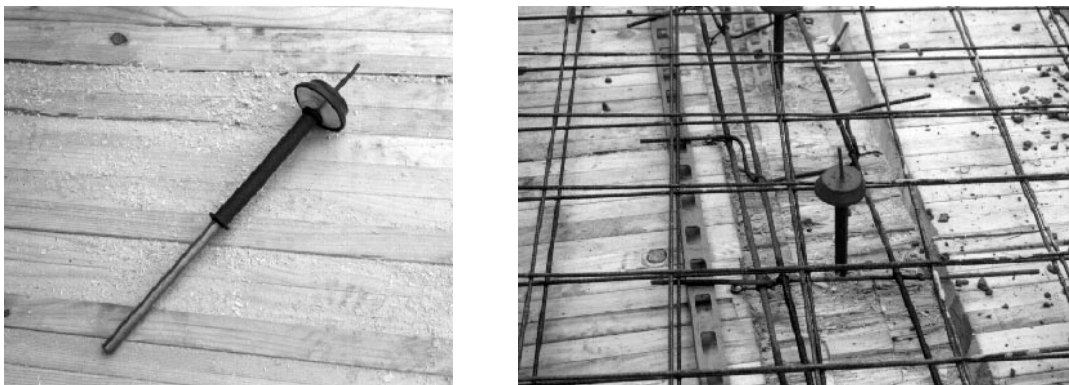




## 4.2 Tragverhalten bei Raumtemperatur

### 4.2.1 Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur

In den achtzig Jahren wurden an der ETH Lausanne theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen durchgeführt, welche zu verschiedenen Konstruktionsregeln und vereinfachten Bemessungsverfahren führten [108]. Versuche an Verbundbauteilen mit Bauschrauben als mechanische Verbindung zwischen Beton und Holz ergaben eine sehr gute Tragfähigkeit und hohe Tragreserven. Andererseits wurden jedoch relativ grosse Initialverformungen, ausgeprägtes Kriechverhalten unter Dauerbelastung und somit insgesamt relativ hohe Durchbiegungen festgestellt. Aus diesem Grund wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Hilti das Verbindungssystem entwickelt, welche für die vorliegende Forschungsarbeit verwendet wurde (vgl. Bild 4.2) [109]. Dieses neue Verbindungssystem wurde in zwei ausgeführten Bauprojekten (Brücke Val de Joux, Renovierung Kloster Wurmsbach) erstmals Ende 1991 erfolgreich eingesetzt.



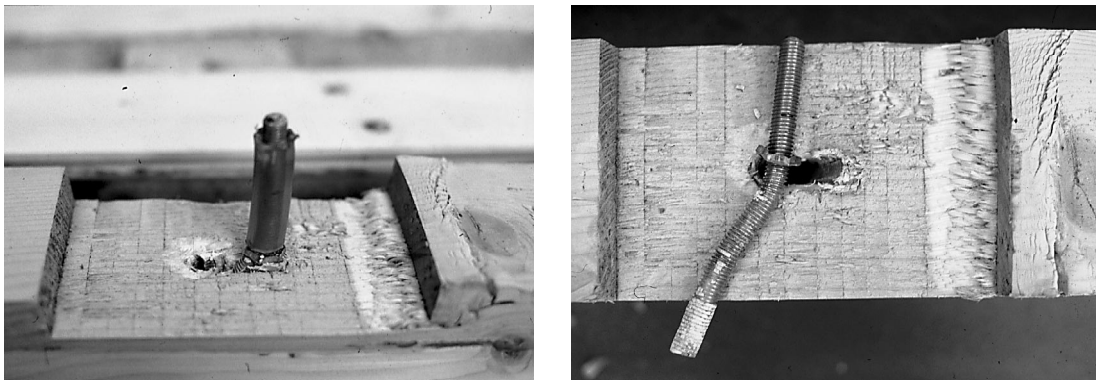
*Bild 4.2 Verbindungssystem mit Kerben und eingeleimten Dübeln*

Die Idee, die Schubkräfte über Kontaktpressung in der profilierten Fuge zwischen Holz und Beton aufzunehmen, erwies sich als sehr günstig. Schon 1981 wurden in Polen 1000 m<sup>2</sup> bestehender Holzdecken mit Verbunddecken aus Holzrippen und Betonplatten erfolgreich saniert. Dabei erfolgte die Schubübertragung zwischen Holzbalken und Betonplatte durch ins Holz eingesägte rechteckige Einschnitte und Nägel [52].

Für das neue Verbindungssystem wurden anstelle rechteckiger Einschnitte versatzförmige Kerben gewählt. Der Grund dafür ist, dass durch den Aufbau eines Querdruckes im Kerbenbereich die Scherfestigkeit des Holzes und somit der Tragwiderstand der Verbindung gegen Abscheren beträchtlich erhöht wird [47]. Zur Sicherung des Formschlusses gegen die in der schrägen Fuge entstehenden vertikalen Abhebekräfte ergab sich als optimale Lösung die Verwendung von ins Holz eingeleimten Gewindestangen. Für die Verankerung im Beton wurde die Topflösung (vgl. Bild 4.1) gewählt, welche eine sehr verformungsarme Lastaufnahme zulässt. An der ETH Lausanne durchgeführte Ausziehversuche zeigten, dass durch den Einsatz des Klebers Hilti HIT eine sichere und steife Verankerung der Gewindestangen im Holz erzielt werden kann [109]. Weitere Ausziehversuche führte die Firma Hilti durch. Als Einflussparameter wurden das Holz (Vollholz

bzw. BSH), der Durchmesser der Gewindestange (M12 bzw. M16) und die Profilierung des Bohrloches variiert. Als optimale Lösung erwies sich die Verwendung von Gewindestangen M12 und die Profilierung des Bohrloches ( $\varnothing$  18 mm) mit einem Gewindegewinde von 20 mm [61].

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden sowohl Ausziehversuche als auch Scherversuche bei Raumtemperatur durchgeführt, welche als Referenzversuche für die Untersuchungen bei hohen Temperaturen dienen [43]. Bei den durchgeführten Ausziehversuchen wurden alle Dübel mit der umhüllenden Leimschicht herausgezogen, so dass der Bruch auf das Haftvermögen im Übergangsbereich zwischen Holz und Leim zurückzuführen ist. Auf der umhüllenden Leimschicht waren ab und zu noch kleine Holzteile sichtbar. Bei dieser Bruchart im Übergangsbereich zwischen Holz-Leim spielen somit die Holzeigenschaften und die Profilierung des Bohrloches eine massgebende Rolle.



*Bild 4.3 Bruchverhalten der Verbundfuge mit Kerben und eingeleimten Dübeln*

Die durchgeführten Scherversuche zeigten, dass das Verbindungssystem mit Kerben und eingeleimten Dübeln eine sehr grosse Steifigkeit im Gebrauchszustand (Verschiebungsmodul sehr gross) als auch ein grosses plastisches Verformungsvermögen im Bruchzustand aufweist. Dabei wurden die auf Druck beanspruchten Kerbenflanken lokal gestaucht, während die Verbindungsmittel sich verbogen (vgl. Bild 4.3). In der Nähe der Verbindungsmittel wurden auch grosse Lochleibungsverformungen beobachtet. Versuche ohne Verwendung von eingeleimten Dübeln zeigten einen etwas geringeren Tragwiderstand. Zudem konnte das Lastniveau im Bereich der Höchstlast nicht so lange gehalten werden, da sich die Betonplatte mit zunehmenden Verschiebungen immer mehr vom Holz abhob. In Bezug auf die Steifigkeit im Gebrauchszustand wurde hingegen kein wesentlicher Unterschied zwischen Versuchskörpern mit und ohne Verwendung von eingeleimten Dübeln festgestellt. Der aus den Scherversuchen berechnete Verschiebungsmodul ist so gross, dass in der Praxis vereinfacht mit der Annahme starren Verbundes gerechnet werden darf.

#### 4.2.2 Modellbildung der Verbindung bei Raumtemperatur

Die Übertragung der Schubkraft  $T$  in der Verbundfuge zwischen Beton und Holz erfolgt durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Dübel gemäss Bild 4.4. Reibungskräfte zur Schubübertragung werden nicht in Rechnung gestellt.

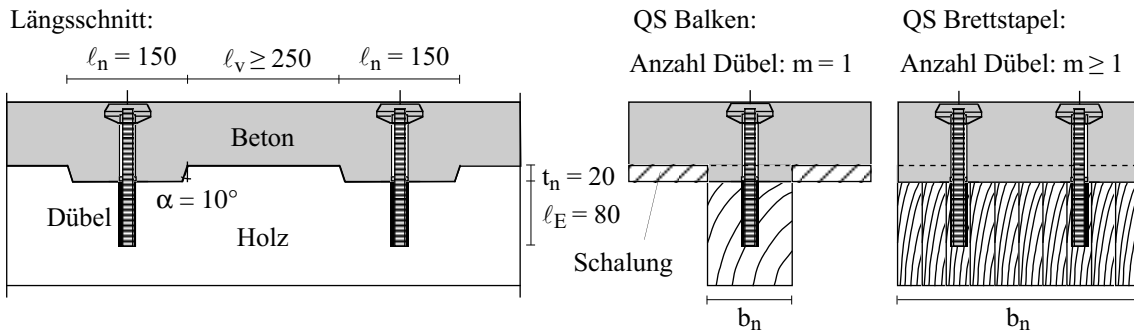


Bild 4.4 Schubübertragung mit Kerben und eingeleimten Dübeln

Für dieses Verbindungssystem können im wesentlichen 3 mögliche Versagenarten unterschieden werden:

- lokale Holzstauchung der Kerbenflanken mit der Bruchfläche  $A_k = b_n \cdot t_n$
- Abscheren des Vorholzes mit der Bruchfläche  $A_v = b_n \cdot l_v$
- Schubversagen der Betonnocke mit der Bruchfläche  $A_n = b_n \cdot l_n$

Die Verbundfuge ist so auszulegen, dass das spröde Schubversagen der Betonnocke ausgeschlossen werden kann. Zudem muss sorgfältig betoniert werden. Die Tragwirkung und die entsprechende Bemessung der Betonnocke darf im wesentlichen analog zu einer Betonkonsole erfolgen [1]. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen (Scher- und Biegeversuche) mit der Kerbengeometrie gemäss Bild 4.4 und unter Verwendung von Normalbeton und normalem Bauholz zeigten kein Schubversagen der Betonnocke. Somit war ausschliesslich das Holzversagen massgebend. Durch die Wahl einer genügenden Vorholzlänge konnte ein sehr duktiler Bruchversagen der Verbundfuge durch lokale Stauchung des Holzes im Bereich der Kerbe erreicht werden. Der im folgenden dargestellten Modellbildung der Verbundfuge wird somit die Versagenart Holzstauchung zugrundegelegt.

Die beobachteten grossen Biegeverformungen des Verbindungsmittels zeigen deutlich, dass die Krafteinleitung ins Holz nicht nur über die Kerben, sondern auch durch die eingeleimten Dübel erfolgt. Da die Betonnocke sehr steif ist, darf vereinfacht die lokale Stauchung der Betonnocke im Vergleich zu der Holzstauchung vernachlässigt werden. Aus diesem Grund wurde im Bereich des Dübels auf der Höhe zwischen Beton und Holz nahezu die gleiche lokale Holzstauchung wie im Bereich der Kerbenflanke beobachtet. Wegen der im Bruchzustand festgestellten grossen Duktilität darf somit vereinfacht der Schubwiderstand der Verbindung als Summe der Tragfähigkeit der Kerbe und der Dübel wie folgt berechnet werden:

$$T_R = F_R(\text{Kerbe}) + F_R(\text{Dübel}) \quad (4.1)$$

Wegen der Kraftumlenkung im Kerbenbereich sind je nach Kerbengeometrie (Neigung der Kerbenflanke, Verhältnis zwischen Tiefe und Länge der Betonnocke, Abstand zwischen den Kerben) vertikale Abhebekräfte unvermeidbar. Die durchgeführten Versuche ohne Verwendung von eingeleimten Dübeln zeigten jedoch, dass die entstehenden vertikalen Abhebekräfte bei der gewählten Kerbengeometrie nicht massgebend sind. Der Grund dafür ist im wesentlichen auf die infolge der Kontaktpressung zwischen Beton und Holz wirkenden Reibungskräfte zurückzuführen, welche den vertikalen Abhebekräften entgegenwirken. Die wirkenden Reibungskräfte sind stark abhängig von der Holzart, der Rauigkeit der Kontaktflächen, der Holzbehandlung und der Grösse der Kontaktpressung. Gemäss ENV-1995-2 [38] darf vereinfacht ein Reibungskoeffizient zwischen Beton und Holz von ca. 0.4 angenommen werden, welcher einem Reibungswinkel von etwa  $20^\circ$  entspricht. Da die Neigung der Kerbenflanke nur  $10^\circ$  beträgt (vgl. Bild 4.4) und somit geringer als der Reibungswinkel ist, darf näherungsweise angenommen werden, dass die entstehenden vertikalen Abhebekräfte von den Reibungskräften grösstenteils kompensiert werden. Bei der Kerbe erfolgt somit die Krafteinleitung ins Holz vereinfacht durch Druck parallel zur Holzfaserrichtung über die vorhandene Kontaktfläche. Der Tragwiderstand der Kerbenflanke auf Druck parallel zur Holzfaser kann somit wie folgt berechnet werden:

$$F_R(\text{Kerbe}) = f_c \cdot A_k = f_c \cdot b_n \cdot t_n \quad (4.2)$$

$f_c$ : Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser

$A_k$ : Fläche der Kerbenflanke

$b_n$ : Breite der Betonnocke

$t_n$ : Tiefe der Betonnocke

Bei der eingeleimten Gewindestange erfolgt die Krafteinleitung ins Holz quer zur Schaftrichtung. Die Gewindestange wird dabei vorwiegend auf Biegung beansprucht. Die Einspannung der Gewindestange im Beton darf als starr angenommen werden. Die Tragwirkung des Verbindungsmittels im Holz kann in Abhängigkeit des Verhältnisses Einleimlänge  $\ell_E$  zu Durchmesser  $d$  beschrieben werden, welche als Schlankheit des Verbindungsmittels  $\lambda$  bezeichnet wird (vgl. Bild 4.5). Bei einer geringen Schlankheit (Modus 1) bleibt das Verbindungsmittel weitgehend starr, d.h. im Verbindungsmittel treten keine Biegeverformungen auf. Der Lochleibungsdruck ist über die ganze Einleimlänge nahezu konstant. Die Traglast wird durch die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bestimmt, d.h. das Holz wird vor dem Verbinder plastisch gestaucht. In diesem Bereich steigt die Tragfähigkeit somit proportional zur Lochleibungsfläche, d.h. bei konstantem Durchmesser des Verbindungsmittels, proportional zu der Schlankheit  $\lambda$ . Ab einer bestimmten Schlankheit (Modus 2) beginnt sich das Verbindungsmittel unter steigender Belastung elastisch und auch plastisch zu verbiegen. Die Lochleibungspressung ist somit nicht mehr konstant über die Einleimlänge. Die Tragfähigkeit wird durch den plastischen Biegezugwiderstand des Verbindungsmittels und die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bestimmt. Die Tragfähigkeitssteigerung erfolgt nicht mehr proportional zur Schlankheit  $\lambda$ . Bei einer noch grösseren Schlankheit (Modus 3) wird das Verbindungsmittel im unteren Bereich praktisch fest im Holz eingespannt. Die Tragfähigkeit wird durch den plastischen Traglastzustand des Verbindungsmittels bestimmt, welcher erst nach grossen pla-

stischen Verformungen und der Bildung von zwei Fließgelenken im Verbindungsmittel erreicht wird. Eine weitere Steigerung der Einleimlänge führt zu keiner weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit (vgl. Bild 4.5).

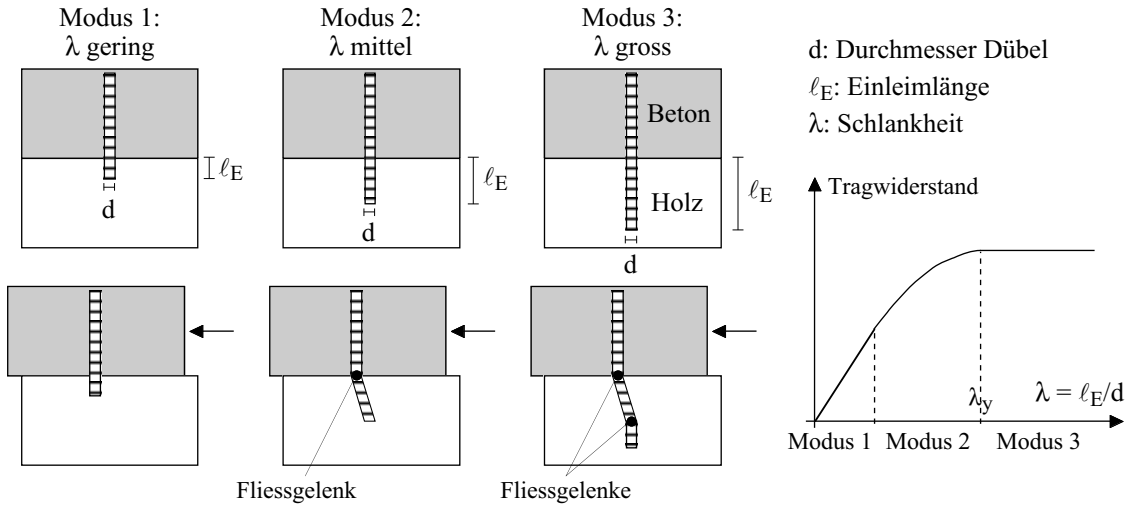


Bild 4.5 Modellbildung der Schubübertragung mit eingeleimten Dübeln

Dieser Traglastzustand kann unter Annahme eines ideal starr-plastischen Materialverhaltens des Holzes unter Lochleibungsdruck und des Verbindungsmittels unter Biegebeanspruchung mit der Modellbildung gemäss Bild 4.6 beschrieben werden.

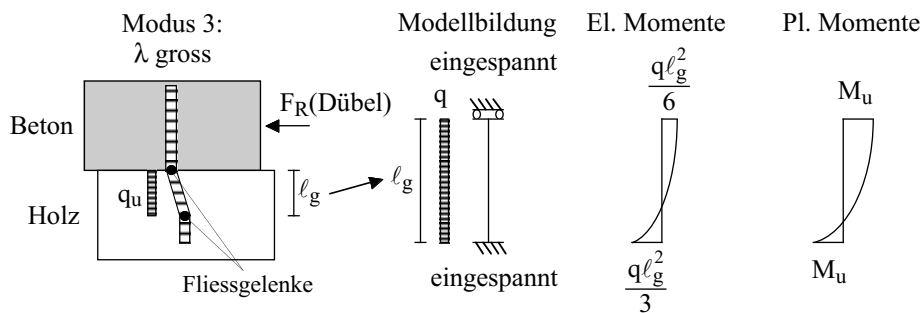


Bild 4.6 Modellbildung der Schubübertragung mit eingeleimten Dübeln

Das Verbindungsmittel wird im Bruchzustand durch die Last  $F_R$  beansprucht, welche durch die Lochleibungsfestigkeit des Holzes  $f_h$  wie folgt berechnet werden kann:

$$F_R(\text{Dübel}) = q_u \cdot \ell_g = f_h \cdot d \cdot \ell_g \quad (4.3)$$

Für das 2-fach statisch unbestimmte System gemäss Bild 4.6 wird der Tragwiderstand des Verbindungsmittels, welches im Beton und Holz als fest eingespannt angenommen wird, durch die Bildung von zwei plastischen Gelenken bei den Einspannstellen erreicht. Mit Hilfe der elastischen Schnittkraftverteilung kann der plastische Biegewiderstand wie folgt berechnet werden:

$$2 \cdot M_u = \frac{q_u \cdot \ell_g^2}{3} + \frac{q_u \cdot \ell_g^2}{6} \rightarrow M_u = \frac{q_u \cdot \ell_g^2}{4} \quad (4.4)$$

Durch die Kombination der Gleichungen 4.3 und 4.4 ergibt somit der Tragwiderstand des Verbindungsmittels in Abhängigkeit der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und des plastischen Biegegewiderstandes des Verbindungsmittels zu:

$$F_R(\text{Dübel}) = q_u \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{q_u}} = 2 \cdot \sqrt{q_u \cdot M_u} = 2 \cdot \sqrt{f_h \cdot d \cdot M_u} \quad (4.5)$$

Der Berechnung des Tragwiderstandes von Holz-Holz- bzw. Stahl-Holz-Verbindungen mit querbelasteten stiftförmigen Verbindungsmittel gemäss Swisscode 5 [137] und Eurocode 5 [36] werden ähnliche starr-plastische Tragmodelle zugrundegelegt. Diese wurden erstmal von Johansen [65] für die Beschreibung des Tragverhaltens von Holz-Holz-Verbindungen mit einem Verbindungsmittel vorgeschlagen. Ausführliche Informationen über das Tragverhalten und Bemessung von querbelasteten stiftförmigen Verbindungsmittel können in [104] und [105] gefunden werden.

Die Lochleibungsfestigkeit des Holzes  $f_h$  hängt primär von der Holzdicke und dem beanspruchten Holzvolumen (Volumeneinfluss) ab. Gemäss Swisscode 5 [137] darf die charakteristische Lochleibungsfestigkeit vom Nadelholz parallel zur Faser für stiftförmige Verbindungsmittel und vorgebohrte Löcher wie folgt berechnet werden:

$$f_{h,k} = 0.15 \cdot d^{-0.3} \cdot r_k \quad (4.6)$$

$f_{h,k}$ : charak. Lochleibungsfestigkeit vom Nadelholz parallel zur Faser in  $\text{N/mm}^2$   
 $d$ : Durchmesser des Verbindungsmittels in mm  
 $r_k$ : charakteristische Rohdichte in  $\text{kg/m}^3$

Für mittlere Bruchwerte darf vereinfacht mit der mittleren Rohdichte gerechnet werden. Da der verwendete Klebstoff eine höhere Druckfestigkeit (ca.  $80 \text{ N/mm}^2$ ) als das Holz aufweist, darf in die Gleichungen 4.5 und 4.6 näherungsweise der Durchmesser des profilierten Bohrloches von 20 mm eingesetzt werden. Die beobachteten Lochleibungsverformungen in der Nähe der Dübel bestätigen im wesentlichen diese Annahme.

Der plastische Biegegewiderstand  $M_u$  des Verbindungsmittels kann direkt aus genormten Biegeversuchen ermittelt werden. Dabei ist zu beachten, dass der Biegegewiderstand wegen der Wiederverfestigung des Stahles mit zunehmender Verdrehung vergrössert wird. Die Höhe des plastischen Biegegewiderstandes hängt somit primär vom erreichbaren Biegewinkel bzw. Verformungsgrad ab. Falls keine Biegeprüfung vorliegt, darf der charakteristische plastische Biegegewiderstand für zylindrische stiftförmige Verbindungsmittel aus Stahl gemäss Swisscode 5 [137] vereinfacht wie folgt berechnet werden:

$$M_{u,k} = 0.8 \cdot f_{u,k} \cdot \frac{d^3}{6} \quad (4.7)$$

$f_{u,k}$ : charak. Zugfestigkeit des Stahles in  $\text{N/mm}^2$   
 $d$ : Durchmesser des Verbindungsmittels in mm

Beim verwendeten Verbindungsmittel handelt es sich um eine Gewindestange M 12 der Festigkeitsklasse 8.8. Der Mittelwert aus Kern- und Gewindedurchmesser beträgt ca. 10.5 mm, der Spannungsquerschnitt 84 mm<sup>2</sup> und die Mindestzugfestigkeit 800 N/mm<sup>2</sup>. Die effektiven Stahleigenschaften können jedoch bedeutend höher liegen. Aus diesem Grund wurden einige Zugversuche mit den verwendeten Gewindestangen durchgeführt (vgl. Bild 4.7). Die Länge der Gewindestangen zwischen den Einspannstellen betrug etwa 150 mm, die mittlere Zugfestigkeit des Stahles bezogen auf den Spannungsquerschnitt ca. 874 N/mm<sup>2</sup>.

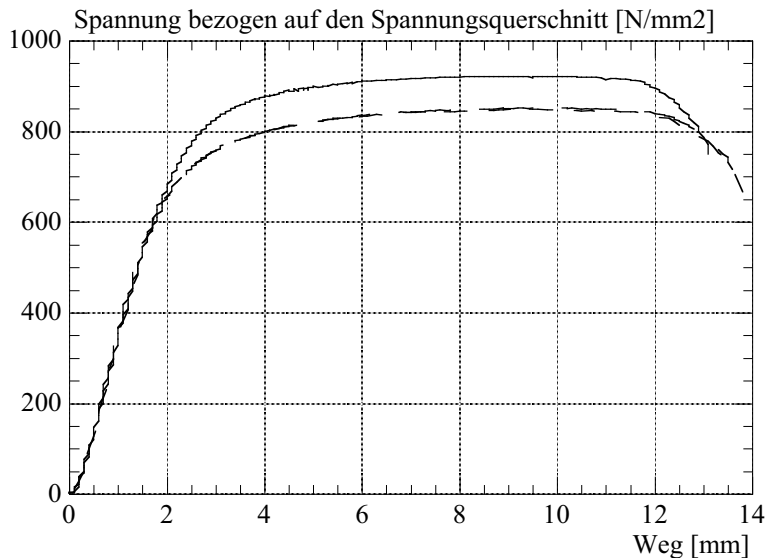


Bild 4.7 Zugversuche mit Gewindestangen M 12 der Festigkeitsklasse 8.8

Damit der Versagenmodus 3 eintritt, soll das Verbindungsmittel eine sogenannte erforderliche Grenzschlankheit  $\lambda_y$  nicht unterschritten (vgl. Bild 4.5), welche durch die Gleichsetzung des Versagenmodus 2 und 3 bestimmt werden kann. Für das im Beton eingespannte Verbindungsmittel beträgt die Grenzschlankheit  $\lambda_y$ :

$$\lambda_y = 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{u,\text{sup}}}{f_{h,\text{inf}} \cdot d^3}} \quad (4.8)$$

Bei der Bestimmung der erforderlichen Grenzschlankheit  $\lambda_y$  muss die Streuung der Materialeigenschaften berücksichtigt werden. Für den plastischen Biege widerstand muss in die Gleichung 4.8 der obere Grenzwert  $M_{u,\text{sup}}$ , für die Lochleibungsfestigkeit der untere Grenzwert  $f_{h,\text{inf}}$  eingesetzt werden. Vereinfacht darf die erforderliche Grenzschlankheit  $\lambda_y$  mit den charakteristischen Werten der Materialeigenschaften berechnet werden, wobei die so berechnete Schlankheit mit dem Faktor 1.5 vergrößert wird [105]. Die rechnerische erforderliche Grenzschlankheit  $\lambda_y$  für die verwendete Gewindestange kann somit wie folgt berechnet werden:

$$\lambda_y = 1.5 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{M_{u,k}}{f_{h,k} \cdot d^3}} = 1.5 \cdot 4 \cdot \sqrt{\frac{0.8 \cdot 800 \cdot 10.5^3 / 6}{0.15 \cdot 20^{-0.3} \cdot 370 \cdot 20^3}} \approx 5.0 \quad (4.9)$$

Der Berechnung der Grenzschlankheit  $\lambda_y$  wurde eine Mindestzugfestigkeit des Stahles von  $800 \text{ N/mm}^2$  und eine charakteristische Rohdichte des Holzes von  $370 \text{ kg/m}^3$  (vgl. Tabelle 4.2) zugrunde gelegt. Da die effektive Schlankheit der verwendeten Gewindestange  $\lambda_{\text{ef}} = 80/10.5 = 7.6$  grösser ist als die rechnerische Grenzschlankheit  $\lambda_y$  ist, darf angenommen werden, dass die Gewindestange entsprechend dem Modus 3 versagt. Die Analyse der Biegeverformungen der Gewindestange bestätigten im wesentlichen diese Annahme. Eine weitere Steigerung der Einleimlänge würde somit zu keiner Erhöhung der Tragfähigkeit mehr führen. Da die Eingabeparameter für die Berechnung der Grenzschlankheit  $\lambda_y$  jedoch relativ unscharf sind, sollte die minimale Einleimlänge von 80 mm auf jeden Fall nicht unterschritten werden.

Der rechnerische Tragwiderstand des einzelnen Dübels kann gemäss Gleichungen 4.5 bis 4.7 unter Verwendung der mittleren Materialeigenschaften für das Holz und den Stahl gemäss Tabelle 4.2 wie folgt berechnet werden:

$$F_R(\text{Dübel}) = 2 \cdot \sqrt{f_h \cdot d \cdot M_u} = 2 \cdot \sqrt{0.15 \cdot 20^{-0.3} \cdot 420 \cdot 20 \cdot 874 \cdot \frac{10.5^3}{6}} \approx 19 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Der mit den Brettstapelelementen durchgeführte Versuch ohne Verwendung von eingeleimten Dübeln zeigte einen etwas geringeren Tragwiderstand im Vergleich zu den Versuchen mit eingeleimten Dübeln. Aus der Differenz zwischen den Versuchsergebnissen wurde die Tragfähigkeit des einzelnen Dübels nachgerechnet. Sie liegt in der Grössenordnung von etwa 30 kN und ist im Vergleich mit der rechnerischen Tragfähigkeit gemäss Gleichung 4.10 deutlich auf der sicheren Seite. Der Grund dafür ist im wesentlichen auf die grosse Streuung der Eingabeparameter (Lochleibungsfestigkeit des Holzes, plastischer Biegezugwiderstand des Dübels) und die vereinfachte Modellbildung zurückzuführen, welche insbesondere den sogenannten Seileffekt nicht berücksichtigt. Der Seileffekt hängt primär von der Verankerung des Verbindungsmittels in den Bauteilen ab und wirkt sicher erst nach Eintritt grossen Verformungen aus. Er ist sehr schwierig zu erfassen, kann aber bei günstigen Randbedingungen im Versuch den Tragwiderstand fast verdoppeln. Wegen der starken Verankerung der Dübel sowohl im Beton als auch im Holz und der beobachteten grossen Verformungen dürfte somit im Fall der durchgeführten Versuche eine starke Seil- und Reibwirkung vorhanden sein.

Die Versuche erfolgten sowohl mit Holzbalken als auch Brettstapelelementen. Es stellt sich somit die Frage, ob der Tragwiderstand des einzelnen Dübels in den Holzbalken und in den Brettstapelelementen gleich gross ist. Im Vergleich mit den Holzbalken wurde bei den Brettstapelelementen ein etwas stärkeres Abheben der Betonplatte vom Holz festgestellt, was auf eine geringere Verankerung der Dübel im Holz hinweist. Daraus kann abgeleitet werden, dass die Seil- und Reibwirkung und damit die Tragfähigkeit des einzelnen Dübels in den Holzbalken etwas höher als in den Brettstapelelementen ist.

Unabhängig von der Breite der Versuchskörper wurde pro Kerbe nur ein Dübel eingeleimt. Der Einfluss der Dübel auf den Tragwiderstand der Verbindung (Kerbe + Dübel) ist somit für die schmalen Versuchskörper (Holzbalken) grösser als für die breiten Holzelemente aus Brettstapel. Das Verhältnis  $F_{R,\text{Dübel}}/F_{R,\text{Verbindung}}$  beträgt für die Holzbalken etwa 0.35, für die Brettstapelelemente hingegen nur ca. 0.15. Aus diesem Grund ergibt sich für die Holzbalken eine deutlich höhere "fiktive" Bruchspannung bezogen auf die Kerbenfläche als für die Brettstapelelemente (vgl. Tabelle 5.11 in [43]). Die effektive



Bruchspannung bezogen auf die Kerbenfläche kann hingegen wie folgt berechnet werden (vgl. Gleichungen 4.1 und 4.2):

$$f_c(\text{Kerbe}) = \frac{T_R(\text{Verbindung}) - F_R(\text{Dübel})}{b_n \cdot t_n} \quad (4.11)$$

Aus der effektiven Bruchlast auf die Kerbenfläche kann zudem eine nominelle Scherspannung bezogen auf die Fläche des Vorholzes wie folgt berechnet werden:

$$f_{a,\min}(\text{Vorholz}) = \frac{T_R(\text{Verbindung}) - F_R(\text{Dübel})}{b_n \cdot \ell_v} = \frac{f_c \cdot t_n}{\ell_v} \quad (4.12)$$

$t_n$ : Tiefe der Betonnocke ( $t_n = 20 \text{ mm}$ )

$\ell_v$ : Länge des Vorholzes ( $\ell_v = 250 \text{ mm}$ )

Da die Versagensart “Abscheren des Vorholzes” bei den durchgeführten Referenzversuchen bei Raumtemperatur nie vorkam, kann die gemäss Gleichung 4.12 berechnete nominelle Scherspannung näherungsweise als unterer Wert für die nominelle Scherfestigkeit des Holzes betrachtet werden.

In der Tabelle 4.1 sind die statistischen Kennwerte (Anzahl der Versuche  $n$ , Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$  und Variationskoeffizient  $v$ ) der aus den Versuchsergebnissen gemäss Gleichungen 4.11 und 4.12 berechneten Bruchspannung bezogen auf die Kerbenfläche und der nominellen Scherspannung zusammengestellt. Der Berechnung wurde eine mittlere Tragfähigkeit der Dübel von etwa 30 kN zugrundegelegt. Aus der Tabelle erkennt man, dass die so berechnete effektive Kerbenbruchspannung für Holzbalken und Brettstapelelemente nahezu gleich gross ist.

Versuchskörper	Messgrösse	n	$\bar{x}$	s	v
Brettstapel	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10	25.0	3.3	0.13
	$f_{a,\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10	1.9	0.2	0.12
Balken	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	6	28.3	1.3	0.05
	$f_{a,\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	6	2.3	0.1	0.05
alle	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16	26.2	3.1	0.12
	$f_{a,\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16	2.1	0.2	0.12

Tabelle 4.1 Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der berechneten Bruchspannung gemäss Gleichung 4.11 und der nominellen Scherspannung gemäss Gleichung 4.12

Mögliche Gründe für die etwas höhere berechnete Kerbenbruchspannung für die Holzbalken im Vergleich mit den Brettstapelelementen dürften sein:

- die Kerbenbruchspannung wurde sowohl für die Versuche mit Holzbalken als auch mit Brettstapelelementen aufgrund der gleich grossen Tragfähigkeit des einzelnen Dübels berechnet. Die Tragfähigkeit des einzelnen Dübels in den Holzbalken dürfte hingegen etwas höher liegen als in den Brettstapelelementen.

- im Vergleich mit den Holzbalken wird bei den Brettstapelelementen eine grössere Kerbenfläche beansprucht. Obwohl es sich um ein duktileres Versagen durch Stauchung des Holzes handelt, kann ein Volumeneinfluss nicht ausgeschlossen werden.
- Ungenauigkeiten beim Ausfräsen der Kerben weisen einen stärkeren Einfluss auf den Tragwiderstand der Verbindung im Fall von grossen Kerbenflächen auf.

Der charakteristische Schubwiderstand pro Verbindung (Kerbe + Dübel) darf somit für das Versagen durch lokale Holzstauchung wie folgt berechnet werden:

$$T_k = f_{c,k} \cdot b_n \cdot t_n + 2 \cdot m \cdot \sqrt{f_{h,k} \cdot d \cdot M_{u,k}} \quad (4.13)$$

m: Anzahl Dübel pro Kerbe,  $m = 1$  für Balken,  $m \geq 1$  für Brettstapel, vgl. Bild 4.4

Das Bild 4.8 zeigt den Vergleich zwischen dem berechnetem Schubwiderstand gemäss Gleichung 4.13 und den Versuchsergebnissen in Abhängigkeit der Breite der Kerbe.

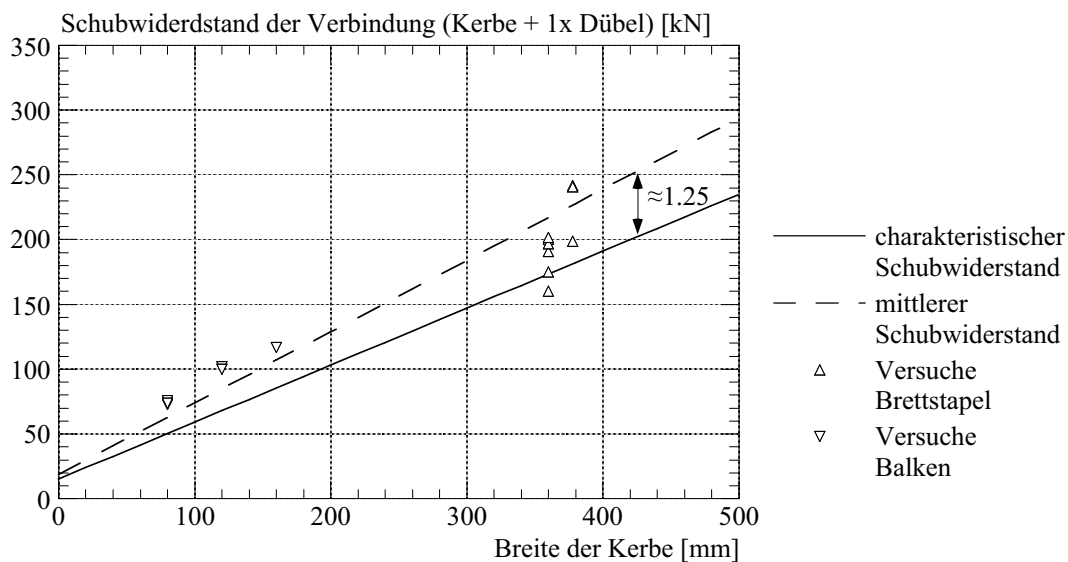


Bild 4.8 Vergleich zwischen berechnetem Schubwiderstand und Versuchsergebnissen

Entsprechend den Randbedingungen der Versuche wurde mit  $m = 1.0$  (nur ein Dübel pro Kerbe) gerechnet. Die Berechnung erfolgte mit den in der Tabelle 4.2 aufgeführten charakteristischen Festigkeitskennwerte für das Holz und das Verbindungsmittel aus Stahl.

Baustoff	Kenngösse	charakt. Wert	Mittelwert	Bemerkungen
Holz FK II	Rohdichte $r$ [ $\text{kg/m}^3$ ]	370	420	$r_m$ : Versuchskörper
	Druckfestigkeit $f_c$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	22	27.5	$f_{c,m} \approx 1.25 \cdot f_{c,k}$
	Lochleibungsfestigkeit $f_h$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	22.6	25.7	gemäss Gl. (4.6)
Stahl 8.8	Zugfestigkeit $f_u$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	800	874	$f_{u,m}$ : Zugversuche

Tabelle 4.2 Angenommene charakteristische und mittlere Festigkeitskennwerte für das Holz und den Stahl

Es wurde normales Bauholz der Festigkeitsklasse FK II gemäss Swisscode 5 [137] angenommen. Im Bild 4.8 wurde auch der mittlere Schubwiderstand dargestellt. Dabei erfolgte die Berechnung analog zur Gleichung 4.13, jedoch mit den in der Tabelle 4.2 aufgeführten mittleren Festigkeitskennwerte für das Holz und den Stahl. Für die mittlere Druckfestigkeit  $f_{c,m}$  des Holzes wurde vereinfacht angenommen, dass  $f_{c,m} \approx 1.25 \cdot f_{c,k}$ . Aus dem Bild erkennt man, dass mit der Ausnahme eines Versuches alle Versuchsergebnisse höher als der berechnete charakteristische Schubwiderstand liegen, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. Da unabhängig von der Breite der Versuchskörper nur ein Dübel pro Kerbe eingeleimt wurde, ist der Einfluss der Dübel auf den Tragwiderstand der Verbindung (Kerbe + Dübel) für die schmalen Versuchskörper (Holzbalken) viel grösser als für die breiten Holzelemente aus Brettstapel. Aus diesem Grund wird der rechnerische mittlere Schubwiderstand für die Holzbalken etwas überschätzt.

Damit duktiles Bruchversagen der Verbindung durch lokale Stauchung des Holzes im Bereich der Kerbe eintritt, soll das Abscheren des Vorholzes sowie der Betonnocke ausgeschlossen werden. Der Tragwiderstand des Vorholzes bzw. der Betonnocke gegen Abscheren darf vereinfacht gemäss Gleichungen 4.14 bzw. 4.15 bestimmt werden. Dabei wird der günstige Einfluss des Querdruckes im Kerbenbereich auf die Scherfestigkeit des Holzes bzw. des Betons vernachlässigt.

$$F_R(\text{Vorholz}) = f_{a,H} \cdot A_v = f_{a,H} \cdot b_n \cdot \ell_v \quad (4.14)$$

$$F_R(\text{Betonnocke}) = f_{a,B} \cdot A_n = f_{a,B} \cdot b_n \cdot \ell_n \quad (4.15)$$

$f_{a,H}$ : Scherfestigkeit des Holzes

$f_{a,B}$ : Scherfestigkeit des Betons

$A_v$ : Fläche des Vorholzes

$A_n$ : Fläche der Betonnocke

$b_n$ : Breite der Betonnocke

$\ell_v$ : Länge des Vorholzes

$\ell_n$ : Länge der Betonnocke

Die minimale Länge des Vorholzes sowie der Betonnocke kann somit durch die Bedingung  $F_R(\text{Vorholz}) > F_R(\text{Kerbe})$  bzw.  $F_R(\text{Betonnocke}) > F_R(\text{Kerbe})$  wie folgt bestimmt werden:

$$\ell_{v,\min} \geq \frac{f_c \cdot b_n \cdot t_n}{f_{a,H} \cdot b_n} = \frac{f_c \cdot t_n}{f_{a,H}} \quad (4.16)$$

$$\ell_{n,\min} \geq \frac{f_c \cdot b_n \cdot t_n}{f_{a,B} \cdot b_n} = \frac{f_c \cdot t_n}{f_{a,B}} \quad (4.17)$$

Die minimale Länge des Vorholzes sowie der Betonnocke hängt somit primär von der Kerbengeometrie (Tiefe der Betonnocke) und der Materialeigenschaften (Druck- und Scherfestigkeit) ab. Die nominelle Scherfestigkeit (Mittelwert bezogen auf die Scherlänge) des Holzes hängt stark von der Versuchsanordnung und den Probenabmessungen ab

[46]. Karlsen [69] zeigte, dass sich bei einer “Druckkrafteinleitung” höhere nominelle Werte der Scherfestigkeit im Vergleich mit einer “Zugkrafteinleitung” ergeben. Der Grund dafür ist, dass sich bei einer “Druckkrafteinleitung” eine gleichmässiger Schubbeanspruchung einstellt [48]. Bei einer “Zugkrafteinleitung” ergibt sich hingegen infolge der Umkehr des Kraftflusses eine starke ungleichmässige Schubbeanspruchung mit einer Spitze im Bereich der Stirnfläche [88]. Zudem hat die gleichzeitige Wirkung von Zug- bzw. Druckspannungen senkrecht zur Faser einen wesentlichen Einfluss auf den Schubwiderstand des Holzes. Liegt eine Kombination von Schub mit Querkzug vor, tritt eine starke Abminderung des Schubwiderstandes auf. Demgegenüber kann durch den Aufbau eines Querdruckes bei der Schubspannungsspitze der Schubwiderstand beträchtlich erhöht werden [47].

Die für die Referenzversuche bei Raumtemperatur verwendeten Versuchskörper wiesen eine Länge der Betonnocke von 150 mm und eine Vorholzlänge von 250 mm auf. Obwohl bei den Versuchen kein Schubversagen der Betonnocke und des Vorholzes beobachtet wurde, sollen wegen der Streuung der Materialeigenschaften und der vereinfachten Modellbildung diese Längen nicht unterschritten werden.

Wie die experimentellen und theoretischen Untersuchungen gezeigt haben, werden die eingeleimten Dübel vorwiegend auf Biegung beansprucht. Wegen der vereinfachten Modellbildung und der Unsicherheit bei der effektiven Reibungswirkung im Bruchzustand, sollte man zur Sicherung des Formschlusses auf die eingeleimten Dübel jedoch nicht verzichten. Zudem wirken die eingeleimten Dübel als vertikale Bewehrung und erhöhen somit den Schubwiderstand der Betonnocke.

## **4.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen**

### **4.3.1 Problemstellung**

Zum Tragverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit ins Holz gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln bei hohen Temperaturen liegen bisher keine Tragmodelle vor. Die gleichen Fragestellungen wie für die Verbindung mit Verbundschrauben sind somit auch in diesem Fall relevant (vgl. Abschnitt 3.3.1). Aus diesem Grund wurden umfassende experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbindung bei Scherbeanspruchung durchgeführt. Die Scherversuche wurden durch Ausziehversuche einzelner Dübel ergänzt. Im folgenden werden die wesentlichen Versuchsergebnisse zusammengestellt (Abschnitt 4.3) und diskutiert (Abschnitt 4.4), welche für die Beschreibung und Modellierung des Brandverhaltens der Verbindung von Bedeutung sind (Abschnitt 4.5). Detaillierte Informationen über die durchgeführten experimentellen Untersuchungen können dem Versuchsbericht [43] entnommen werden.

### **4.3.2 Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung**

Das Bild 4.9 zeigt schematisch die Versuchseinrichtung für die Scherversuche unter ISO-Normbrandeinwirkung. Pro Versuchskörper erfolgte die Schubübertragung zwischen Beton und Holz mit je 2 ins Holz gefrästen Kerben, welche im Abstand von 500 mm angeordnet wurden. Die Kerben wiesen eine Länge von 150 mm bzw. eine Tiefe von 20

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Kerben und eingeleimten Dübeln

mm auf und wurden bei den Flanken mit einer Neigung von etwa  $10^\circ$  herausgeschnitten. In der Mitte der Kerben wurde jeweils ein Hilti Dübel mit dem Klebstoff HIT WTR 80 mm tief ins Holz eingeleimt. Es wurden keine Versuchskörper aus Brettstapelelementen getestet (vgl. Abschnitt 4.7.4). Als Einflussparameter wurden die Breite der Holzbalken (d.h. die Breite der Betonnocke sowie auch der seitliche Achsabstand  $x$  der Dübel) und die Holzart (Vollholz und BSH) variiert. Die Versuchskörper bestanden aus Fichtenholz. Die mittlere Rohdichte der Balken aus Vollholz betrug  $372 \text{ kg/m}^3$ , diejenige der BSH-Balken  $426 \text{ kg/m}^3$ . Die mittlere Ausgangsholzfeuchte der Versuchskörper betrug  $13 \pm 2\%$ .

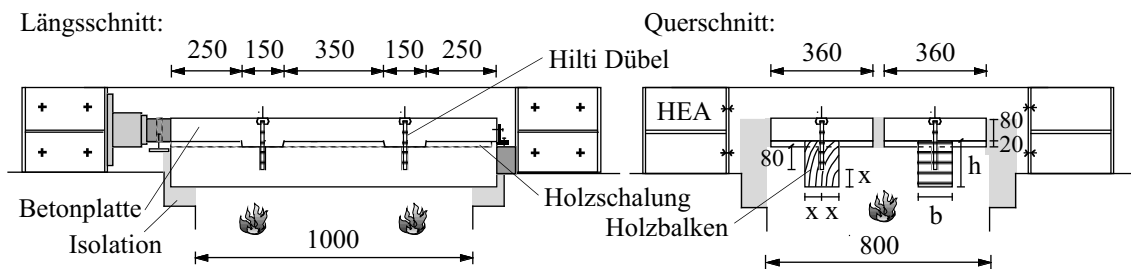


Bild 4.9 Versuchseinrichtung für die Scherversuche mit ins Holz gefrästen Kerben und eingeleimten Hilti Dübeln unter ISO-Normbrandeinwirkung

Bei dieser Versuchsart wurde nur der Versuchsablauf Test I untersucht (vgl. Abschnitt 3.3.3). Während der Versuchsdauer wurden die beiden Betonplatten unabhängig voneinander mit der zulässigen Abscherkraft gepresst. Nach 20 oder 30 Min. ISO-Normbrand wurde die Last auf die Betonplatten bis zum Bruch des Verbundsystems gesteigert. Das zulässige Belastungsniveau des Verbundsystems wurde auf ca. ein Drittel der Bruchlast bei Raumtemperatur festgelegt.

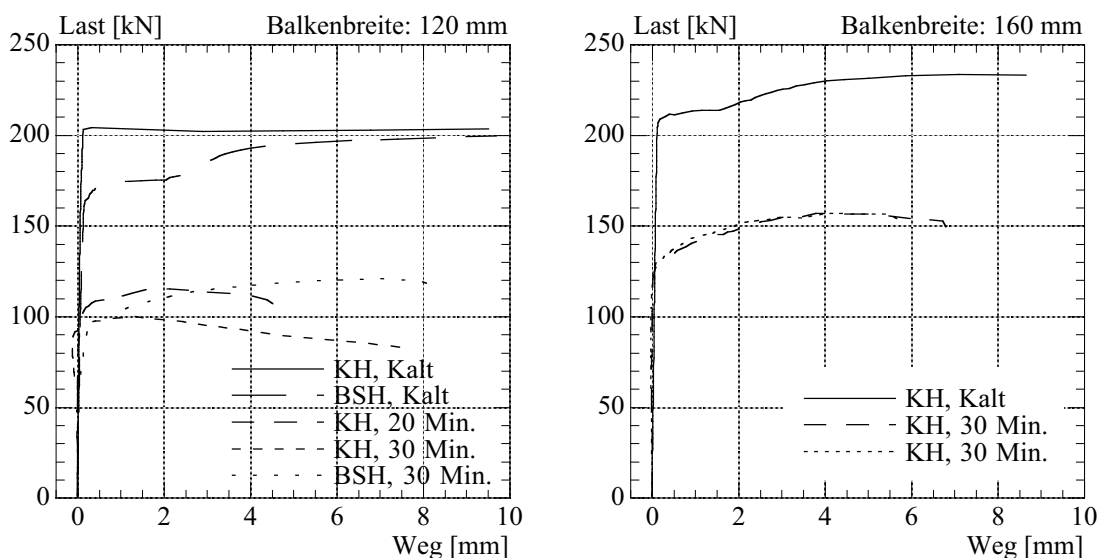


Bild 4.10 Typische Last-Verformungsdiagramme der Scherversuche mit 120 mm (links) und 160 mm (rechts) breiten Holzbalken

Während der Brandversuche wurden die Belastung auf die Betonplatte, die relative Verschiebung zwischen Holzbalken und Betonplatte und die Leim- und Holztemperaturen in verschiedenen Punkten und Tiefen der Versuchskörper gemessen.

Das Bild 4.10 zeigt typische Last-Verformungsdiagramme der Scherversuche mit 120 bzw. 160 mm breiten Holzbalken bei Raumtemperatur und unter ISO-Normbrand.

Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- der Schubwiderstand der Verbindung hängt primär von dem infolge des Abbrandes reduzierten Kerbenquerschnitt und der dort wirkenden Temperatur ab.
- während der Brandversuche wurde unter Gebrauchslast (d.h. ca. ein Drittel der Bruchlast bei Raumtemperatur) keine Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holzbalken und Betonplatte beobachtet, d.h. es wurde kein Steifigkeitsverlust während der Brandzeit festgestellt.

## **4.4 Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse**

### **4.4.1 Bruchversagen bei hohen Temperaturen**

Da die Betonbohle durch das Holz weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist und der Beton wesentliche Festigkeitsverluste erst bei höheren Temperaturen als das Holz aufzeigt, darf ein Schubversagen der Betonbohle mit der gewählten Kerbengeometrie im Brandfall ausgeschlossen werden. Für den Tragwiderstand der Verbundfuge ist somit nur das Holzversagen massgebend.

Für alle Versuchskörper mit 120 bzw. 160 mm breiten Holzbalken erfolgte das Bruchversagen der Verbundfuge durch lokale Stauchung der Kerbenflanken ähnlich wie bei den Versuchen bei Raumtemperatur, während die Verbindungsmittel sich verbogen. Zwei Versuchskörper mit 80 mm breiten Holzbalken versagten bereits nach 21 bzw. 25 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung, d.h. bevor die Last auf die Betonplatten gesteigert wurde. Bei einem Versuchskörper versagte die Verbundfuge durch Abscheren des Vorholzes bei der hinteren Holzkerbe, bei den anderen erwies sich der Restquerschnitt als zu klein, um die Krafteinleitung vom Beton zum Holz zu gewährleisten, so dass der hintere Teil des Holzbalkens "wie ein Druckstab" versagte.

### **4.4.2 Einfluss der Temperatur**

Die Brandbeanspruchung wirkt sich auf die Festigkeit der Verbundfuge wie folgt aus:

- reduzierter Kerbenquerschnitt infolge des seitlichen Abbrandes. Zu beachten ist diesbezüglich der günstige Einfluss der seitlichen Holzschalung (vgl. Abschnitt 4.4.3).
- temperaturbedingte Abnahme der Holzfestigkeit im Bereich des verbleibenden Kerbenquerschnittes gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanken und Abscheren des Vorholzes.
- temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel. Da die Dübel in der Regel in der Balkenmitte angeordnet werden, sind sie bei breiten Holzbalken jedoch meistens weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt (vgl. Abschnitt 4.4.4).

#### 4.4.3 Einfluss der seitlichen Holzschalung

Bei Holz-Beton-Verbunddecken mit ins Holz gefräste Kerben und eingeleimten Dübeln ist die für das Betonieren der Betonplatte notwendige Holzschalung in der Regel nicht durchgehend, sondern sie wird bei den Holzbalken unterbrochen. Dementsprechend wurden die Probekörper ausgebildet (vgl. Bild 4.9).

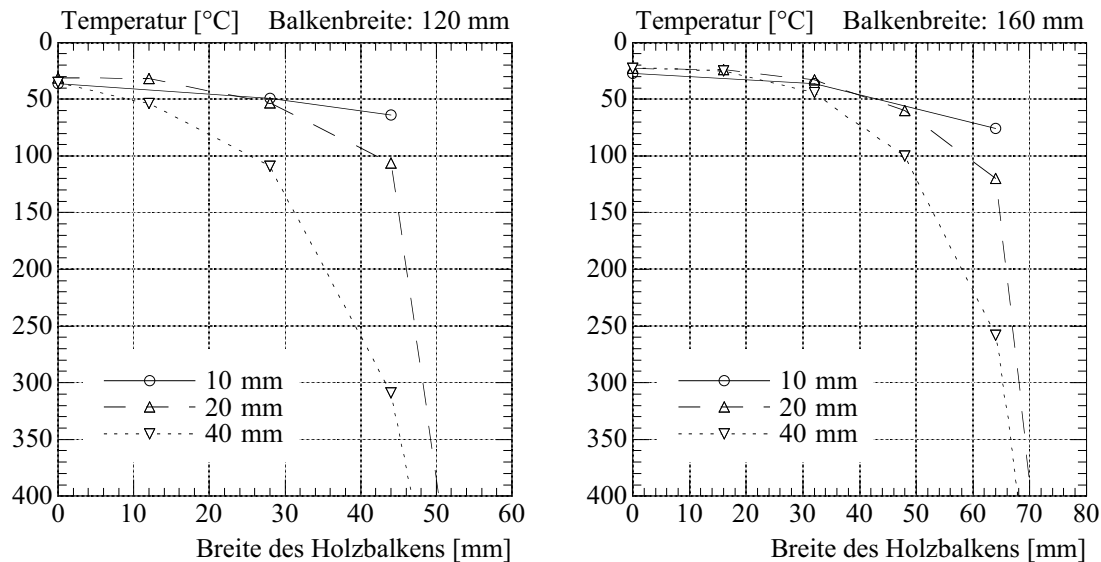


Bild 4.11 Typische Temperaturprofile nach 30 Min. ISO-Normbrandeinwirkung für Scherversuche mit 120 mm (links) bzw. 160 mm (rechts) breiten Holzbalken

Das Bild 4.11 zeigt typische Temperaturprofile nach 30 Min. ISO-Normbrand für die Scherversuche mit 120 mm bzw. 160 mm breiten Holzbalken (im Bild ist nur eine Hälfte des Holzquerschnittes gezeichnet: 0 mm = Balkenmitte) in unterschiedlichen Tiefen von der Oberkante des Holzbalkens (o:10 mm,  $\Delta$ :20 mm und  $\nabla$ :40 mm). Die einzelnen Punkte im Bild zeigen die Lage der Thermoelemente. Weitere Temperaturprofile können in [43] gefunden werden. Aus dem Bild erkennt man, dass der Kerbenbereich durch die Holzschalung vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt wird.

#### 4.4.4 Einfluss der Dübel

Wie die theoretischen und experimentellen Untersuchungen bei Raumtemperatur aufgezeigt haben, werden die eingeleimten Dübel vorwiegend auf Biegung beansprucht. Die Tragfähigkeit des einzelnen Dübels hängt somit primär von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und dem plastischen Biegezugwiderstand des Verbindungsmittel ab (vgl. Abschnitt 4.2.2 und Gleichung 4.5). Da der Stahl erst Festigkeitsverluste bei deutlich höheren Temperaturen als das Holz aufweist, darf die temperaturbedingte Abnahme der Biegezugfestigkeit des Stahles und somit des plastischen Biegezugwiderstandes des Verbindungsmittels näherungsweise vernachlässigt werden. Massgebend für den Tragwiderstand des einzelnen Dübels im Brandfall ist somit nur die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel. Zu beachten ist, dass infolge der Reduktion der Lochleibungsfestigkeit des Holzes die rechnerische Grenzschlank-

heit  $\lambda_y$  gemäss Gleichung 4.8 grösser wird, so dass das Dübelversagen gegebenenfalls nicht mehr gemäss Modus 3 erfolgt (vgl. Bild 4.5). Die Versagenmodi 2 oder im Extremfall 1 können somit im Brandfall massgebend werden.

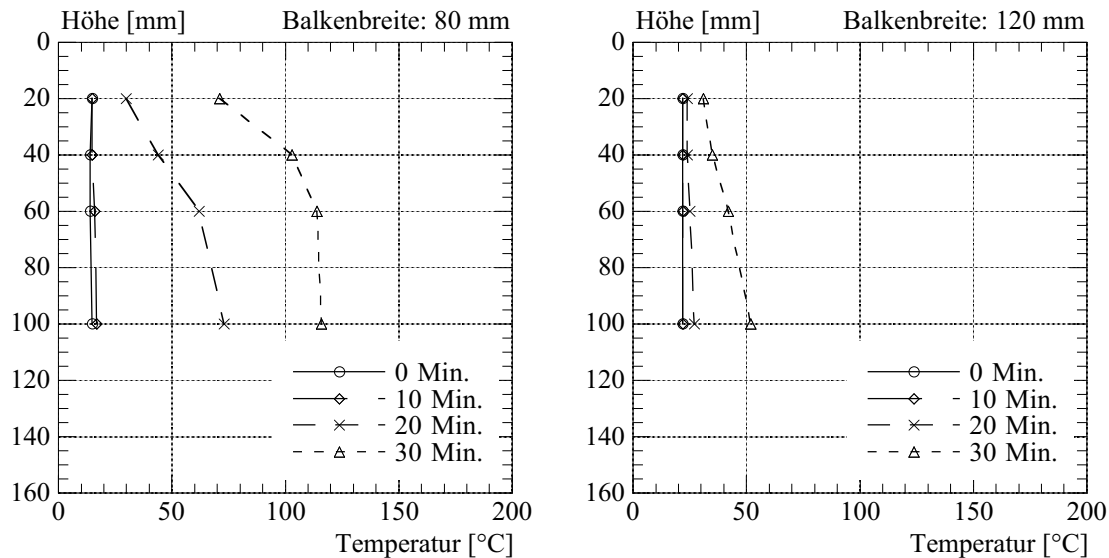


Bild 4.12 Typische Temperaturprofile entlang der Dübelachse für Scherversuche mit 80 mm (links) bzw. 120 mm (rechts) breiten Holzbalken

Das Bild 4.12 zeigt typische Temperaturprofile entlang der Dübelachse nach unterschiedlichen Brandzeiten für Scherversuche mit 80 mm bzw. 120 mm breiten Holzbalken. Die im Bild angegebene Höhe wird von der Oberkante des Holzbalkens gemessen. Die Dübel wurden 80 mm tief ins Holz eingeleimt. Weitere Temperaturprofile können in [43] gefunden werden. Aus dem Bild erkennt man, dass die erreichte Temperatur nach einer bestimmten Brandzeit und somit die Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel primär von dem seitlichen Achsabstand abhängt. Da die Dübel in der Regel in der Balkenmitte angeordnet werden, entspricht der seitliche Achsabstand der Hälfte der Balkenbreite. Wegen der günstigen Wärmeschutzwirkung der seitlichen Holzschalung werden die obersten 20 bis 30 mm des Dübels einer geringeren Brandbeanspruchung ausgesetzt, so dass die Temperaturverteilung entlang der Dübelachse nicht gleichmässig ist.

#### 4.4.5 Einfluss der Holzart

Die Brandversuche wurden mit Balken aus Vollholz sowie aus BSH durchgeführt. Die Versuchskörper mit den BSH-Balken wiesen einen etwas höheren Tragwiderstand der Verbindung im Vergleich mit den Versuchskörpern mit Vollholzbalken gleicher Abmessungen auf. Zwischen den Temperaturprofilen von Versuchskörpern aus Vollholz und BSH wurden jedoch keine wesentliche Unterschiede festgestellt. Die beobachtete höhere Tragwiderstand der Verbindung bei den BSH-Balken im Vergleich mit den Vollholzbalken darf im wesentlichen auf die höhere Holzfestigkeit des dichten BSH bei Raumtemperatur zurückgeführt werden.



## 4.5 Tragverhalten bei hohen Temperaturen

### 4.5.1 Berechnungsmodell bei hohen Temperaturen

Für das Tragverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit ins Holz gefräste Kerben und eingeleimten Dübeln bei hohen Temperaturen wird folgendes Berechnungsmodell vorgeschlagen. Das Bruchversagen der Verbundfuge im Brandfall erfolgte in der Regel durch lokale Stauchung der Kerbenflanken ähnlich wie bei den Versuchen bei Raumtemperatur, während die Verbindungsmittel sich verbogen. Bei einem Versuch versagte der Versuchskörper auf Abscheren des Vorholzes. Dem Berechnungsmodell werden somit die Versagenarten auf Holzstauchung der Kerbenflanken sowie auf Abscheren des Vorholzes zugrunde gelegt (vgl. Abschnitt 4.4.1).

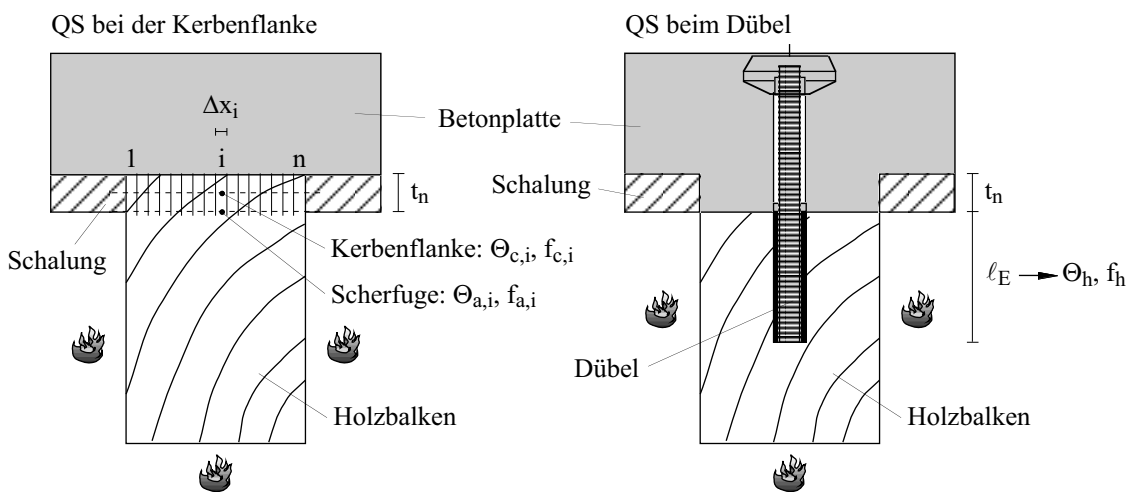


Bild 4.13 Berechnungsmodell der Verbundschraube bei hohen Temperaturen

Die Kerbenflanke wird in kleine Elemente  $i$  mit der Breite  $\Delta x_i$  unterteilt. Jedem Element  $i$  wird die Druckfestigkeit  $f_{c,i}$  des Holzes in Abhängigkeit der in der Mitte der Kerbendicke  $t_n$  wirkenden Temperatur  $\Theta_{c,i}$  (vgl. Bild 4.13). Der rechnerische resultierende Tragwiderstand gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke ergibt sich durch die Summe der Festigkeitsbeiträge der einzelnen Elemente:

$$F_R(\text{Kerbe}) = t_n \cdot \sum_{i=1}^n \{ f_{c,i}(\Theta_{c,i}) \cdot \Delta x_i \} \quad (4.18)$$

$f_{c,i}$ : Druckfestigkeit des Holzes für das Element  $i$  in Abhängigkeit von  $\Theta_{c,i}$

$\Delta x_i$ : Breite des Elementes  $i$

$t_n$ : Tiefe der Betonnocke

Zudem wird jedem Element  $i$  die Scherfestigkeit  $f_{a,i}$  des Holzes in Abhängigkeit der in der Scherfuge wirkenden Temperatur  $\Theta_{a,i}$  zugeordnet (vgl. Bild 4.13). Wegen der günstigen seitlichen Wärmeschutzwirkung der Holzschalung gilt in der Regel, dass  $\Theta_{c,i}$  etwas kleiner als  $\Theta_{a,i}$  ist (vgl. Bild 4.11).

Der rechnerische resultierende Tragwiderstand gegen Abscheren des Vorholzes ergibt sich durch die Summe der Festigkeitsbeiträge der einzelnen Elemente:

$$F_R(\text{Vorholz}) = \ell_v \cdot \sum_{i=1}^n \{f_{a,i}(\Theta_{a,i}) \cdot \Delta x_i\} \quad (4.19)$$

$f_{a,i}$ : Scherfestigkeit des Holzes für das Element  $i$  in Abhängigkeit von  $\Theta_{a,i}$

$\Delta x_i$ : Breite des Elementes  $i$

$\ell_v$ : Länge des Vorholzes

Die Tabelle 4.3 zeigt schematisch das Vorgehen für die Modellberechnung des Tragwiderstandes gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke. Analog erfolgt die Modellberechnung des Tragwiderstandes gegen Abscheren des Vorholzes.

Element Nr.	$\Theta_c$ [°C]	$\Delta x$ [mm]	$f_c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$t_n$ [mm]	$F_R(\text{Kerbe})$ [kN]
1	$\Theta_{c,1}$	$\Delta x_1$	$f_{c,1}$	20	$F_1$
$i$	$\Theta_{c,i}$	$\Delta x_i$	$f_{c,i}$	20	$F_i$
$n$	$\Theta_{c,n}$	$\Delta x_n$	$f_{c,n}$	20	$F_n$
Summe		$b_n$			<b><math>F_R(\text{Kerbe})</math></b>

Tabelle 4.3 Modellberechnung des Tragwiderstandes gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke

Zu beachten ist, dass wegen der nichtlinearen Stoffgesetze (vgl. Bild 4.15) die Modellberechnung des Tragwiderstandes auf Holzstauchung sowie Abscheren des Vorholzes nicht aufgrund der mittleren Temperatur im Kerbenbereich durchgeführt werden kann.

Infolge der temperaturbedingten Reduktion der Lochleibungsfestigkeit des Holzes wird die rechnerische Grenzschlankheit  $\lambda_y$  gemäss Gleichung 4.8 grösser, so dass das Dübelversagen gegebenenfalls nicht mehr gemäss Modus 3 erfolgt. Der rechnerische Tragwiderstand des Dübels wird somit für die drei Versagenmodi gemäss Bild 4.5 unter Berücksichtigung der temperaturbedingten reduzierten Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels wie folgt berechnet:

$$F_R(\text{Dübel}) = \ell_E \cdot d \cdot f_h(\Theta_h) \quad \text{Modus 1} \quad (4.20)$$

$$F_R(\text{Dübel}) = f_h(\Theta_h) \cdot \ell_E \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_u}{f_h(\Theta_h) \cdot d \cdot \ell_E^2}} - 1 \right] \quad \text{Modus 2} \quad (4.21)$$

$$F_R(\text{Dübel}) = 2 \cdot \sqrt{f_h(\Theta_h) \cdot d \cdot M_u} \quad \text{Modus 3} \quad (4.22)$$

Massgebend ist der geringste Wert. Die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes wird vereinfacht aufgrund der mittleren Temperatur entlang der Dübelachse berechnet. Die temperaturbedingte Abnahme der Biegezugfestigkeit des Stahles und somit des plastischen Biegezugwiderstandes des Verbindungsmittels darf hingegen näherungsweise vernachlässigt werden (vgl. Abschnitt 4.4.4).

Das Bild 4.14 links zeigt den berechneten Tragwiderstand des Dübels gemäss Gleichungen 4.20 bis 4.22 in Abhängigkeit der Temperatur, wobei das Verhältnis  $F_R/F_{R,20^\circ\text{C}}$  dargestellt wurde. Die Berechnung erfolgte für die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80 \text{ mm}$  und unter Verwendung der temperaturbedingten Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes gemäss Gleichungen 4.27 und 4.28 (vgl. Abschnitt 4.5.2). Im Bild 4.14 rechts wird der berechnete Tragwiderstand des Dübels unter Verwendung von unterschiedlichen Einleimlängen  $\ell_E$  dargestellt.

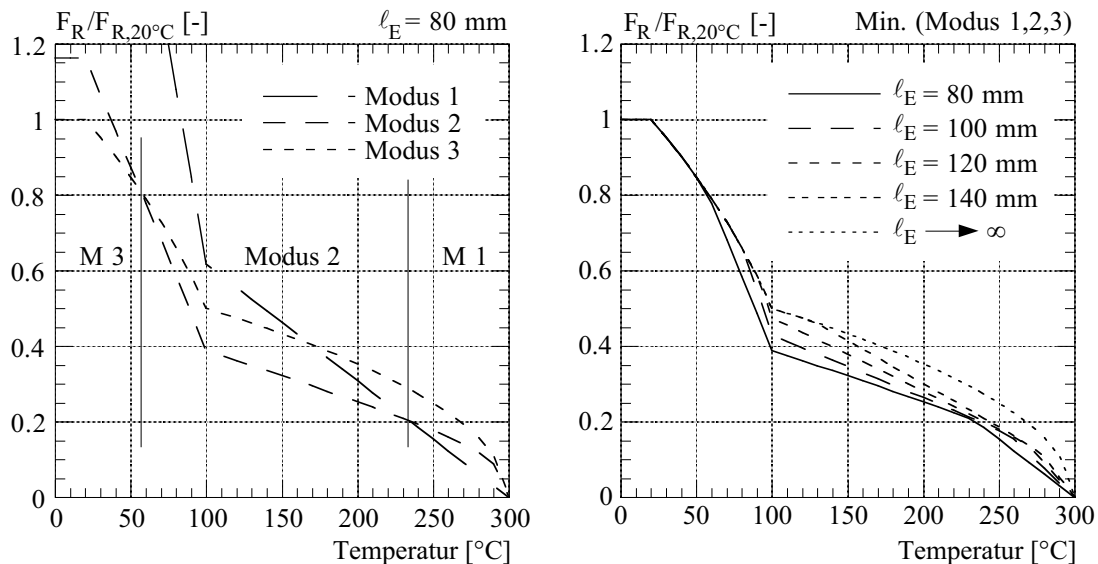


Bild 4.14 Tragwiderstand des Dübels gemäss Gleichungen 4.20 bis 4.22 in Abhängigkeit der Temperatur

Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- mit zunehmender Temperatur nimmt der rechnerische Tragwiderstand des Dübels stark ab. Für die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80 \text{ mm}$  beträgt der rechnerische Tragwiderstand des Dübels bei einer Temperatur von  $100^\circ\text{C}$  nur etwa 40% der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur. Zu bemerken ist, dass die Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei einer Temperatur von  $100^\circ\text{C}$  nur noch 25% der Festigkeit bei Raumtemperatur beträgt (vgl. Gleichungen 4.27 und 4.28 und Abschnitt 4.5.2).
- mit zunehmender Temperatur ändert sich der massgebende Versagenmodus. Für die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80 \text{ mm}$  ist der Versagenmodus 3 bis zu einer Temperatur von ca.  $60^\circ\text{C}$  massgebend. Zwischen  $60^\circ$  und  $240^\circ\text{C}$  ist hingegen der Versagenmodus 2 massgebend.
- mit zunehmender Einleimlänge ergibt sich eine etwas kleinere Reduktion des rechnerischen Tragwiderstandes des Dübels. Der Grund dafür ist, dass die Änderung des Versagenmodus bei höheren Temperaturen erfolgt. Mit einer Einleimlänge  $\ell_E = 140 \text{ mm}$  ist der Versagenmodus 3 bis zu einer Temperatur von ca.  $130^\circ\text{C}$  massgebend. Für den Fall der unendlich grossen Einleimlänge wäre der Versagenmodus 3 immer massgebend.

Der resultierende rechnerische Schubwiderstand pro Verbindung darf somit wie folgt berechnet werden:

$$T_R = F_R(\text{Kerbe}) + F_R(\text{Dübel}) \quad \text{für } F_R(\text{Vorholz}) > F_R(\text{Kerbe}) \quad (4.23)$$

$$T_R = F_R(\text{Vorholz}) \quad \text{für } F_R(\text{Vorholz}) < F_R(\text{Kerbe}) \quad (4.24)$$

Die Scherversuche bei Raumtemperatur und im Brandfall zeigten, dass das Lastniveau im Bereich der Bruchlast bei zunehmenden Verschiebungen gehalten werden konnte. Dabei wurden die auf Druck beanspruchten Kerbenflanken lokal gestaucht, während die Verbindungsmittel sich verbogen. Die Versuche wurden abgebrochen, nachdem Verschiebungen von etwa 10 mm erreicht wurden. Die Versagensart auf Holzstauchung ist somit sehr duktil. Aus diesem Grund darf der Schubwiderstand der Verbindung für diese Versagensart als Summe der Tragfähigkeit der Kerbe und der Dübel berechnet werden (vgl. Gl. 4.23). Die Versagensart auf Abscheren des Vorholzes kam bei den Scherversuchen bei Raumtemperatur nie vor. Da das Holz auf Schub ein weitgehend sprödes Verhalten zeigt [48], kann für diese Versagensart ein geringes Verformungsvermögen vor dem Bruch angenommen werden. Diese Annahme wurde von dem Brandversuch, bei dem der Versuchskörper auf Abscheren des Vorholzes versagte, weitgehend bestätigt. Aus diesem Grund wird der Schubwiderstand der Verbindung für diese Versagensart auf der sicheren Seite ohne Berücksichtigung der Dübelwirkung berechnet (vgl. Gl. 4.24).

#### 4.5.2 Festigkeitseigenschaften bei hohen Temperaturen

Für das im Abschnitt 4.5.1 beschriebene Berechnungsmodell sind Angaben über das Materialverhalten (Druck-, Scher- und Lochleibungsfestigkeit des Holzes) bei hohen Temperaturen erforderlich. Für die Modellberechnung werden die in prEN 1995-1-2 [29] vorgeschlagenen vereinfachten bilinearen Stoffgesetze gemäss Bild 4.15 verwendet.

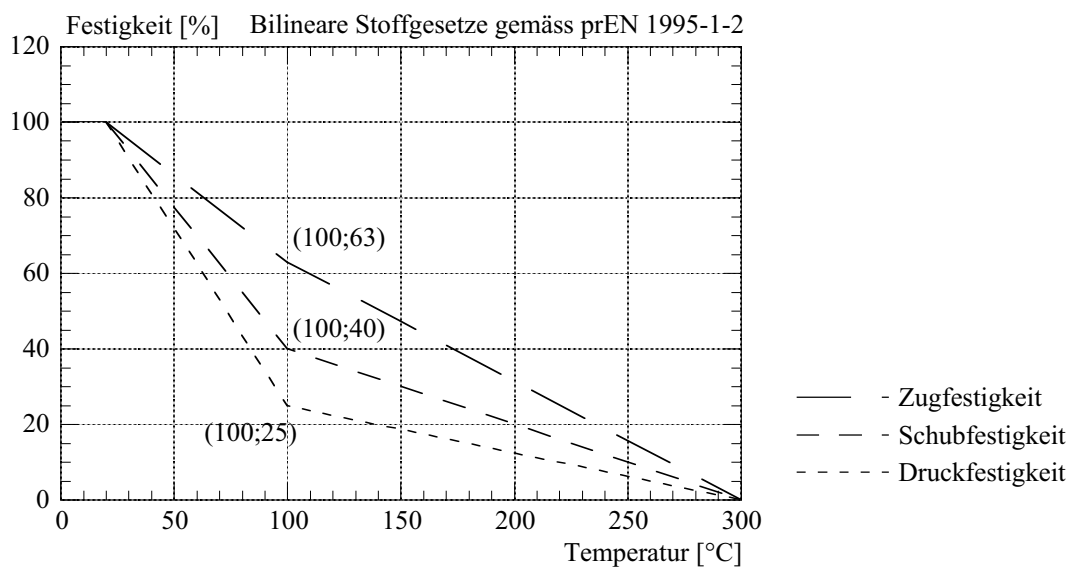


Bild 4.15 Mechanische Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen gemäss prEN 1995-1-2 [29]

Bei einer Temperatur höher als 300°C wird somit keine Festigkeit mehr in Rechnung gestellt. Zudem wurde folgendes angenommen:

- die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes verläuft nahezu gleich wie der Abnahme der Druckfestigkeit gemäss Bild 4.15.
- die temperaturbedingte Abnahme der Scherfestigkeit des Holzes verläuft nahezu gleich wie der Abnahme der Schubfestigkeit gemäss Bild 4.15.

Den vereinfachten bilinearen Stoffgesetzen gemäss prEN 1995-1-2 [29] wurden für die temperaturabhängige Zug- und Druckfestigkeit des Holzes die experimentellen Untersuchungen von König [85] zugrunde gelegt, welche mit vergleichbaren Randbedingungen wie die ETH Versuche durchgeführt wurden (vgl. Abschnitt 2.6.2). Für die temperaturabhängige Schubfestigkeit des Holzes wurden die von Gerhards [50] dargestellten Versuchsergebnisse verwendet, welche im wesentlichen von den experimentellen Untersuchungen von Johansson [66] bestätigt wurden. Diese Untersuchungen wurden jedoch nicht mit den gleichen Randbedingungen wie die ETH Versuche durchgeführt.

Scheer [125] schlägt eine vereinfachte Brandschutzbemessung für zimmermannsmässige Holzverbindungen vor. Für die Versagensart auf Abscheren des Vorholzes wird in Analogie zur Abnahme des Schubmoduls nach den Untersuchungen von Bariska [3] eine auf ca. 35% abgeminderte Scherfestigkeit bei einer Temperatur von etwa 120°C angenommen. Diese Annahme wurde im wesentlichen durch Brandversuche an ausgewählten Versätzen an der Technischen Universität in Braunschweig [100] bestätigt. Die von Scheer [125] verwendete temperaturabhängige Scherfestigkeit des Holzes verläuft ähnlich wie die vereinfachten bilinearen Stoffgesetze gemäss prEN 1995-1-2.

#### 4.5.3 Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Mit dem im Abschnitt 4.5.1 beschriebenen Berechnungsmodell und den temperaturabhängigen Holzeigenschaften gemäss Abschnitt 4.5.2 wurde der rechnerische Schubwiderstand pro Verbindung für alle durchgeführten Brandversuche berechnet. Die Berechnung erfolgte mit den in der Tabelle 4.4 aufgeführten charakteristischen sowie mittleren Festigkeitskennwerten für das Holz und das Verbindungsmittel aus Stahl.

Baustoff	Kenngrossse	charakt. Wert	Mittelwert	Bemerkungen
Holz FK II	Rohdichte $r$ [kg/m <sup>3</sup> ]	370	420	$r_m$ : Versuchskörper
	Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22	27.5	$f_{c,m} \approx 1.25 \cdot f_{c,k}$
	Lochleibungsfestigkeit $f_h$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22.6	25.7	gemäss Gl. (4.6)
	Scherfestigkeit $f_{a,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.8	2.2	gemäss Gl. (4.12)
Stahl 8.8	Zugfestigkeit $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	800	874	$f_{u,m}$ : Zugversuche

Tabelle 4.4 Angenommene charakteristische und mittlere Festigkeitskennwerte für das Holz und den Stahl

Es wurde normales Bauholz der Festigkeitsklasse FK II gemäss Swisscode 5 [137] angenommen. Da die Versagensart auf Abscheren des Vorholzes bei den durchgeführten Referenzversuchen bei Raumtemperatur nie vorkam, wurde die charakteristische Scherfestigkeit des Holzes vereinfacht gemäss Gleichung 4.12 unter Verwendung der in der

Tabelle 4.4 aufgeführten charakteristischen Druckfestigkeit des Holzes berechnet. Die gemäss Gleichung 4.12 berechnete charakteristische Scherfestigkeit des Holzes ist etwas höher als die rechnerische charakteristische Scherfestigkeit gemäss Swisscode 5 [137].

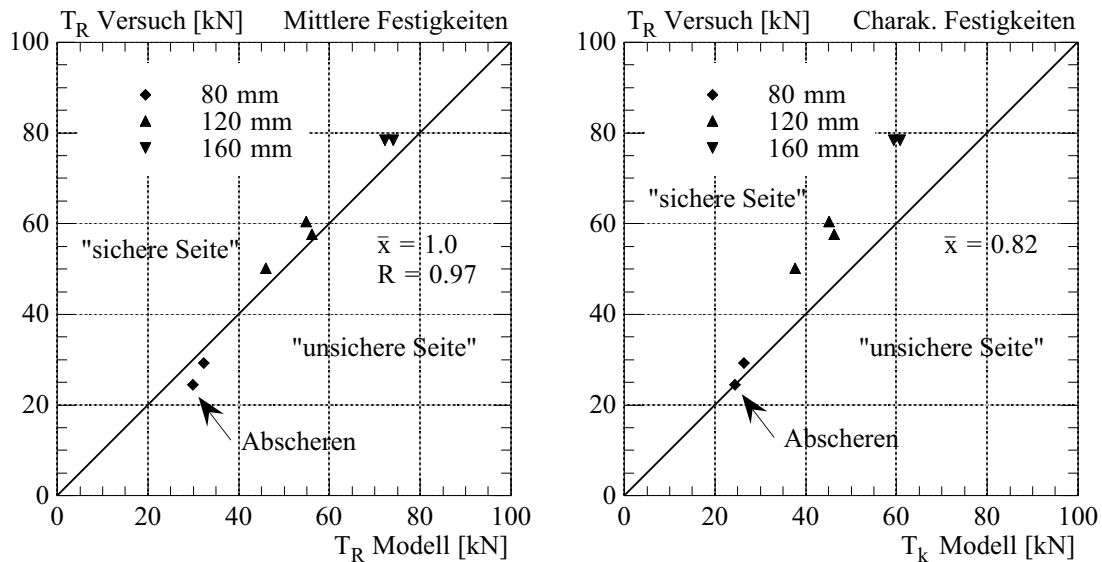


Bild 4.16 Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Modellberechnungen unter Verwendung von mittleren (links) bzw. charakteristischen (rechts) Festigkeitskennwerten für das Holz und das Stahl

Das Bild 4.16 zeigt den Vergleich zwischen dem berechneten Schubwiderstand und den Versuchsergebnissen in Abhängigkeit der Breite der Betonbocke, welche gleich gross wie die Balkenbreite ist. Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- alle Versuchsergebnisse liegen höher als der berechnete charakteristische Schubwiderstand, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $T_{k,Modell}/T_{R,Versuch}$ ) beträgt 0.82.
- im Vergleich mit der berechneten mittleren Schubwiderstand liefert das Berechnungsmodell eine gute Übereinstimmung. Der Korrelationskoeffizient  $R$  beträgt 0.97, das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $T_{R,Modell}/T_{R,Versuch}$ ) ist gleich 1.0.

Zu bemerken ist, dass für alle Versuche der berechnete Tragwiderstand auf Abscheren des Vorholzes grösser als der berechnete Tragwiderstand auf Holzstauchung ist, die Unterschiede zwischen  $F_R(\text{Vorholz})$  und  $F_R(\text{Kerbe})$  sind jedoch gering. Im Bild 4.16 wird somit der rechnerische Schubwiderstand als Summe der Tragfähigkeit der Kerbe und der Dübel gemäss Gleichung 4.23 aufgezeichnet.

Bei einem Versuch versagte der Versuchskörper auf Abscheren des Vorholzes. Für diesen Versuchskörper wird der rechnerische Schubwiderstand als Summe der Tragfähigkeit der Kerbe und der Dübel gemäss Gleichung 4.23 durch das Berechnungsmodell etwas überschätzt, die Abweichung ist jedoch relativ gering (vgl. Bild 4.16 links). Wird die Dübelwirkung nicht berücksichtigt, stimmt der rechnerische Schubwiderstand mit dem Versuchsergebnis gut überein.

## 4.6 Vereinfachte Berechnungsmethode für Decken mit Balkenlagen

### 4.6.1 Einleitung

Für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen wird das Tragverhalten der Verbindung mit ins Holz gefräste Kerben und eingeleimten Dübeln bei hohen Temperaturen mit dem im Abschnitt 4.5 vorgestellten Berechnungsmodell möglichst genau beschrieben. Dem Berechnungsmodell wurde die wirkende Temperatur im Kerben- sowie Dübelbereich zugrunde gelegt. Im folgenden wird eine vereinfachte Berechnungsmethode vorgeschlagen, welche den Einfluss der Temperaturbeanspruchung indirekt berücksichtigt, so dass auf die aufwendige Temperaturberechnung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten verzichtet werden kann. Die vereinfachte Berechnungsmethode orientiert sich an der Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] (vgl. Abschnitte 2.7.4 und 2.7.5).

### 4.6.2 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes

Die Brandeinwirkung führt einerseits zu einem Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), andererseits zu einer temperaturbedingten Festigkeitsabnahme des unter der Kohleschicht vorhandenen Holzes. Zur Berechnung des ideellen Restquerschnittes wird die Abbrandtiefe um die Grösse  $d_{red}$  mit dem Grundwert von 7 mm erhöht (vgl. Bild 4.17).

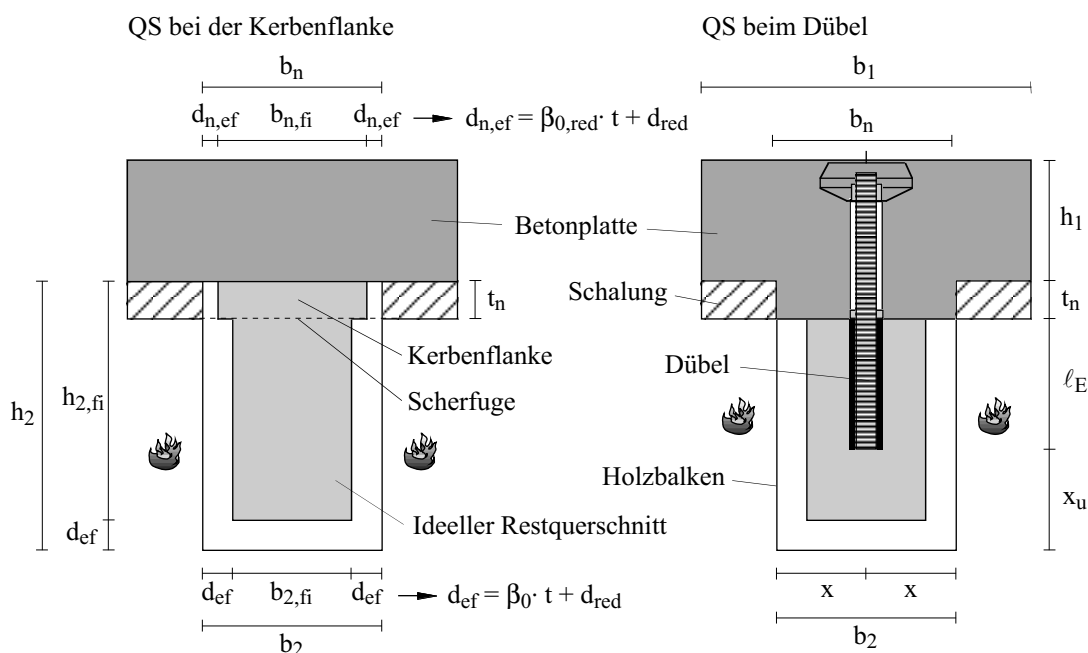


Bild 4.17 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes für Decken mit Balkenlagen

Diese Vergrößerung der Abbrandtiefe berücksichtigt indirekt die temperaturbedingte Festigkeitsreduktion der Holzbereiche in der Nähe der Abbrandgrenze. Die Festigkeitseigenschaften des ideellen Restquerschnittes entsprechen denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur. Die Abbrandtiefe wird unter der Annahme einer konstan-

ten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  nach Tabelle 2.1 berechnet. Die Brandversuche zeigten, dass der Kerbenbereich durch die Holzschalung vor der Brandeinwirkung weitgehend geschützt wird. Für die acht durchgeführten Scherversuche wurde eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit im Kerbenbereich von  $0.57 \pm 0.05$  mm/Min. gemessen. Dabei erfolgte die Messung der Kerbenbreite auf der Höhe der Scherfuge. Die Abbrandtiefe im Kerbenbereich wird somit mit einer im Vergleich zur ENV 1995-1-2 und SIA Dokumentation 83 tieferen rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_{0,red}$  berechnet. Vereinfacht wird angenommen:  $\beta_{0,red} = 0.60$  mm/Min.

#### 4.6.3 Berechnung des Tragwiderstandes

Der vereinfachten Berechnungsmethode werden die Versagenarten auf Holzstauchung der Kerbenflanken sowie auf Abscheren des Vorholzes zugrunde gelegt (vgl. Abschnitt 4.4.1). Der rechnerische Tragwiderstand gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke im Brandfall wird unter Berücksichtigung des ideellen Restquerschnittes im Kerbenbereich wie folgt berechnet (vgl. Gleichung 4.2):

$$F_R(\text{Kerbe}) = f_c \cdot A_{k,fi} = f_c \cdot t_n \cdot \{b_n - 2 \cdot (\beta_{0,red} \cdot t + d_{red})\} \quad (4.25)$$

- $f_c$ : Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser bei Raumtemperatur
- $A_{k,fi}$ : Ideeller Restquerschnitt der Kerbenflanke
- $b_n$ : Breite der Betonnocke
- $t_n$ : Tiefe der Betonnocke

Dementsprechend wird der rechnerische Tragwiderstand gegen Abscheren des Vorholzes wie folgt berechnet (vgl. Gleichung 4.14):

$$F_R(\text{Vorholz}) = f_a \cdot A_{v,fi} = f_a \cdot \ell_v \cdot \{b_n - 2 \cdot (\beta_{0,red} \cdot t + d_{red})\} \quad (4.26)$$

- $f_a$ : Scherfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur
- $A_{v,fi}$ : Ideeller Restquerschnitt des Vorholzes
- $b_n$ : Breite der Betonnocke
- $\ell_v$ : Länge des Vorholzes

Der rechnerische Tragwiderstand des Verbindungsmittels wird gemäss den Gleichungen 4.20 bis 4.22 für die drei möglichen Versagenmodi (vgl. Bild 4.5) unter Berücksichtigung der temperaturbedingten reduzierten Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels berechnet. Die temperaturbedingte Abnahme der Biegezugfestigkeit des Stahles und somit des plastischen Biegezugwiderstandes des Verbindungsmittels darf hingegen näherungsweise vernachlässigt werden (vgl. Abschnitt 4.4.4). Die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes wird wie folgt berechnet:

$$f_h(\Theta) = -15/16 \cdot \Theta + 118.75 \quad \text{für } 20 \leq \Theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (4.27)$$

$$f_h(\Theta) = -1/8 \cdot \Theta + 37.5 \quad \text{für } 100 \leq \Theta \leq 300^\circ\text{C} \quad (4.28)$$

- $f_h$ : Lochleibungsfestigkeit des Holzes in %
- $\Theta$ : Temperatur in °C



Dabei wird angenommen, dass die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes nahezu gleich wie der Abnahme der Druckfestigkeit gemäss Bild 4.15 verläuft (vgl. Abschnitt 4.5.2). Die erreichte Temperatur nach einer bestimmten Brandzeit im Bereich der Dübel hängt primär von dem seitlichen Achsabstand ab. Da die Dübel in der Regel in der Balkenmitte angeordnet werden, entspricht der seitliche Achsabstand  $x$  der Hälfte der Bakenbreite  $b$  (vgl. Bild 4.17). Setzt man die Gleichung 2.6 in die Gleichungen 4.27 und 4.28 ein, erhält man die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel in Abhängigkeit des seitlichen Achsabstandes.

$$f_h(x,t) = -15/16 \cdot \left\{ 20 + 2 \cdot 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 118.75 \quad (4.29)$$

$$f_h(x,t) = -1/8 \cdot \left\{ 20 + 2 \cdot 180 \cdot \left( \frac{\beta \cdot t}{x} \right)^\alpha \right\} + 37.5 \quad (4.30)$$

$f_h$ : Lochleibungsfestigkeit des Holzes in %

$\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.

$t$ : Brandzeit in Minuten

$x$ : seitlicher Achsabstand der Dübel in mm gemäss Bild 4.17:  $x = b/2$

$x_u$ : untere Holzüberdeckung der Dübel in mm gemäss Bild 4.17:  $x_u \geq x$

$\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.7

Mit dem Faktor 2 in den Gleichungen 4.29 und 4.30 wird der Einfluss des Wärmestroms von beiden Seiten berücksichtigt (vgl. Gleichung 2.8). Der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten ist hingegen für  $x_u \geq x$  relativ gering und darf näherungsweise vernachlässigt werden (vgl. Abschnitt 3.6.2 und Bild 3.28). Anstelle der Gleichungen 4.29 und 4.30 wurden folgende vereinfachte bilineare Ansätze abgeleitet:

$$f_h(x,t) = 0 \quad x \leq 0.75 \cdot t \quad (4.31)$$

$$f_h(x,t) = \frac{25 \cdot x - 18.75 \cdot t}{0.15 \cdot t + 11} \quad 0.75 \cdot t \leq x \leq 0.9 \cdot t + 11 \quad (4.32)$$

$$f_h(x,t) = \frac{75 \cdot x - 62.5 \cdot t - 125}{0.2 \cdot t + 28} \quad 0.9 \cdot t + 11 \leq x \leq 1.1 \cdot t + 39 \quad (4.33)$$

$$f_h(x,t) = 100 \quad x \geq 1.1 \cdot t + 39 \quad (4.34)$$

$f_h$ : Lochleibungsfestigkeit des Holzes in %

$t$ : Brandzeit in Minuten

$x$ : seitlicher Achsabstand der Dübel in mm gemäss Bild 4.17:  $x = b/2$

$x_u$ : untere Holzüberdeckung der Dübel in mm gemäss Bild 4.17:  $x_u \geq x$

Die vereinfachten bilinearen Ansätze gemäss den Gleichungen 4.31 bis 4.34 werden durch drei Punkte P1, P2 und P3 gekennzeichnet (vgl. Bild 4.18 oben). Bei einer Temperatur höher als 300°C wird keine Festigkeit mehr in Rechnung gestellt. Wird wegen

des Einflusses des Wärmestroms von beiden Seiten eine effektive Abbrandgeschwindigkeit von ca. 0.75 mm/Min angenommen, ergibt sich somit die erste Bedingung  $x = 0.75 \cdot t$ , welche die zeitabhängige Lage des Nullpunktes P1 beschreibt. Die zweite Bedingung  $x = 0.9 \cdot t + 11$  beschreibt hingegen die zeitabhängige Lage vom Knickpunkt P2, welche ähnlich zu den Gleichungen 4.29 und 4.30 bei ca. 100°C festgelegt wurde. Bei einer Temperatur kleiner als ca. 40°C wird vereinfacht keine temperaturbedingte Festigkeitsabnahme mehr berücksichtigt. Daraus ergibt sich die zweite Bedingung  $x = 1.1 \cdot t + 39$ , welche die zeitabhängige Lage des Punktes P3 beschreibt.

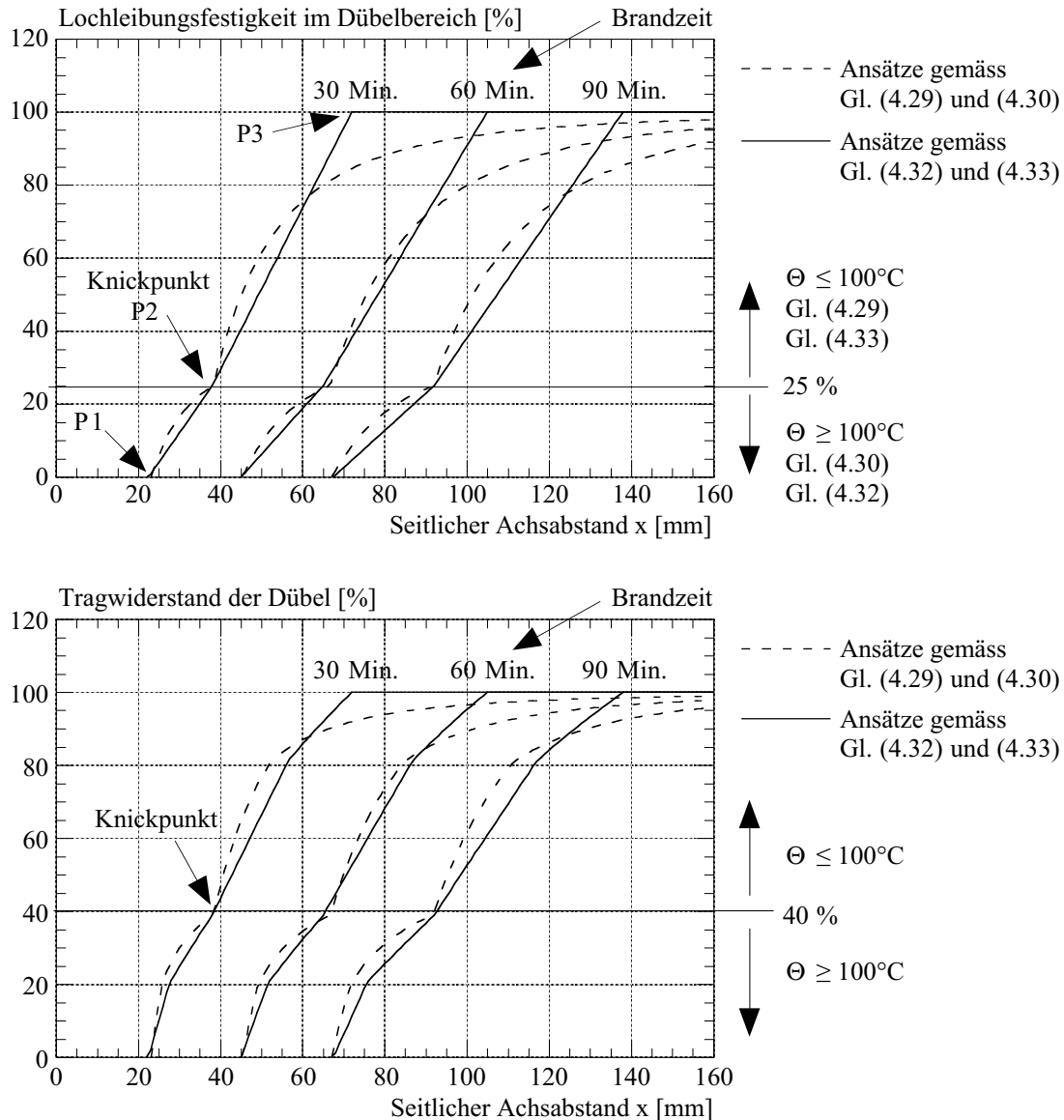


Bild 4.18 Temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel (oben) bzw. des Tragwiderstandes der Dübel (unten) in Abhängigkeit des seitlichen Achsabstandes

Das Bild 4.18 oben zeigt die Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel gemäss den nichtlinearen bzw. vereinfachten bilinearen Ansätzen in Abhängigkeit des

seitlichen Achsabstandes, wobei die Darstellung für die im Brandschutz häufig geforderten Feuerwiderstandszeiten von 30, 60 und 90 Minuten erfolgte. Mit den nichtlinearen sowie vereinfachten bilinearen Ansätze wurde zudem der Tragwiderstand der Dübel gemäss den Gleichungen 4.20 bis 4.22 berechnet und im Bild 4.18 unten in Abhängigkeit des seitlichen Achsabstandes dargestellt. Aus dem Bild 4.18 erkennt man, dass der mit den vorgeschlagenen vereinfachten bilinearen Ansätzen berechnete Tragwiderstand der Dübel im Vergleich zu der Modellberechnung unter Verwendung der nichtlinearen Ansätze im wesentlichen auf der sichereren Seite liegt. Nur für sehr tiefe Temperaturen ( $\Theta \leq 40^\circ\text{C}$ ), wird der rechnerische Tragwiderstand der Dübel bis zu ca. 10% überschätzt. Für Temperaturen zwischen  $40^\circ$  und  $100^\circ\text{C}$  wird die Tragfähigkeit der Dübel hingegen bis zu 10% unterschätzt. Für Temperaturen höher als  $100^\circ$  sind die Unterschiede zwischen linearen und nichtlinearen Ansätze relativ gering.

#### 4.6.4 Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Mit der beschriebenen vereinfachten Berechnungsmethode wurde der rechnerische Schubwiderstand pro Verbindung für alle durchgeführten Brandversuche berechnet. Die Berechnung erfolgte mit den in der Tabelle 4.4 aufgeführten charakteristischen sowie mittleren Festigkeitskennwerten für das Holz und das Verbindungsmittel aus Stahl.

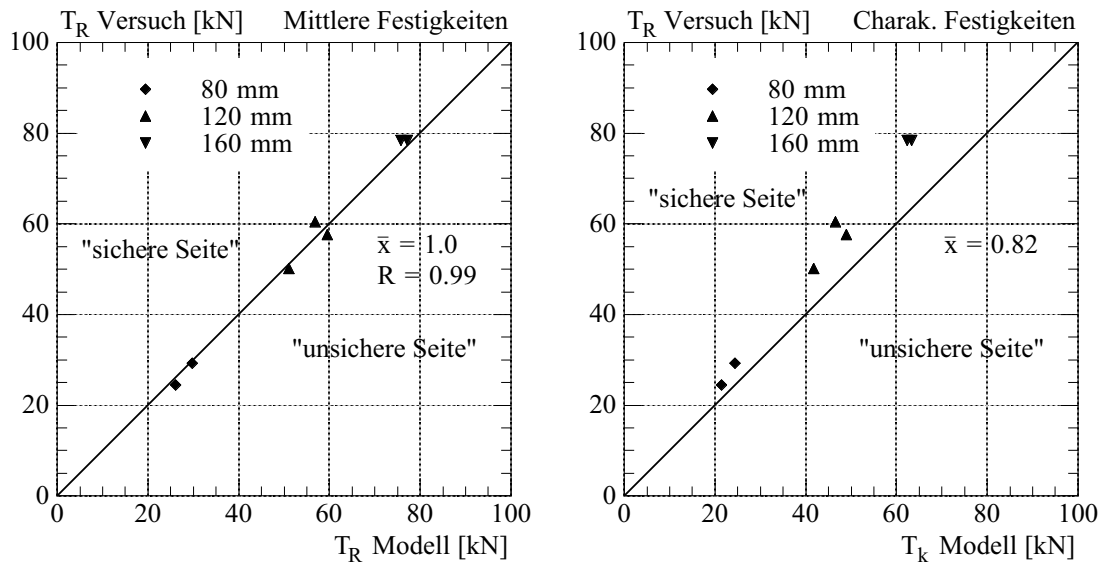


Bild 4.19 Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Modellberechnungen unter Verwendung von mittleren (links) bzw. charakteristischen (rechts) Festigkeitskennwerten für das Holz und den Stahl

Das Bild 4.19 zeigt den Vergleich zwischen dem berechneten Schubwiderstand und den Versuchsergebnissen in Abhängigkeit der Breite der Betonbocke, welche gleich gross wie die Balkenbreite ist. Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- alle Versuchsergebnisse liegen höher als der berechnete charakteristische Schubwiderstand, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $T_{k,Modell}/T_{R,Versuch}$ ) beträgt 0.82.

- im Vergleich mit dem berechneten mittleren Schubwiderstand liefert das Berechnungsmodell eine gute Übereinstimmung. Der Korrelationskoeffizient  $R$  beträgt 0.99, das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $T_{R,Modell}/T_{R,Versuch}$ ) ist gleich 1.0.

## 4.7 Vereinfachte Berechnungsmethode für Brettstapeldecken

### 4.7.1 Einleitung

Da die Verbindung mit ins Holz gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln oft für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel verwendet wird, wird im folgenden eine vereinfachte Berechnungsmethode vorgeschlagen, um den Tragwiderstand der Verbindung bei hohen Temperaturen zu ermitteln. Die vereinfachte Berechnungsmethode orientiert sich an der Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] (vgl. Abschnitte 2.7.4 und 2.7.5).

### 4.7.2 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes

Die durchgeführten Brandversuche zeigten, dass für Brettstapeldecken bei Vorliegen eines luftdichten vollflächigen Fussbodenaufbaues auf der dem Feuer abgewandten Seite und stirnseitiger Abdeckung ein gleichmässiger Abbrand analog zu einer Massivplatte angenommen werden darf, d.h. der Einfluss von Spalten auf das Brandverhalten von Brettstapeldecken darf vernachlässigt werden (vgl. Abschnitt 2.3.3). Der Berechnung des ideellen Restquerschnittes darf somit eine über die Deckenbreite gleichmässige Abbrandgeschwindigkeit zugrunde gelegt werden (vgl. Bild 4.20).

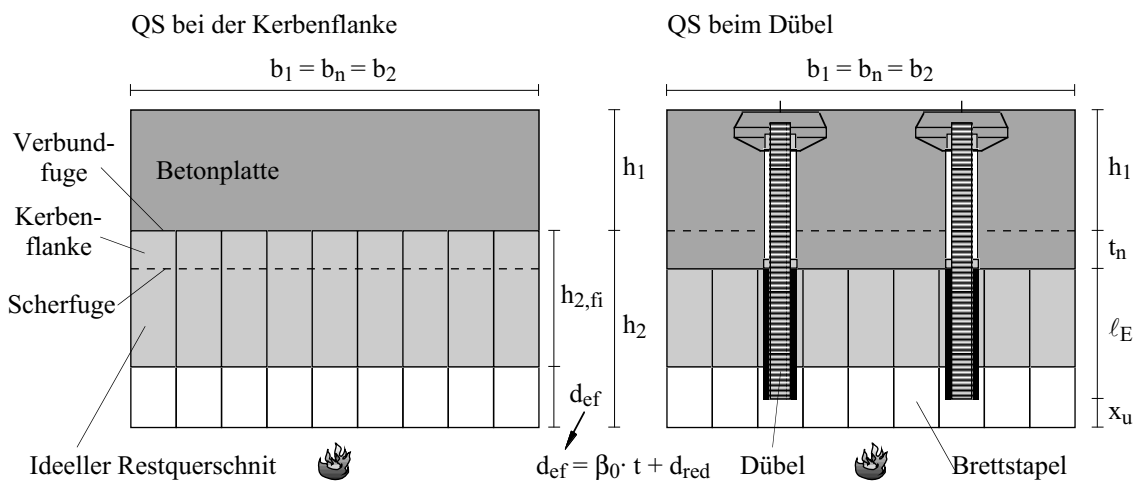


Bild 4.20 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel

Gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] gilt für Brettstapel eine rechnerische Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  von 0.8 mm/Min. (vgl. Tabelle 2.1). Die durchgeführten Brandversuche zeigten jedoch, dass für Brettstapeldecken eine im Vergleich

zur ENV 1995-1-2 und SIA Dokumentation 83 tiefere rechnerische Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  von 0.7 mm/Min. angenommen werden darf (vgl. Tabelle 2.3).

Aus konstruktiven Gründen ergibt sich die minimale Höhe des Brettstapels zu:

$$h_{2,\min} = t_n + \ell_{E,\min} + x_{u,\min} = 20 + 80 + 10 = 110 \text{ mm} \quad (4.35)$$

Für ein 110 mm dickes Brettstapel wurde unter Annahme einer rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  von 0.7 mm/Min. die Höhe des ideellen Restquerschnittes nach unterschiedlichen Brandzeiten ermittelt und in der Tabelle 4.5 angegeben. Die Tabelle gibt auch die mit der Gleichung 2.6 berechnete Temperatur in der Scherfuge sowie in der Verbundfuge zwischen Betonplatte und Brettstapel an (vgl. Bild 4.20).

Branddauer [Min.]	$h_2$ [mm]	$h_{2,fi}$ [mm]	$\Theta_{\text{Scherfuge}}$ [°C]	$\Theta_{\text{Verbundfuge}}$ [°C]
30	110	82	25	23
60	110	61	35	28
90	110	40	63	39

*Tabelle 4.5 Berechnete Höhe des ideellen Restquerschnittes und Temperatur in der Scherfuge sowie in der Verbundfuge nach unterschiedlichen Brandzeiten*

Aus der Tabelle lässt sich feststellen, dass der Kerbenbereich weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist. Für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel darf somit die temperaturbedingte Festigkeitsabnahme der Verbundfuge näherungsweise vernachlässigt werden.

#### 4.7.3 Berechnung des Tragwiderstandes

Die bei Raumtemperatur durchgeführten experimentellen Untersuchungen (Scher- und Biegeversuche) zeigten, dass bei Verwendung von Normalbeton und normalem Bauholz und unter der Voraussetzung, dass die im Bild 4.4 dargestellten Abmessungen eingehalten werden, ein sehr duktiler Bruchversagen der Verbundfuge durch lokale Stauchung des Holzes im Bereich der Kerbe erreicht wird. Da für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel die Verbundfuge im Brandfall weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist, wird der vereinfachten Berechnungsmethode die Versagenart auf Holzstauchung der Kerbenflanke zugrunde gelegt.

Der rechnerische Tragwiderstand gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke darf vereinfacht wie bei Raumtemperatur gemäss Gleichung 4.2 ermittelt werden. Der rechnerische Tragwiderstand des Dübels wird gemäss den Gleichungen 4.20 bis 4.22 für die drei möglichen Versagenmodi (vgl. Bild 4.5) berechnet. Dabei ist zu beachten, dass sich der untere Teil des Dübels in Abhängigkeit der Holzüberdeckung  $x_u$  und der Branddauer  $t$  im Bereich des ausgebrannten Holzquerschnittes befinden kann (vgl. Bild 4.20). Der Berechnung des Tragwiderstandes des Dübels im Brandfall wird somit näherungsweise folgende zeitabhängige Einleimlänge  $\ell_{E,fi}(x_u, t)$  zugrunde gelegt:

$$\ell_{E,fi}(x_u, t) = x_u + \ell_E - \beta \cdot t \leq \ell_E \quad (4.36)$$

Die Brandeinwirkung führt nicht nur zu einem Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), sondern auch zu einer temperaturbedingten Festigkeitsabnahme des unter der Kohleschicht vorhandenen Holzes. Die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels wird gemäss den Gleichungen 4.27 und 4.28 ermittelt. Dabei wird vereinfacht die mittlere Temperatur im Bereich des Dübels angenommen, welche durch Integration des Temperaturprofils gemäss Gleichung 2.6 über die Höhe des Dübels wie folgt berechnet werden kann (vgl. Gleichung 2.35):

$$\Theta_m = 20 + \frac{180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [(x_u + \ell_E)^{(1-\alpha)} - (x_u)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot \ell_E} \quad \text{für } x_u \geq \beta \cdot t \quad (4.37)$$

$$\Theta_m = 20 + \frac{180 \cdot (\beta \cdot t)^\alpha \cdot [(x_u + \ell_E)^{(1-\alpha)} - (\beta \cdot t)^{(1-\alpha)}]}{(1-\alpha) \cdot (x_u + \ell_E - \beta \cdot t)} \quad \text{für } x_u \leq \beta \cdot t \quad (4.38)$$

- $\Theta_m$ : mittlere Temperatur des Holzes im Bereich des Dübels in °C
- $\beta$ : Abbrandgeschwindigkeit in mm/Min.
- t: Brandzeit in Minuten
- $x_u$ : Holzüberdeckung gemäss Bild 4.20 in mm
- $\ell_E$ : Einleimlänge in mm
- $\alpha$ : Exponent gemäss Gleichung 2.7

Die Tragfähigkeit des Dübels hängt auch vom plastischen Biege­widerstand des Verbindungsmittel ab. Das Bild 4.21 zeigt die gemessenen Temperaturprofile entlang der Dübelachse nach unterschiedlichen Brandzeiten für zwei mit Brettstapелеlementen durchgeführten Brandversuche. Die Tiefe der Dübelachse wird von der Oberkante des Holzquerschnittes gemessen. Die Einteilung der y-Achse entspricht der Höhe des Holzquerschnittes zu Beginn des Versuches. Die Temperaturmessung erfolgte mit drei Thermoelementen, welche bei einem in der Mitte der Prüfkörper eingeleimten unbelasteten Referenzdübel befestigt wurden. Die Einleimlänge der Dübel betrug 80 mm.

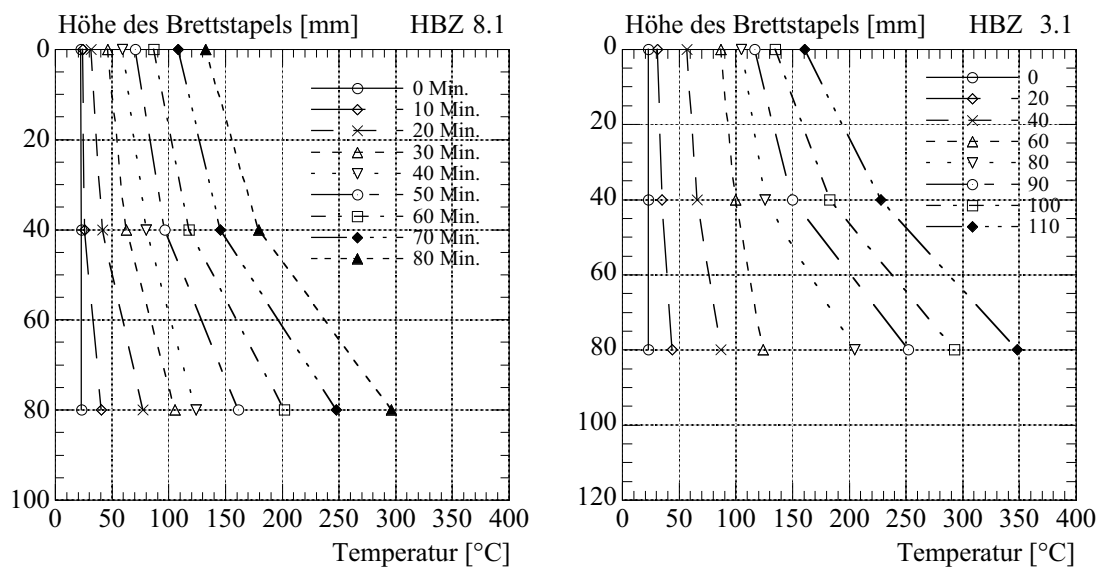


Bild 4.21 Gemessene Temperaturprofile entlang der Dübelachse nach unterschiedlichen Brandzeiten

## Brandverhalten der Verbundfuge mit Kerben und eingeleimten Dübeln

Aus dem Bild erkennt man, dass der untere Teil des Dübels, welche sich im Bereich des ausgebrannten Holzquerschnittes befindet, vor einer direkten Feuereinwirkung von der Holzkohleschicht geschützt wird. Der Grund dafür ist, dass der grösste Teil der sich bildende Holzkohleschicht nicht herunterfällt. Da der Dübel nicht direkt der Feuereinwirkung ausgesetzt wird und der Stahl erst Festigkeitsverluste bei deutlich höheren Temperaturen als das Holz aufweist, darf somit die temperaturbedingte Abnahme der Biegezugfestigkeit des Stahles und somit des plastischen Biegeverbandes des Verbindungsmittels näherungsweise vernachlässigt werden.

Für die im Brandschutz häufig geforderten Feuerwiderstandszeiten von 30, 60 und 90 Minuten wurde mit dem beschriebenen Berechnungsmodell der rechnerische Tragwiderstand des Dübels berechnet und im Bild 4.22 in Abhängigkeit der Holzüberdeckung dargestellt. Der Berechnung wurde die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80$  mm zugrunde gelegt.

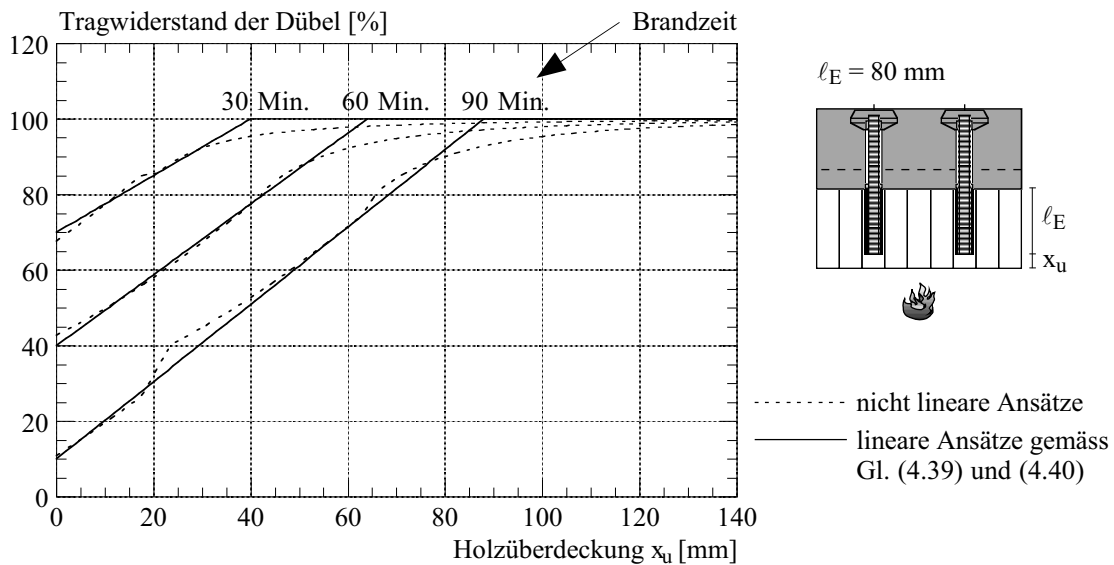


Bild 4.22 Temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes der Dübel in Abhängigkeit der Holzüberdeckung  $x_u$

Damit auf die relativ aufwendige Temperaturberechnung gemäss Gleichungen 4.37 und 4.38 verzichtet werden kann, wurden für die Berechnung des Tragwiderstandes des Dübels im Brandfall folgende vereinfachte lineare Ansätze in Funktion der Holzüberdeckung  $x_u$  und der Brandzeit  $t$  abgeleitet:

$$F_{R,Dübel}(x_u,t) = \frac{t}{0.8 \cdot t + 16} \cdot x_u + 100 - t \quad x_u \leq 0.8 \cdot t + 16 \quad (4.39)$$

$$F_{R,Dübel}(x_u,t) = 100 \quad x_u \geq 0.8 \cdot t + 16 \quad (4.40)$$

$F_R$ : Tragfähigkeit des Dübels in %

$t$ : Brandzeit in Minuten

$x_u$ : Holzüberdeckung der Dübel in mm (vgl. Bild 4.20)

Die vereinfachten linearen Ansätze gelten für die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80$  mm und geben den rechnerischen Tragwiderstand des Dübels in % bezogen auf den Tragwiderstand bei Raumtemperatur an, welcher gemäss Gleichung 4.5 ermittelt werden kann.

Aus dem Bild 4.22 erkennt man, dass der mit den vorgeschlagenen vereinfachten linearen Ansätzen berechnete Tragwiderstand der Dübel im Vergleich zu der Modellberechnung unter Verwendung der nichtlinearen Ansätze im wesentlichen auf der sichereren Seite liegt. Nur für sehr tiefe Temperaturen ( $\Theta \leq 35^\circ\text{C}$ ), wird der rechnerische Tragwiderstand der Dübel bis zu ca. 7% überschätzt. Für Temperaturen höher als  $35^\circ$  sind hingegen die Unterschiede zwischen linearen und nichtlinearen Ansätze sehr gering.

#### 4.7.4 Vergleiche zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Mit zwei Versuchskörpern aus Brettstapelelementen und mit ins Holz gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln wurde ein Scherversuch unter ISO-Normbrandeinwirkung durchgeführt. Während der Versuchsdauer wurden die beiden Betonplatten unabhängig voneinander mit der zulässigen Abscherkraft gepresst. Nach 30 Minuten ISO-Normbrand wurde die Last auf die Betonplatten gesteigert. Es zeigte sich, dass die Restquerschnitte zu gering sind, um die Krafteinleitung vom Beton zum Holz zu gewährleisten, so dass der hintere Teil des Brettstapels "wie ein Druckstab" versagte. Der Brandversuch bestätigte, dass der Kerbenbereich weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist. Da sich ein Bruchversagen der Verbundfuge versuchstechnisch problematisch erwies, wurden keine weiteren Scherversuche mit Versuchskörpern aus Brettstapelelementen unter ISO-Normbrandeinwirkung durchgeführt.

### 4.8 Schlussfolgerungen

- während der Brandversuche wurde keine Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holzbalken und Betonplatte beobachtet, d.h. es wurde kein Steifigkeitsverlust während der Brandzeit festgestellt.
- das Bruchversagen der Verbundfuge im Brandfall erfolgte in der Regel durch lokale Stauchung der Kerbenflanken ähnlich wie bei den Versuchen bei Raumtemperatur, während die Verbindungsmittel sich verbogen. Bei einem Versuch versagte der Versuchskörper auf Abscheren des Vorholzes.
- für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen hängt somit der Tragwiderstand der Verbundfuge im Brandfall primär von dem infolge des Abbrandes reduzierten Kerbenquerschnitt und der dort wirkender Temperatur ab. Dabei ist zu beachten, dass der Kerbenbereich durch die Holzschalung vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt wird.
- für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel ist dagegen der Kerbenbereich weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt. Die temperaturbedingte Festigkeitsabnahme der Verbundfuge auf lokale Holzstauchung der Kerbenflanken sowie Abscheren des Vorholzes darf somit näherungsweise vernachlässigt werden.



- die eingeleimten Dübel werden vorwiegend auf Biegung beansprucht. Massgebend für den Tragwiderstand der Dübel im Brandfall ist die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel. Zu beachten ist, dass sich der massgebende Versagenmodus mit zunehmender Temperatur ändert.
- für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen hängt die Temperatur im Bereich der Dübel nach einer bestimmten Brandzeit im wesentlichen von dem seitlichen Achsabstand der Dübel im Holzbaken ab. Da die Dübel in der Regel in der Balkenmitte angeordnet werden, ist der Einfluss des Wärmestroms von beiden Seiten zu berücksichtigen. Für  $x_u \geq x$  ist der Einfluss der Wärmeüberlagerung von unten auf den Tragwiderstand der Dübel relativ gering und darf vereinfacht vernachlässigt werden. Für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel hängt die Temperatur im Bereich der Dübel im wesentlichen von der unteren Holzüberdeckung ab. Die Brandversuche zeigten, dass der untere Teil des Dübels, welche sich mit zunehmender Brandzeit im Bereich des ausgebrannten Holzquerschnittes befindet, vor einer direkten Feuereinwirkung von der Holzkohleschicht geschützt wird.
- für das Tragverhalten der Verbindung im Brandfall wurde ein Berechnungsmodell entwickelt und im Abschnitt 4.5 vorgestellt. Dem Berechnungsmodell wurden die Versagenarten auf Holzstauchung der Kerbenflanken sowie auf Abscheren des Vorholzes zugrunde gelegt. Der Tragwiderstand der Dübel wurde unter Berücksichtigung der temperaturbedingten reduzierten Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel berechnet.
- eine vereinfachte Berechnungsmethode, welche den Einfluss der Temperaturbeanspruchung indirekt berücksichtigt, wurde im Abschnitt 4.6 und 4.7 vorgestellt. Die vereinfachte Berechnungsmethode orientiert sich an der Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV 1995-1-2 und SIA Dokumentation 83.

# 5 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur

## 5.1 Zielsetzung und Übersicht

Das Kapitel 5 fasst die wesentlichen Grundlagen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur zusammen. Ausführliche Informationen können in [9, 71, 117] gefunden werden. Diese Grundlagen werden durch neue experimentelle und theoretische Erkenntnisse ergänzt. Der Abschnitt 5.2 ist der Bedeutung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge, der Materialeigenschaften und der Versagenarten gewidmet. Die Abschnitten 5.3 bzw. 5.4 stellen die Berechnungs- bzw. Bemessungsmethoden von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur vor. Die durchgeführten Biegeversuche bei Raumtemperatur werden im Abschnitt 5.5 kurz diskutiert. Der Abschnitt 5.6 stellt ein neues vereinfachtes Tragmodell vor, um den Tragwiderstand von "teilverdübelten" Holz-Beton-Verbundträgern zu berechnen.

## 5.2 Tragverhalten bei Raumtemperatur

### 5.2.1 Nachgiebiger Verbund

Holz-Beton-Verbunddecken bestehen aus Holzelementen, welche durch mechanische Verbindungsmittel mit einer darüberliegenden Betonplatte verbunden sind (vgl. Bild 1.1) und stellen einen Sonderfall der nachgiebig verbundenen Biegeträger im Holzbau dar. Träger oder Stützen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen sind z.B. als verdübelte Balken seit langem aus alten Holzkonstruktionen bekannt. Auch im modernen Holzbau werden Verbundkonstruktionen häufig eingesetzt, z.B. als I-Träger mit Gurten aus Holz und Stegen aus Holzwerkstoffen.

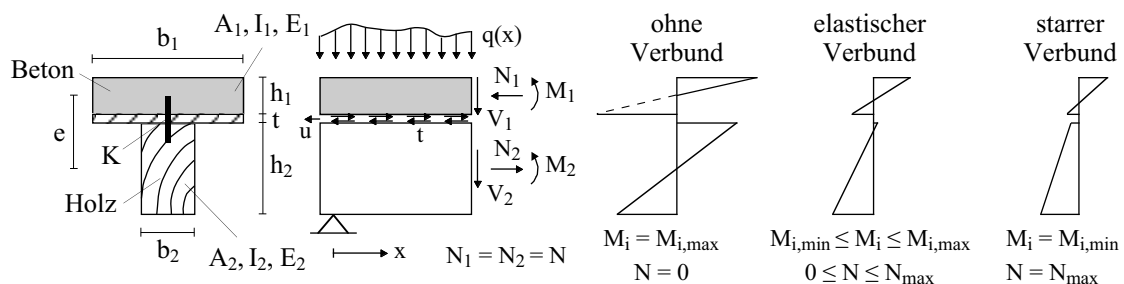


Bild 5.1 Normalspannungsverteilung in Abhängigkeit der Verbundwirkung

Das elastische Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ist durch das Zusammenwirken der Teilquerschnitte gekennzeichnet (vgl. Bild 5.1). Bei positivem äusseren Moment werden die Holzelemente auf Zug und Biegung beansprucht, die Betonplatte auf

Druck und Biegung. Die mechanischen Verbindungsmittel übertragen die Schubkräfte, welche mit den einander entgegengesetzt gerichteten, gleich grossen Normalkräften in den Teilquerschnitten im Gleichgewicht stehen. Die Grösse des Normalkraftpaars hängt primär von der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel ab. Im Fall, dass kein Verbund zwischen Beton und Holz besteht, verhalten sich die Teilquerschnitte unabhängig voneinander als reine Biegeträger. Das äussere Moment wird im Verhältnis der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte aufgeteilt, das Normalkraftpaar ist gleich Null.

Bei starrem Verbund tritt in der Verbundfuge keine relative Verschiebung auf und der Verbundquerschnitt ist durch eine einzige neutrale Achse gekennzeichnet. Nach Einführung ideeller Querschnittswerte, welche die unterschiedlichen Materialeigenschaften des Holzes und des Betons berücksichtigen, kann der Verbundquerschnitt wie ein homogener Biegeträger behandelt werden. Bei starrem Verbund tritt das grösstmögliche Normalkraftpaar auf, der Anteil der Einzelmomente der Teilquerschnitte ist hingegen für diesen Fall am kleinsten.

Baupraktisch ist jedoch ein starrer Verbund zwischen Beton und Holz sehr schwierig zu realisieren, so dass in der Regel eine relative Verschiebung in der Verbundfuge auftritt und der Verbundquerschnitt durch zwei neutrale Achse gekennzeichnet ist. Wegen der Nachgiebigkeit in der Fuge kann die klassische Biegelehre für diesen Fall nicht mehr angewendet werden, da die Voraussetzung vom Ebenbleiben des Querschnittes (Hypothese von Bernoulli-Navier), zwar für die einzelnen Teilquerschnitte, aber nicht mehr für den Verbundquerschnitt gegeben ist. Im Vergleich zum starren Verbund wird bei nachgiebigem Verbund das Normalkraftpaar vermindert und die Einzelmomente der Teilquerschnitte vergrössert.

Der Verbindung zwischen Beton und Holz kommt somit im Hinblick auf die Tragwirkung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen eine entscheidende Bedeutung zu, so dass in den letzten Jahren weltweit verschiedene Verbundsysteme entwickelt und ihr Trag- und Verformungsverhalten durch Scherversuche untersucht wurden. Weitere Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen sind das statische System (Einfeldträger, Durchlaufträger), die Trägerlänge, die Art der Belastung (Gleichlast, Einzellast), die Geometrie des Verbundquerschnittes und die Materialeigenschaften.

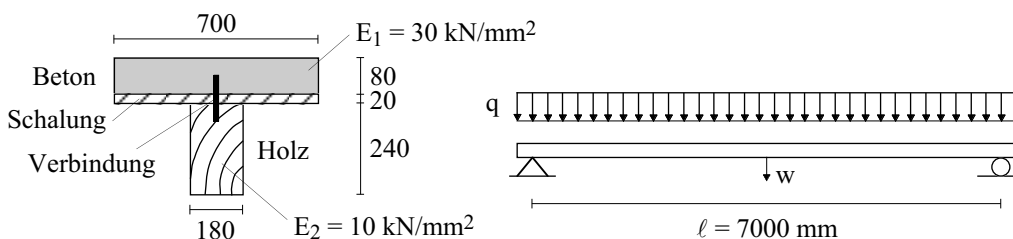


Bild 5.2 Beispiel einer Holz-Beton-Verbunddecke

Die Bilder 5.2 und 5.3 zeigen zwei Beispiele von Holz-Beton-Verbunddecken bzw. -Verbundbrücken mit praxisnahen Bedingungen. Dabei wird eine konstante Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge angenommen. Für diese Beispiele wurden in Abhängigkeit der Fugensteifigkeit  $k$  (vgl. Abschnitt 5.4.2) die Mittendurchbiegung  $w$ , der Schubfluss  $t$

beim Auflager und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$  bei der Trägermitte berechnet und im Bild 5.4 im Vergleich zu den zugehörigen Werten bei starrem Verbund  $w_{\text{starr}}$ ,  $t_{\text{starr}}$  bzw.  $\sigma_{2,r,\text{starr}}$  aufgetragen. Zu beachten ist, dass die x-Achse logarithmisch dargestellt wurde.

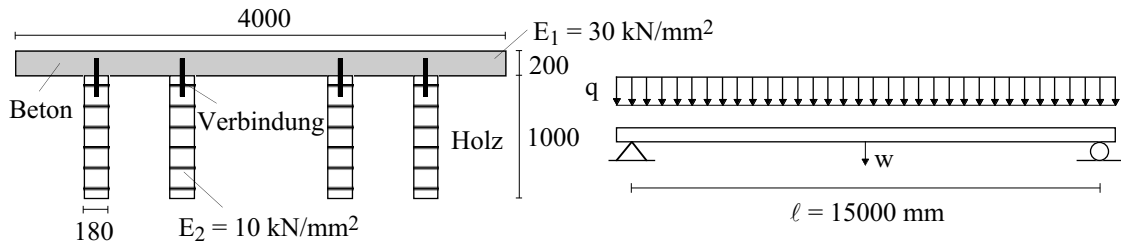


Bild 5.3 Beispiel einer Holz-Beton-Verbundbrücke

Aus dem Bild 5.4 erkennt man, dass der Einfluss der Fugensteifigkeit auf die untersuchten Parameter (Mittendurchbiegung, Schubfluss und Holzrandspannung) nicht durchwegs gleich ist. Am stärksten betroffen sind der Schubfluss in der Verbundfuge bzw. die Mittendurchbiegung und in etwas geringerem Masse die Holzrandspannung. Im Bereich kleiner Fugensteifigkeiten  $k$  zwischen  $0.01$  und  $0.2 \text{ kN/mm}^2$  wirkt sich eine Zunahme der Fugensteifigkeit sehr günstig auf die Mittendurchbiegung aus. In diesem Bereich ist es somit sinnvoll, die Anzahl der Verbindungsmittel zu erhöhen bzw. den Abstand zwischen den Verbindungsmitteln zu reduzieren. Oberhalb einer bestimmten Fugensteifigkeit hingegen lässt sich keine wesentliche Verformungsreduktion mehr erreichen.

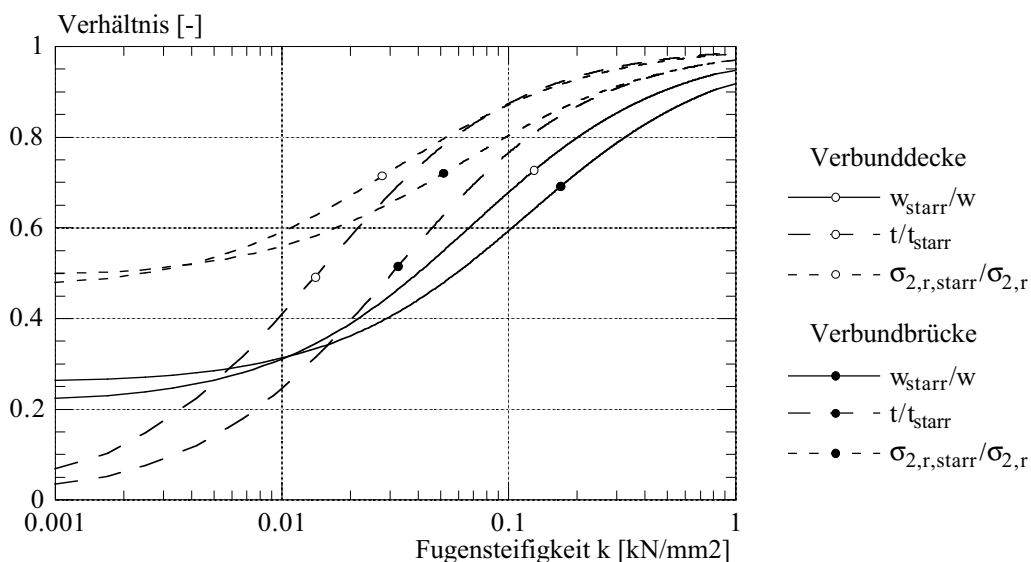


Bild 5.4 Einfluss der Fugensteifigkeit auf die Mittendurchbiegung  $w$ , den Schubfluss  $t$  beim Auflager und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$  bei der Trägermitte

Zudem erkennt man, dass der Einfluss der Fugensteifigkeit auf die untersuchten Verbundkonstruktionen (Verbunddecke bzw. Verbundbrücke) ebenfalls nicht durchwegs gleich ist. Es zeigt sich somit, dass bei der Beurteilung des Verhaltens von Holz-Beton-

Verbundkonstruktionen die spezifische Kombination der vorher erwähnten Einflussgrößen zu beachten ist.

### 5.2.2 Einfluss der Materialeigenschaften

Die Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbunddecken setzt eingehende Kenntnisse über die Materialeigenschaften der eingesetzten Werkstoffe voraus. Diese Eigenschaften werden in der Regel über Kurzzeitprüfungen unter Normbedingungen erfasst. Die Belastungsdauer beeinflusst sowohl die Festigkeit als auch die Steifigkeit des Holzes und des Betons, und zwar in der Art, dass unter Langzeitbeanspruchung die Festigkeit abnimmt bzw. die Verformungen anwachsen (Kriechverformungen). Die Grösse der Kriechverformungen ist von den klimatischen Verhältnissen stark beeinflusst, wobei sich der Klimaeinfluss auf das Kriechverhalten des Holzes und des Betons unterschiedlich auswirkt. In trockenen Innenräumen ist z.B. das Kriechen des Betons besonders ausgeprägt, während das Holz in feuchterer Umgebung oder in wechselnder Feuchte mehr zum Kriechen neigt. Zudem spielt der Zeitpunkt der Belastung auf das Kriechverhalten des Betons (Schonzeitfaktor) und der Einbauzustand des Holzes (feucht, trocken, Ausgleichsfeuchte) eine wichtige Rolle. Weitere Einflussfaktoren sind die Beanspruchungsart sowie der Beanspruchungsgrad. Das unterschiedliche Materialverhalten im Laufe der Zeit erfordert somit die statische Untersuchung der Holz-Beton-Verbunddecke zu verschiedenen Zeitpunkten, zumindest zu Beginn und zum Ende der vorgesehenen Nutzung. Die Kriechverformungen lassen sich näherungsweise durch eine Abnahme der Steifigkeit bzw. den Ansatz eines verminderten E-Moduls berücksichtigen. Die unterschiedlichen Kriechzahlen von Beton und Holz in trockenem Klima führen dazu, dass sich der Beton in Innenräumen der Lastaufnahme stärker entzieht als der Holzquerschnitt. Dies bedingt eine Umlagerung der Schnittkräfte auf den Holzquerschnitt, wodurch dieser stärker belastet wird.

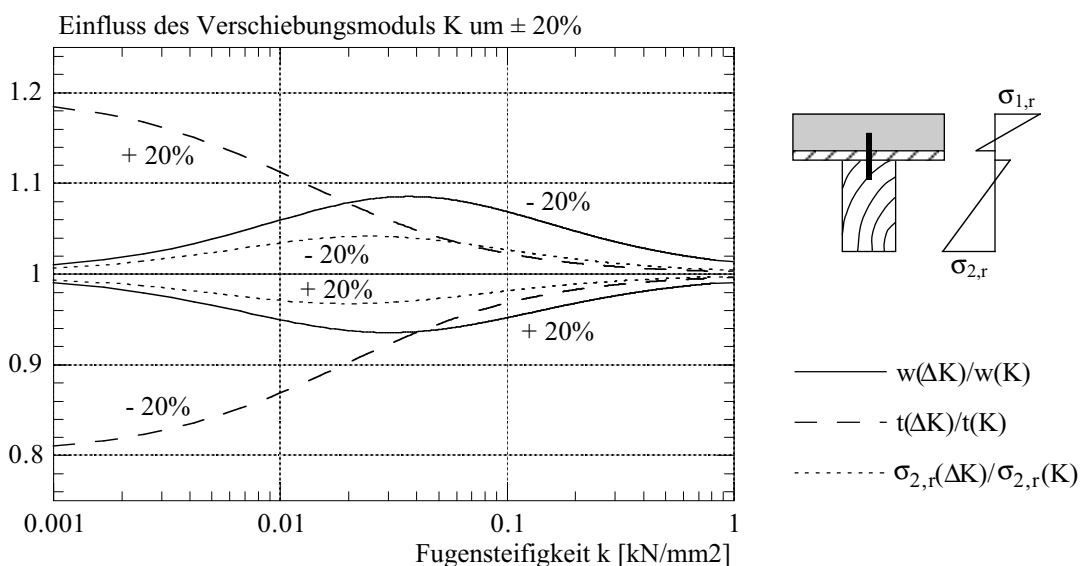


Bild 5.5 Einfluss der Änderung des Verschiebungsmoduls  $K$  um  $\pm 20\%$  auf die Mittendurchbiegung  $w$ , den Schubfluss  $t$  und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$

Zu beachten ist auch die Streuung der Materialkennwerte. Die beiden relevanten Eigenschaften, Steifigkeit und Festigkeit weisen je nach Werkstoff unterschiedliche Streuungen auf. Generell gilt, dass der Beton geringere Streuungen als Bauholz aufweist. Für den Beton kann ein Variationskoeffizient für den E-Modul bzw. die Druckfestigkeit von ca. 0.05 bzw. 0.10 angenommen werden, der Variationskoeffizient für visuell sortiertes Bauholz liegt hingegen in der Größenordnung von 0.20 für den E-Modul und die Biegefestigkeit und 0.30 für die Zugfestigkeit. Auch für die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindung zwischen Beton und Holz ist je nach Verbundsystem ein Variationskoeffizient in der Größenordnung von 0.10 bis 0.30 anzunehmen.

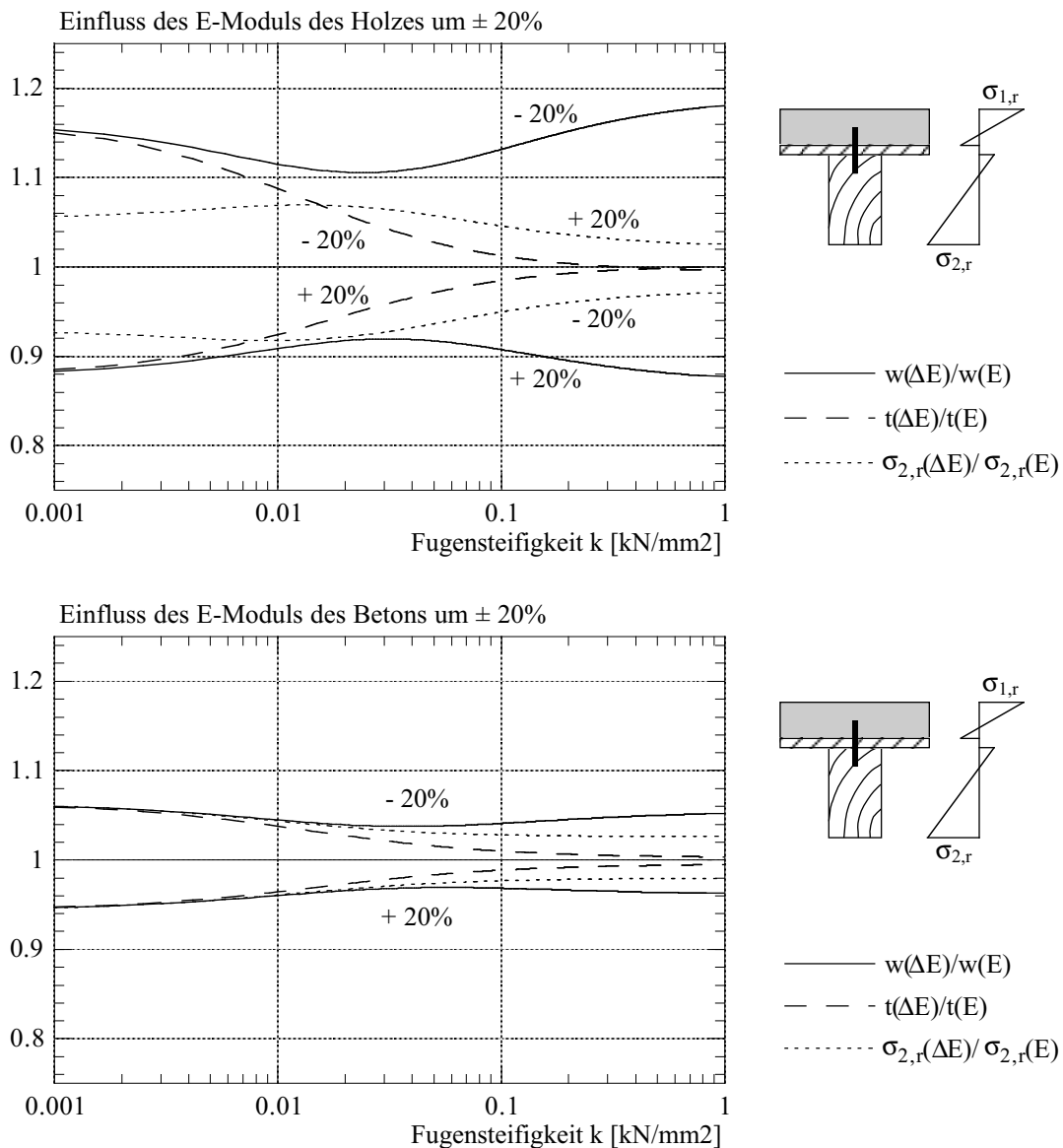


Bild 5.6 Einfluss der Änderung des E-Moduls des Holzes bzw. des Betons um  $\pm 20\%$  bezüglich der Ausgangswerte auf die Mittendurchbiegung  $w$ , den Schubfluss  $t$  und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$

Für das Beispiel gemäss Bild 5.2 wurde die Mittendurchbiegung  $w$ , der Schubfluss  $t$  beim Auflager und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$  bei der Deckenmitte unter Veränderung der einzelnen Materialeigenschaften (E-Modul des Holzes und des Betons und Verschiebungsmodul) um  $\pm 20\%$  bezüglich der Ausgangswerte berechnet und im Bild 5.5 bzw. 5.6 im Vergleich zu den zugehörigen Referenzwerten aufgetragen. Aus den Bildern erkennt man, dass sich die Änderung des E-Moduls des Holzes und des Verschiebungsmoduls der Verbindung um  $\pm 20\%$  ebenfalls im Verbundbauteil relativ stark auswirkt. Am stärksten betroffen sind der Schubfluss in der Verbundfuge bzw. die Mittendurchbiegung und in etwas geringerem Masse die Holzrandspannung, wobei die Einflussgrösse je nach Fugensteifigkeit unterschiedlich ist. Mit zunehmender Fugensteifigkeit nimmt der Einfluss der Materialeigenschaften auf den Schubfluss stark ab. Der Einfluss der Änderung des E-Moduls des Betons ist hingegen relativ gering.

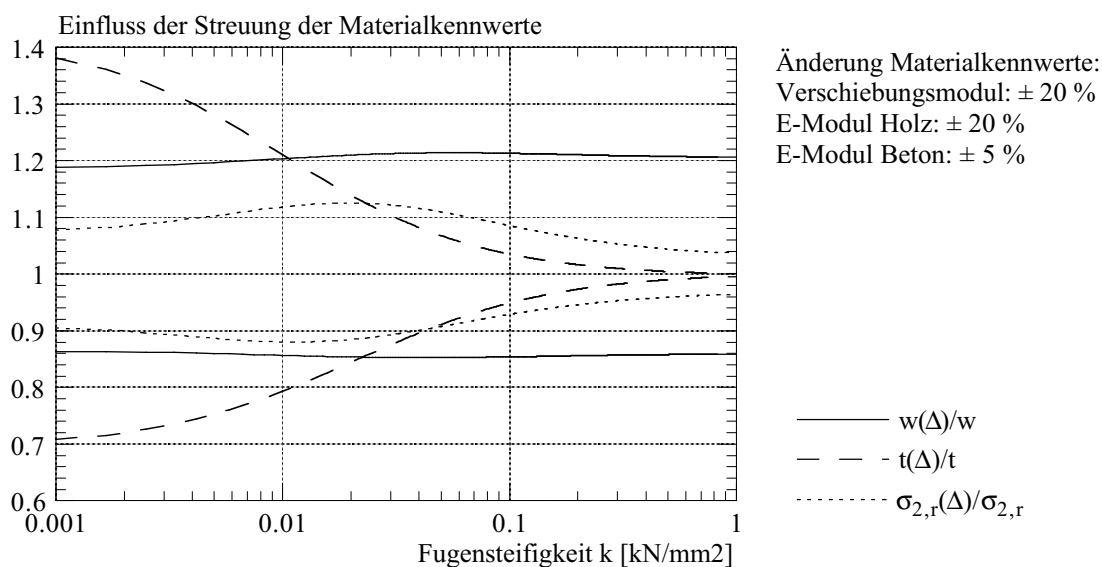


Bild 5.7 Einfluss der Streuung der Materialkennwerte auf die Mittendurchbiegung  $w$ , den Schubfluss  $t$  und die untere Holzrandspannung  $\sigma_{2,r}$

Das Bild 5.7 zeigt den Einfluss der Streuung der Materialkennwerte auf die untersuchten Parameter (Mittendurchbiegung, Schubfluss und Holzrandspannung) für das Beispiel gemäss Bild 5.2. Dabei wurde der E-Modul des Holzes und des Verschiebungsmoduls um  $\pm 20\%$  bezüglich der Ausgangswerte variiert. Da der Beton geringere Streuungen als Bauholz aufweist, wurde der E-Modul des Betons nur um  $\pm 5\%$  verändert. Der Einfluss der einzelnen Materialeigenschaften wurde so kombiniert, dass sich die maximale positive bzw. negative Auswirkung auf die untersuchten Parameter ergibt. Aus dem Bild erkennt man, dass die Streuung der Materialkennwerte ebenfalls im Verbundbauteil von grossem Nachteil ist. Diese Tatsache ist bei der Beurteilung der Genauigkeit der unterschiedlichen Berechnungsmethoden zu beachten. Der Einfluss auf die Mittendurchbiegung und die Holzrandspannung liegt beinahe unabhängig von der Fugensteifigkeit in der Grössenordnung von 20% bzw. 10%. Je kleiner wird die Fugensteifigkeit, desto grösser wirkt sich hingegen die Streuung der Materialkennwerte auf den Schubfluss und somit auf die Beanspruchung der Verbindungsmittel aus.

### 5.2.3 Versagenarten

Für Holz-Beton-Verbunddecken, welche durch ein positives äusseres Biegemoment beansprucht sind, ergeben sich theoretisch vier mögliche Versagenarten:

- Biegezugbruch des Holzelementes
- Schubversagen des Holzelementes
- Schubversagen der Verbindung
- Druckversagen der Betonplatte

Von den oben erwähnten möglichen Versagenarten ist in der Regel jedoch ausschliesslich das Holzversagen massgebend. Der Grund dafür ist das spröde Bruchverhalten des auf Zug mit Biegung beanspruchten Bauholzes. Mit dem Erreichen der Bruchfestigkeit (Bruchdehnung) der spröden Komponente (Bauholz) ist eine Lastumlagerung auf die verbleibenden Komponenten nicht möglich und somit entspricht dies dem Gesamtversagen des Verbundquerschnittes.

Die relativen Verschiebungen in der Verbundfuge zwischen Beton und Holz variieren entlang der Trägerlänge: in Trägermitte tritt bei symmetrischer Belastung keine Fugenverschiebung, bei den Auflagern ist hingegen die Fugenverschiebung und somit auch die Schubkraft am grössten. Wird die Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel erreicht, so ist in der Regel eine Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten System vom hoch beanspruchten auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel möglich. Das Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel entspricht somit noch keinem Gesamtversagen des Verbundquerschnittes, eine weitere Laststeigerung bis zum Holzversagen ist in der Regel noch möglich. Dabei sind in Abhängigkeit der Duktilität der Verbindungsmittel zwei grundsätzliche Fälle zu unterscheiden:

- wenn die Verbindungsmittel ein duktileres Bruchverhalten aufweisen, d.h. wenn das Lastniveau im Bereich der Höchstlast bei zunehmenden Verformungen gehalten werden kann, können auch die inneren Verbindungsmittel nahezu voll aktiviert werden, d.h. ein Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln darf angenommen werden. Beim Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel nimmt somit die Schubkraft in der Verbundfuge nicht ab. Bei einer weiteren Laststeigerung kann die zusätzliche Schubbeanspruchung über die noch nicht voll ausgenutzte innere Verbindungsmittel aufgenommen werden.
- wenn die Verbindungsmittel ein sprödes Bruchverhalten aufzeigen, d.h. wenn das Lastniveau bei zunehmenden Verformungen schnell abnimmt, können hingegen die inneren Verbindungsmittel nicht voll aktiviert werden. Beim Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel wird somit die in der Verbundfuge zu übertragende Schubkraft auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel umgelagert, bis diese nach und nach ebenfalls spröde versagen.

Aus diesem Grund wird das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung nicht nur durch ihre Steifigkeit und Tragfähigkeit, sondern auch durch ihr plastisches Verformungsvermögen im Bruchzustand (= Duktilität) charakterisiert (vgl. Bild 5.9).



## 5.3 Berechnungsverfahren

### 5.3.1 Einleitung

Da baupraktisch ein starrer Verbund zwischen Beton und Holz sehr schwierig zu realisieren ist, ist bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen stehen dabei unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Analytische Lösungen lassen sich über die Differentialgleichung des elastischen Verbundes oder über Energiebetrachtungen [89] finden. Die analytische Lösung der Differentialgleichung ist jedoch sehr aufwendig, falls die Fugensteifigkeit oder die Querschnittswerte entlang der Trägerlänge nicht konstant sind. Für solche Fälle lohnt sich somit eine numerische Lösung mit dem Differenzenverfahren oder dem Kraftgrößenverfahren.

Eine weitere Möglichkeit für die Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen besteht darin, die Verbunddecke mit finiten Stab-, Flächen- oder Volumenelementen zu modellieren und das Verhalten der nachgiebigen Verbindung über lineare oder auch nichtlineare Federelemente nachzubilden. Als Stabwerkmodelle können z.B. Vierendeel-Rahmenmodelle mit elastischen Kragarme (Bergfelder [6]) oder Fachwerkmodelle mit elastischen Diagonalen (Kneidl [73]) verwendet werden. Eine umfassende Beschreibung der vorher erwähnten Berechnungsverfahren kann in [72] gefunden werden.

### 5.3.2 Differentialgleichung des elastischen Verbundes

Wesentliche Voraussetzungen für die Herleitung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes sind:

- Gültigkeit des Hook'schen Gesetzes (linear elastisches Materialverhalten)
- Gültigkeit der klassischen Biegelehre für die einzelnen Teilquerschnitte bei Vernachlässigungen der Schubverformungen der Teilquerschnitte
- Konstante rechteckige Teilquerschnitte und konstante Schubsteifigkeit der Verbundfuge entlang der Trägerlänge

Für die Herleitung der Differentialgleichung werden die Gleichgewichtsbedingungen für die Teilquerschnitte aufgestellt. Durch Einführen der geometrischen Verformungsbedingungen und der zugehörigen Elastizitätsgesetze werden die Teilschnittkräfte eliminiert und es entsteht ein System gekoppelter Differentialgleichungen mit den unbekanntem Weggrößen Trägerdurchbiegung  $w(x)$  und Fugenverschiebung  $u(x)$ .

Für konstante Schubsteifigkeit der Verbundfuge entlang der Trägerlänge können anschliessend die beiden Differentialgleichungen in die folgende entkoppelte inhomogene Differentialgleichung 6. Grades für die Trägerdurchbiegung  $w(x)$  überführt werden:

$$(E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot \frac{\partial^6 w}{\partial x^6} - [(E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2) \cdot \omega^2 + e^2 \cdot k] \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = \frac{\partial^2 q}{\partial x^2} - \omega^2 \cdot q(x) \quad (5.1)$$

$$\text{Mit } \omega^2 = k \cdot \frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2} \quad (5.2)$$

Natterer [108] gibt die analytische Herleitung und Lösung der Gleichung 5.1 für verschiedene Lastfälle und Lagerungsarten an. Anstelle der Differentialgleichung für die Trägerdurchbiegung  $w(x)$  lässt sich eine inhomogene Differentialgleichung 2. Grades für die Normalkraft  $N(x)$  ermitteln:

$$\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} - \kappa^2 \cdot k \cdot N(x) = -\frac{k \cdot e \cdot M(x)}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad (5.3)$$

$$\text{Mit } \kappa^2 = \frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{e^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad (5.4)$$

- $E_i$ : E-Modul der Teilquerschnitte ( $E_1$ : Beton,  $E_2$ : Holz)
- $A_i$ : Querschnittsfläche der Teilquerschnitte ( $A_1$ : Beton,  $A_2$ : Holz)
- $I_i$ : Trägheitsmoment der Teilquerschnitte ( $I_1$ : Beton,  $I_2$ : Holz)
- $e$ : Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte (vgl. Bild 5.1)
- $k$ : Schubsteifigkeit der Verbundfuge gemäss Gleichung 5.16
- $M$ : Äusseres Moment infolge der äusseren Belastung  $q$

Für die Gleichung 5.3, welche erstmals von Stüssi [143, 144] in ähnlicher Form abgeleitet wurde, wurde eine Vielzahl von geschlossenen Lösungen für verschiedene Lastfälle und Lagerungsarten publiziert (z.B. Hoischen [63], Pischl [113, 114], Heimeshoff [58, 59]). Zudem hat die Gleichung 5.3 im Vergleich mit der Gleichung 5.1 den grossen Vorteil, dass im Fall einer numerischen Lösung anstelle von 6 nur 2 Übergangsbedingungen pro Abschnittsgrenze formuliert werden müssen, falls die Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge abschnittsweise konstant ist.

### 5.3.3 Vereinfachte Berechnungsmethode ( $\gamma$ -Verfahren)

Die Grundlagen zur vereinfachten Berechnung von nachgiebig verbundenen Biegeträgern gemäss dem sogenannten  $\gamma$ -Verfahren stammen aus der Arbeit von Möhler [106]. Der Berechnungsmethode wurde der beidseitig gelenkig gelagerte Einfeldträger mit einer sinusförmigen Belastung und konstanter Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge zugrunde gelegt, da für diesen Fall die Integration der Differentialgleichung des elastischen Verbundes besonders einfach ist. Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge wird mit einem Abminderungsfaktor für das Trägheitsmoment bei starrem Verbund berücksichtigt. Während Stüssi [144] das Trägheitsmoment insgesamt abmindert, bezieht Möhler seinen Abminderungsfaktor  $\gamma$  auf den Steiner'schen Anteil des Trägheitsmomentes.

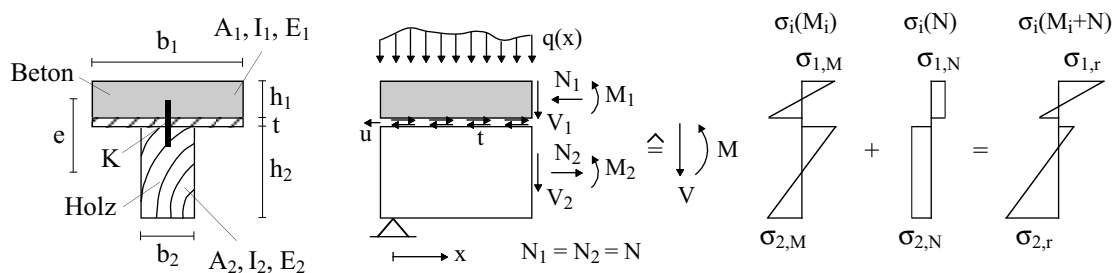


Bild 5.8 Spannungsverteilung für den zweiteiligen Verbundquerschnitt

Für den zweiteiligen einfach symmetrischen Verbundquerschnitt gemäss Bild 5.8 lässt sich die wirksame Biegesteifigkeit gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren wie folgt berechnen:

$$EI_{ef} = E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2 + \gamma \cdot S \quad \text{wirksame Biegesteifigkeit} \quad (5.5)$$

$$\text{Mit } S = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot e^2}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2} \quad \text{Steiner Anteil} \quad (5.6)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot S}{k \cdot \ell^2 \cdot e^2}} \quad \text{Abminderungsfaktor} \quad (5.7)$$

Unter Annahme einer konstanten wirksamen Biegesteifigkeit entlang der Trägerlänge lassen sich die Schnitt- und Verformungsgrössen nach den bekannten Beziehungen der Baustatik einfach bestimmen. Die Spannungen gemäss Bild 5.8 ergeben sich zu:

$$\sigma_{i,M(x)} = \pm \frac{M_i(x)}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2} = \pm M(x) \cdot \frac{E_i}{EI_{ef}} \cdot \frac{h_i}{2} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{i,N(x)} = \pm \frac{N(x)}{A_i} = \pm M(x) \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \cdot \frac{1}{A_i} \quad (5.9)$$

Der Schubfluss  $t$  und die daraus resultierende Beanspruchung  $T$  des Verbindungsmittels lassen sich wie folgt berechnen:

$$t(x) = V(x) \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \quad (5.10)$$

$$T(x) = V(x) \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \cdot s = t(x) \cdot s \quad (5.11)$$

Die Durchbiegungen werden mit der wirksamen Biegesteifigkeit berechnet. Die Fugenverschiebungen  $u$  lassen sich wie folgt berechnen:

$$u(x) = V(x) \cdot \frac{\gamma \cdot S}{e \cdot EI_{ef}} \cdot \frac{1}{k} = \frac{t(x)}{k} \quad (5.12)$$

Das vorgestellte  $\gamma$ -Verfahren wurde für den beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger mit einer sinusförmigen Belastung und konstanter Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge abgeleitet. Für diesen Fall ist die wirksame Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  gemäss Gleichung 5.5 konstant über die Trägerlänge. Für andere Belastungsarten oder für eine infolge der abgestuften Anordnung der Verbindungsmittel veränderliche Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge ist hingegen  $EI_{ef}(x) = f(x) \neq \text{konstant}$ . Berücksichtigt man die Streuung der Materialeigenschaften (E-Modul des Holzes und des Betons bzw. Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels, vgl. Abschnitt 5.2.2), können jedoch mit dem  $\gamma$ -Verfahren die massgebenden Schnitt- und Verformungsgrössen mit ausreichender Genauigkeit auch für Einfeldträger unter gleichmässig verteilter Belastung oder unter mehreren Ein-

zellasten und mit einer veränderlichen Fugensteifigkeit entlang der Trägerlänge bestimmt werden [21, 72]. Dabei wird vereinfacht angenommen, dass die wirksame Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  gemäss Gleichung 5.5 konstant über die Trägerlänge ist.

## 5.4 Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur

### 5.4.1 Grundlagen

Die Anforderungen sowie die Nachweiskonzepte bezüglich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Tragwerken werden in den nationalen (SIA Normen) oder internationalen (Eurocode) Normen geregelt. In den Eurocodes werden die aus den Einwirkungen auf das Tragwerk resultierenden Beanspruchungen sowie die Tragwiderstände des Tragwerkes auf dem Bemessungsniveau definiert. Der Nachweis der Tragfähigkeit von Holztragwerken gemäss Eurocode nimmt somit folgende Form an:

$$E_d \leq R_d \quad (5.13)$$

$E_d$ : Bemessungswert der Beanspruchung gemäss ENV 1991-1 [30]

$R_d$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes gemäss ENV 1995-1-1[36]

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes ergibt sich in der Regel aus den Bemessungswerten der Materialeigenschaften. Der Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft wird im allgemeinen wie folgt ermittelt:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.14)$$

Die charakteristischen Festigkeitskennwerte  $f_k$  vom Bauholz werden in EN 338 (Vollholz) und prEN 1194 (BSH) angegeben und sind als 5%-Fraktilen der Grundgesamtheit definiert, und zwar unmittelbar anwendbar auf eine Einwirkungsdauer von  $300 \pm 120$  Sekunden (d.h. für Kurzzeit-Einwirkungen) bei einer Temperatur von  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  und einer relativen Luftfeuchte von  $65 \pm 5\%$  (d.h. für eine Holzfeuchte von  $w = 12\%$ ). Der Widerstandsbeiwert  $\gamma_M$  berücksichtigt die Streuung der Materialeigenschaften und die Modellschärfen, der Modifikationsfaktor  $k_{mod}$  hingegen den Einfluss der Holzfeuchte und der Lasteinwirkungsdauer auf die Materialeigenschaften.

Zur Revision der SIA Normen wurde im Jahre 1998 das Projekt Swisscodes gestartet [93]. Die Swisscodes basieren auf den Eurocodes, der Nachweis der Tragfähigkeit von Holztragwerken gemäss Swisscodes nimmt somit die gleiche Form wie in Eurocodes an, d.h. die aus den Einwirkungen auf das Tragwerk resultierenden Beanspruchungen sowie die Tragwiderstände des Tragwerkes werden auf dem Bemessungsniveau definiert. Da die Inkraftsetzung der Swisscodes Ende Juni 2002 geplant ist, wird im folgenden die vereinfachte Bemessungsmethode von Holz-Beton-Verbunddecken gemäss Swisscode 5 [137] kurz vorgestellt, welche auf der Berechnungsmethode gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren (vgl. Abschnitt 5.3.3) basiert. Die gleiche Bemessungsmethode wird auch in ENV 1995-1-1 [36] angegeben.

Da auf Zug und Biegung beanspruchtes Bauholz ein linear-elastisches Verhalten bis zum Bruch bzw. ein sprödes Bruchverhalten aufzeigt, darf für die Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken eine lineare Beziehung zwischen Verformungen und Kräften angenommen werden. Um das unterschiedliche Materialverhalten der Werkstoffeigenschaften bei Langzeitbeanspruchung und Feuchteänderungen zu berücksichtigen, ist der Nachweis der Tragfähigkeit mindestens für den Anfangs- und Endzustand durchzuführen. Zudem ist auch dem Bauzustand besondere Beachtung zu schenken. Da der Verbundquerschnitt erst nach dem Aushärten des Betons wirksam wird, muss für den Bauzustand der Holzquerschnitt so bemessen werden, dass er die Betonierlasten aufnehmen kann. Aus diesem Grund werden Holz-Beton-Verbunddecken während dem Betonieren meist abgespriesst. Bei Unterspriesung in den Drittelpunkten der Spannweite darf der Bauzustand in der Regel vernachlässigt werden.

### 5.4.2 Holz-Beton-Verbindung

Das Trag- und Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindung wird in der Regel über Kurzzeitprüfungen unter Normbedingungen (z.B. nach EN 26891) erfasst und durch ihre Steifigkeit (Verschiebungsmodul), Tragfähigkeit (Höchstlast) und Duktilität (Duktilitätsmass) charakterisiert (vgl. Bild 5.9).

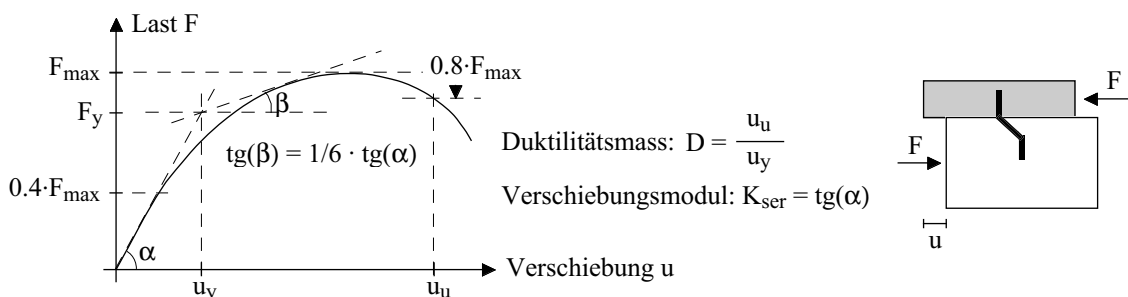


Bild 5.9 Definition der Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität der Verbindung gemäss Swisscode 5 [137]

Dabei ist zu beachten, dass eine zwischen Beton und Holz angeordnete nichttragende Zwischenschicht (z.B. Holzschalung) einen grossen Einfluss auf den Verschiebungsmodul hat. Falls der Verschiebungsmodul der Holz-Beton-Verbindung experimentell ermittelt wird, sind somit Prüfkörper mit der entsprechenden Zwischenschicht zu verwenden. Da in der Regel das Last-Verformungs-Verhalten der Verbindung nicht linear bis zur Höchstlast verläuft (vgl. Bild 5.9), werden für die Bemessung zwei unterschiedliche rechnerische Verschiebungsmoduln definiert:

- $K_{ser}$  für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter Gebrauchslasten
- $K_u$  für den Nachweis der Tragfähigkeit unter der Traglast

In den Normen wird oft nur der Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  angegeben. Der Verschiebungsmodul  $K_u$  darf vereinfacht wie folgt ermittelt werden:

$$K_u = 2/3 \cdot K_{ser} \quad (5.15)$$

Die rechnerische Fugensteifigkeit  $k$  ergibt sich aus dem Verschiebungsmodul  $K$  der Verbindungsmittel dividiert durch deren Abstand  $s$  untereinander:

$$k = \frac{K}{s} \quad (5.16)$$

- $k$ : Fugensteifigkeit in  $\text{kN/mm}^2$
- $K$ : Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel in  $\text{kN/mm}$
- $s$ : Abstand zwischen den Verbindungsmitteln in  $\text{mm}$

Die Verbindungsmittel können entweder gleichmässig über die Trägerlänge angeordnet oder entsprechend der Querkraftlinie zwischen  $s_{\min}$  und  $s_{\max}$  abgestuft werden. Im Auflagerbereich werden somit die Verbindungsmittel konzentriert und in der Feldmitte reduziert angeordnet. Aus praktischen Gründen werden oft die Verbindungsmittel abschnittsweise mit konstanten Abständen angeordnet, wobei die Trägerlänge in 3 Zonen unterteilt wird. Bei abgestufter Anordnung der Verbindungsmittel darf die Fugensteifigkeit vereinfacht mit dem wirksamen Abstand  $s_{\text{ef}}$  zwischen den Verbindungsmitteln berechnet werden:

$$s_{\text{ef}} = 0.75 \cdot s_{\min} + 0.25 \cdot s_{\max} \quad \text{mit } s_{\max} \leq 4 \cdot s_{\min} \quad (5.17)$$

### 5.4.3 Berechnung der massgebenden Schnittgrössen

Für die Berechnung der Schnittgrössen stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung (vgl. Abschnitt 5.3.1). Für Einfeldträger unter gleichmässig verteilter Belastung oder unter mehreren Einzellasten mit zweiteiligem einfachsymmetrischem Verbundquerschnitt gemäss Bild 5.10 darf die vereinfachte Berechnungsmethode gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren (vgl. Abschnitt 5.3.3) verwendet werden.

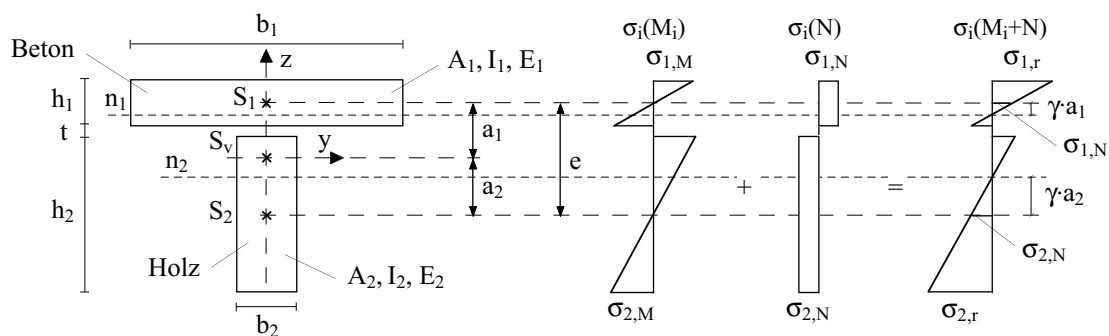


Bild 5.10 Spannungsverteilung für den zweiteiligen Verbundquerschnitt

Wählt man die Schwerachse des Verbundquerschnittes bei Annahme starren Verbundes als Bezugsachse und führt man die Wertigkeit  $n = E_1/E_2$ , dann können die Gleichungen 5.5 bis 5.11 stark vereinfacht werden.

Die wirksame Biegesteifigkeit gemäss Gleichung 5.5 lässt sich wie folgt umschreiben:

$$EI_{ef} = E_2 \cdot I_{ef} = E_2 \cdot \left( n \cdot I_1 + I_2 + \gamma \cdot \frac{n \cdot A_1 \cdot A_2}{n \cdot A_1 + A_2} \cdot e^2 \right) \quad (5.18)$$

$$\text{Mit } \gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1}{k \cdot \ell^2 \cdot e}} \quad (5.19)$$

$$a_1 = \frac{A_2 \cdot e}{n \cdot A_1 + A_2} \quad \text{und} \quad a_2 = \frac{n \cdot A_1 \cdot e}{n \cdot A_1 + A_2} \quad (5.20)$$

Die Hilfwerte  $a_1$  und  $a_2$  geben den Abstand der Schwerachse der Teilquerschnitte  $S_1$  bzw.  $S_2$  von der Schwerachse des Verbundquerschnittes  $S_v$  bei Annahme starren Verbundes (vgl. Bild 5.10). Bei der Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  ist bei Plattenbalken die mitwirkende Breite der Betonplatte zu berücksichtigen. Sie hängt im wesentlichen von der Art der Belastung, dem Verhältnis Trägerabstand zu Trägerlänge und von der betrachteten Stelle in Längsrichtung ab, wobei das Verhältnis Trägerabstand zu Trägerlänge den grössten Einfluss hat. Die mitwirkende Breite der Betonplatte darf entsprechend dem Verfahren für Plattenbalken aus Beton gemäss ENV 1992-1-1 [32] bzw. Swisscode 2 [136] berechnet werden. Für die im Holz-Beton-Verbundbau üblichen Verhältnisse Trägerabstand zu Trägerlänge  $\leq 0.25$  ist die Abminderung der Betonplatte jedoch relativ klein und darf näherungsweise vernachlässigt werden. In Abhängigkeit der Fugensteifigkeit, des Verhältnisses der Biegesteifigkeiten von Beton und Holz und der Geometrie des Verbundquerschnittes erhält der untere Teil der Betonplatte so grosse Zugspannungen, dass die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. Neben der Beanspruchung durch äussere Belastungen können Zugspannungen in der Betonplatte auch durch Zwängbeanspruchungen (z.B. Schwinden des Betons) verursacht werden. Aus diesem Grund wird meistens eine ausreichend starke, fein verteilte und genügende verankerte minimale Bewehrung (z.B. gemäss ENV 1992-1-1 bzw. Swisscode 2) in der Betonplatte angeordnet. Wird keine Bewehrung angeordnet, dann darf bei der Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  nur der überdrückte Bereich der Betonplatte in Rechnung gestellt werden.

Unter Annahme einer konstanten wirksamen Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  entlang der Trägerlänge lassen sich die Schnittgrössen nach den bekannten Beziehungen der Baustatik einfach bestimmen. Die Bemessungswerte der Normalspannungen gemäss Bild 5.10 lassen sich wie folgt berechnen:

$$\sigma_{1,N,d}(x) = \frac{M_d(x)}{I_{ef}} \cdot n \cdot \gamma \cdot a_1 \quad \sigma_{1,M,d}(x) = \pm \frac{M_d(x)}{I_{ef}} \cdot n \cdot \frac{h_1}{2} \quad (5.21)$$

$$\sigma_{2,N,d}(x) = \frac{M_d(x)}{I_{ef}} \cdot \gamma \cdot a_2 \quad \sigma_{2,M,d}(x) = \frac{M_d(x)}{I_{ef}} \cdot \frac{h_2}{2} \quad (5.22)$$

Die grössten Schubspannungen der Teilquerschnitte ergeben sich jeweils in der Spannungsnullebene. Der Bemessungswert der grössten Schubspannung im Holzquerschnitt ergibt sich zu:

$$\tau_{2,d,\max}(x) = \frac{V_d(x)}{2 \cdot I_{ef}} \cdot \left( \gamma \cdot a_2 + \frac{h_2}{2} \right)^2 \quad (5.23)$$

Der Bemessungswert des Schubflusses  $t_d$  und der daraus resultierende Bemessungswert der Beanspruchung  $T_d$  des Verbindungsmittels lassen sich wie folgt berechnen:

$$t_d(x) = V_d(x) \cdot \frac{n \cdot \gamma \cdot a_1 \cdot A_1}{I_{ef}} \quad (5.24)$$

$$T_d(x) = t_d(x) \cdot s(x) \quad (5.25)$$

#### 5.4.4 Nachweis der Tragfähigkeit

Beim Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken sind alle möglichen Versagenarten nachzuweisen (vgl. Abschnitt 5.2.3). Bei positivem äusserem Moment werden die Holzelemente auf Zug und Biegung beansprucht (vgl. Bild 5.8). Da bei dieser Spannungsverteilung ein grösseres Holzvolumen mit hohen Zugspannungen beansprucht wird, erfolgt das spröde Bruchversagen des Holzes bei geringeren Randspannungen als bei reiner Biegung (Volumeneinfluss). Umfassende Untersuchungen zu den mechanischen Holzeigenschaften bei kombinierter Biege-Zug-Beanspruchung können in [141] gefunden werden. Der Nachweis der Tragfähigkeit des auf Zug und Biegung beanspruchtes Holzquerschnittes darf vereinfacht wie folgt geführt werden:

$$\frac{\sigma_{2,N,d}}{f_{t,d}} + \frac{\sigma_{2,M,d}}{f_{m,d}} \leq 1.0 \quad (5.26)$$

$f_{t,d}$ : Bemessungswert der Zugfestigkeit des Holzes

$f_{m,d}$ : Bemessungswert der Biegefestigkeit des Holzes

Der Schubnachweis des Holzquerschnittes der Holz-Beton-Verbunddecke ergibt sich zu:

$$\tau_{2,d,\max} \leq f_{v,d} \quad (5.27)$$

$f_{v,d}$ : Bemessungswert der Schubfestigkeit des Holzes

Der Nachweis der Tragfähigkeit der auf Druck beanspruchten Betonplatte der Holz-Beton-Verbunddecke darf vereinfacht wie folgt geführt werden:

$$\sigma_{1,r,d} = \sigma_{1,N,d} + \sigma_{1,M,d} \leq f_{c,d} \quad (5.28)$$

$f_{c,d}$ : Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons

Dieser Nachweis ist jedoch selten massgebend.



Der Nachweis der Tragfähigkeit für das höchstbeanspruchte Verbindungsmittel schreibt sich zu:

$$T_{d,max} \leq T_{R,d} \quad (5.29)$$

$T_{R,d}$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes des Verbindungsmittels

Da beim Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel in der Regel eine Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten System vom hoch beanspruchten auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel möglich ist (vgl. Abschnitt 5.2.3), schlägt Blass [9] vor, die charakteristische Tragfähigkeit des Verbindungsmittels als Mittelwert der Höchstlasten aus Versuchen festzulegen.

#### 5.4.5 Lastverteilungsfaktor

In einer Holz-Beton-Verbunddecke aus Holzelementen und Betonplatte liegen mehrere Holzelemente mit unterschiedlichen Steifigkeiten nebeneinander. Durch die steife Betonplatte wird eine nahezu gleichförmige Durchbiegung sämtlicher Holzelementen erzwungen. Dadurch werden die steiferen Holzelemente höher beansprucht als die weiche- ren. Da die Steifigkeit und Festigkeit des Holzes positiv korreliert sind, ergibt sich, dass der charakteristische Tragwiderstand einer Holz-Beton-Verbunddecke mit mehreren Holzelementen in der Regel höher ist als die vergleichbare Tragfähigkeit eines Holz-Beton-Verbundträgers. Aus diesem Grund schlägt Blass [9] vor, beim Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken die Bemessungswerte des Tragwiderstandes des Holzquerschnittes und des Verbindungsmittels um 10% zu erhöhen.

#### 5.4.6 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken wird häufig die langfristige Durchbiegung, d.h. unter Berücksichtigung der Kriechverformungen massgebend. Aufgrund des unterschiedlichen Kriech- und Schwindverhalten von Holz, Beton und Verbindungsmitteln ist das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken jedoch rechnerisch schwer zu erfassen [70]. Die Durchbiegung darf mit der wirksamen Biegesteifigkeit  $EI_{ef}$  berechnet werden. Der Einfluss der Kriechverformungen lässt sich näherungsweise durch Abminderung des E-Moduls der verschiedenen Baustoffe bzw. des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmitteln infolge der entsprechenden Kriechzahl  $\phi$  berücksichtigen:

$$E_i(t) = \frac{E_i}{1 + \phi_i(t)} \quad (5.30)$$

$$K(t) = \frac{K}{1 + \phi_i(t)} \quad (5.31)$$

Der Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel  $K$  darf näherungsweise mit der Kriechzahl des Holzes abgemindert werden.

## 5.5 Experimentelle Untersuchungen bei Raumtemperatur

### 5.5.1 Einleitung

Von der Vielzahl der Verbindungen zwischen Beton und Holz wurden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit die zwei in Kapitel 3 und 4 beschriebenen Verbundsysteme auf Brandeinwirkung untersucht. Für beide Verbundsysteme wurden neben den Untersuchungen bei hohen Temperaturen auch Kaltversuche durchgeführt, welche als Referenzversuche für die Brandversuche verwendet wurden. Das Trag- und Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbindung wurde mit Scherversuchen untersucht, das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern mit Biegeversuchen. Im folgenden werden die durchgeführten Biegeversuche kurz diskutiert. Nähere Details zu den Untersuchungen sind in [43] beschrieben. Die rechnerische Steifigkeit und Tragfähigkeit für die untersuchten Holz-Beton-Verbundträger wurde mit verschiedenen Berechnungsmethoden ( $\gamma$ -Verfahren, geschlossene und numerische Lösung der Differentialgleichung des nachgiebigen Verbundes, Fachwerkmodell) ermittelt. Da die festgestellten Unterschiede zwischen den Berechnungsmethoden relativ gering sind [8], werden im folgenden nur die Resultate aus dem  $\gamma$ -Verfahren vorgestellt. Der Berechnung wurden die effektiven E-Moduln des Holzes und des Betons zugrunde gelegt [43]. Der Biege-E-Modul der Holzelementen wurde aus einem 4-Punkt-Biegeversuch nach EN 408 [26] bestimmt, während der E-Modul des Betons mit Hilfe von Zylinderprüfkörpern am Tag der Biegeversuche gemäss Norm SIA 162 [132] ermittelt wurde.

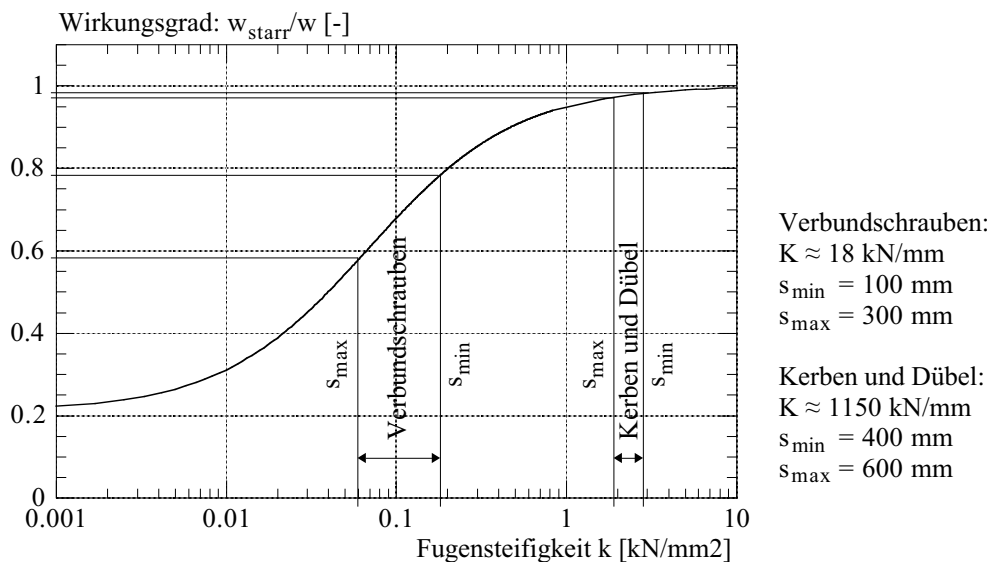


Bild 5.11 Wirkungsgrad der Verbundsysteme mit Verbundschrauben bzw. Kerben und Dübeln auf die Mittendurchbiegung  $w$

Das Bild 5.11 zeigt den Wirkungsgrad der Verbundsysteme mit Verbundschrauben bzw. Kerben und Dübeln für das Beispiel von einer Holz-Beton-Verbunddecke mit praxisnahen Bedingungen gemäss Bild 5.2. Der angegebene Bereich der Fugensteifigkeit  $k$  wurde unter Verwendung praxisnaher minimaler und maximaler Abstände  $s$  zwischen den

Verbindungsmitteln berechnet. Aus dem Bild erkennt man, dass sich mit den mechanischen Verbundschrauben ein rechnerischer Wirkungsgrad von rund 0.6 bis 0.8 erreichen lässt. Mit dem mechanischen Verbund durch Kerben und Dübel ergibt sich hingegen ein rechnerischer Wirkungsgrad von rund 0.95. Die rechnerische Steifigkeit und Tragfähigkeit für die Versuchskörper mit Kerben und Dübeln wurde somit vereinfacht unter Annahme eines starren Verbundes berechnet. Für die Versuchskörper mit Verbundschrauben wurde hingegen die Nachgiebigkeit der Verbundfuge mit dem Verschiebungsmodul  $K_{ser}$  bzw.  $K_u$  gemäss Gleichung 3.9 bzw. 3.10 berücksichtigt.

### 5.5.2 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden 10 Biegeversuche durchgeführt, 5 Versuche mit Versuchskörpern aus Brettstapel und 5 Versuche mit Versuchskörpern aus BSH-Balken. Die Tabelle 5.1 beschreibt das beobachtete Trag- und Verformungsverhalten im Gebrauch- bzw. Bruchzustand und die Versagensart aller durchgeführten Biegeversuche.

Versuch	Bauweise	$F_{max}$ [kN]	Tragverhalten im		Bruchversagen
			Gebrauchzustand	Bruchzustand	
SKA	Balken mit Schrauben	18.3	nachgiebig	nachgiebig	Verbundfuge: Ausreissen (Herausziehen) der auf Zug beanspruchten Schrauben
SKB1	Balken mit grossen Nocken	35.3	quasi starr	nachgiebig	Biegezugbruch des Holzbalkens. Geringe Schlupfverformungen
SKB2	Balken mit kleinen Nocken	25.8	nachgiebig	nachgiebig	Verbundfuge: Schubversagen der kleinen Betonnocken
HKA1	Balken mit Kerben	50.0	quasi starr	nachgiebig	Biegezugbruch des Holzbalkens nach überproportionalen Schlupfverformungen
HKA2	Balken mit Kerben	37.9	quasi starr	nachgiebig	Biegezugbruch des Holzbalkens nach überproportionalen Schlupfverformungen
HKB1	Brettstapel mit Kerben	76.1	starr	quasi starr	Biegezugbruch von einzelnen Seitenbrettern. Geringe Schlupfverformungen
HKB2	Brettstapel mit Kerben	87.6	starr	quasi starr	Biegezugbruch von einzelnen Seitenbrettern. Geringe Schlupfverformungen
JKA1	Brettstapel ohne Kerben	65.7	starr	starr	Biegezugbruch von einzelnen Seitenbrettern. Keine Schlupfverformungen
JKA2	Brettstapel ohne Kerben	78.1	starr	starr	Biegezugbruch von einzelnen Seitenbrettern. Keine Schlupfverformungen
JKB	Brettstapel mit Endkerben	60.1	starr	starr	Biegezugbruch von einzelnen Seitenbrettern nach Versagen der Reibung in Verbundfuge

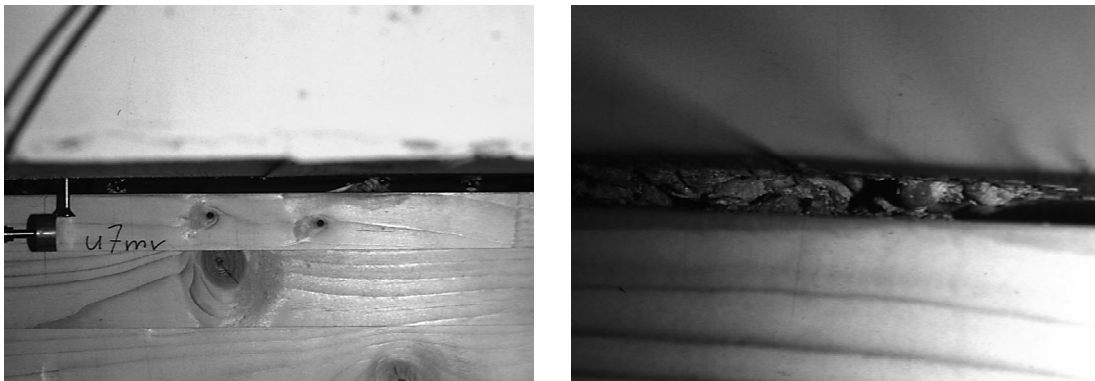
Tabelle 5.1 Tragverhalten und Versagensart aller durchgeführten Biegeversuche

Die obere Grenze des Gebrauchslastbereiches wird bei etwa  $0.3 \cdot F_{max}$  angenommen. Werden keine relative Verschiebungen zwischen Beton und Holz gemessen, wird das Tragverhalten als starr bezeichnet, im Fall von geringen Verschiebungen ( $< 0.1$  mm im

Gebrauchszustand,  $< 0.5$  mm im Bruchzustand) als quasi starr und für grössere Verschiebungen als nachgiebig. Nähere Details zu den Biegeversuchen sind in [43] beschrieben.

### 5.5.3 Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse

Der Versuchskörper SKA mit Verbundschrauben unter  $\pm 45^\circ$  zeigte die geringste Steifigkeit im Gebrauchszustand (nachgiebiger Verbund) und die niedrigste Bruchlast. Bruchursache war das Versagen der Verbundfuge durch sukzessives Ausreissen der zugbeanspruchten Schrauben (die Schrauben wurden aus dem Holzbalken herausgezogen) oder durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Schraubenwerkstoffes (vgl. Bild 5.12 links). Von den 10 Verbinderpaaren zwischen der Krafteinleitung und dem beweglichen Auflager waren 3 Verbundschrauben auf Zug gebrochen. Mit zunehmenden Durchbiegungen hob sich die Betonplatte immer mehr vom Holz ab. Das Abheben der Betonplatte kam dadurch zustande, dass die druckbeanspruchten Schrauben sich aufstellten und damit die Betonplatte anhoben. Nach Versagen der Verbundfuge wurde der Versuchskörper nicht mehr bis zum Bruch des Holzbalkens weiter belastet.



*Bild 5.12 Ausreissen der zugbeanspruchten Schrauben beim Probekörper SKA (links) und Schubversagen der Betonnocken beim Probekörper SKB2 (rechts)*

Um die Steifigkeit und Festigkeit des Verbundsystems mit Verbundschrauben zu erhöhen, wurden für den Versuchskörper SKB2 20 mm tiefe, 60 mm breite und 80 mm lange Kerben in den Balken gefräst. Zur Sicherung des Formschlusses wurde in der Kerbe je eine Verbundschraube vertikal angeordnet. Im Vergleich mit dem Versuchskörper SKA zeigte der Versuchskörper SKB2 eine grössere Steifigkeit im Gebrauchszustand sowie eine höhere Bruchlast. Die gewählte Kerbenfläche erwies sich jedoch als zu gering, so dass die Betonnocken auf Schub versagten (vgl. Bild 5.12 rechts). Mit zunehmenden Durchbiegungen hob sich die Betonplatte immer mehr vom Holz ab. Nach Versagen der Verbundfuge wurde der Versuchskörper auch in diesem Fall nicht mehr bis zum Bruch des Holzbalkens weiter belastet.

Um ein Schubversagen der Betonnocken auszuschliessen, wurde die gewählte Fläche der Betonnocken vergrössert. Für den Versuchskörper SKB1 wurden somit 20 mm tiefe, 80 mm breite und 120 mm lange Kerben in den Balken gefräst und je zwei Verbundschrauben in der Kerbe vertikal angeordnet. Im Vergleich mit dem Versuchskörper SKA zeigte der Versuchskörper SKB1 eine deutlich grössere Steifigkeit im Gebrauchszustand

(quasi starren Verbund) sowie eine ca. zweimal höhere Bruchlast. Bruchursache war der Biegezugbruch des BSH-Balkens. In der Verbundfuge wurden geringe Schlupfverformungen gemessen.

Von den Versuchskörpern mit Balken zeigten die Versuchskörper mit Kerben und Dübeln (HKA1 und HKA2) die grösste Steifigkeit im Gebrauchszustand (quasi starrer Verbund) und die höchsten Bruchlasten. Bruchursache war der Biegezugbruch des BSH-Balkens, nachdem in der Verbundfuge infolge lokaler Stauchung des Holzes im Bereich der Kerben überproportionale Schlupfverformungen gemessen wurden. Die BSH-Balken rissen meistens im mittleren Teil des Trägers, dem Bereich mit der grössten Biegezugbeanspruchung. Das Versagen wurde meistens durch vorhandene Äste, Schrägfasrigkeit oder Keilzinkungen in der untersten Trägerlamelle ausgelöst.

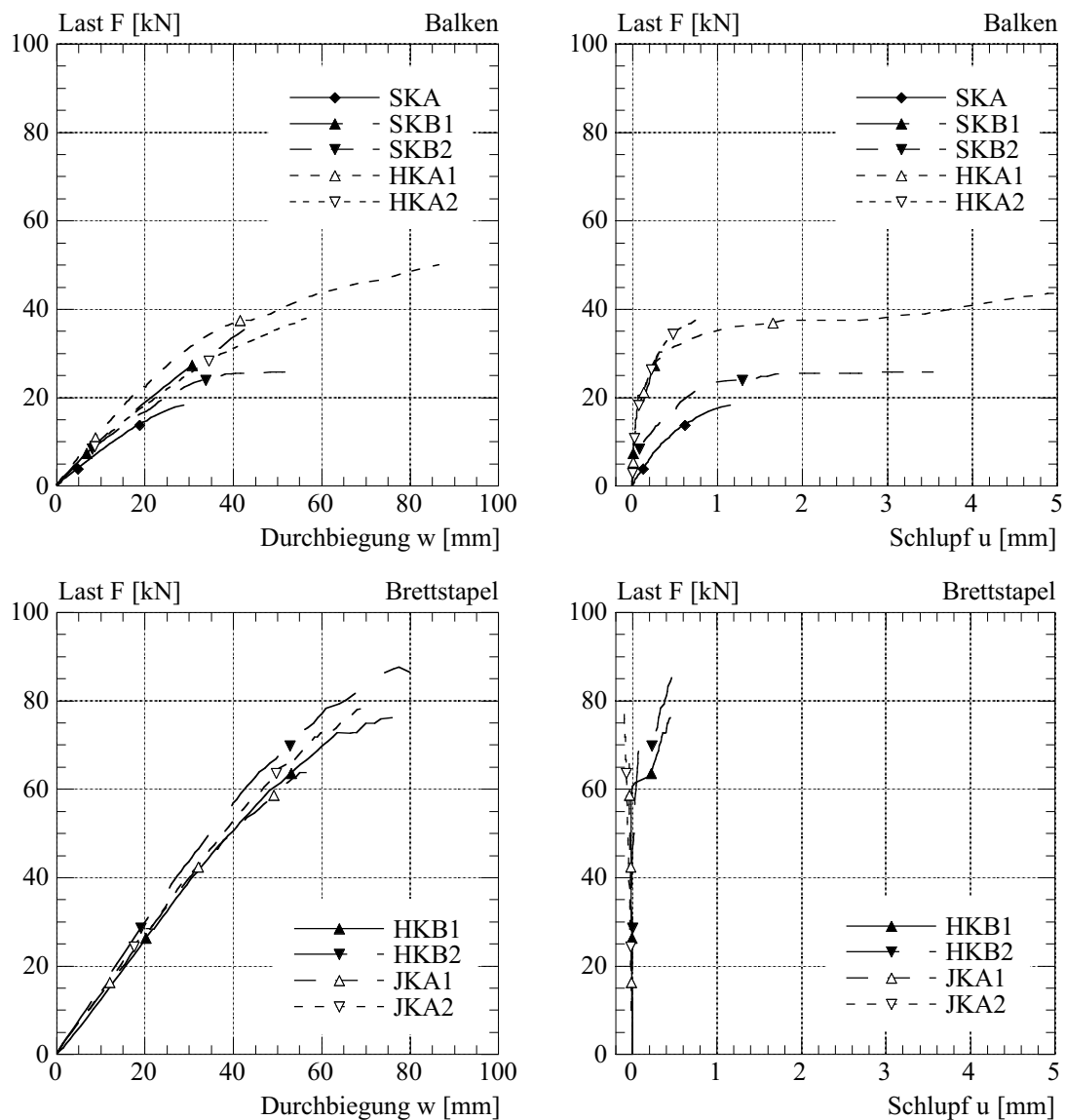


Bild 5.13 Last-Verformungsdiagramme für die durchgeführten Biegeversuche

Die Versuchskörper mit Balken zeigten ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel.

Bei weiterer Laststeigerung wurde das linear-elastische Verhalten durch eine überproportionale Verformungszunahme abgelöst (vgl. Bild 5.13). Das beobachtete nichtlinear-plastische Verhalten der Versuchskörper ist im wesentlichen auf die Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten Verbundsystem zurückzuführen. Da der Tragwiderstand durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge charakterisiert wird, entspricht das beobachtete Bruchverhalten der Versuchskörper einer "Teilverdübelung" der Verbundfuge.

Die Versuchskörper mit Brettstapelelementen zeigten die grösste Steifigkeit im Gebrauchszustand (starrer Verbund) und die höchsten Bruchlasten. Bruchursache der Versuchskörper war der Biegezugbruch einzelner Holzbretter. In der Regel erfolgte das Versagen einzelner Seitenbretter ausgehend vom durch die Hartholzdübel geschwächten Holzquerschnitt oder wurde durch vorhandene Äste und Schrägfasrigkeit ausgelöst. Die Versuchskörper zeigten ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum spröden Bruch des Holzes (vgl. Bild 5.13). Da der Tragwiderstand durch Erreichen des Biegezugwiderstandes des Verbundquerschnittes und nicht durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge verursacht wird, entspricht das beobachtete Bruchverhalten der Versuchskörper einer "Vollverdübelung" der Verbundfuge.

#### 5.5.4 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Das Bild 5.14 zeigt den Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für vier unterschiedliche Versuchskörper unter Gebrauchslasten, wobei die obere Grenze des Gebrauchslastbereiches bei etwa  $0.3 \cdot F_{\max}$  angenommen wurde. Aus dem Bild erkennt man, dass der Versuchskörper mit Verbundschaubenen (SKA) die geringste Steifigkeit im Gebrauchszustand (nachgiebiger Verbund) zeigte. Die gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen beweist, dass für das Verbundsystem mit Kerben und Dübeln die vereinfachte Berechnung unter Annahme eines starren Verbundes gerechtfertigt ist. Für das Verbundsystem mit Verbundschaubenen unter  $\pm 45^\circ$  ist hingegen mit nachgiebigem Verbund zu rechnen.

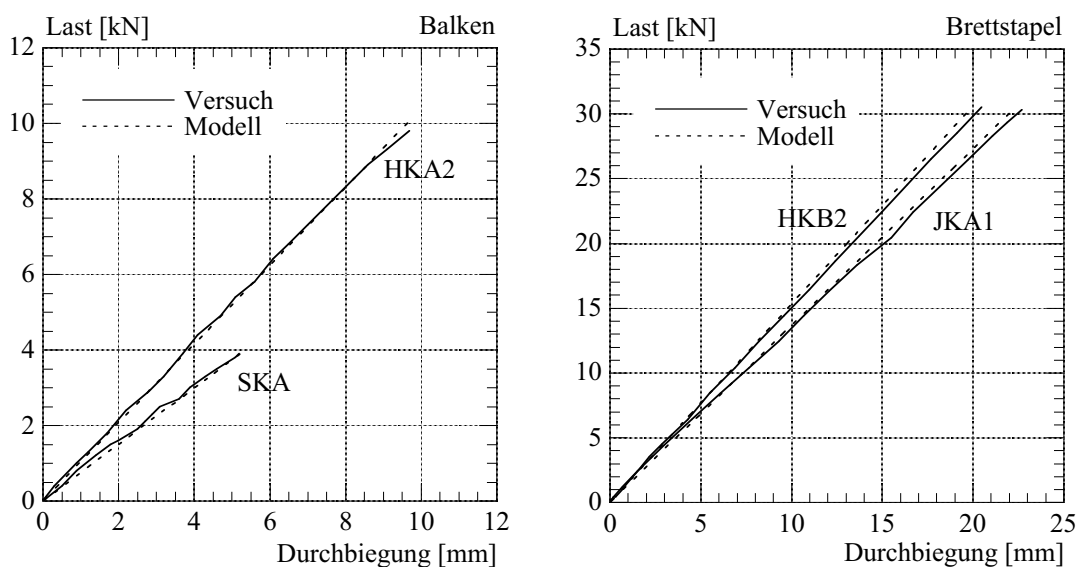


Bild 5.14 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung

Die Tabelle 5.3 vergleicht die rechnerische Bruchlast  $F_R$  mit der gemessenen Bruchlast  $F_{max}$  für alle untersuchten Holz-Beton-Verbundträger. Der Berechnung der Bruchlast wurden die in der Tabelle 5.2 aufgeführten charakteristischen sowie mittleren Festigkeitskennwerte des Holzes gemäss Swisscode 5 [137] zugrunde gelegt.

Versuch	Festigkeitsklasse	$f_{m,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Brettstapel	FK II	27	39.1	16	23.2	22	27.5
BSH-Balken	24f hom.	24	34.8	18	26.1	24	30.0
	36f hom.	36	52.2	27	39.1	31	38.8

Tabelle 5.2 Angenommene charakteristische sowie mittlere Festigkeitskennwerte des Holzes für die Modellberechnungen der ETH Biegeversuche

Die mittleren Festigkeitskennwerte des Holzes wurden unter Annahme einer Lognormalverteilung und einer Variationskoeffizient von 0.15 für die Druckfestigkeit und 0.20 für die Biege- und Zugfestigkeit abgeschätzt. Aufgrund der gemessenen Holzeigenschaften (statischer Biege-E-Modul, Rohdichte, Ultraschallgeschwindigkeit) wurde für die Versuchskörper mit Brettstapel normales Vollholz der Festigkeitsklasse FK II angenommen, für die Versuchskörper mit Balken normales BSH der Festigkeitsklasse 24f. Für den Versuchskörper HKA1 wurden im Vergleich zu den anderen BSH-Balken so deutlich höhere Holzeigenschaften festgestellt, dass hochwertiges BSH der Festigkeitsklasse 36f angenommen wurde. Der rechnerische Schubwiderstand  $T_R$  des Verbundsystems mit Verbundschrauben bzw. Kerben und Dübeln wurde gemäss Gleichung 3.7 bzw. 4.13 ermittelt (vgl. Abschnitte 3.2 bzw. 4.2).

	Versuch	charakteristische Holzeigenschaften				mittlere Holzeigenschaften			
	Bruchlast	rechnerische Bruchlast		rechnerischer Nachweis		rechnerische Bruchlast		rechnerischer Nachweis	
	$F_{max}$ [kN]	$F_R$ [kN]	$F_R/F_{max}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,k}}$	$T/T_R$ [-]	$F_R$ [kN]	$F_R/F_{max}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,m}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,m}}$	$T/T_R$ [-]
SKA	18.3	12.5	0.68	0.60	1.0	14.9	0.81	0.49	1.0
SKB1	35.3	25.0	0.71	1.0	0.71	36.3	1.03	1.0	0.87
SKB2	25.8	20.3	0.79	0.81	1.0	23.9	0.92	0.66	1.0
HKA1	50.0	25.7	0.51	0.70	1.0	32.6	0.65	0.62	1.0
HKA2	37.9	20.7	0.54	0.82	1.0	26.7	0.70	0.73	1.0
HKB1	76.1	59.9	0.87	1.0	0.84	85.5	1.12	1.0	0.93
HKB2	87.6	60.3	0.68	1.0	0.84	86.0	0.98	1.0	0.93
JKA1	65.7	52.3	0.80	1.0	-	74.8	1.14	1.0	-
JKA2	78.1	53.2	0.68	1.0	-	76.1	0.97	1.0	-
JKB	60.1	52.5	0.87	1.0	-	75.1	1.25	1.0	-

Tabelle 5.3 Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen

Die Tabelle 5.3 zeigt zudem den rechnerischen Nachweis des Holzquerschnittes auf Biegezug gemäss Gleichung 5.27 sowie der Verbundfuge gemäss Gleichung 5.30. Daraus lässt sich festlegen, welche Komponente beim Nachweis der Tragfähigkeit massgebend ist. Als statistisches Hilfsmittel zur Beurteilung der Genauigkeit der Modellberechnungen wurden für die ermittelten Verhältnisse ( $F_R/F_{\max}$ ) der Mittelwert  $\bar{x}$ , die Standardabweichung  $s$  und der Variationskoeffizient  $v$  berechnet (vgl. Tabelle 5.4). Für einen positiven perfekten Zusammenhang gilt  $\bar{x}(F_R/F_{\max}) = 1.0$ .

Versuche	Massgebendes Bruchverhalten	charak. Holzeigenschaften				mittlere Holzeigenschaften			
		n	$\bar{x}$	s	v	n	$\bar{x}$	s	v
Balken ohne SKB1	Versagen Verbundfuge	4	0.63	0.13	0.20	4	0.77	0.12	0.16
Brettstapel und SKB1	Holzversagen	6	0.76	0.08	0.10	6	1.08	0.11	0.10

Tabelle 5.4 Statistische Kennwerte für die Modellberechnungen

Aus der Tabelle 5.3 und 5.4 lässt sich folgendes feststellen:

- das im Versuch beobachtete massgebende Bruchverhalten wird vom Berechnungsmodell richtig prognostiziert. Für die “vollverdübelten” Versuchskörper (Brettstapel und SKB1) wird das Holzversagen massgebend. Für die “teilverdübelten” Versuchskörper (Balken ohne SKB1) ist hingegen das Versagen der Verbundfuge die massgebende Komponente, wobei die Versuchskörper HKA1 und HKA2 bis zum Bruch des Holzbalkens weiter belastet wurden.
- für die Versuchskörper mit Versagen der Verbundfuge sind alle Versuchsergebnisse deutlich höher als der berechnete mittlere Tragwiderstand, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. Der Grund dafür ist, dass das Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel noch keinem Gesamtversagen des Verbundquerschnittes entspricht (vgl. Abschnitte 5.2.3 und 5.5.3). Die Versuche HKA1 und HKA2 zeigten deutlich, dass hingegen eine weitere Laststeigerung bis zum Holzversagen noch möglich ist. Das  $\gamma$ -Verfahren ist für diese Versagenart somit sehr konservativ.
- für die Versuchskörper mit Holzversagen sind alle Versuchsergebnisse höher als der berechnete charakteristische Tragwiderstand, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  beträgt 0.76. In Bezug auf den berechneten mittleren Tragwiderstand ergibt sich hingegen ein durchschnittliches Verhältnis  $\bar{x}$  zu 1.08, d.h. der Tragwiderstand wird vom Berechnungsmodell etwas überschätzt, die Abweichungen zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen liegen jedoch im Bereich der Streuung der Materialeigenschaften.

## 5.6 Tragmodell für “teilverdübelte” Verbundträger

### 5.6.1 Einleitung

Die durchgeführten Biegeversuche zeigten, dass für “teilverdübelten” Holz-Beton-Verbundträger das Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel noch keinem Gesamtversagen des Verbundquerschnittes entspricht. Wegen der Kraftum-



lagerung im vielfach statisch unbestimmten Verbundsystem ist hingegen eine weitere Laststeigerung bis zum Holzversagen in der Regel noch möglich. Im folgenden wird ein vereinfachtes Tragmodell vorgestellt, um den Tragwiderstand von “teilverdübelten” Holz-Beton-Verbundträgern zu berechnen.

### 5.6.2 Tragmodell für “teilverdübelten” Verbundträger

Es wird vorausgesetzt, dass das gewählte Verbundsystem über ausreichende Duktilität im Traglastzustand verfügt, um einen Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln zu gewährleisten. Zudem wird die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt, d.h. nur der überdrückte Bereich der Betonplatte wird in Rechnung gestellt. Unter diesen Voraussetzungen darf folgende Grenzspannungsverteilung für den zweiteiligen Verbundquerschnitt eines “teilverdübelten” Verbundträgers angenommen werden.

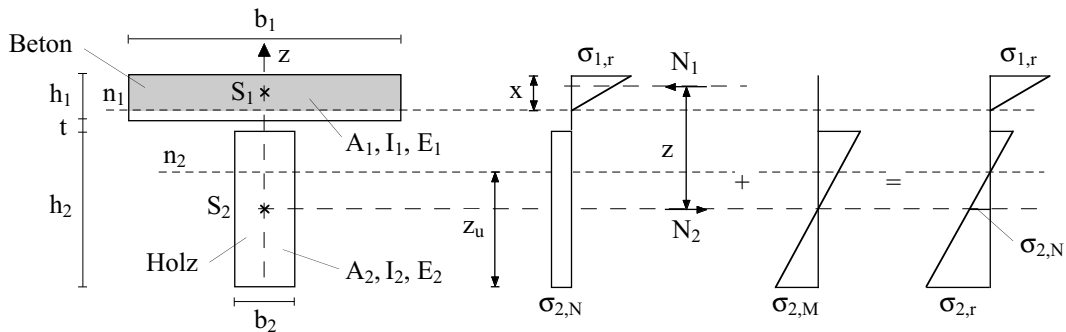


Bild 5.15 Grenzspannungsverteilung für den zweiteiligen Verbundquerschnitt eines “teilverdübelten” Verbundträgers

Die grösste Betondruckkraft  $N_1$ , welche mit den zwischen dem Auflager (resp. Momentennullpunkt) und dem massgebenden Verbundquerschnitt angeordneten Verbindungsmitteln in den Holzträger übertragen werden kann, lässt sich aus dem Tragwiderstand der Verbindungsmittel wie folgt berechnen:

$$N_1 = m \cdot T_R \quad (5.32)$$

$T_R$ : Tragwiderstand des Verbindungsmittels  
 $m$ : Anzahl angeordneter Verbindungsmittel

Für Einfeldträger unter gleichmässig verteilter Belastung entspricht der massgebende Verbundquerschnitt dem Bereich mit dem grössten Biegemoment, d.h. der Mitte des Verbundträgers. Für diesen Fall sind somit die im Bereich zwischen Auflager und Trägermitte angeordneten Verbindungsmittel massgebend. Treten grosse Einzellasten auf, z.B. in den Drittelpunkten wie für die durchgeführten Biegeversuche, so wird wegen des Eigengewichtes das grösste Biegemoment ebenfalls in der Mitte des Verbundträgers erreicht, das Biegemoment im Drittel ist jedoch fast gleich gross. Für diesen Fall sind somit die im Bereich zwischen Auflager und Einzellast angeordneten Verbindungsmittel massgebend.

Die im Holzquerschnitt resultierende Zugspannung  $\sigma_{2,N}$  lässt sich aus der Gleichgewichtsbedingung  $N_2 = N_1 = N$  wie folgt berechnen:

$$\sigma_{2,N} = \frac{m \cdot T_R}{A_2} \quad (5.33)$$

Der noch nicht auf Zug voll ausgenutzte Holzquerschnitt kann somit noch ein zusätzliches Biegemoment aufnehmen. Die im Holzquerschnitt wirkende Biegespannung darf aus der elastischen Bruchbedingung für das auf Zug und Biegung beanspruchte Holz gemäss Gleichung 5.26 wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{2,M} = \left(1.0 - \frac{\sigma_{2,N}}{f_t}\right) \cdot f_m = \left(1.0 - \frac{m \cdot T_R}{A_2 \cdot f_t}\right) \cdot f_m \quad (5.34)$$

$f_t$ : Zugfestigkeit des Holzes

$f_m$ : Biegefestigkeit des Holzes

Der Abstand  $z_u$  zwischen der Unterkante des Holzquerschnittes und der Lage der Nulllinie im Holzträger darf mit Hilfe des Strahlensatzes wie folgt berechnet werden:

$$z_u = \frac{(\sigma_{2,M} + \sigma_{2,N}) \cdot h_2}{2 \cdot \sigma_{2,M}} = \frac{h_2}{2} \cdot \left(1 + \frac{m \cdot T_R \cdot f_t}{A_2 \cdot f_t \cdot f_m - m \cdot T_R \cdot f_m}\right) \quad (5.35)$$

$f_t$ : Zugfestigkeit des Holzes

$f_m$ : Biegefestigkeit des Holzes

Unter der Annahme einer elastischen dreieckförmigen Spannungsverteilung dürfen die Grösse der Betondruckspannung  $\sigma_{1,r}$  und die Höhe der Betondruckzone  $x$  aus folgendem Gleichungssystem ermittelt werden:

$$N_1 = m \cdot T_R = (\sigma_{1,r} \cdot x \cdot b_1)/2 \quad (5.36)$$

$$\frac{\sigma_{1,r}}{n \cdot x} = \frac{\sigma_{2,M} + \sigma_{2,N}}{z_u} = \frac{2 \cdot \sigma_{2,M}}{h_2} \quad (5.37)$$

Die Gleichung 5.36 stellt die Gleichgewichtsbedingung zwischen Betondruckspannungen und Betondruckkraft, die Gleichung 5.37 ergibt sich hingegen aus der Verträglichkeitsbedingung des Ebenbleibens (Hypothese von Bernoulli-Navier) für die Teilquerschnitte. Mit  $n$  wird die Wertigkeit  $E_1/E_2$  bezeichnet. Die Lösung des Gleichungssystems lässt sich wie folgt schreiben:

$$x = \sqrt{\frac{m \cdot T_R \cdot h_2}{n \cdot \sigma_{2,M} \cdot b_1}} \leq h_1 \quad (5.38)$$

$$\sigma_{1,r} = \frac{2 \cdot \sigma_{2,M} \cdot n \cdot x}{h_2} \leq f_c \quad (5.39)$$

Der Biege­wider­stand für den “teilverdübelten” Holz-Beton-Verbund­träger lässt sich an­schliessend wie folgt berechnen:

$$M_{R,Teil} = m \cdot T_R \cdot \left( \frac{h_2}{2} + t + h_1 - \frac{x}{3} \right) + \sigma_{2,M} \cdot \frac{b_2 \cdot h_2^2}{6} \quad (5.40)$$

Das vorgestellte Tragmodell für die Berechnung des Biege­wider­standes von “teilverdübelten” Holz-Beton-Verbund­trägern wird von einem unteren und einem oberen Grenz­wert abgegrenzt. Werden keine Verbindungsmittel ( $m = 0$ ) in der Verbundfuge angeordnet, dann ergibt sich der Biege­wider­stand des Holz-Beton-Verbund­trägers allein aus dem Biege­wider­stand des Holzbalkens und lässt sich wie folgt berechnen:

$$M_{R,Holz} = M(\sigma_{2,M}) = f_m \cdot \frac{b_2 \cdot h_2^2}{6} \quad (5.41)$$

Werden hingegen sehr viele Verbindungsmittel in der Verbundfuge angeordnet, dann wird der Trag­wider­stand durch Erreichen des Biege­wider­standes des Verbund­querschnittes und nicht durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge verursacht. Für diesen Fall spricht man von einer “Vollverdübelung” der Verbundfuge. Der Biege­wider­stand von “vollverdübelten” Stahl-Beton-Verbund­trägern wird im Hochbau in der Regel plastisch ermittelt, d.h. eine vollständige Plastifizierung des Stahl­querschnittes darf angenommen werden. Wegen des spröden Bruch­verhaltens des Holzes ist hingegen eine Plastifizierung des Holz­querschnittes nicht zulässig. Der Biege­wider­stand von “vollverdübelten” Holz-Beton-Verbund­trägern ist somit elastisch zu ermitteln. Da mit zunehmender Anzahl von in der Verbundfuge angeordneten Verbindungsmitteln der Einfluss der Nachgiebigkeit abnimmt (vgl. Abschnitt 5.2.1), wird im folgenden vereinfacht der elastische Biege­wider­stand von “vollverdübelten” Holz-Beton-Verbund­trägern unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt. Für die Berechnung wird die Wertigkeit  $n = E_1/E_2$  eingeführt. Da in der Regel die Nulllinie des Verbund­querschnittes in der Betonplatte liegt, wird nur der überdrückte Bereich der Betonplatte in Rechnung gestellt, d.h. die Zugfestigkeit des Betons wird auch in diesem Fall nicht berücksichtigt. Unter diesen Voraussetzungen darf folgende Grenzspannungsverteilung für den zweiteiligen Verbund­querschnitt eines “vollverdübelten” Verbund­trägers angenommen werden.

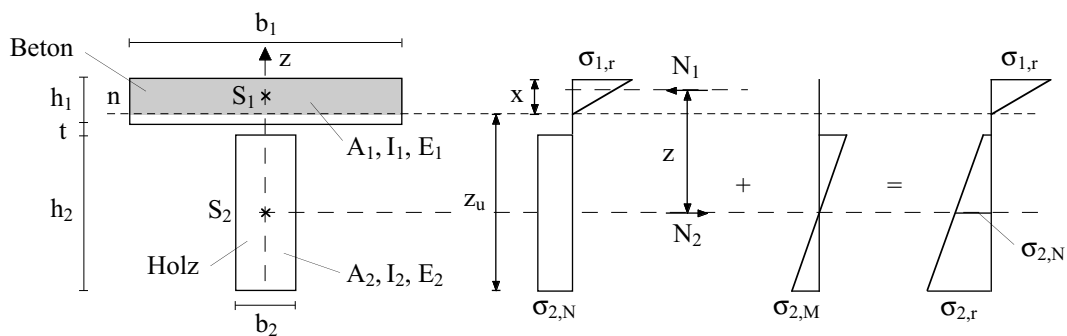


Bild 5.16 Grenzspannungsverteilung für den zweiteiligen Verbund­querschnitt eines “vollverdübelten” Verbund­trägers unter Annahme eines starren Verbundes

Die Lage der Nulllinie darf mit Hilfe der allgemeinen Biegelehre ermittelt werden. Bei reiner Biegung ist das statische Moment des Verbundquerschnittes bezüglich der Nulllinie gleich Null, d.h. die neutrale Achse geht durch den Schwerpunkt des Verbundquerschnittes. Die Höhe  $x$  des überdrückten Bereiches der Betonplatte darf somit aus folgender Bedingung berechnet werden (vgl. Bild 5.16):

$$\frac{n \cdot b_1 \cdot x^2}{2} = A_2 \cdot (h_2/2 + t + h_1 - x) \quad (5.42)$$

Die Lösung der Gleichung 5.42 gibt die Höhe  $x$  der Druckzone der Betonplatte an:

$$x = \sqrt{\beta^2 + \beta \cdot (h_2 + 2t + 2h_1)} - \beta \quad (5.43)$$

$$\text{Mit } \beta = A_2 / (n \cdot b_1) \quad (5.44)$$

Das Verhältnis  $\alpha$  zwischen den im Holzquerschnitt wirkenden Spannungen  $\sigma_{2,M,voll}$  und  $\sigma_{2,N,voll}$  lässt sich mit Hilfe des Strahlensatzes wie folgt berechnen:

$$\frac{\sigma_{2,M,voll} + \sigma_{2,N,voll}}{h_2 + t + h_1 - x} = \frac{\sigma_{2,N,voll}}{h_2/2 + t + h_1 - x} \quad (5.45)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{2,M,voll}}{\sigma_{2,N,voll}} = \frac{h_2}{h_2 + 2t + 2h_1 - 2x} \quad (5.46)$$

Wird die Gleichung 5.46 in die elastische Bruchbedingung für das auf Zug und Biegung beanspruchte Holz gemäss Gleichung 5.26, ergeben sich die im Holzquerschnitt wirkenden Normalspannungen  $\sigma_{2,N,voll}$  und  $\sigma_{2,M,voll}$  zu:

$$\sigma_{2,N,voll} = \frac{f_t \cdot f_m}{f_m + \alpha \cdot f_t} \quad (5.47)$$

$$\sigma_{2,M,voll} = \alpha \cdot \sigma_{2,N,voll} = \frac{\alpha \cdot f_t \cdot f_m}{f_m + \alpha \cdot f_t} \quad (5.48)$$

Der Biege widerstand für den "vollverdübelten" Holz-Beton-Verbundträger lässt sich anschliessend wie folgt berechnen:

$$M_{R,Voll} = A_2 \cdot \sigma_{2,N,voll} \cdot \left( \frac{h_2}{2} + t + h_1 - \frac{x}{3} \right) + \sigma_{2,M,voll} \cdot \frac{b_2 \cdot h_2^2}{6} \quad (5.49)$$

Die erforderliche Anzahl Verbindungsmittel  $m_{voll}$  für die volle Verdübelung des Verbundträgers darf somit aus dem Tragwiderstand der Verbindungsmittel  $T_R$  wie folgt ermittelt werden:

$$m_{voll} = \frac{A_2 \cdot \sigma_{2,N,voll}}{T_R} \quad (5.50)$$

Wird die Gleichung 5.50 in die Gleichung 5.40 für den Biege­widerstand von teilverdüb­elten Verbundträgern eingesetzt, lässt sich nach mehreren Umformungen die Gleichung 5.49 für den Biege­widerstand von vollverdüb­elten Verbundträgern nachweisen. Die Gleichungen 5.40 bzw. 5.49 geben somit für den Fall voller Verdüb­elung den gleichen Biege­widerstand an, d.h. sie weisen den selben Schnittpunkt auf.

Der Biege­widerstand für den “vollverdüb­elten” Holz-Beton-Verbundträger unter An­nahme eines starren Verbundes darf auch aus dem wirksamen Trägheitsmoment des Ver­bundquerschnittes gemäss Gleichung 5.18 (mit  $\gamma = 1.0$ ) und der elastischen Bruchbedin­gung gemäss Gleichung 5.26 wie folgt berechnet werden:

$$M_{R,voll} = \left( \frac{a_2}{f_t \cdot I_v} + \frac{h_2}{2 \cdot f_m \cdot I_v} \right)^{-1} \quad (5.51)$$

$$\text{Mit } I_v = n \cdot I_1 + I_2 + \frac{n \cdot A_1 \cdot A_2}{n \cdot A_1 + A_2} \cdot e^2 \quad (5.52)$$

Der Hilfswert  $a_2$ , welcher den Abstand der Schwerachse des Holzquerschnittes  $S_2$  von der Nulllinie (= Schwerachse des Verbundquerschnittes) angibt, wird gemäss Gleichung 5.20 ermittelt (vgl. Abschnitt 5.4.3). Bei der Berechnung der Querschnittswerte ist nur der überdrückte Bereich der Betonplatte gemäss Gleichung 5.43 in Rechnung zu stellen.

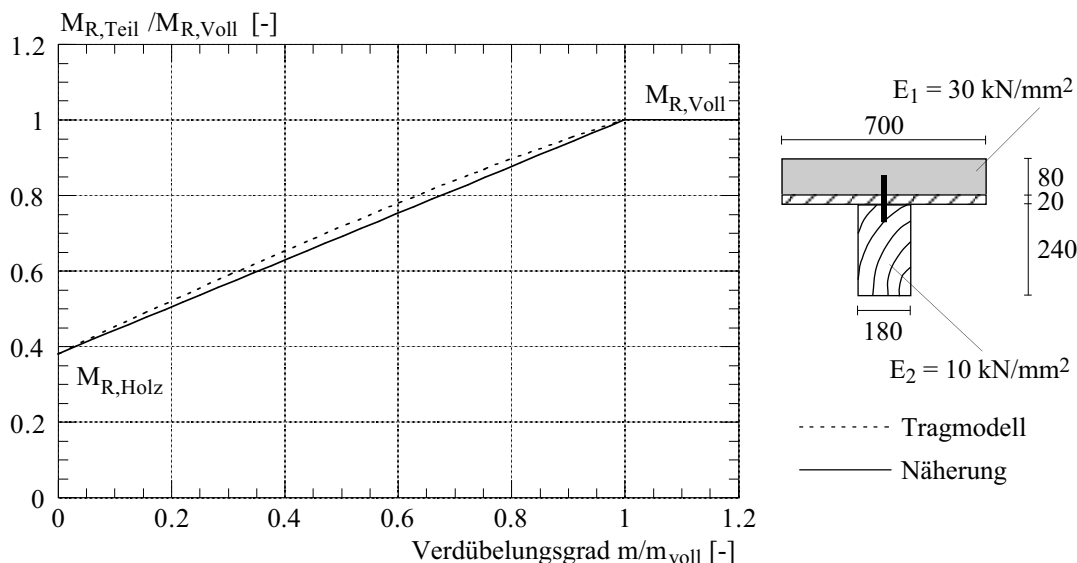


Bild 5.17 Rechnerischer Biege­widerstand in Abhängigkeit des Verdüb­elungsgrades für das Beispiel gemäss Bild 5.2

Für das Beispiel gemäss Bild 5.2 wurde der Biege­widerstand  $M_R$  gemäss Gleichungen 5.40 und 5.49 berechnet und im Bild 5.17 in Abhängigkeit des Verdüb­elungsgrades  $m/m_{voll}$  aufgezeichnet. Im Bild wurde auch folgende auf der sicheren Seite liegende lineare Näherung dargestellt:

$$M_{R,Teil} = M_{R,Holz} + (M_{R,Voll} - M_{R,Holz}) \cdot m/m_{voll} \quad (5.53)$$

### 5.6.3 Vergleich zwischen Modellberechnungen und Versuchsergebnissen

Die 5 an der ETH durchgeführten Biegeversuche mit BSH-Balken reichen nicht, um das vorgestellte Berechnungsmodell zu überprüfen. Blass [9] führte umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern durch. Vier unterschiedliche Verbindungen zwischen Beton und Holz wurden gewählt und mit Scher- und Biegeversuchen geprüft. Pro Verbindungsart wurden zehn Holz-Beton-Verbundträger geprüft:

- Verbundträger mit Verbundschrauben (SCH) unter  $\pm 45^\circ$  und einer Zwischenschicht der Dicke 28 mm. Die Verbundschrauben wurden im Abstand von 200 mm gleichmässig über die Trägerlänge angeordnet.
- Verbundträger mit Nagelplatten (NAG), welche im Abstand von 540 mm gleichmässig über die Trägerlänge angeordnet wurden.
- Verbundträger mit Betonnocken mit  $\varnothing 70$  mm und Stiften aus Betonstabstahl mit  $\varnothing 20$  mm (N+S), welche im Abstand von 300 mm gleichmässig über die Trägerlänge angeordnet wurden.
- Verbundträger mit bewehrten Betonnocken (NPL), welche im Abstand von 540 mm gleichmässig über die Trägerlänge angeordnet wurden.

Die ersten drei oben erwähnten Verbindungen wurden jeweils zwischen BSH-Balken und einer Betonplatte eingebaut. Die vierte Verbindungsart zielte auf Verbundsysteme mit glatter Deckenunterseite. Anstelle von BSH-Balken wurden Furnierschichtholzplatten verwendet. Die Holz-Beton-Verbundträger wurden als Einfeldträger mit zwei Einzelasten in den Drittelpunkten belastet. Die Spannweite zwischen den Auflagern betrug 5.4 m bei Verbundsystemen aus BSH-Balken und Betonplatte und 4.5 m bei Verbundsystemen aus Furnierschichtholzplatte und Betonplatte. Die gewählten Abmessungen der Versuchskörper mit BSH-Balken sowie das statische System der Versuchseinrichtung sind ähnlich zu den Randbedingungen der an der ETH durchgeführten Biegeversuche. Die Versuchskörper mit BSH-Balken zeigten im Gebrauchszustand ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten. Bei weiterer Laststeigerung wurde das linear-elastische Verhalten durch eine überproportionale Verformungszunahme abgelöst. Das festgestellte nichtlinear-plastische Bruchverhalten der Versuchskörper mit Balken entspricht dem typischen Verhalten von "teilverdübelten" Verbundträgern. Die Versuchskörper mit Furnierschichtholzplatten zeigten hingegen ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum spröden Bruch des Holzes. In der Verbundfuge wurden keine überproportionale Verschiebungen gemessen. Das beobachtete Bruchverhalten der Versuchskörper mit Furnierschichtholzplatten entspricht dem typischen Verhalten von "vollverdübelten" Verbundträgern. Im folgenden werden somit nur die Biegeversuche mit Balken berücksichtigt.

Mit dem im Abschnitt 5.6.2 vorgestellten Tragmodell wurde der rechnerische Biegezugwiderstand und die daraus resultierende rechnerische Bruchlast für alle von Blass [9] durchgeführten Biegeversuche mit BSH-Balken berechnet. Das von Blass für die Holz-Beton-Verbundträger verwendete BSH aus Nadelholz Fichte/Tanne wurde aus dem Fachhandel bezogen. Aufgrund der gemessenen Holzeigenschaften (statischer E-Modul, Rohdichte) wurde normales BSH der Festigkeitsklasse 24f angenommen. Der Berech-

nung wurden somit die in der Tabelle 5.2 aufgeführten charakteristischen sowie mittleren Festigkeitskennwerte des Holzes zugrunde gelegt. Für den rechnerischen Schubwiderstand  $T_R$  der unterschiedlichen Verbindungen wurden die Resultate der Scherversuche verwendet.

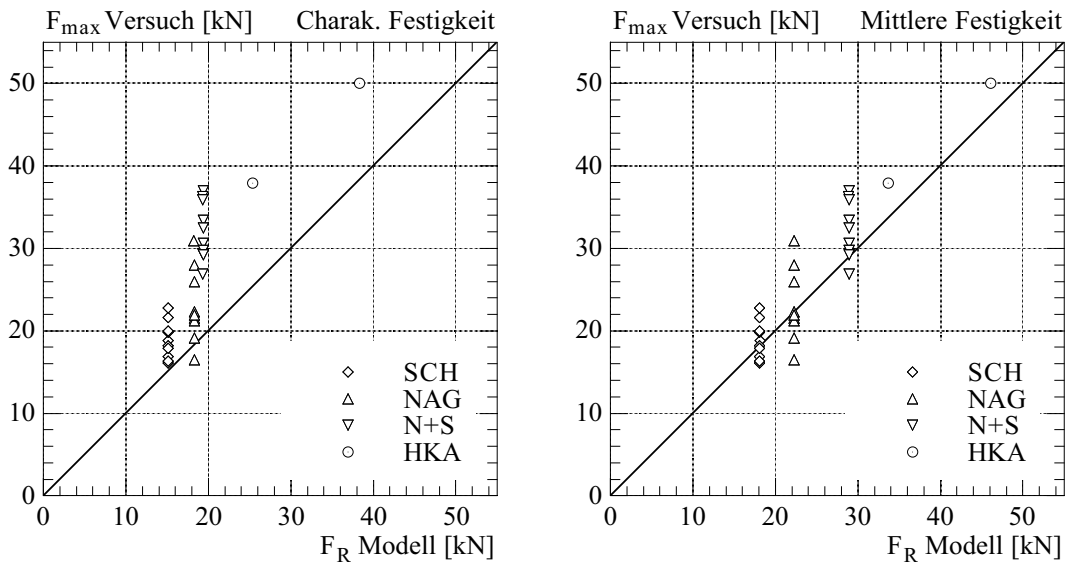


Bild 5.18 Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen

Das Bild 5.18 vergleicht die rechnerische Bruchlast  $F_R$  mit der gemessenen Bruchlast  $F_{max}$  für alle von Blass durchgeführten Versuche sowie für die an der ETH durchgeführten Versuche mit den Versuchskörpern HKA1 und HKA2. Die Tabelle 5.5 gibt die statistischen Kennwerte (Anzahl der Versuche  $n$ , Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$  und Variationskoeffizient  $v$ ) für die gemessenen Bruchlasten  $F_{max}$  sowie die ermittelten Verhältnisse ( $F_R/F_{max}$ ) für alle ausgewerteten Versuche.

Versuche	n	$F_{max}$ [kN]			$F_R/F_{max}$ (mit $f_k$ )			$F_R/F_{max}$ (mit $f_{mean}$ )		
		$\bar{x}$	s	v	$\bar{x}$	s	v	$\bar{x}$	s	v
SCH	10	18.8	2.2	0.12	0.81	0.09	0.11	0.97	0.11	0.11
NAG	10	23.0	4.5	0.19	0.82	0.16	0.19	1.00	0.19	0.19
N+S	10	32.1	3.5	0.11	0.61	0.07	0.11	0.91	0.10	0.11
N+S	2	-	-	-	0.74	-	-	0.93	-	-
alle	32	-	-	-	0.74	0.14	0.19	0.96	0.13	0.14

Tabelle 5.5 Statistische Kennwerte für die Modellberechnungen

Aus dem Bild 5.18 und der Tabelle 5.5 erkennt man, dass mit der Ausnahme von einem Versuch alle Versuchsergebnisse höher als der berechnete charakteristische Tragwiderstand sind. Das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $F_{R,k}/F_{max}$ ) beträgt 0.74, d.h. das Berechnungsmodell liefert sichere Resultate. In Bezug auf den berechneten mittleren Tragwiderstand zeigt das Berechnungsmodell eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, das durchschnittliche Verhältnis  $\bar{x}$  ( $F_{R,mean}/F_{max}$ ) beträgt 0.96.

### 5.6.4 Diskussion des Tragmodells für "teilverdübelten" Verbundträger

Dem vorgestellten Tragmodell wurden zwei wichtige Voraussetzungen zugrunde gelegt:

- das gewählte Verbundsystem verfügt über ausreichende Duktilität im Traglastzustand, um ein Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln zu gewährleisten.
- der Biege­widerstand für den Grenzfall der "Vollverdübelung" der Verbundfuge wird unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt.

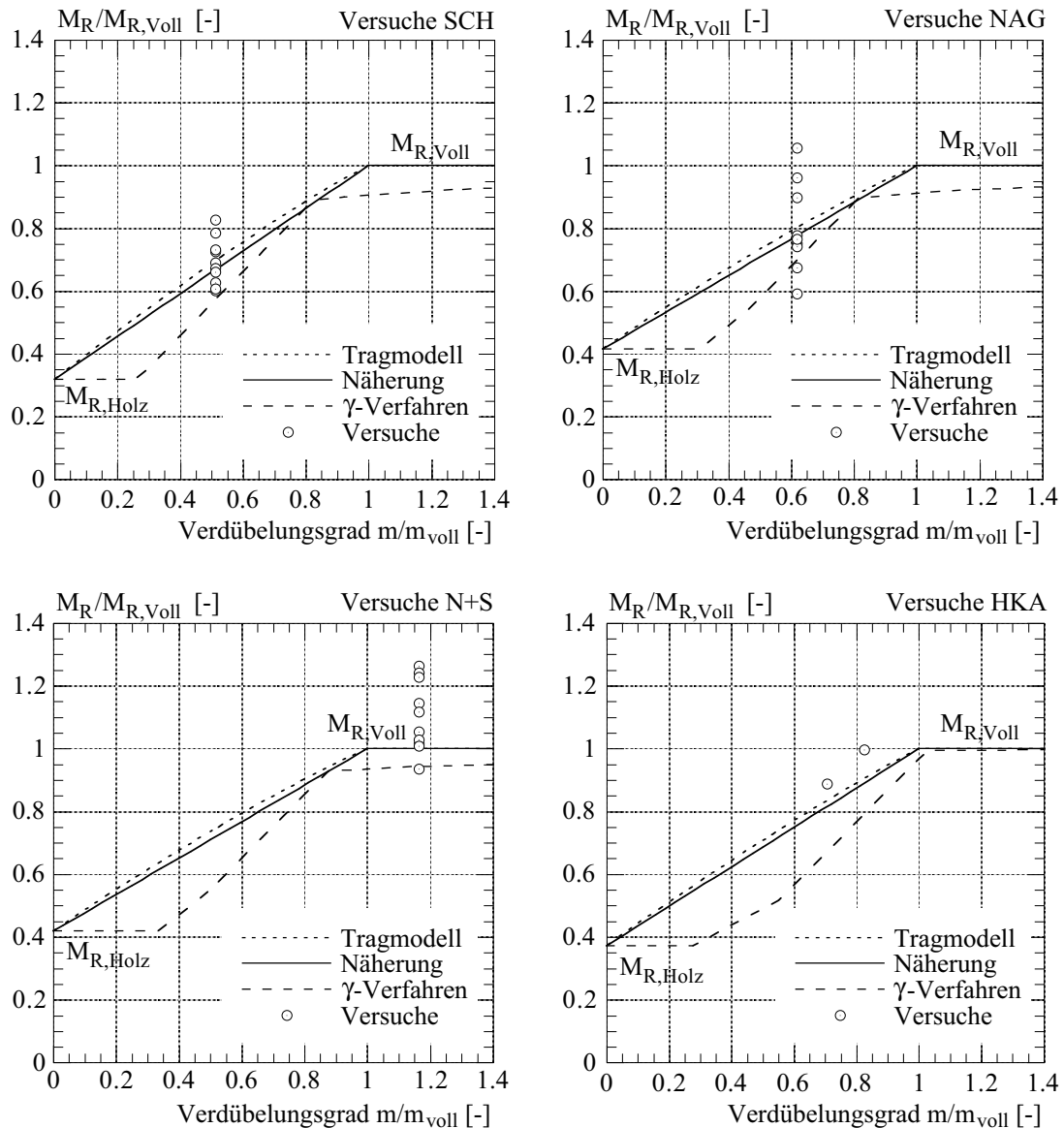


Bild 5.19 Rechnerischer Biege­widerstand in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades für die ausgewerteten Biegeversuche

Das Bild 5.19 zeigt den rechnerischen Biege­widerstand gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren sowie dem im Abschnitt 5.6.2 vorgestellten Tragmodell in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades für alle ausgewerteten Biegeversuche. In den Bildern wurden auch die Versuchsergebnisse aufgezeichnet. Der Berechnung des Biege­widerstandes wurden die in der Tabelle



5.2 aufgeführten mittleren Festigkeitskennwerte des Holzes zugrunde gelegt. Zudem wurde die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt, d.h. nur der überdrückte Bereich der Betonplatte wurde in Rechnung gestellt.

Aus dem Bild erkennt man, dass für das Verbundsystem mit Kerben und Dübeln der berechnete Biege widerstand für den Grenzfall der “Vollverdübelung” der Verbundfuge gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren sowie dem vorgestellten Tragmodell nahezu gleich ist. Für die anderen untersuchten Verbundsysteme wird hingegen wegen der Nachgiebigkeit der Verbundfuge der berechnete Biege widerstand gemäss dem vorgestellten Tragmodell etwa 10% im Vergleich mit dem  $\gamma$ -Verfahren überschätzt. Berücksichtigt man die Streuung der Materialeigenschaften und die Unschärfen des  $\gamma$ -Verfahrens, darf jedoch vereinfacht der Biege widerstand für den Grenzfall der “Vollverdübelung” der Verbundfuge mit ausreichender Genauigkeit auch für die anderen untersuchten Verbundsysteme unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt werden.

Die Tabelle 5.6 gibt die statistischen Kennwerte (Anzahl der Versuche  $n$ , Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$  und Variationskoeffizient  $v$ ) für die gemessene relative Verschiebung zwischen Beton und Holz für die untersuchten Verbundsysteme an. Für die Scherversuche wird die relative Verschiebung  $u_u$  bei  $0.8 \cdot F_{\max}$  gemäss Bild 5.9 angegeben, für die Biegeversuche die relative Verschiebung beim Holzversagen.

Verbundsystem	Scherversuche				Biegeversuche			
	n	$\bar{x}$	s	v	n	$\bar{x}$	s	v
Verbundschrauben (SCH)	12	4.8	1.0	0.20	10	12.1	3.4	0.28
Nagelplatten (NAG)	40	9.4	1.5	0.16	10	5.6	1.7	0.30
Betonnocken und Stiften (N+S)	40	14.1	2.5	0.18	10	5.1	1.7	0.34
Kerben und Dübel	14	> 20	-	-	2	5.8	-	-

Tabelle 5.6 Statistische Kennwerte für die gemessene Verschiebung in der Verbundfuge aus den durchgeführten Scher- und Biegeversuchen

Aus der Tabelle lässt sich folgendes feststellen:

- die Verbundsysteme mit Kerben und Dübeln, mit Betonnocken und Stiften und mit Nagelplatten weisen ein grosses plastisches Verformungsvermögen im Bruchzustand auf. Die festgestellte Duktilität der Verbindung mit Kerben und Dübeln ist im wesentlichen auf lokale Holzstauchung der Kerbenflanken zurückzuführen (vgl. Abschnitt 4.2). Für die Verbundsysteme mit Betonnocken und Stiften und mit Nagelplatten ist hingegen das beobachtete duktile Verhalten der Verbindung im wesentlichen auf plastische Biegeverformungen der Stahlteile mit gleichzeitigen Lochleibungsverformungen im Holz zurückzuführen. Die untersuchten Verbundträger mit den oben erwähnten Verbundsystemen bestätigen das duktile Verhalten der Verbindung und somit des Verbundträgers im Bruchzustand. Die gemessene mittlere relative Verschiebung beim Holzversagen des Verbundträgers ist deutlich geringer als die aus den Scherversuchen gemessene relative Verschiebung  $u_u$ . Für die Verbundsysteme mit Kerben und Dübeln, mit Betonnocken und Stiften und mit Nagelplatten darf somit ein Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln angenommen werden.

- das Verbundsystem mit Verbundschrauben zeigt hingegen eine deutlich geringere Duktilität auf. Beim Erreichen der Höchstlast werden die Verbundschrauben vom Holz herausgezogen, das Lastniveau nimmt mit zunehmenden Verformungen schnell ab. Aus den Scherversuchen wurde eine mittlere Verschiebung  $u_u$  bei  $0.8 \cdot F_{\max}$  (vgl. Bild 5.9) von nur etwa 4.8 mm gemessen. Diese Versagensart ist somit relativ spröde. Die untersuchten Verbundträger mit Verbundschrauben zeigten jedoch im Bruchzustand auch ein duktileres Verhalten, obwohl die überbeanspruchten Verbundschrauben sukzessiv spröde versagten. Der Grund dafür ist, dass beim Ausfall der überbeanspruchten Verbundschrauben eine Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten System auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel erfolgt, bis diese nach und nach ebenfalls vom Holz herausgezogen werden. Die gemessene mittlere relative Verschiebung beim Holzversagen des Verbundträgers ist deutlich grösser als die aus den Scherversuchen gemessene relative Verschiebung  $u_{\text{u}}$ . Für dieses Verbundsystem darf somit kaum eine volle Aktivierung aller Verbindungsmittel angenommen werden. Es stellt sich die Fragestellung, warum die Modellberechnungen mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmen. Der Grund dafür ist, dass wegen des zwischen Auflager und Laststelle nahezu konstanten Schubflusses (4-Punkt-Biegeversuche) auch die Schubbeanspruchung in der Verbundfuge nahezu konstant ist. Damit erreichen die meisten Verbindungsmittel ihre Traglast bei gleichem Lastniveau.

Die Biegeversuche wurden pro Verbundsystem mit dem gleichen Verdübungsgrad durchgeführt. Aus dem Bild 5.19 erkennt man, dass je kleiner der Verdübungsgrad ist, desto grösser werden die Anforderungen an die Duktilität des Verbundsystems. Dementsprechend nehmen die Unterschiede zwischen dem  $\gamma$ -Verfahren und dem vorgestellten Tragmodell mit abnehmendem Verdübungsgrad zu. Die erforderliche Duktilität des Verbundsystems im Bruchzustand hängt somit im wesentlichen von dem gewählten Verdübungsgrad ab. Weitere Einflussfaktoren sind die Trägerlänge, die Art der Belastung (Gleichlast, Einzellast), die Geometrie des Verbundquerschnittes und die Materialeigenschaften ab, so dass bei der Beurteilung des Verhaltens von Holz-Beton-Verbundträgern die spezifische Kombination dieser Einflussgrössen zu beachten ist. Generell steigt die erforderliche Duktilität des Verbundsystems mit zunehmender Spannweite. Dabei ist zu bemerken, dass im Vergleich mit der Stahl-Beton-Verbundbauweise der Anwendungsbereich der Holz-Beton-Verbundbauweise deutlich kleiner ist und beschränkt sich in der Regel auf Einfeldträger mit Spannweiten zwischen 4 und 10 m. Um zu verhindern, dass die äussersten Verbindungsmittel infolge der Verschiebung in der Fuge zu grosse Verformungen mitmachen müssen und abscheren, bevor die inneren Verbindungsmittel voll aktiviert werden, sollte der minimale Verdübungsgrad von ca. 30% (vgl. Bild 5.19) nicht unterschritten werden.

Im Vergleich mit den auf der elastischen Verbundtheorie aufgebauten Berechnungsverfahren (z.B.  $\gamma$ -Verfahren) weist das vorgestellte Tragmodell den wesentlichen Vorteil auf, dass der Biegewiderstand ohne Berücksichtigung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Verbundfuge ermittelt werden kann, so dass die Berechnung deutlich einfacher ist.

## 5.7 Schlussfolgerungen

- das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wird durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge sowie durch die im Laufe der Zeit veränderlichen unterschiedlichen Werkstoffeigenschaften stark beeinflusst.
- die Schnitt- und Verformungsgrößen von Holz-Beton-Verbunddecken dürfen in der Regel mit dem vorgestellten  $\gamma$ -Verfahren mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden.
- wird die Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel erreicht, so ist in der Regel eine Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten System vom hoch beanspruchten auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel möglich.
- unter der Voraussetzung einer ausreichenden Duktilität des Verbundsystems im Traglastzustand wurde im Abschnitt 5.6 ein vereinfachtes Tragmodell zur Berechnung des Tragwiderstandes von "teilverdübelten" Holz-Beton-Verbundträgern vorgestellt.

# 6 Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken

## 6.1 Zielsetzung und Übersicht

Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken für den Brandfall existierten bisher noch keine experimentell abgesicherten Tragmodelle. Unter Berücksichtigung der Resultate der durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen [43] wird nachfolgend eine Berechnungsmethode zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall vorgeschlagen. Sie gilt für die im Rahmen der Forschungsarbeit auf Brandeinwirkung untersuchten Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen oder mit Balkenlagen (vgl. Bild 1.1) und Verbundsysteme mit Verbundschrauben sowie mit Kerben und eingeleimten Dübeln. Sie basiert auf den Grundlagen zum Brandverhalten des Holzes und der Verbundsysteme, welche in den vorherigen Kapiteln vorgestellt wurden. Der Abschnitt 6.2 stellt die Bemessungsmethode vor. Die durchgeführten Brandversuche mit Holz-Beton-Verbunddecken werden im Abschnitt 6.3 zusammengefasst, deren Resultate ausführlich diskutiert und die rechnerischen Resultate mit den Versuchsergebnissen verglichen. Der Abschnitt 6.4 ist dem Einfluss von thermischen Dehnungen gewidmet. Der Abschnitt 6.5 stellt neue Erkenntnisse über das Verhalten von schubbeanspruchten BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen vor.

## 6.2 Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall

### 6.2.1 Einleitung

Die unterschiedlichen Leistungsanforderungen (Tragfähigkeit R, Rauchdichtigkeit E und thermische Isolierung I), welche eine Decke im Brandfall erfüllen muss, wurden im Abschnitt 2.7.2 behandelt. Im Bezug auf die Brandabschnittsbildung weisen Holz-Beton-Verbunddecken im Vergleich zu reinen Holzdecken den grossen Vorteil der oben liegenden dichten Betonplatte auf, so dass die Kriterien Rauchdichtigkeit und thermische Isolierung in der Regel ohne spezielle Massnahmen erfüllt sind. Bei den durchgeführten Brandversuchen mit Holz-Beton-Verbunddecken mit einer 20 mm dicken Holzschalung und einer 80 mm dicken Betonplatte wurden beispielsweise an der dem Feuer abgewandten Betonoberfläche nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung maximale Temperaturen von nur 60°C gemessen. Temperaturfeldberechnungen mit SAFIR zeigen, dass auch mit einer 60 mm dicken Betonplatte die Kriterien Rauchdichtigkeit und thermische Isolierung für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten erfüllt sind.

Nachfolgend wird somit nur der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit (Kriterium R) von Holz-Beton-Verbunddecken unter ISO-Normbrand behandelt. Die vorgestellte Berechnungsmethode orientiert sich an der vereinfachten Bemessungsmethode mit idealem Restquerschnitt für Holzbauteile im Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] (vgl. Abschnitt 2.7.4 und 2.7.5), welche auch von Swisscode 5

[137] übernommen wurde. Sie berücksichtigt den Einfluss der temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme der Verbundfuge aus der seitlichen Brandeinwirkung im Fall von Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen. Für Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen darf hingegen dieser Einfluss in der Regel vernachlässigt werden, da die Verbundfuge weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist. Der Einfluss von thermischen Dehnungen im Holz-Beton-Verbundquerschnitt wird von der vorgeschlagenen Bemessungsmethode nicht berücksichtigt, ihre Bedeutung wird im Abschnitt 6.4 ausführlich diskutiert.

Nachfolgend wird die vorgeschlagene Bemessungsmethode von Holz-Beton-Verbunddecken auf das Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsfaktoren abgestimmt, d.h. die aus den Einwirkungen auf das Tragwerk resultierenden Beanspruchungen sowie die Tragwiderstände des Tragwerkes werden auf dem Bemessungsniveau definiert. Der Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken für die aussergewöhnliche Einwirkung Brand nimmt somit folgende Form an:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (6.1)$$

$E_{d,fi}$ : Bemessungswert der Beanspruchung bei Brand

$R_{d,fi}$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes bei Brand

Der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall  $E_{d,fi}$  berücksichtigt die veränderlichen Einwirkungen mit ihren quasi ständigen Werten. Für ein Gebäude mit Büronutzung werden somit die Nutzlasten in der Regel mit dem Reduktionsbeiwert  $\psi = 0.3$  reduziert.

Die Bemessungswerte des Tragwiderstandes im Brandfall  $R_{d,fi}$  dürfen nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{\eta_M}{\gamma_M} \cdot k_{fi} \cdot f_k \quad (6.2)$$

Die charakteristischen Festigkeitskennwerte  $f_k$  sind als 5%-Fraktilen der Grundgesamtheit definiert, und zwar unmittelbar anwendbar auf Kurzzeit-Einwirkungen bei Raumtemperatur und einer Holzfeuchte von  $w = 12\%$ .

Der Partialfaktor  $\eta_M/\gamma_M$  berücksichtigt die Lasteinwirkungsdauer sowie Streuung der Materialeigenschaften und die Modellunschärfen. Für die aussergewöhnliche Einwirkung Brand gilt  $\eta_M/\gamma_M = 1.0$ .

Der Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  berücksichtigt hingegen den Einfluss der Holzfeuchte und der Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften.

Da Brand eine aussergewöhnliche Einwirkung darstellt, dürfen im Brandfall die Holzeigenschaften mit einem höheren Fraktilewert berücksichtigt werden. Der Wert  $k_{fi} \cdot f_k$  entspricht ungefähr der 20%-Fraktile der Grundgesamtheit.

## 6.2.2 Berechnung des ideellen Restquerschnittes

Der ideelle Restquerschnitt für eine einseitige bzw. dreiseitige Feuereinwirkung darf gemäss Bild 6.1 ermittelt werden. Zur Berechnung des ideellen Restquerschnittes wird die Abbrandtiefe  $d_{\text{char}}$  um die Grösse  $d_{\text{red}}$  mit dem Grundwert von 7 mm erhöht. Diese Vergrösserung der Abbrandtiefe berücksichtigt indirekt die temperaturbedingte Festigkeits- und Steifigkeitsreduktion der Holzbereiche in der Nähe der Abbrandgrenze (vgl. Abschnitt 2.7.4). Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des ideellen Restquerschnittes entsprechen daher denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur. Der Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  wird somit gleich 1.0 gesetzt. Die Abbrandtiefe  $d_{\text{char}}$  wird unter der Annahme einer konstanten rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_0$  berechnet. Es gelten die gleichen rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit wie für die SIA Dokumentation 83 (vgl. Tabelle 2.1 vom Abschnitt 2.3.2).

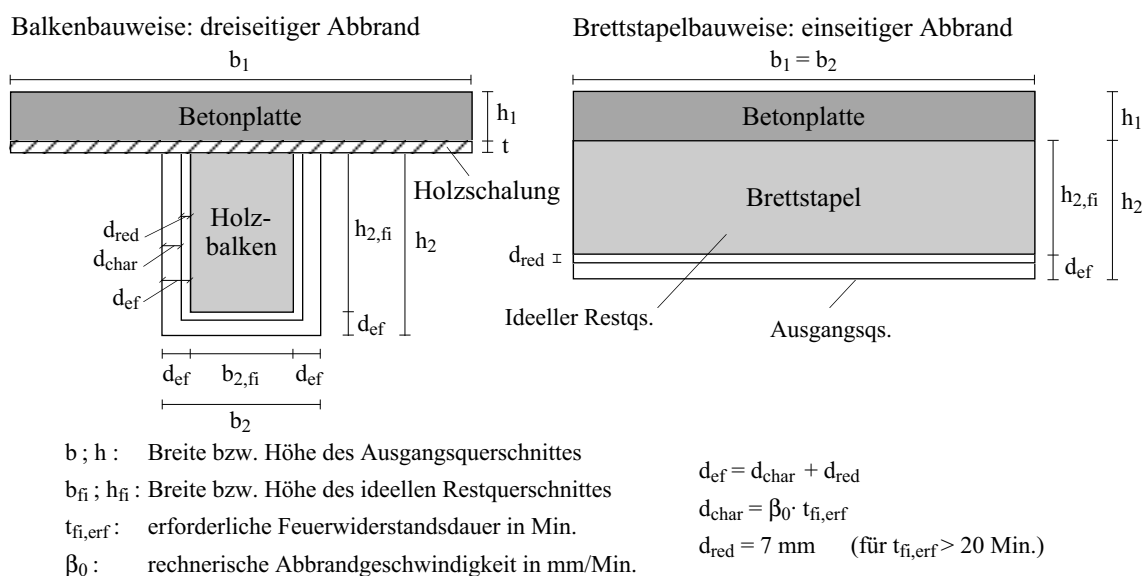


Bild 6.1 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes gemäss Swisscode 5

Da die Betonplatte durch die Holzschalung weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist und der Beton wesentliche Festigkeitsverluste erst bei höheren Temperaturen aufzeigt, dürfen für einen Feuerwiderstand bis 60 Minuten und eine mindestens 60 mm dicke Betonplatte mit einer mindestens 20 mm starken Holzschalung vereinfacht die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur angenommen werden. Der Modifikationsfaktor  $k_{c,\Theta}$  darf gleich 1.0 gesetzt werden. Das gilt auch für die in der Regel in der Betonplatte verlegte Netzbewehrung mit einer mindestens 20 mm Betonüberdeckung. Bei den durchgeführten Brandversuchen mit Holz-Beton-Verbunddecken mit einer 20 mm dicken Holzschalung wurde die 80 mm dicke Betonplatte auch nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung durch die zum grössten Teil noch vorhandene Holzkohle vor der Temperatur weitgehend geschützt. An der Betonoberfläche wurden nach 60 Minuten Temperaturen kleiner als 60°C gemessen. In einer Tiefe von 44 mm waren die Temperaturen kleiner als 100°C und in einer Tiefe von 80 mm (d.h. zwischen der Holzschalung und der Betonplatte) kleiner als 250°C.

### 6.2.3 Berechnung der massgebenden Schnittgrössen

Die Berechnung der massgebenden Schnittgrössen im Brandfall darf analog zur Bemessung bei Raumtemperatur mit den im Kapitel 5 vorgestellten Berechnungsverfahren (z.B. gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren), jedoch am nach Bild 6.1 ermittelten ideellen Restquerschnitt durchgeführt werden. Für die Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit gemäss Gleichung 5.18 ist nur der überdrückte Bereich der Betonplatte zu berücksichtigen. Die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit der Verbundfuge darf durch Abminderung des Verschiebungsmoduls erfasst werden.

Im Kapitel 3 wurde aufgezeigt, dass die Steifigkeit der Verbundfuge mit Verbundschrauben mit zunehmender Temperatur im Verbindungsbereich gemäss Bild 3.25 abnimmt. Die erreichte Temperatur im Verbindungsbereich nach einer bestimmten Brandzeit hängt im wesentlichen von der seitlichen Holzüberdeckung der Verbindung ab.

Modifikationsfaktor $k_{\text{mod,fi}}$	gültig für
$k_{\text{mod,fi}} = 0$	$x \leq 0.6 \cdot t$
$k_{\text{mod,fi}} = \frac{0.2 \cdot x - 0.12 \cdot t}{0.2 \cdot t + 3}$	$0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 3$
$k_{\text{mod,fi}} = \frac{0.8 \cdot x - 0.6 \cdot t + 1.8}{0.2 \cdot t + 21}$	$0.8 \cdot t + 3 \leq x \leq t + 24$
$k_{\text{mod,fi}} = 1.0$	$x \geq t + 24$

*Tabelle 6.1 Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme des Verschiebungsmoduls pro Schraubenpaar für die Verbundfuge mit Verbundschrauben in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung  $x$  in mm und der Brandzeit  $t$  in Minuten*

Die temperaturbedingte Abnahme des Verschiebungsmoduls pro Schraubenpaar darf in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung sowie der Brandzeit mit dem Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  nach Tabelle 6.1 berücksichtigt werden (vgl. Gleichungen 3.35 bis 3.38). Der Berechnung des Modifikationsfaktors wird die kleinste seitliche Holzüberdeckung  $x$  der Verbundschrauben gemäss Bild 6.3 zugrunde gelegt. Der Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten darf vernachlässigt werden, da die Abstände  $x_s$  und  $x_{ss}$  in Querrichtung zwischen den Schrauben mindestens 20 bzw. 40 mm betragen. Der Einfluss des Wärmestroms von unten darf ebenfalls vernachlässigt werden, wenn die untere Holzüberdeckung  $x_u$  mindestens 20 mm grösser als die massgebende seitliche Holzüberdeckung ist. Der Verschiebungsmodul pro Schraubenpaar bei Raumtemperatur darf gemäss Gleichung 3.9 ermittelt werden.

Im Fall der Verbundfuge mit ins Holz gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln wurde im Kapitel 4 aufgezeigt, dass im Brandfall kein Steifigkeitsverlust berücksichtigt werden darf. Der Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  darf gleich 1.0 gesetzt werden.

### 6.2.4 Nachweis der Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes

Der Nachweis der Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes darf gleich wie bei Raumtemperatur, jedoch mit den am ideellen Restquerschnitt ermittelten Spannungen durchgeführt werden. Der Nachweis der Tragfähigkeit des Holzquerschnittes auf Biegezug sowie Schub ergibt sich zu:

$$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,k}} \leq 1.0 \quad \text{Biegezugnachweis} \quad (6.3)$$

$$\tau_{2,d,fi,max} \leq k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} \quad \text{Schubnachweis} \quad (6.4)$$

$\sigma_{2,N,d,fi}$ : Bemessungswert der Holzzugspannung bei Brand

$\sigma_{2,M,d,fi}$ : Bemessungswert der Holzbiegespannung bei Brand

$\tau_{2,d,fi}$ : Bemessungswert der Holzschubspannung bei Brand

$f_{t,k}$ : Charakteristische Zugfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$f_{m,k}$ : Charakteristische Biegefestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$f_{v,k}$ : Charakteristische Schubfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$k_{mod,fi}$ : Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes bei Brand

$k_{fi}$ : Beiwert zur Anpassung der charakt. Werte an die 20%-Fraktilwerte  
Vereinfacht darf angenommen werden:  $k_{fi} = 1.15$

Da der Nachweis der Tragfähigkeit des Holzquerschnittes am ideellen Restquerschnitt erfolgt, wird der Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  gleich 1.0 gesetzt.

Die grösste Schubspannung im Holzquerschnitt ergibt sich in der Spannungsnullebene n-n. Die über die Trägerlänge zwischen Beton und Holz angeordneten Verbindungsmittel (Verbundschrauben oder eingeleimte Dübel) verstärken diesen Bereich des Holzquerschnittes. Liegt die Spannungsnullebene n-n im Bereich des Holzquerschnittes wo die Verbindungsmittel angeordnet sind, ergibt sich somit die massgebende Stelle für den Schubnachweis in der Spannungslinie v-v gemäss Bild 6.2.

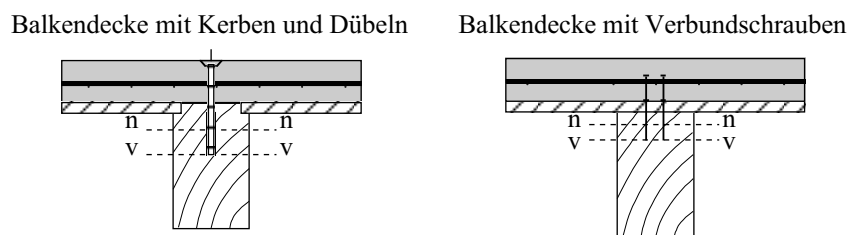


Bild 6.2 Massgebende Spannungslinie für den Schubnachweis im Holzquerschnitt

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Betonplatte auf Druck ergibt sich zu:

$$\sigma_{1,r,d,fi} = \sigma_{1,N,d,fi} + \sigma_{1,M,d,fi} \leq k_{c,\Theta} \cdot f_{c,k} \quad (6.5)$$

$\sigma_{1,r,d,fi}$ : Bemessungswert der Betonrandspannung bei Brand

$f_{c,k}$ : Charakteristische Druckfestigkeit des Betons bei Raumtemperatur

$k_{c,\Theta}$ : Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes bei Brand



Für einen Feuerwiderstand bis 60 Minuten und eine mindestens 60 mm dicke Betonplatte mit einer mindestens 20 mm starken Holzschalung darf näherungsweise mit  $k_{c,\theta}$  gleich 1.0 gerechnet werden, d.h. die Festigkeitseigenschaften bei Raumtemperatur dürfen angenommen werden (vgl. Abschnitt 6.2.2). Wird in der Betonplatte mindestens eine Netzbewehrung K131 mit einer mindestens 20 mm Betonüberdeckung angeordnet, muss die Tragfähigkeit der Betonplatte in Querrichtung nicht nachgewiesen werden.

### 6.2.5 Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Verbundschrauben

Der Nachweis der Tragfähigkeit für das höchstbeanspruchte Verbindungsmittel darf wie folgt geführt werden:

$$T_{d,fi,max} \leq T_{R,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot T_k \quad (6.6)$$

- $T_{d,fi}$ : Bemessungswert der Beanspruchung in der Verbundfuge bei Brand
- $T_{R,d,fi}$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes der Verbundfuge bei Brand
- $T_k$ : Charakteristischer Tragwiderstand der Verbundfuge bei Raumtemperatur
- $k_{mod,fi}$ : Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes bei Brand  
 $k_{mod,fi} = f(x,t)$  nach Tabelle 6.2
- $k_{fi}$ : Beiwert zur Anpassung der charakt. Werte an die 20%-Fraktilwerte  
 Vereinfacht darf angenommen werden:  $k_{fi} = 1.15$

Der charakteristische Tragwiderstand  $T_k$  pro Schraubenpaar bei Raumtemperatur darf gemäss Gleichung 3.6 ermittelt werden.

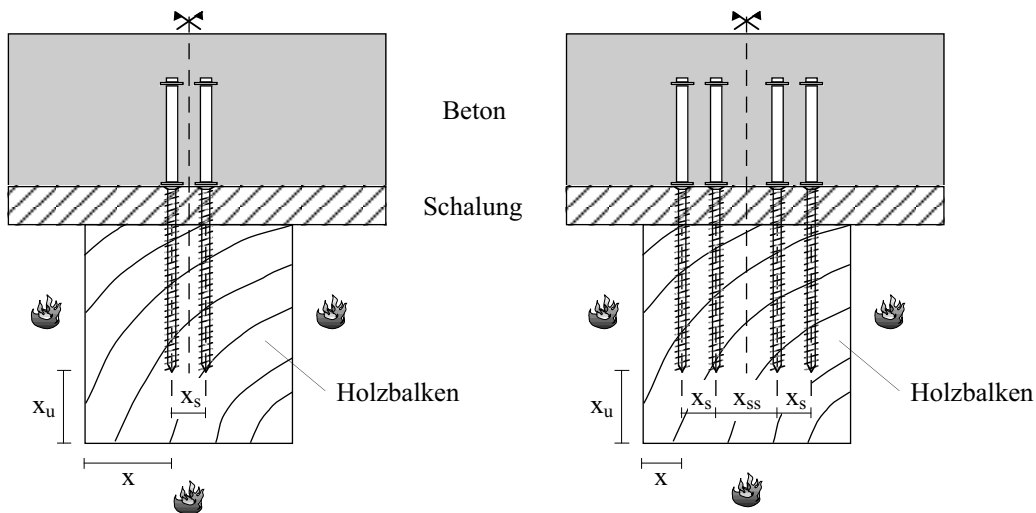


Bild 6.3 Definition der seitlichen und unteren Holzüberdeckungen der Verbindung mit Verbundschrauben unter dreiseitiger ISO-Normbrandeinwirkung

Der Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  berücksichtigt die temperaturbedingte Abnahme der Festigkeit der Verbundfuge pro Schraubenpaar und darf nach Tabelle 6.2 in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung sowie der Brandzeit ermittelt werden (vgl. Gleichungen 3.27 bis 3.30). Der Berechnung des Modifikationsfaktors wird die kleinste seitliche Holzüberdeckung  $x$  der Verbundschrauben gemäss Bild 6.3 zugrunde gelegt. Für den

Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten bzw. von unten gelten die gleichen Bemerkungen bei der Berechnung des Modifikationsfaktors für den Verschiebungsmodul (vgl. Abschnitt 6.2.3). Die Ansätze nach Tabelle 6.2 berücksichtigen näherungsweise den Einfluss eines Spaltes zwischen Schalung und Holz und dürfen auch für eine andere Anordnung der Schrauben verwendet werden, da die Festigkeit der Verbindung im relevanten Bereich nur wenig vom Schrauben-Faserwinkel abhängt.

Modifikationsfaktor $k_{\text{mod,fi}}$	gültig für
$k_{\text{mod,fi}} = 0$	$x \leq 0.6 \cdot t$
$k_{\text{mod,fi}} = \frac{0.44 \cdot x - 0.264 \cdot t}{0.2 \cdot t + 5}$	$0.6 \cdot t \leq x \leq 0.8 \cdot t + 5$
$k_{\text{mod,fi}} = \frac{0.56 \cdot x - 0.36 \cdot t + 7.32}{0.2 \cdot t + 23}$	$0.8 \cdot t + 5 \leq x \leq t + 28$
$k_{\text{mod,fi}} = 1.0$	$x \geq t + 28$

*Tabelle 6.2 Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme des Tragwiderstandes pro Schraubenpaar für die Verbundfuge mit Verbundschrauben in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung  $x$  in mm und der Brandzeit  $t$  in Minuten*

### 6.2.6 Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Kerben und Dübeln

Für die Verbindung mit Kerben und Dübeln werden im folgenden zwei Konstruktionsweisen unterschieden: die Balkenbauweise (vgl. Abschnitt 4.6) und die Brettstapelbauweise (vgl. Abschnitt 4.7). Der Nachweis der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Kerben und Dübeln für die höchstbeanspruchte Verbindung ergibt sich zu:

$$T_{\text{d,fi,max}} \leq T_{\text{R,d,fi}} = k_{\text{fi}} \cdot T_{\text{k,fi}} \quad (6.7)$$

$T_{\text{d,fi}}$ : Bemessungswert der Beanspruchung in der Verbundfuge bei Brand

$T_{\text{R,d,fi}}$ : Bemessungswert des Tragwiderstandes der Verbundfuge bei Brand

$T_{\text{k,fi}}$ : Charakteristischer Tragwiderstand der Verbundfuge bei Brand

$k_{\text{fi}}$ : Beiwert zur Anpassung der charakt. Werte an die 20%-Fraktilewerte

Vereinfacht darf angenommen werden:  $k_{\text{fi}} = 1.15$

Der charakteristische Tragwiderstand der Verbundfuge bei Brand  $T_{\text{k,fi}}$  darf wie folgt berechnet werden (vgl. Gleichungen 4.23 und 4.24):

$$T_{\text{k,fi}} = F_{\text{k,fi}}(\text{Kerbe}) + F_{\text{k,fi}}(\text{Dübel}) \quad \text{für } F_{\text{k,fi}}(\text{Vorholz}) > F_{\text{k,fi}}(\text{Kerbe}) \quad (6.8)$$

$$T_{\text{k,fi}} = F_{\text{k,fi}}(\text{Vorholz}) \quad \text{für } F_{\text{k,fi}}(\text{Vorholz}) < F_{\text{k,fi}}(\text{Kerbe}) \quad (6.9)$$

Für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel ist der Kerbenbereich weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt. Der charakteristische Tragwiderstand im Brandfall gegen lokale Holzstauchung der Kerbenflanke sowie gegen Abscheren des Vorholzes darf somit wie bei Raumtemperatur berechnet werden. Für die eingeleimten Dübel ist da-

gegen die temperaturbedingte Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel zu berücksichtigen. Der charakteristische Tragwiderstand der Dübel pro Kerbe darf im Brandfall vereinfacht wie folgt ermittelt werden:

$$F_{k,fi}(\text{Dübel}) = 2 \cdot m \cdot k_{mod,fi} \cdot \sqrt{f_{h,k} \cdot d \cdot M_{u,k}} \quad (6.10)$$

- $f_{h,k}$ : Charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur
- $M_{u,k}$ : Charakteristischer plastischer Biegezugwiderstand des Dübels bei Raumtemperatur
- $m$ : Anzahl Dübel pro Kerbe, für Brettstapel  $m \geq 1$ , vgl. Bild 4.4
- $k_{mod,fi}$ : Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes bei Brand  
 $k_{mod,fi} = f(x,t)$  nach Tabelle 6.3

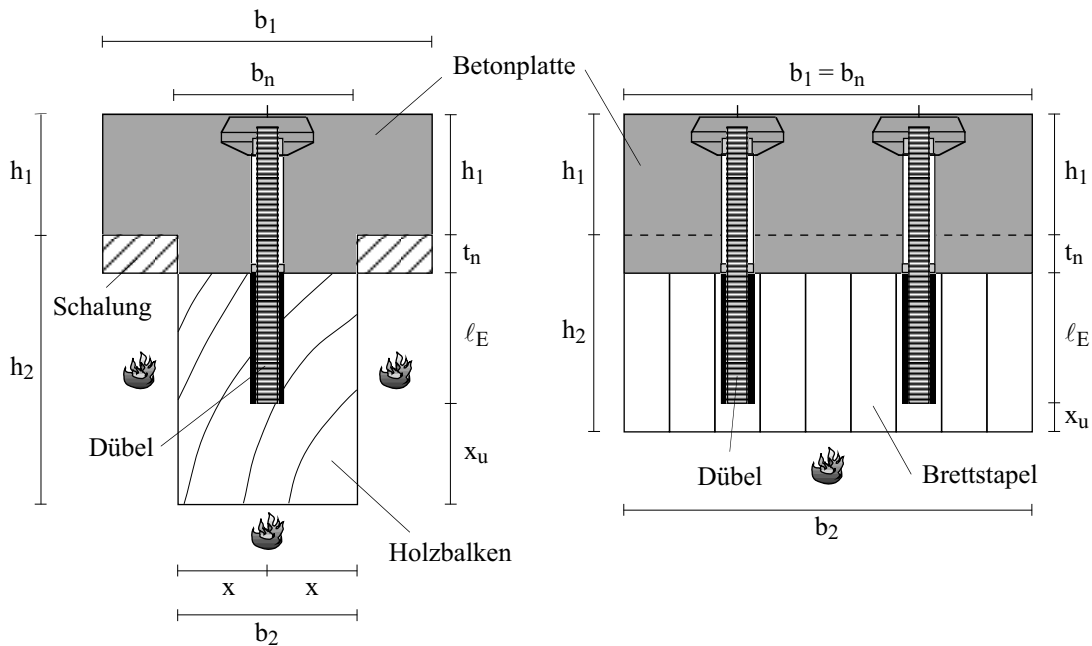


Bild 6.4 Definition des seitlichen Achsabstandes  $x$  und der unteren Holzüberdeckungen  $x_u$  der Verbindung mit Kerben und eingeleimten Dübeln

Der Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  berücksichtigt die temperaturbedingte reduzierte Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels und darf nach Tabelle 6.3 in Abhängigkeit der Holzüberdeckung  $x_u$  gemäss Bild 6.4 sowie der Brandzeit berechnet werden (vgl. Gleichungen 4.39 und 4.40). Der Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  gilt für die in der Regel verwendete Einleimlänge  $\ell_E = 80$  mm.

Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = \frac{t}{0.8 \cdot t + 16} \cdot x_u + 100 - t$	$x_u \leq 0.8 \cdot t + 16$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x_u \geq 0.8 \cdot t + 16$

Tabelle 6.3 Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels in Abhängigkeit der Holzüberdeckung  $x_u$  in mm und der Brandzeit  $t$  in Minuten für Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel

Für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen ist die temperaturbedingte Festigkeitsabnahme aus der seitlichen Brandeinwirkung im Kerben- sowie Dübelbereich zu berücksichtigen. Der charakteristische Tragwiderstand im Brandfall gegen lokale Holzstauung der Kerbenflanke sowie gegen Abscheren des Vorholzes darf unter Berücksichtigung des ideellen Restquerschnittes im Kerbenbereich gemäss Bild 4.17 wie folgt berechnet werden (vgl. Gleichungen 4.25 und 4.26):

$$F_{k,fi}(\text{Kerbe}) = f_{c,k} \cdot A_{k,fi} = f_{c,k} \cdot t_n \cdot \{b_n - 2 \cdot (\beta_{0,red} \cdot t + d_{red})\} \quad (6.11)$$

$$F_{k,fi}(\text{Vorholz}) = f_{a,k} \cdot A_{v,fi} = f_{a,k} \cdot \ell_v \cdot \{b_n - 2 \cdot (\beta_{0,red} \cdot t + d_{red})\} \quad (6.12)$$

$f_{c,k}$ : Charakteristische Druckfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$f_{a,k}$ : Charakteristische Scherfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$A_{k,fi}$ : Ideeller Restquerschnitt der Kerbenflanke gemäss Bild 4.17

$A_{v,fi}$ : Ideeller Restquerschnitt des Vorholzes gemäss Bild 4.17

Wegen der Schutzwirkung der seitlichen Holzschalung darf der ideale Restquerschnitt im Kerbenbereich unter Berücksichtigung einer im Vergleich zur ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] tieferen rechnerischen Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_{0,red}$  ermittelt werden. Vereinfacht darf angenommen werden:  $\beta_{0,red} = 0.60$  mm/Minuten (vgl. Abschnitt 4.6.2).

Modifikationsfaktor $k_{mod,fi}$	gültig für
$k_{mod,fi} = 0$	$x \leq 0.75 \cdot t$
$k_{mod,fi} = \frac{0.25 \cdot x - 0.188 \cdot t}{0.15 \cdot t + 11}$	$0.75 \cdot t \leq x \leq 0.9 \cdot t + 11$
$k_{mod,fi} = \frac{0.75 \cdot x - 0.625 \cdot t + 1.25}{0.2 \cdot t + 28}$	$0.9 \cdot t + 11 \leq x \leq 1.1 \cdot t + 39$
$k_{mod,fi} = 1.0$	$x \geq 1.1 \cdot t + 39$

*Tabelle 6.4 Modifikationsfaktor  $k_{mod,fi}$  zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels in Abhängigkeit des seitlichen Achsabstandes  $x$  in mm und der Brandzeit  $t$  in Minuten für Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen*

Der charakteristische Tragwiderstand des Dübels darf für die drei Versagenmodi (Modus 1 bis 3) gemäss Bild 4.5 wie folgt ermittelt werden (vgl. Gleichungen 4.20 bis 4.22):

$$F_{k,fi}(\text{Dübel}) = \ell_E \cdot d \cdot k_{mod,fi} \cdot f_{h,k} \quad \text{Modus 1} \quad (6.13)$$

$$F_{k,fi}(\text{Dübel}) = k_{mod,fi} \cdot f_{h,k} \cdot \ell_E \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{u,k}}{k_{mod,fi} \cdot f_{h,k} \cdot d \cdot \ell_E^2}} - 1 \right] \quad \text{Modus 2} \quad (6.14)$$

$$F_{k,fi}(\text{Dübel}) = 2 \cdot \sqrt{k_{mod,fi} \cdot f_{h,k} \cdot d \cdot M_{u,k}} \quad \text{Modus 3} \quad (6.15)$$

$f_{h,k}$ : Charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur

$M_{u,k}$ : Charakteristischer plastischer Biegezugwiderstand des Dübels bei Raumtemperatur

$k_{\text{mod,fi}}$ : Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes bei Brand  
 $k_{\text{mod,fi}} = f(x,t)$  nach Tabelle 6.4

Massgebend ist der geringste Wert. Der Modifikationsfaktor  $k_{\text{mod,fi}}$  berücksichtigt die temperaturbedingte reduzierte Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich des Dübels und darf nach Tabelle 6.4 in Abhängigkeit des seitlichen Achsabstandes  $x$  gemäss Bild 6.4 sowie der Brandzeit berechnet werden (vgl. Gleichungen 4.31 bis 4.34). Die Ansätze nach Tabelle 6.4 berücksichtigen den Einfluss der Wärmeüberlagerung von beiden Seiten. Der Einfluss des Wärmestroms von unten darf hingegen vernachlässigt werden, wenn die untere Holzüberdeckung  $x_u$  mindestens gleich grösser als der seitliche Achsabstand  $x$  ist (vgl. Abschnitt 4.6.3).

### 6.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen

#### 6.3.1 Einleitung

Das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall wurde mit Deckenversuchen ermittelt. Entsprechend den Abmessungen des Horizontalofens an der EMPA konnten 5.35 m lange und 2.9 m breite Decken geprüft werden. Insgesamt wurden 3 Brandversuche durchgeführt. Der erste Versuch erfolgte mit einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapel, die weiteren Versuche mit Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen. Die Tabelle 6.5 zeigt die Übersicht der durchgeführten Versuche und die wesentlichen Resultate. Detaillierte Informationen können dem Versuchsbericht [43] entnommen werden.

Versuchsbezeichnung	Bauweise	Verbundsystem	Feuerwiderstandsdauer $t_R$	Bruchversagen
SFS Verbunddecke	Balken	Verbundschrauben unter $\pm 45^\circ$	67 Minuten	Versagen der Verbundfuge
Hilti Verbunddecke	Balken	Kerben und eingeleimte Dübel	63 Minuten	Schubversagen in der BSH-Leimfugen
Brettstapel Verbunddecke	Brettstapel	Reibung bzw. Haftung	> 90 Minuten	Kein Versagen nach 90 Minuten Normbrand

Tabelle 6.5 Übersicht und wesentliche Resultate der durchgeführten Versuche mit Holz-Beton-Verbunddecken unter ISO-Normbrandeinwirkung

Die Berechnung der rechnerischen Feuerwiderstandsdauer für die untersuchten Holz-Beton-Verbunddecken erfolgte mit der im Abschnitt 6.2 vorgestellten Bemessungsmethode. Der Berechnung der Feuerwiderstandsdauer wurden die effektiven E-Moduln des Holzes und des Betons zugrunde gelegt [43]. Der Biege-E-Modul der Holzelemente wurde aus einem 4-Punkt-Biegeversuch nach EN 408 [26] bestimmt, während der E-Modul des Betons mit Hilfe von Zylinderprüfkörpern am Tag der Biegeversuche gemäss Norm SIA 162 [132] ermittelt wurde. Für die Verbunddecke mit Verbundschrauben wurde die Nachgiebigkeit der Verbundfuge mit dem Verschiebungsmodul  $K_{\text{ser}}$  bzw.  $K_u$  gemäss Gleichung 3.9 bzw. 3.10 berücksichtigt. Für die Verbunddecke mit Kerben und Dübeln wurde vereinfacht die Annahme eines starren Verbundes getroffen (vgl. Abschnitt 5.5.1).

### 6.3.2 Brettstapel Verbunddecke

Die Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapel bestand aus 95 vertikal nebeneinander angeordneten 30 mm dicken und 5350 mm langen rohen Seitenbrettern mit unterschiedlichen Höhen von 100 und 120 mm, welche durch Hartholzdübel ( $\varnothing=20$  mm, im Abstand von 330 mm) zusammengehalten wurden. Darüber wurde eine 80 mm (in den Fugen 100 mm) dicke, mit einer Netzbewehrung K283 ( $\varnothing=6$  mm, Maschenbreite 100 mm) armierte Platte betoniert (vgl. Bild 6.5). Die Abmessungen der Holz-Beton-Verbunddecke ergaben sich aus der Kaltbemessung für ein Bürogebäude mit einer Deckenspannweite von 6.5 m. Die Schubübertragung zwischen Beton und Holz erfolgte nur durch Reibung bzw. Haftung zwischen den Seitenbrettern mit unterschiedlichen Höhen. Es wurden keine Verbindungsmittel angeordnet.

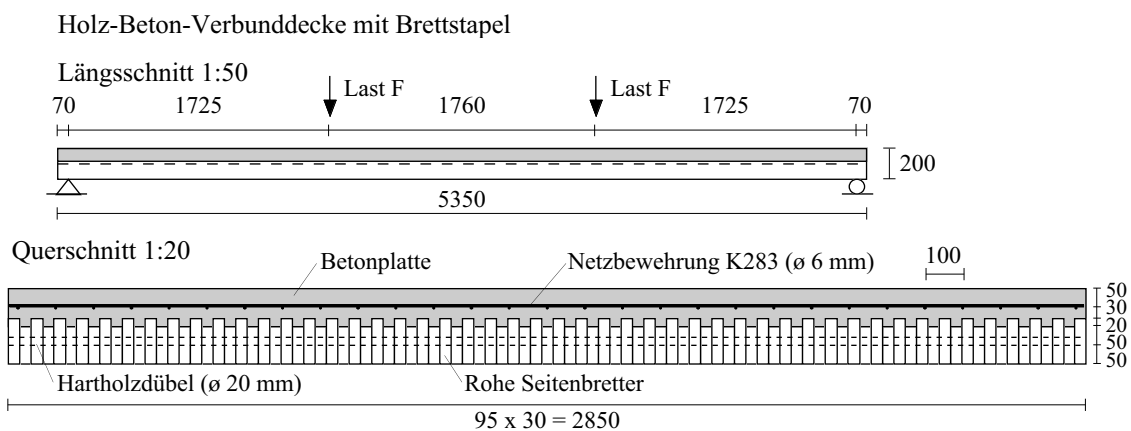


Bild 6.5 Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapel

Die Holz-Beton-Verbunddecke wurde ca. in den Drittelpunkten “linienförmig” (4 Einzellasten) belastet. Die Spannweite zwischen den Auflagern betrug 5.21 m. Es wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung  $F_{\text{fire}}$  von 29 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross ist wie dasjenige in der Mitte der Decke von 6.5 m Spannweite mit  $1.5 \text{ kN/m}^2$  Auflasten und für den Brandfall auf 30% reduzierten Nutzlasten ( $q_N = 0.3 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$ ). Die Gebrauchbelastung  $F_{\text{service}}$  von 47 kN wurde analog festgelegt wie  $F_{\text{fire}}$  aber mit 100% Nutzlasten.

Einen Tag vor dem Brandversuch wurde die Holz-Beton-Verbunddecke mehrmals mit  $F_{\text{service}}$  belastet, mit dem Ziel die Mess- und Belastungseinrichtung zu testen, sowie die Steifigkeit der Verbunddecke unter Gebrauchslast zu kontrollieren. Der Brandversuch dauerte 90 Minuten, die Vorbelastung mit der gewählten Last  $F_{\text{fire}}$  wurde jedoch schon etwa eine Stunde vor dem Beginn des Brandversuches aufgebracht. Die Deckenunterseite entflammte nach ca. 3 Minuten. Während der ganzen Versuchszeit wurden keine Rauchaustritte sichtbar und wenig Holzkohle fiel herunter. Nach 90 Min. ISO-Normbrand wurde auf der Oberfläche der Betonplatte noch die Raumtemperatur gemessen. Nach Beendigung des Brandversuches wurde die Verbunddecke entlastet, der Versuchsrahmen wurde vom Ofen abgehoben und aus der Brandhalle auf den Vorplatz transportiert. Anschliessend wurde die Verbunddecke bis zum max. Kolbenweg der hydraulischen Pressen noch fast zu  $F_{\text{max}} \approx 80 \text{ kN}$  ( $F_{\text{max}} \approx 2.8 \cdot F_{\text{fire}}$ ;  $F_{\text{max}} \approx 1.7 \cdot F_{\text{service}}$ ) belastet,

ohne dass die Decke versagte. Nach dem Versuch konnten jedoch kleine Biegerisse in einigen Holzbrettern beobachtet werden. Aus dem Brand- und Traglastversuch lässt sich zudem folgendes feststellen:

- die mittlere Abbrandgeschwindigkeit betrug ca. 0.72 mm/Min. und stimmt mit den Resultaten aus den kleinen Brandversuchen gut überein. Trotz der unvermeidbaren Spalten von einigen mm zwischen den rohen Seitenbrettern, wurde keine erhöhte Abbrandgeschwindigkeit in den Fugen infolge inneren Abbrandes der Querschnitte festgestellt, der Restquerschnitt wies einen nahezu gleichmässigen Abbrand analog zu einer Massivplatte auf.
- während des Brandversuches wurde keine signifikante Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holz und Beton beobachtet, d.h. es wurde kein temperaturbedingter Steifigkeitsverlust während der Branddauer festgestellt. Nach 90 Min. ISO-Normbrand wies ca. ein Drittel des Holzquerschnittes noch eine Temperatur kleiner als 100°C, in der Verbundfuge wurde eine Temperatur von ca. 50°C gemessen. Der Deckenversuch bestätigt somit weitgehend das erwartete günstige Brandverhalten der Verbundfuge für Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen.
- während des Traglastversuches wurde auch keine signifikante relative Verschiebung zwischen Holzbalken und Betonlatte beobachtet, d.h. die Verbundfuge verhielt sich nahezu starr. Die Verbunddecke zeigte ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum max. Kolbenweg der hydraulischen Pressen.

Die Tabelle 6.6 zeigt den rechnerischen Biegezugnachweis des Holzquerschnittes gemäss Gleichung 6.3 nach 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung sowie die rechnerische Bruchlast  $F_R$  für den Traglastversuch. Das Bild 6.6 vergleicht die berechnete und gemessene Mittendurchbiegung für den Brandversuch und den durchgeführten Traglastversuch am Endes des Brandversuches. Der Berechnung wurden die gemessene mittlere Abbrandgeschwindigkeit von ca. 0.72 mm/Min und die in der Tabelle 5.2 aufgeführten charakteristischen Festigkeitskennwerte des Holzes gemäss Swisscode 5 [137] zugrunde gelegt. Aufgrund der gemessenen Holzeigenschaften (statischer Biege-E-Modul, Rohdichte, Ultraschallgeschwindigkeit) wurde normales Vollholz der Festigkeitsklasse FK II angenommen.

Brandversuch	Resttraglastversuch			
$\frac{\sigma_{2,N}}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}}$	$F_{max}$ [kN]	$F_R$ [kN]	$F_R/F_{max}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N}}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}}$
0.44	≈ 80	78	0.98	1.0

Tabelle 6.6 Rechnerischer Biegezugnachweis des Holzquerschnittes nach 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung sowie rechnerische Bruchlast  $F_R$  für den durchgeführten Resttraglastversuch am Endes des Brandversuches

Aus dem Bild und der Tabelle lässt sich folgendes feststellen:

- der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit der Verbunddecke nach 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung ist weitgehend erfüllt. Dies bestätigt die mit dem Trag-

lastversuch beobachtete grosse Tragreserve der Verbunddecke. Die rechnerische Feuerwiderstandsdauer beträgt 119 Minuten. Unter Berücksichtigung des gemessenen Durchbiegung-Zeitdiagramms darf eine effektive Feuerwiderstandsdauer für die Verbunddecke von ca. 125 Minuten abgeschätzt werden.

- die Modellberechnung liefert im Vergleich mit der während des Brandversuches gemessenen Durchbiegung geringere Verformungen. Zu beachten ist jedoch, dass die Modellberechnung den Einfluss von thermischen Dehnungen der Verbunddecke nicht berücksichtigt. Dieser Einfluss wird im Abschnitt 6.4 näher diskutiert.
- für den Traglastversuch stimmen die rechnerische Bruchlast sowie die berechnete Durchbiegung mit den Versuchsergebnissen gut überein.

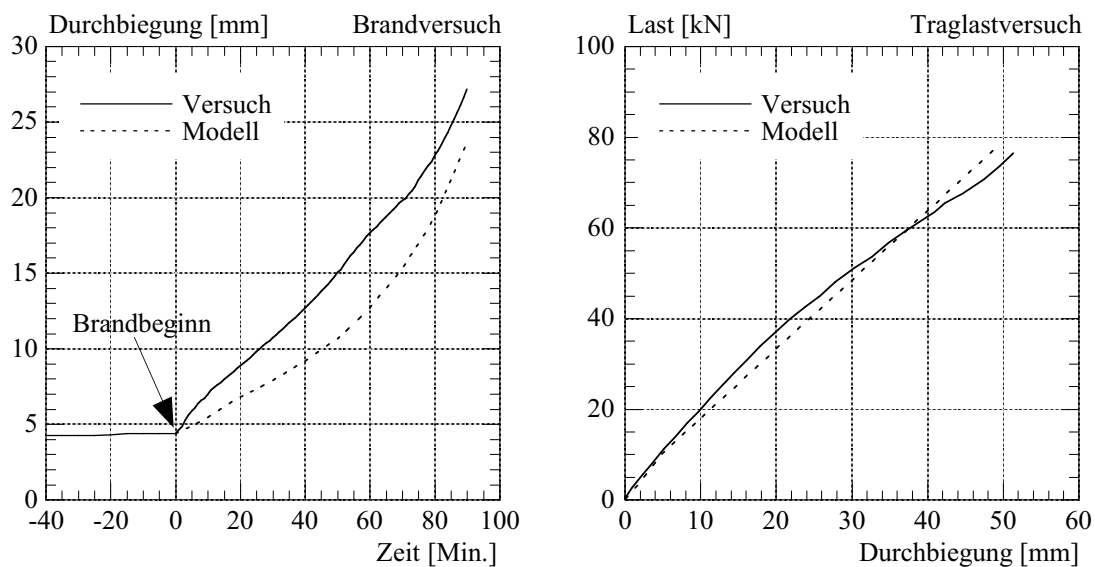


Bild 6.6 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für den Brandversuch (links) und den Resttraglastversuch (rechts)

Der Deckenversuch bestätigt weitgehend das erwartete günstige Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen. Die Betonplatte und die Verbundfuge sind durch den 100 mm dicken Brettstapel für eine Branddauer von 90 Minuten vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt. Eine geringere Dicke des Brettstapels ist für kürzere Branddauer ohne weiteres möglich, sie kommt jedoch aus konstruktiven bzw. statischen Gründen kaum in Frage.

Die Modellberechnung bestätigt, dass der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken mit Brettstapel unter ISO-Normbrand mit der vorgestellten Bemessungsmethode durchgeführt werden darf. Der Berechnung darf eine über die Deckenbreite gleichmässige Abbrandgeschwindigkeit zugrunde gelegt werden. Gemäss ENV 1995-1-2, SIA Dokumentation 83 und Swisocode 5 gilt für Brettstapel eine rechnerische Abbrandgeschwindigkeit von 0.8 mm/Min. Die durchgeführten Brandversuche sowie die Modellberechnungen zeigen jedoch, dass für Brettstapeldecken sogar eine tiefere rechnerische Abbrandgeschwindigkeit von ca. 0.7 mm/Min. angenommen werden darf.



### 6.3.3 Hilti Verbunddecke

Die Hilti Holz-Beton-Verbunddecke bestand aus vier 180 mm breiten, 240 mm hohen und 5350 mm langen BSH-Balken im Abstand von 700 mm und einer 80 mm (in den Kerben 100 mm) dicken, mit einer Netzbewehrung K283 ( $\phi=6$  mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte (vgl. Bild 6.7). Der Querschnitt der BSH-Balken bestand aus insgesamt sechs 40 mm dicken Lamellen. Die Schubübertragung zwischen Beton und Holz erfolgte durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimten Dübel (vgl. Kapitel 4), welche im Abstand von 450 mm angeordnet wurden. Die Abmessungen der Verbunddecke ergaben sich aus der Kaltbemessung für ein Bürogebäude mit einer Deckenspannweite von 7.0 m.

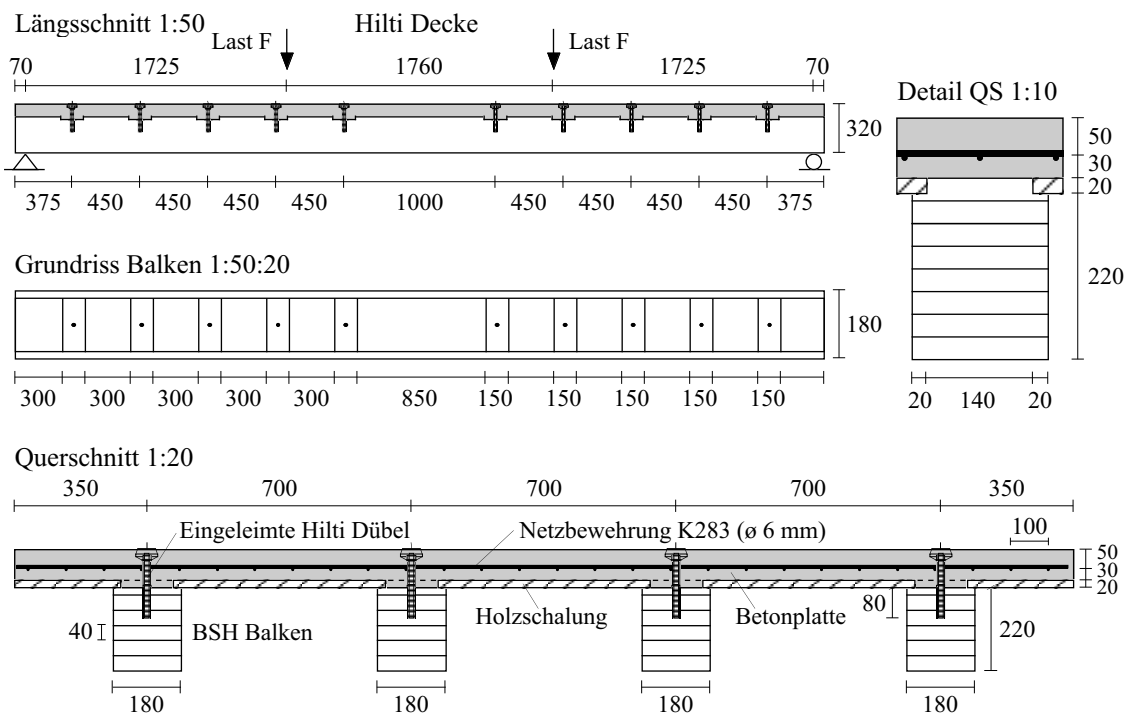


Bild 6.7 Holz-Beton-Verbunddecken mit Kerben und eingeleimten Dübeln

Die Holz-Beton-Verbunddecke wurde ca. in den Drittelpunkten "linienförmig" (4 Einzellasten) belastet. Die Spannweite zwischen den Auflagern betrug 5.21 m. Es wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung  $F_{\text{fire}}$  von 40 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross wie dasjenige in der Mitte der Decke von 7.0 m Spannweite mit  $1.5 \text{ kN/m}^2$  Auflasten und für den Brandfall auf 50% reduzierten Nutzlasten ( $q_N = 0.5 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$ ) ist. Die Gebrauchbelastung  $F_{\text{service}}$  von 55 kN wurde analog festgelegt wie  $F_{\text{fire}}$  aber mit 100% Nutzlasten. Einen Tag vor dem Brandversuch wurde die Holz-Beton-Verbunddecke mehrmals mit  $F_{\text{service}}$  belastet, mit dem Ziel die Mess- und Belastungseinrichtung zu testen sowie die Steifigkeit der Verbunddecke unter Gebrauchslast zu kontrollieren. Der Brandversuch dauerte 63 Minuten, die Vorbelastung mit der gewählten Last  $F_{\text{fire}}$  wurde jedoch schon etwa eine halbe Stunde vor dem Beginn des Brandversuches aufgebracht. Die Deckenuntersicht entflammte nach ca. 3 Minuten. Auf der Oberfläche der Betonplatte konnten

in den letzten Minuten des Brandversuches Wasseraustritte aus feinen Rissen beobachtet werden. Während der ganzen Versuchszeit wurden keine Rauchaustritte sichtbar. Aus dem Brandversuch lässt sich zudem folgendes feststellen:

- die mittlere Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_s$  (von der Seite) betrug 0.72 mm/Min. und stimmt mit den Resultaten aus den kleinen Brandversuchen gut überein. Die mittlere Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  (von unten) betrug hingegen 0.82 mm/Min. Der Ofen verfügt über je zwei in den Querwänden des Ofens integrierten Beobachtungsfenster. Während des Brandversuches konnten durch die Beobachtungsfenster ungleiche Strömungsverhältnisse (Brandturbulenzen) um die BSH-Balken beobachtet werden, welche auf eine ungleiche Beanspruchung der dreiseitig beanspruchten Balken im grossen Horizontalofen hinweisen und damit die etwas höhere Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_u$  erklären dürften.
- während des Brandversuches wurde keine signifikante Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holzbalken und Betonlatte beobachtet, d.h. es wurde kein temperaturbedingter Steifigkeitsverlust während der Branddauer festgestellt. Nach dem Brandversuch wurden alle Kerbenbereiche untersucht. Wegen der Schutzwirkung der seitlichen Holzschalung waren die Kerbenflanken weitgehend noch intakt. Die eingeleimten Dübel, welche in der Mitte der Holzbalken angeordnet wurden, wurden ebenfalls durch die Holzüberdeckung vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt. Die gemessene mittlere Leimtemperatur am Ende des Brandversuches betrug nur 33 °C. Der Deckenversuch bestätigt somit weitgehend das erwartete Brandverhalten der Verbundfuge aus den Scherversuchen.
- das erste Stück der 20 mm dicken Holzschalung fiel nach ca. 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung vorhanden und noch nicht vollständig abgebrannt, was auf eine sehr geringe Abbrandrate und damit auf eine günstige Temperaturschutzwirkung der Betonplatte hinweist.
- der Brandversuch wurde nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen, als der BSH-Balken 3 auf der Seite des beweglichen Lagers auf Längsschub versagte, so dass die Belastung  $F_{fire}$  nicht mehr getragen werden konnte. Der Schubbruch erfolgte in der Leimfuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle des BSH-Balkens. Zu beachten ist, dass der Balken wegen ungünstigen Brandturbulenzen seitlich im oberen Teil des Querschnittes stärker abgebrannt war. Bei der Bruchstelle wurde eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit  $\beta_s$  (von der Seite) von 1.07 mm/Min. gemessen.

Feuerwiderstandsdauer			Biegezugnachweis	Schubnachweis	Verbundfuge
$t_{R,Versuch}$ [Min.]	$t_{R,Modell}$ [Min.]	$t_{R,Modell}/t_{R,Versuch}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N,fi}}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M,fi}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}}$	$\frac{\tau_{2,fi}}{k_{fi} \cdot f_{v,k}}$	$\frac{T_{fi}}{T_{R,fi}}$
63	69	1.09	0.84	1.0	0.58

Tabelle 6.7 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Feuerwiderstandsdauer für den Deckenversuch mit Kerben und Dübeln

Die Tabelle 6.7 vergleicht die rechnerische Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  mit dem Versuchsergebnis  $t_{\text{Versuch}}$ . In der Tabelle wird auch der rechnerische Nachweis des Holzquerschnittes auf Biegezug gemäss Gleichung 6.3 und Schub gemäss Gleichung 6.4 sowie der Verbundfuge gemäss Abschnitt 6.2.6 angegeben. Daraus erkennt man, welche Komponente beim Nachweis der Tragfähigkeit massgebend ist. Die Berechnung des ideellen Restquerschnittes erfolgte unter Berücksichtigung der gemessenen mittleren Abbrandgeschwindigkeiten. Um das beobachtete ungleichmässige Brandverhalten zu erfassen, wurde der Holzquerschnitt vereinfacht in 4 Teile gemäss Bild 6.8 unterteilt. Der Schubnachweis wird in der Mitte des Teils C (vgl. Bild 6.8) durchgeführt, d.h. in der Leimfuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle der BSH-Balken.

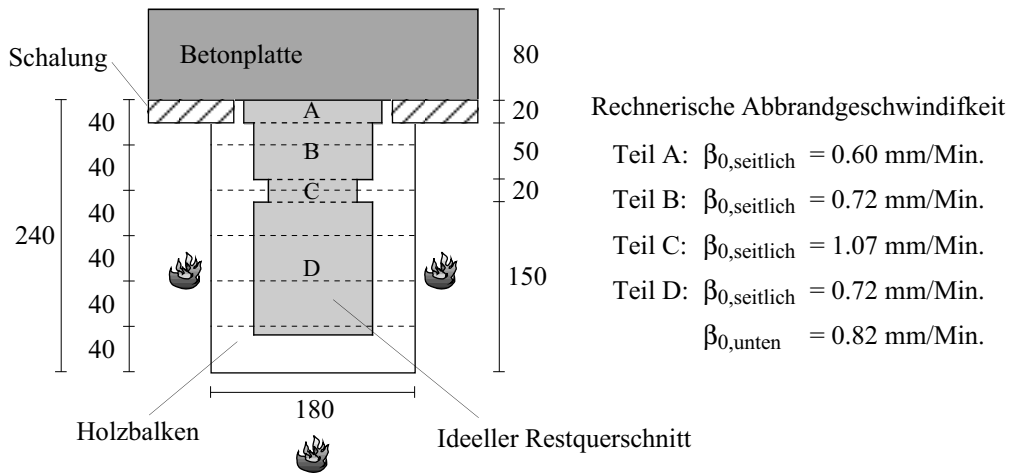


Bild 6.8 Bestimmung des ideellen Restquerschnittes

Der Berechnung der Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  wurden die in der Tabelle 6.8 aufgeführten charakteristischen Festigkeitskennwerte des Holzes gemäss Swisscode 5 [137] zugrunde gelegt. Aufgrund der gemessenen Holzeigenschaften (statischer Biege-E-Modul, Rohdichte, Ultraschall) wurde normales BSH der Festigkeitsklasse 24f angenommen.

Holzart	Festigkeitsklasse	$f_{m,k} [\text{N/mm}^2]$	$f_{t,k} [\text{N/mm}^2]$	$f_{c,k} [\text{N/mm}^2]$	$f_{v,k} [\text{N/mm}^2]$
BSH-Balken	24f hom.	24	18	24	2.7

Tabelle 6.8 Angenommene charakteristische Festigkeitskennwerte des Holzes für die Modellberechnung der Deckenversuche mit BSH-Balken

Aus der Tabelle 6.7 erkennt man, dass das im Brandversuch beobachtete massgebende Bruchverhalten vom Berechnungsmodell richtig prognostiziert wird. Das Verhältnis  $t_R/t_{\text{Versuch}}$  beträgt 1.09, d.h. die rechnerische Feuerwiderstandsdauer wird vom Berechnungsmodell etwas überschätzt, die Abweichung liegt jedoch im Bereich der Streuung der Materialeigenschaften. Zudem ist folgendes zu beachten:

- dem Nachweis der Schubtragfähigkeit des Restquerschnittes wurde die Schubfestigkeit des Holzes zugrunde gelegt. Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von schubbeanspruchten BSH-Leimfugen bei hohen Temperaturen [107] haben aufgezeigt, dass sich der für die Erstellung der BSH-Balken verwendete Klebstoff (1-K-Po-

lyurethan-Klebstoff Balcotan 107 TR der Firma Forbo, Schönenwerd) bei hohen Temperaturen schlechter verhält als der Holzquerschnitt (vgl. Abschnitt 6.5).

- die bei der Bruchstelle gemessene Breite des Restquerschnittes betrug nur 45 mm. In diesem Bereich ist somit mit einer nicht vernachlässigbaren Wärmeüberlagerung von beiden Seiten zu rechnen ist (vgl. Abschnitt 2.4).

Vereinfacht dürfen die oben erwähnten Einflüsse mit einer Vergrößerung des Faktors  $d_{red}$  bei der Ermittlung des ideellen Restquerschnittes (vgl. Bild 6.1) erfasst werden. Die Tabelle 6.9 vergleicht die rechnerische Feuerwiderstandsdauer mit dem Versuchsergebnis, wobei der Berechnung unterschiedliche Werte  $d_{red}$  zugrunde gelegt wurden.

$d_{red}$ [mm]	Feuerwiderstandsdauer			Biegezugnachweis	Schubnachweis	Verbundfuge
	$t_{R,Versuch}$ [Min.]	$t_{R,Modell}$ [Min.]	$t_{R,Modell}/t_{R,Versuch}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N,fi}}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M,fi}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}}$	$\frac{\tau_{2,fi}}{k_{fi} \cdot f_{v,k}}$	$\frac{T_{fi}}{T_{R,fi}}$
7	63	69	1.09	0.84	1.0	0.58
10	63	66	1.05	0.79	1.0	0.55
13	63	63	1.00	0.73	1.0	0.52

Tabelle 6.9 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Feuerwiderstandsdauer für unterschiedliche Werte  $d_{red}$

Aus der Tabelle zeigt sich deutlich der grosse Einfluss des Faktors  $d_{red}$  auf die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer. Mit einer Vergrößerung um 6 mm stimmt die rechnerische Feuerwiderstandsdauer mit dem Versuchsergebnis genau überein.

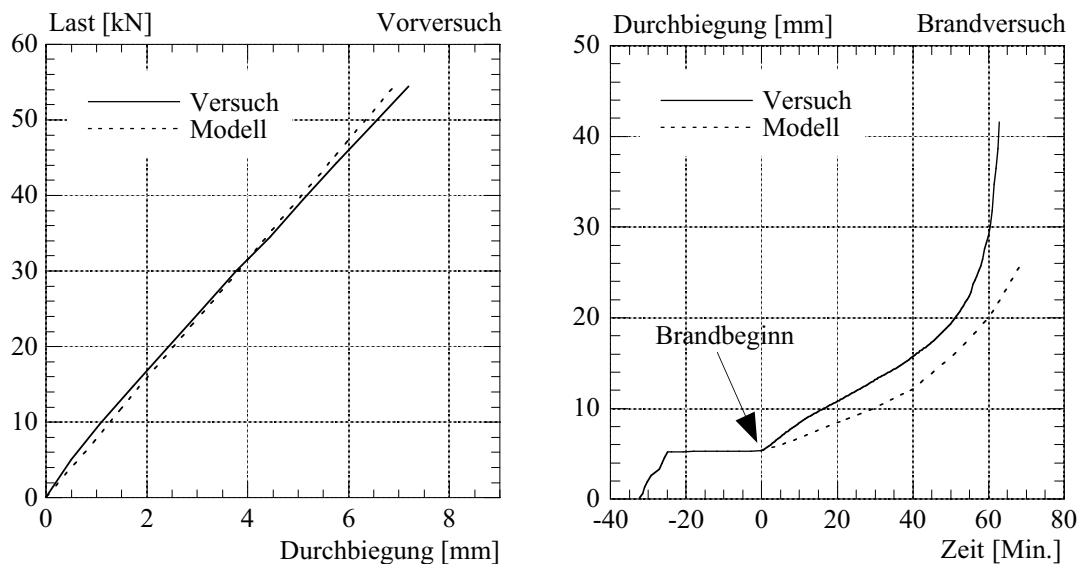


Bild 6.9 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für den Vorversuch bei Raumtemperatur (links) und den Brandversuch (rechts)

Das Bild 6.9 vergleicht die berechnete und gemessene Mittendurchbiegung für den bei Raumtemperatur durchgeführten Vorversuch und den Brandversuch. Für den Vorversuch

stimmt die berechnete und gemessene Durchbiegung gut überein und bestätigt somit die angenommenen E-Moduln des Holzes und des Betons bei Raumtemperatur. Zudem zeigt es sich, dass die rechnerische Steifigkeit der Verbunddecke mit Kerben und Dübeln vereinfacht unter Annahme eines starren Verbundes berechnet werden darf (vgl. Abschnitt 5.5.4). Die Modellberechnung liefert hingegen im Vergleich mit der während des Brandversuches gemessenen Durchbiegung geringere Verformungen. Auch für diesen Fall ist zu beachten, dass die Modellberechnung den Einfluss von thermischen Dehnungen der Verbunddecke nicht berücksichtigt. Dieser Einfluss wird im Abschnitt 6.4 näher diskutiert.

### 6.3.4 SFS Verbunddecke

Die SFS Holz-Beton-Verbunddecke bestand aus vier 180 mm breiten, 240 mm hohen und 5350 mm langen BSH-Balken im Abstand von 700 mm und einer 80 mm (in den Kerben 100 mm) dicken, mit einer Netzbewehrung K283 ( $\phi=6$  mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte (vgl. Bild 6.10).

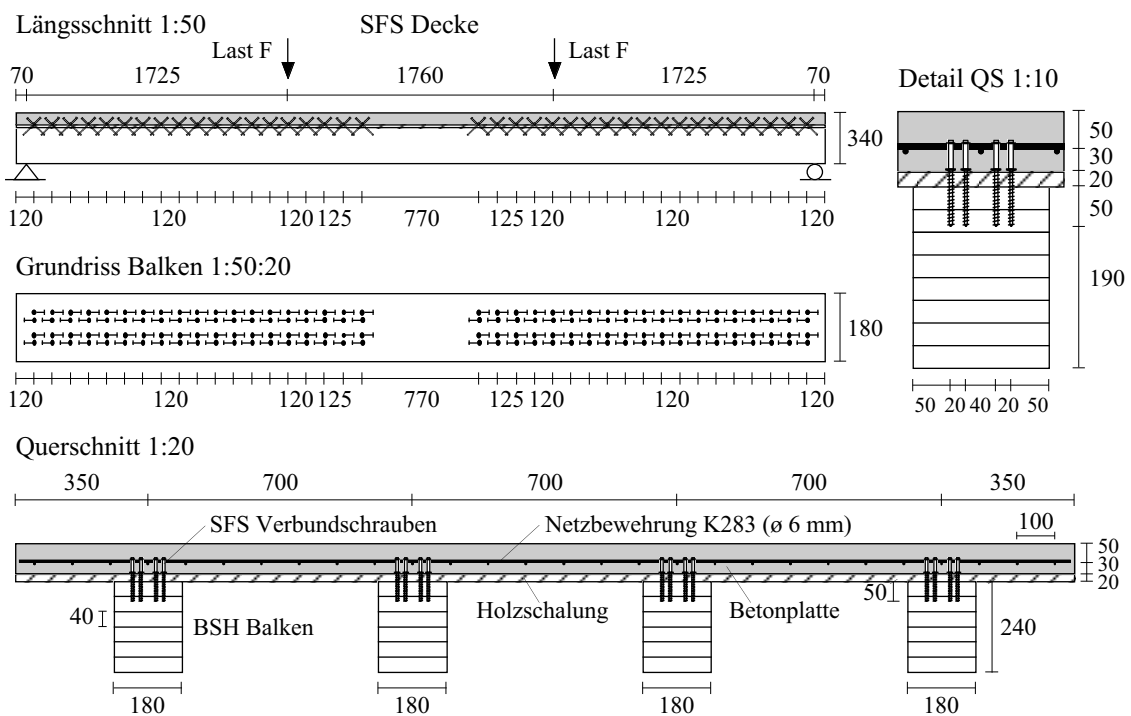


Bild 6.10 Holz-Beton-Verbunddecken mit Kerben und eingeleimten Dübeln

Der Querschnitt der BSH-Balken bestand aus insgesamt sechs 40 mm dicken Lamellen. Die Schubübertragung zwischen Beton und Holz erfolgte durch unter 45° geneigte, gekreuzte SFS Verbundschrauben, welche im Abstand von 120 mm eingedreht wurden. Die Verbundschrauben wurden ohne Vorbohrung durch die 20 mm dicke durchgehende Holzschalung geschraubt. Pro BSH-Balken wurden insgesamt 4 Reihen Verbundschrauben angeordnet. Die in einer Ebene liegenden Verbundschrauben waren gleichgerichtet. Die seitliche Holzüberdeckung betrug 50 mm.

Die Abmessungen der Verbunddecke ergaben sich aus der Kaltbemessung für ein Bürogebäude mit einer Deckenspannweite von 7.0 m. Die Verbunddecke wurde ca. in den Drittelpunkten “linienförmig” (4 Einzellasten) belastet. Die Spannweite zwischen den Auflagern betrug 5.21 m. Es wurden zwei Belastungsniveaus analog zu der Hilti Verbunddecke untersucht. Einen Tag vor dem Brandversuch wurde die Verbunddecke mehrmals mit  $F_{\text{service}}$  belastet, mit dem Ziel die Mess- und Belastungseinrichtung zu testen sowie die Steifigkeit der Verbunddecke unter Gebrauchslast zu kontrollieren. Die berechneten und gemessenen Verformungen für den durchgeführten Vorversuch stimmen gut überein und bestätigen somit die angenommenen E-Moduln des Holzes bzw. des Betons und den Verschiebungsmodul bei Raumtemperatur (vgl. Bild 6.11).

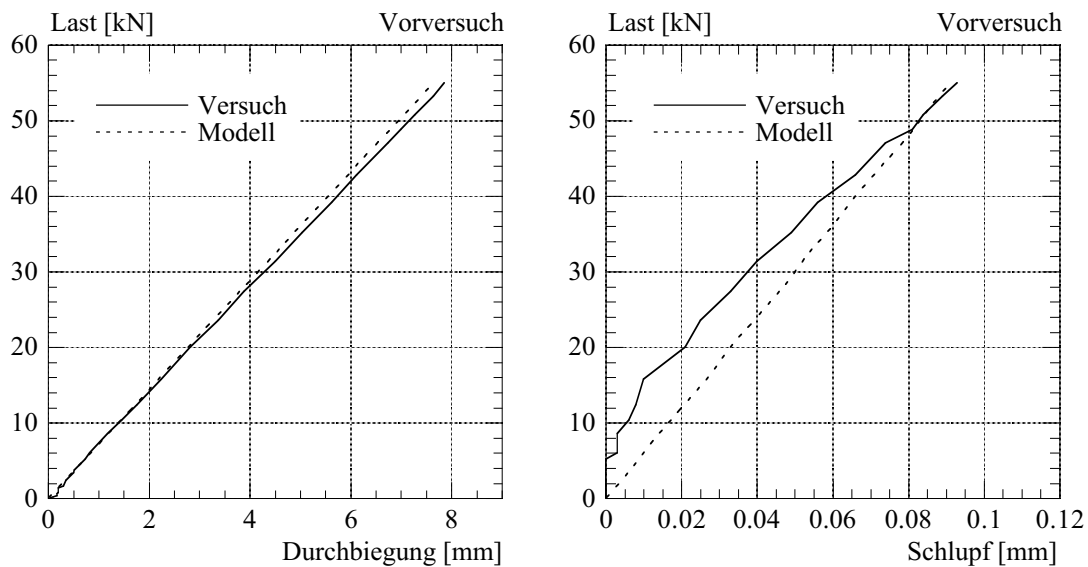


Bild 6.11 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung (links) und relativer Verschiebung (rechts) für den Vorversuch

Der Brandversuch dauerte 70 Minuten, die Vorbelastung mit der gewählten Last  $F_{\text{fire}}$  wurde jedoch schon etwa eine halbe Stunde vor dem Beginn des Brandversuches aufgebracht. Die Deckenunterseite entflamte nach ca. 3 Minuten. Auf der Oberfläche der Betonplatte konnten in den letzten Minuten des Brandversuches Wasseraustritte aus feinen Rissen beobachtet werden. Während der ganzen Versuchszeit wurden keine Rauchaustritte sichtbar. Aus dem Brandversuch lässt sich zudem folgendes feststellen:

- die mittleren Abbrandgeschwindigkeiten  $\beta_s$  (von der Seite) und  $\beta_u$  (von unten) betragen 0.67 bzw. 0.71 mm/Min. und stimmen mit den Resultaten aus den kleinen Brandversuchen gut überein. Im Vergleich mit dem Hilti Deckenversuch wurden während des Brandversuches durch die Beobachtungsfenster keine signifikante Strömungsverhältnisse (Brandturbulenzen) um die BSH-Balken beobachtet.
- während in den ersten 45 Minuten keine signifikante Zunahme der relativen Verschiebungen zwischen Holzbalken und Betonplatte beobachtet wurde, nahmen danach die gemessenen relativen Verschiebungen am Ende der Balken stark zu. Der beobachtete Steifigkeitsverlust des Verbundsystem mit Verbundschrauben ist auf die temperatur-

bedingte Abnahme der Holzsteifigkeit in der Nähe der äusseren Verbundschrauben zurückzuführen, welche nur 5 cm Holzüberdeckung aufwiesen. Das aus den Scherversuchen erwartete Brandverhalten der Verbundfuge mit Verbundschrauben wurde durch den Deckenversuch somit weitgehend bestätigt.

- das erste Stück der 20 mm dicken Holzschalung fiel nach ca. 47 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter. In den letzten 20 Minuten fielen weitere Stücke der Holzschalung herunter und es konnten Abplatzungen der Betonplatte beobachtet werden. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung heruntergefallen. Die Netzbewehrung wurde in mehreren Punkten infolge der Abplatzungen sichtbar.
- der Brandversuch wurde nach 70 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen. Die äussere Belastung konnte aber nach 67 Minuten nicht mehr getragen werden, als beim BSH-Balken 3 auf der Seite des beweglichen Lagers die Verbundfuge versagte. In den letzten 3 Minuten versagten dann auch die weiteren BSH-Balken. Nach Entfernen der Holzkohle zeigte sich, dass die äusseren Verbundschrauben beim Balken 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers nahezu vollständig freigebrannt waren.

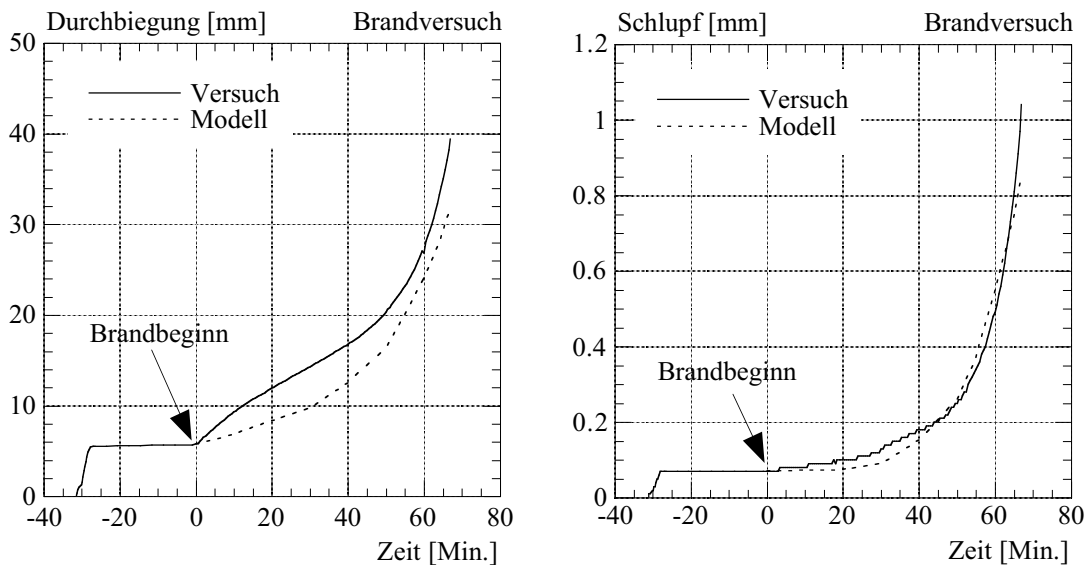


Bild 6.12 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung (links) und relativer Verschiebung (rechts) für den Brandversuch

Das Bild 6.12 vergleicht die berechneten und gemessenen Verformungen für den durchgeführten Brandversuch. Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

- das Berechnungsmodell unterschätzt die während des Brandversuches gemessene Durchbiegung. Auch für den SFS Deckenversuch gelten jedoch die gleichen Bemerkungen wie für den Hilti Deckenversuch.
- die berechnete und gemessene relative Verschiebung stimmt gut überein und bestätigt somit weitgehend die für die Verbundfuge mit Verbundschrauben angenommene temperaturbedingte Abnahme des Verschiebungsmoduls gemäss Tabelle 6.1.

Die Tabelle 6.10 vergleicht die rechnerische Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  mit dem Versuchsergebnis  $t_{\text{Versuch}}$ . In der Tabelle wird auch der rechnerische Nachweis des Holzquerschnittes auf Biegezug gemäss Gleichung 6.3 und Schub gemäss Gleichung 6.4 sowie der Verbundfuge gemäss Abschnitt 6.2.5 angegeben. Daraus erkennt man, welche Komponente beim Nachweis der Tragfähigkeit massgebend ist. Die Berechnung des ideellen Restquerschnittes erfolgte unter Berücksichtigung der gemessenen mittleren Abbrandgeschwindigkeiten. Der Berechnung der Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  wurden die in der Tabelle 6.8 aufgeführten charakteristischen Festigkeitskennwerte des Holzes gemäss Swisscode 5 [137] zugrunde gelegt. Aufgrund der gemessenen Holzeigenschaften (statischer Biege-E-Modul, Rohdichte, Ultraschall) wurde normales BSH der Festigkeitsklasse 24f angenommen.

Feuerwiderstandsdauer			Biegezugnachweis	Schubnachweis	Verbundfuge
$t_{R,\text{Versuch}}$ [Min.]	$t_{R,\text{Modell}}$ [Min.]	$t_{R,\text{Modell}}/t_{R,\text{Versuch}}$ [-]	$\frac{\sigma_{2,N,fi}}{k_{fi} \cdot f_{t,k}} + \frac{\sigma_{2,M,fi}}{k_{fi} \cdot f_{m,k}}$	$\frac{\tau_{2,fi}}{k_{fi} \cdot f_{v,k}}$	$\frac{T_{fi}}{T_{R,fi}}$
67	65	0.97	0.75	0.36	1.0

*Tabelle 6.10 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Feuerwiderstandsdauer für den Deckenversuch mit Verbundschrauben*

Aus der Tabelle 6.10 erkennt man, dass das im Brandversuch beobachtete massgebende Bruchverhalten vom Berechnungsmodell richtig prognostiziert wird. Das Verhältnis  $t_R/t_{\text{Versuch}}$  beträgt 0.97, d.h. die rechnerische Feuerwiderstandsdauer wird vom Berechnungsmodell leicht unterschätzt, die Abweichung ist jedoch sehr gering. Die gute Übereinstimmung zwischen Modellberechnung und Versuchsergebnis bestätigt somit weitgehend die für die Verbundfuge mit Verbundschrauben angenommene temperaturbedingte Abnahme des Tragwiderstandes gemäss Tabelle 6.2.

## 6.4 Einfluss von thermischen Dehnungen und Eigenspannungen

### 6.4.1 Problemstellung

Die Temperaturverteilung im Verbundquerschnitt während des Brandes ist durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet (vgl. Abschnitt 2.4). Es stellt sich somit die Frage, ob dieser Temperaturgradient zu thermischen Dehnungen bzw. thermischen Eigenspannungen führen kann, welche, je nach Lagerungsbedingungen, geometrischen Querschnittsabmessungen und Verlauf der Brandtemperatur, das Brandverhalten günstig oder ungünstig beeinflussen können. Im folgenden wird dieser Einfluss mit Hilfe eines vereinfachten Berechnungsmodells näher untersucht.

### 6.4.2 Vereinfachtes Berechnungsmodell

Der Einfluss von thermischen Dehnungen und Eigenspannungen auf das Brandverhalten von Verbundbauteilen darf mit folgendem vereinfachtem Berechnungsmodell untersucht werden.



Dem Berechnungsmodell werden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- linear elastisches Materialverhalten (Gültigkeit des Hook'schen Gesetzes)
- Ebenbleiben des Verbundquerschnittes (Hypothese von Bernoulli-Navier)
- statisch bestimmtes System (einfacher Balken): keine Dehnbehinderung bei den Auflagern, d.h. die Temperaturbeanspruchung erzeugt keine Auflagerkräfte
- gleich grosse Temperaturbeanspruchung über die ganze Trägerlänge, d.h. die Temperaturverteilung ist in jedem Querschnitt gleich gross

Das vereinfachte Berechnungsmodell wird am Beispiel der Verbunddecke aus Brettstapel vorgestellt, welche dem ISO-Normbrandeinwirkung an der Unterseite ausgesetzt wird. Als Gedankenmodell wird der Verbundquerschnitt in  $n$  diskrete, in Längsrichtung frei dehbare Lamellen unterteilt (vgl. Bild 6.13). Jeder Lamelle  $i$  wird in Abhängigkeit der Brandzeit  $t$  die wirkende Temperatur  $\Theta_i(t)$  und deren Materialgesetz zugeordnet. Die Temperaturen, die Materialeigenschaften, Dehnungen und Spannungen des Holzes und des Betons werden im Schwerpunkt jeder Lamelle angesetzt. Die Materialeigenschaften und damit die Querschnittswerte ändern sich für jeden Zeitpunkt in Abhängigkeit des sich verändernden Temperaturgradienten. Das Hochtemperaturkriechen ist in den Materialgesetzen näherungsweise berücksichtigt. Eine ähnliche Methode hat Borgogno [10] zur Untersuchung des Tragverhaltens von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten im Brandfall angewandt.

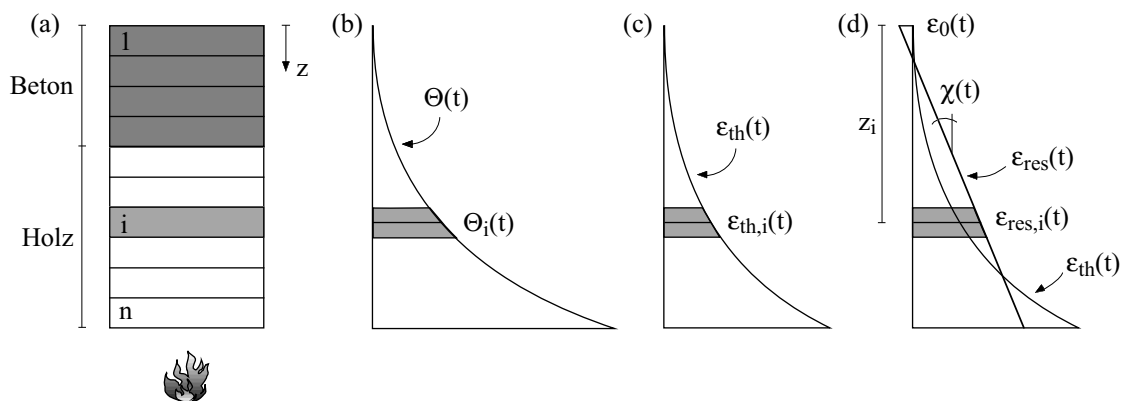


Bild 6.13 Berechnungsmodell (Fasermodell) für die Verbunddecke aus Brettstapel: (a) Einteilung des Querschnitts in Lamellen, (b) Temperaturbeanspruchung des Querschnitts, (c) freie Temperaturdehnungen und (d) resultierende Dehnungsebene

Die Temperatureinwirkung führt zu freien Temperaturdehnungen  $\epsilon_{th,i}$ , welche sich aus dem wirkenden Temperaturgradienten mit Hilfe der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  wie folgt berechnen lassen:

$$\epsilon_{th,i}(t) = \alpha_T \cdot \Theta_i(t) \quad (6.16)$$

Die Forderung des Ebenbleibens des Querschnittes führt zu Dehnungen, welche die freien Temperaturdehnungen zu einem ebenen Querschnitt drücken bzw. ziehen. Diese Dehnungen erzeugen Spannungen. Erstere werden nachfolgend als spannungserzeugende Dehnungen  $\varepsilon_{E,i}$  und letztere als thermische Eigenspannungen  $\sigma_{E,i}$  bezeichnet.

Die Gesamtdehnungen  $\varepsilon_{res,i}$  können z.B. durch die Dehnung der oberen Randlamelle  $\varepsilon_0$  und die Krümmung  $\chi$  des Querschnittes nach Gleichung 6.17 ermittelt werden. Sie setzen sich aus der freien Temperaturdehnungen  $\varepsilon_{th,i}$  und der spannungserzeugenden Dehnungen  $\varepsilon_{E,i}$  zusammen.

$$\varepsilon_{res,i}(t) = \varepsilon_0(t) + \chi(t) \cdot z_i(t) = \varepsilon_{th,i}(t) + \varepsilon_{E,i}(t) \quad (6.17)$$

Die spannungserzeugenden Dehnungen  $\varepsilon_{E,i}$  und die thermischen Eigenspannungen  $\sigma_{E,i}$  lassen sich somit wie folgt berechnen:

$$\varepsilon_{E,i}(t) = \varepsilon_{res,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) = \varepsilon_0(t) + \chi(t) \cdot z_i(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \quad (6.18)$$

$$\sigma_{E,i}(t) = E_i(\Theta_i) \cdot \varepsilon_{E,i}(t) = E_i(\Theta_i) \cdot [\varepsilon_0(t) + \chi(t) \cdot z_i(t) - \varepsilon_{th,i}(t)] \quad (6.19)$$

Die resultierende Dehnungsebene ergibt sich aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte  $M_\Theta$  bzw.  $N_\Theta$  mit den Schnittkräften  $M$  und  $N$  infolge äusserer Belastung. Im Falle einer reinen Temperaturbeanspruchung ohne äussere Belastung sind die äusseren Schnittkräfte null. Die Temperaturbeanspruchung erzeugt einen thermischen Eigenspannungszustand, die Resultierende der thermischen Eigenspannungen  $\sigma_{E,i}$  ist in jedem Schnitt null. Die Gleichgewichtsbedingungen für diesen Fall lassen sich somit wie folgt schreiben:

$$N_\Theta(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i = 0 \quad (6.20)$$

$$M_\Theta(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i \cdot z_i(t) = 0 \quad (6.21)$$

Die Gleichungen 6.20 und 6.21 stellen ein Gleichungssystem mit den Unbekannten  $\varepsilon_0$  (Dehnung der oberen Randlamelle) und  $\chi$  (Krümmung des Querschnittes) vor. Die Lösung des Gleichungssystems lässt sich wie folgt schreiben:

$$\varepsilon_0(t) = \frac{(\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i) \cdot (\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i \cdot z_i)}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (6.22)$$

$$\chi(t) = \frac{(\sum EA_i) \cdot (\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i \cdot z_i) - (\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i)}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (6.23)$$

Zu beachten ist, dass die durch die Dehnung der oberen Randlamelle  $\varepsilon_0$  und die Querschnittskrümmung  $\chi$  definierte resultierende zeitabhängige Dehnungsebene über die ganze Trägerlänge konstant ist. Der Grund dafür ist die angenommene gleich grosse Temperaturbeanspruchung über die ganze Trägerlänge.

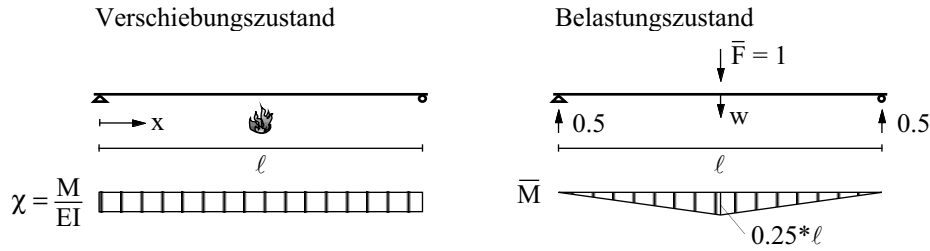


Bild 6.14 Modellberechnung der Durchbiegung in der Mitte des einfachen Balkens infolge der Temperaturbeanspruchung

Da die Querschnittskrümmung  $\chi$  gleich dem Verhältnis von  $M$  zu  $EI$  ist, kann somit die Durchbiegung  $w$  in der Mitte des einfachen Balkens mit der Arbeitsgleichung wie folgt berechnet werden (vgl. Bild 6.14):

$$w(t) = \int_0^{\ell} \bar{M}(x) \cdot \chi(t) \cdot dx = \frac{1}{2} \cdot \chi(t) \cdot \frac{\ell}{4} \cdot \ell = \frac{\chi(t) \cdot \ell^2}{8} \quad (6.24)$$

Neben der Temperaturbeanspruchung ist in der Regel der Bauteil jedoch einer äusseren Belastung ausgesetzt. Im Falle einer reinen Biegebeanspruchung des Bauteils (keine äussere Normalkraft) lassen sich Gleichgewichtsbedingungen wie folgt schreiben:

$$N_{\Theta}(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i = 0 \quad (6.25)$$

$$M_{\Theta}(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i \cdot z_i(t) = M(x) \quad (6.26)$$

Die Lösung des Gleichungssystems für diesen Fall lässt sich wie folgt schreiben:

$$\varepsilon_0(x,t) = \frac{(\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i) \cdot [(\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i \cdot z_i) + M(x)]}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (6.27)$$

$$\chi(x,t) = \frac{(\sum EA_i) \cdot [(\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i \cdot z_i) + M(x)] - (\sum \varepsilon_{th,i} \cdot EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i)}{(\sum EA_i) \cdot (\sum EA_i \cdot z_i^2) - (\sum EA_i \cdot z_i)^2} \quad (6.28)$$

Da meistens die äussere Biegebeanspruchung  $M(x)$  (z.B. infolge einer gleichmässig verteilten Belastung) über die Trägerlänge nicht konstant ist, ändert sich die resultierende Dehnungsebene für jeden Schnitt in Abhängigkeit der wirkenden Biegebeanspruchung  $M(x)$ . Die Durchbiegung in der Mitte des einfachen Balkens kann als Integration der sich verändernden Querschnittskrümmung mit der Arbeitsgleichung berechnet werden:

$$w(x,t) = \int_0^{\ell} \bar{M}(x) \cdot \frac{M}{EI}(x,t) \cdot dx = \int_0^{\ell} \bar{M}(x) \cdot \chi(x,t) \cdot dx \quad (6.29)$$

### 6.4.3 Materialeigenschaften für das Berechnungsmodell

Für das im Abschnitt 6.4.2 beschriebene Berechnungsmodell sind Angaben über das Materialverhalten (Wärmedehnzahl, E-Modul) bei hohen Temperaturen erforderlich. Für den Beton wurden die Materialeigenschaften gemäss ENV-1994-1-2 verwendet, wobei der temperaturabhängige E-Modul vereinfacht als Sekantenmodul aus den temperaturabhängigen nichtlinearen Spannungs-Dehnungsdiagrammen abgeleitet wurde. Da für den temperaturabhängigen E-Modul des Holzes keine eindeutige Aussagen zur Verfügung stehen, wurden drei verschiedene Ansätze gemäss den experimentellen Untersuchungen von Glos [51] und König [85] benutzt (vgl. Abschnitt 2.6.2). Für die thermische Dehnung des Holzes wurde vereinfacht eine temperaturunabhängige Wärmedehnzahl  $\alpha_T = 4 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  gemäss den experimentellen Untersuchungen von Christoph [12] verwendet. Das Bild 6.15 zeigt die angenommenen temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Holzes und des Betons.

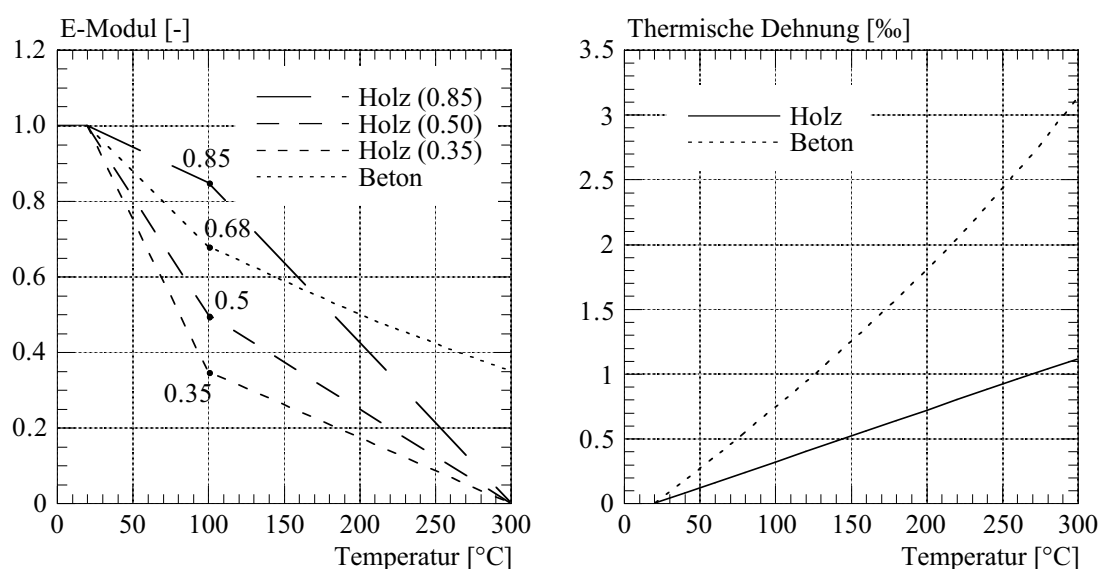


Bild 6.15 Angenommene temperaturabhängige Materialeigenschaften (E-Modul und thermische Dehnung) vom Holz und Beton

### 6.4.4 Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten

Mit dem im Abschnitt 6.4.2 beschriebenen Berechnungsmodell wurde die Durchbiegung für die Brandversuche mit der Verbunddecke aus Brettstapel (vgl. Abschnitt 6.3.2) sowie den Holzdecken aus Hohlkastenelementen (Holzdecke REI 60 und REI 90, vgl. Abschnitt 2.7.7) berechnet. Dazu wurden die verschiedenen Ansätze für den temperaturabhängigen E-Modul des Holzes gemäss Bild 6.15 links benutzt. Die angenommenen E-Moduln bei Raumtemperatur für das Holz und den Beton wurden aufgrund des Vorversuches vor dem Brandversuch überprüft. Der Berechnung wurde der Temperaturverlauf für den einseitig von ISO-Normbrand beanspruchten Holzquerschnitt gemäss Gleichung 2.6 zugrunde gelegt.

Die Bilder 6.16 und 6.17 zeigen den Vergleich zwischen gemessener und berechneter Durchbiegung, wobei die Durchbiegung infolge thermischer Dehnungen mit der Kurve

$w_{th}$ , die Durchbiegung infolge äusserer Lasten mit der Kurve  $w$  und die resultierende Durchbiegung mit der Kurve  $w_{tot}$  dargestellt wurden.

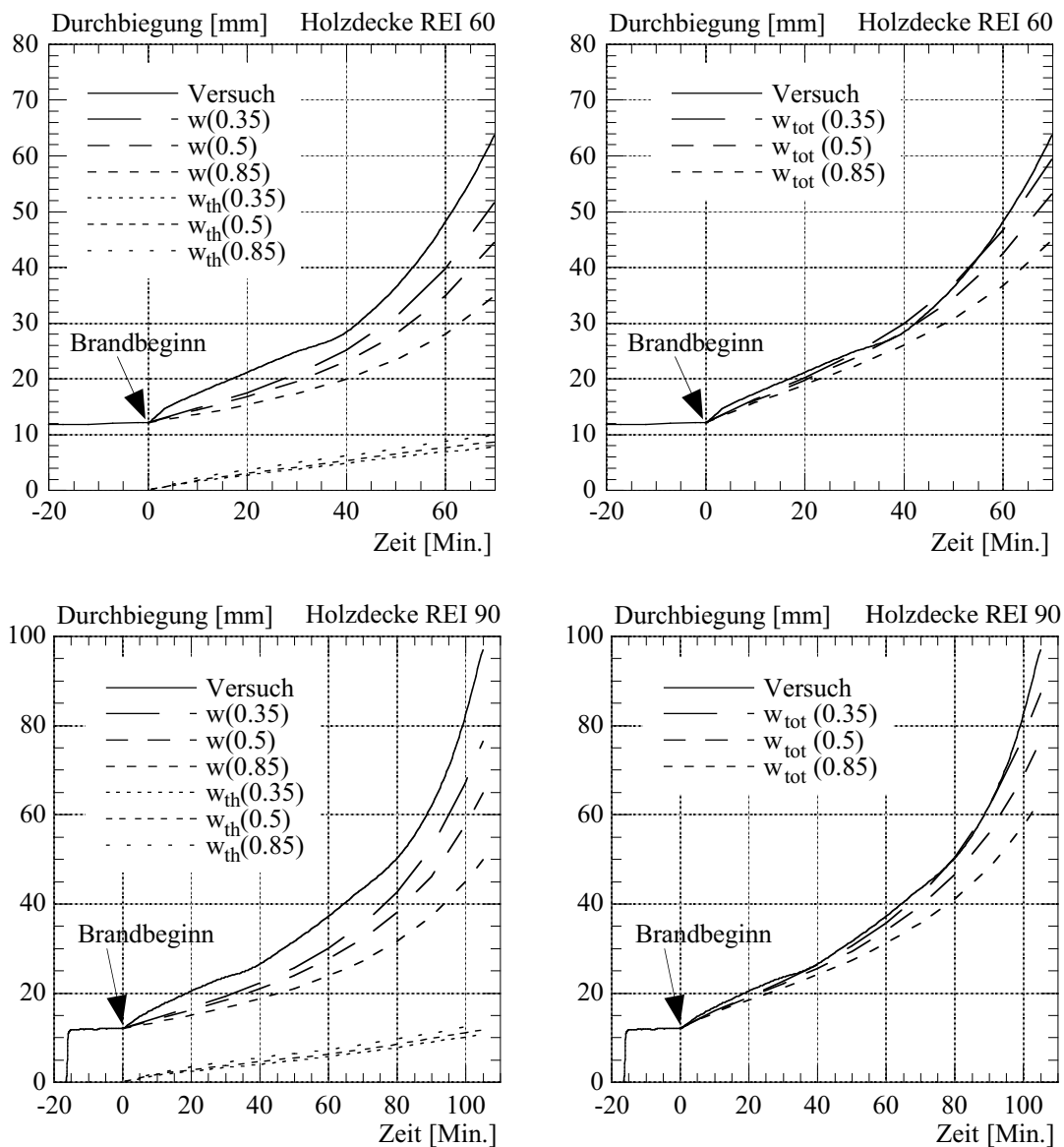


Bild 6.16 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für die Brandversuche mit Holzdecken

Aus den Bildern lässt sich folgendes feststellen:

- die am Anfang der Brandversuche gemessene starke Zunahme der Durchbiegung weist auf einen Einfluss der thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten von brandbeanspruchten Holzbauteilen sowie Holz-Beton-Verbundbauteilen hin.
- die berechnete Durchbiegung  $w$  (ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen) ist geringer als die gemessene Durchbiegung. Das gilt für alle angenommenen Ansätze für den temperaturabhängigen E-Modul des Holzes, wobei selbstverständlich die Kurve  $w(0.35)$  die kleinsten und die Kurve  $w(0.85)$  die grössten Abweichungen aufzeigt.

- die berechnete Durchbiegung  $w_{tot}$  (mit Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen) stimmt mit den Versuchsergebnissen gut überein, wobei für die Holzdecken die Kurve  $w_{tot}(0.35)$ , während für die Verbunddecke die Kurve  $w_{tot}(0.85)$  die beste Übereinstimmung liefert.

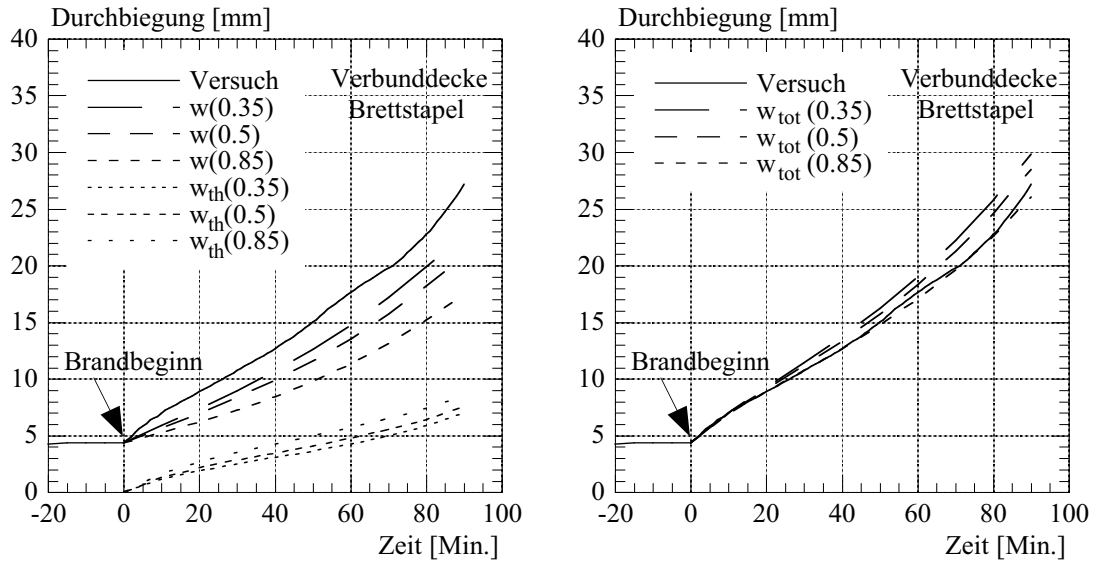


Bild 6.17 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für den Brandversuch mit der Verbunddecke aus Brettstapel

Der Modellberechnung wurde eine Abbrandgeschwindigkeit von 0.7 mm/Min. zugrunde gelegt (vgl. Gleichung 2.6), welche für die Verbunddecke sowie für die unteren Lamellen der Holzdecken mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmt.

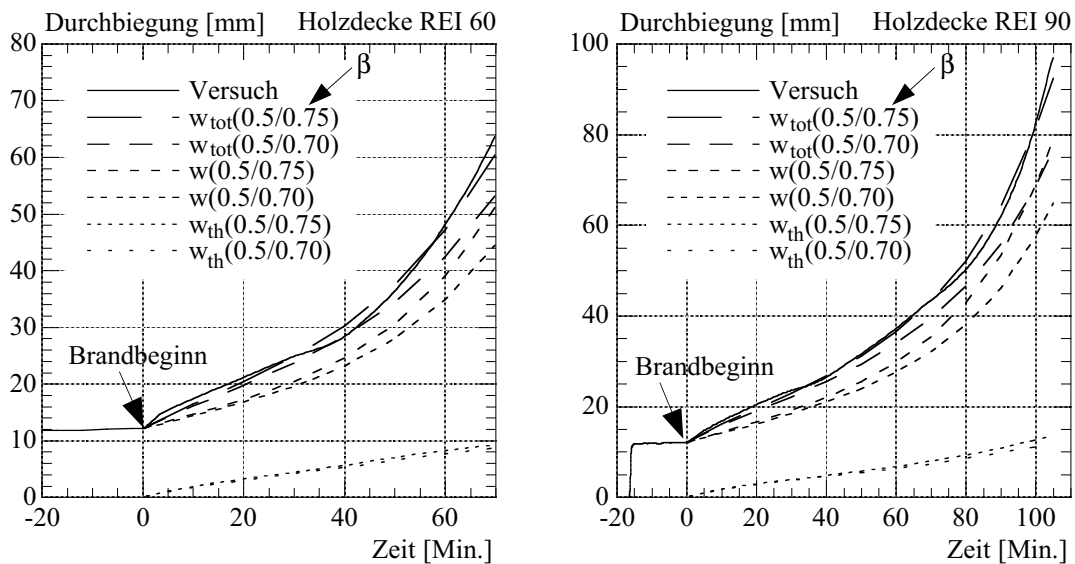


Bild 6.18 Einfluss der Abbrandgeschwindigkeit auf die Modellberechnung

Im Bereich der Fugen wurde jedoch bei den Holzdecken eine höhere Abbrandgeschwindigkeit gemessen. Die Stege der Holzdecken wiesen somit wegen des Wärmeeinflusses

über die Fugen höhere Temperaturen auf, als bei einer Temperaturbeanspruchung nur von unten gemäss Gleichung 2.6. Dieser Einfluss darf mit einer rechnerischen höheren Abbrandgeschwindigkeit näherungsweise berücksichtigt werden.

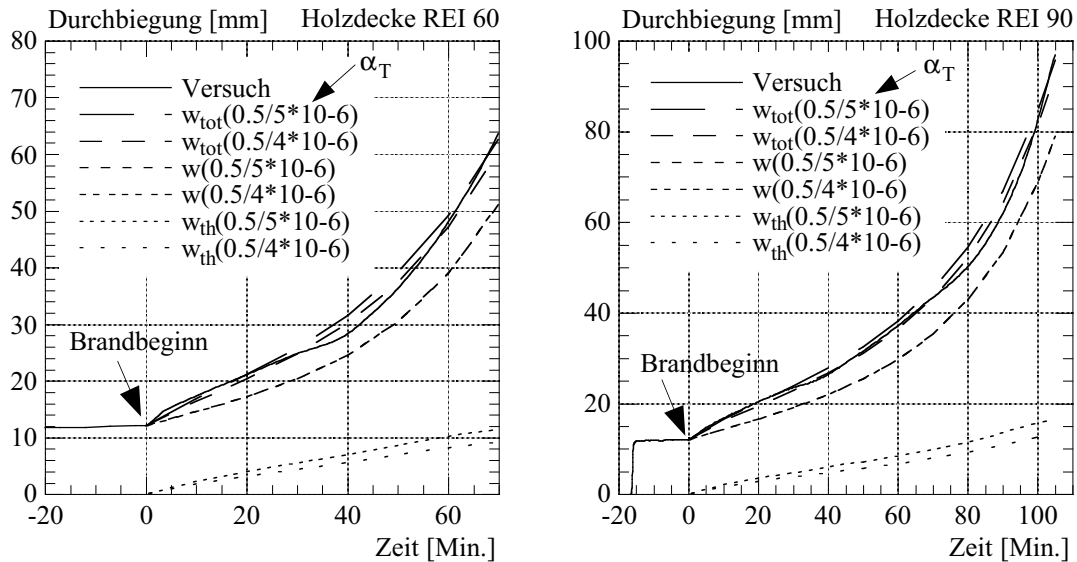


Bild 6.19 Einfluss der Wärmedehnung auf die Modellberechnung

Die Bilder 6.18 und 6.19 zeigen den Einfluss der angenommenen Abbrandgeschwindigkeit und der Wärmedehnzahl auf die Berechnung der Durchbiegung für die Holzdecken REI 60 und REI 90. Die Berechnung erfolgte mit einer Abbrandgeschwindigkeit  $\beta$  von 0.70 mm/Min. bzw. 0.75 mm/Min. und mit einer Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  von  $4*10^{-6} K^{-1}$  bzw.  $5*10^{-6} K^{-1}$ . Aus den Bildern lässt sich folgendes feststellen:

- die Abbrandgeschwindigkeit hat einen wesentlichen Einfluss auf die berechnete Durchbiegung  $w$  infolge äusserer Lasten. Ihr Einfluss auf die berechnete Durchbiegung  $w_{th}$  infolge thermischer Krümmung ist hingegen sehr gering.
- die Wärmedehnzahl hat einen relativ grossen Einfluss auf die berechnete Durchbiegung  $w_{th}$  infolge thermischer Krümmung. Ihr Einfluss auf die Gesamtdurchbiegung  $w_{tot}$  ist jedoch relativ gering, da die Durchbiegung infolge äusserer Lasten deutlich grösser ist als die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung.

Mit dem im Abschnitt 6.4.2 beschriebenen Berechnungsmodell wurde auch für den Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke (vgl. Abschnitt 6.3.3) die Durchbiegung berechnet und im Bild 6.21 mit der gemessenen Durchbiegung verglichen. Der Berechnung wurden die verschiedenen Ansätze für die temperaturbedingte Abnahme des E-Moduls des Holzes gemäss Bild 6.15 links zugrunde gelegt. Die angenommenen E-Moduln bei Raumtemperatur für das Holz und den Beton wurden aufgrund des Vorversuches vor dem Brandversuch überprüft. Da die BSH-Balken dreiseitig von der Temperatureinwirkung beansprucht wurden, wurde der Verbundquerschnitt in rechteckige finite Elemente unterteilt (vgl. Bild 6.20). Jedem Element wurde in Abhängigkeit der Brandzeit  $t$  die wirkende Temperatur gemäss Gleichung 2.8 zugeordnet.

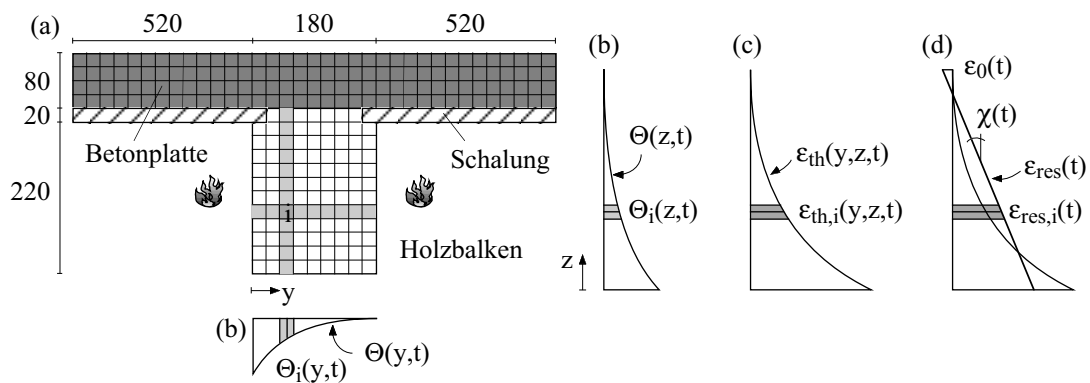


Bild 6.20 Berechnungsmodell für die Hilti Balken-Verbunddecke: (a) Einteilung des Querschnitts in Lamellen, (b) Temperaturbeanspruchung des Querschnitts, (c) freie Temperaturdehnungen und (d) resultierende Dehnungsebene

Aus dem Bild 6.21 erkennt man, dass die berechnete Durchbiegung  $w$  (ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen) für alle angenommenen Ansätze für den temperaturabhängigen E-Modul des Holzes geringer ist als die gemessene Durchbiegung. Dies weist auf einen Einfluss der thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten der Verbunddecke mit Balkenlagen ähnlich zu der Verbunddecke aus Brettstapel hin. Die berechnete Durchbiegung  $w_{tot}$  (mit Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen) stimmt mit den Versuchsergebnissen gut überein, wobei die Kurve  $w_{tot}(0.5)$  die beste Übereinstimmung liefert..

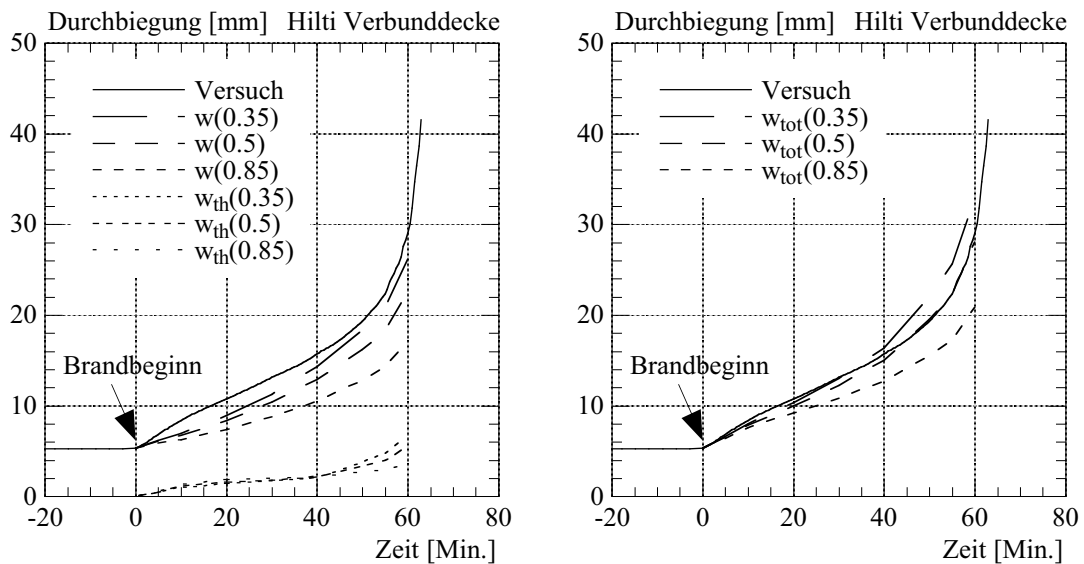


Bild 6.21 Vergleich zwischen berechneter und gemessener Mittendurchbiegung für den Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke

Die rechnerischen Modellberechnungen der durchgeführten Deckenversuche weisen somit auf einen Einfluss der thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten von brandbeanspruchten Holzdecken bzw. Verbunddecken hin. Da die Brandversuche an belasteten Bauteilen erfolgten, ist jedoch die Zunahme der Durchbiegung während des



Brandes auf mehrere Einflussfaktoren (Querschnittsverlust infolge Abbrand, temperaturbedingter Abfall des E-Moduls im Restquerschnitt, thermische Dehnungen des Holzes und des Betons) zurückzuführen. Der Einfluss der thermischen Dehnungen kann somit für die durchgeführten Brandversuche nicht eindeutig quantifiziert werden, weitere Untersuchungen an unbelasteten Bauteilen wären erforderlich. Dabei ist zu beachten, dass die Bauteile genügend lang sein müssen, damit die Balkenverformung infolge thermischer Krümmung eindeutig gemessen werden kann. Die Breite der einseitig temperaturbeanspruchten Bauteilen spielt dabei keine Rolle, die Höhe hat hingegen einen grossen Einfluss auf die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung und zwar in der Art, dass mit zunehmender Höhe die thermische Durchbiegung abnimmt. Das Bild 6.22 zeigt den Einfluss der Spannweite  $\ell$  und der Höhe  $h$  des Querschnittes auf die thermische Durchbiegung von Holzbauteilen.

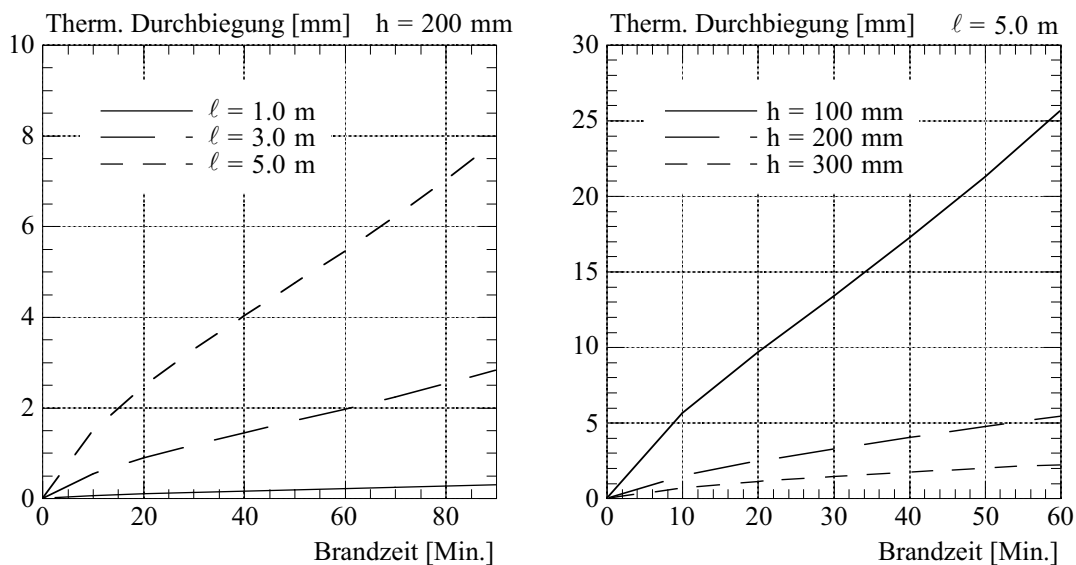


Bild 6.22 Einfluss der Spannweite  $\ell$  und der Höhe  $h$  des Querschnittes auf die thermische Durchbiegung

König [83] führte umfassende experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von belasteten Holzwänden in Rahmenbauweise durch. Darunter wurden auch Brandversuche an unbelasteten einseitig erwärmten Wandständern durchgeführt, um den Einfluss der thermischen Dehnungen zu untersuchen. Die gemessene Durchbiegung  $w_{th}$  über der dem Feuer ausgesetzten Messlänge von 900 mm war in der ersten halben Stunde sehr klein, die maximale Durchbiegung nach 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung betrug etwa 0.5 mm. Die gemessenen Durchbiegungen an belasteten einseitig erwärmten Wandständern lagen hingegen in der Grössenordnung von 10 bis 30 mm. Die Spannweite bei diesen Brandversuchen war etwa fünfmal kleiner als diejenige der durchgeführten Deckenversuche. Da die Spannweite in Quadrat in die Berechnung fliesst, darf aus Bild 6.16 nach 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung eine Durchbiegung infolge thermischer Krümmung von ca. 0.2 mm ( $5/25 = 0.2$  mm) abgeschätzt werden, welche in der Grössenordnung der gemessenen Durchbiegung liegt.

### 6.4.5 Einfluss von thermischen Eigenspannungen

Mit dem im Abschnitt 6.4.2 beschriebenen Berechnungsmodell wurde die Spannungsverteilung für den Brandversuch mit der Verbunddecke aus Brettstapel berechnet. Dazu wurden die verschiedenen Ansätze für den temperaturabhängigen E-Modul des Holzes gemäss Bild 6.15 links benutzt. Die Berechnung der Spannungsverteilung erfolgte für zwei typische Querschnitte entlang der Trägerlänge:

- Querschnitt A (QS A): im Auflagerbereich, bei dem die Momentenbeanspruchung infolge äusserer Belastung gleich null ist. Daraus lässt sich die Verteilung und Grösse der thermischen Eigenspannungen unmittelbar ableiten und beurteilen. Für den Fall einer reinen Temperaturbeanspruchung (keine äussere Belastung vorhanden) wäre die für den Querschnitt A berechnete Eigenspannungsverteilung gleich gross über die ganze Trägerlänge. Der Berechnung der Spannungsverteilung im Auflagerbereich wird der ungerissene Betonquerschnitt zugrunde gelegt.
- Querschnitt B (QS B): in der Mitte der Decke mit der grössten Momentenbeanspruchung infolge äusserer Belastung. Die berechnete Spannungsverteilung berücksichtigt somit den Einfluss der thermischen Dehnungen sowie denjenigen der äusseren Belastung. Der Berechnung der Spannungsverteilung wird auf der sicheren Seite liegend der gerissene Betonquerschnitt zugrunde gelegt, d.h. die Betonzugfestigkeit wird vernachlässigt. Daraus ergibt sich die grösste Biegezugbeanspruchung des Holzquerschnittes.

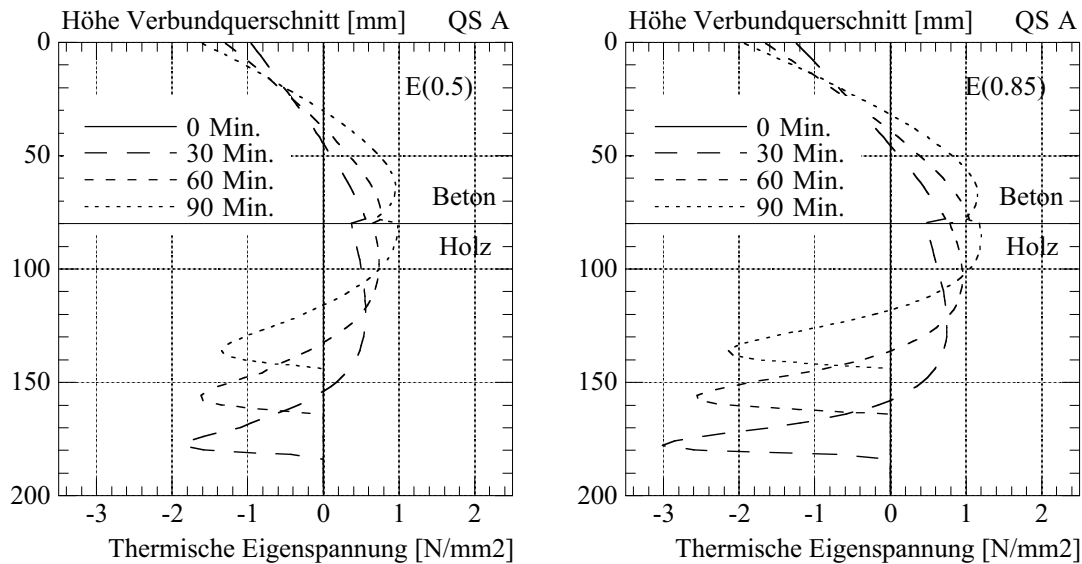


Bild 6.23 Spannungsverteilung für die Verbunddecke aus Brettstapel nach unterschiedlichen Brandzeiten

Das Bild 6.23 zeigt die berechnete Spannungsverteilung für die Verbunddecke aus Brettstapel nach unterschiedlichen Brandzeiten für den Querschnitt im Auflagerbereich. Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

## Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken

- der Einfluss der thermischen Dehnungen führt zu Druckspannungen im oberen und unteren Bereich des Verbundquerschnittes und Zugspannungen im mittleren Bereich. Ihre Größenordnung ist jedoch relativ gering.
- mit zunehmender Branddauer nehmen die Druckspannungen im unteren Bereich des Holzquerschnittes etwas ab, die Zugspannungen im mittleren Bereich hingegen leicht zu.
- infolge der thermischen Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle verschiebt sich die Lage der grössten Druck- bzw. Zugspannungen des Holzes mit zunehmender Branddauer ins Querschnittsinneren.
- je stärker ist die angenommene temperaturbedingte Abnahme des E-Moduls des Holzes (vgl. Bild 6.15 links), desto kleiner wird die Grösse der thermischen Eigenspannungen im Holzquerschnitt.

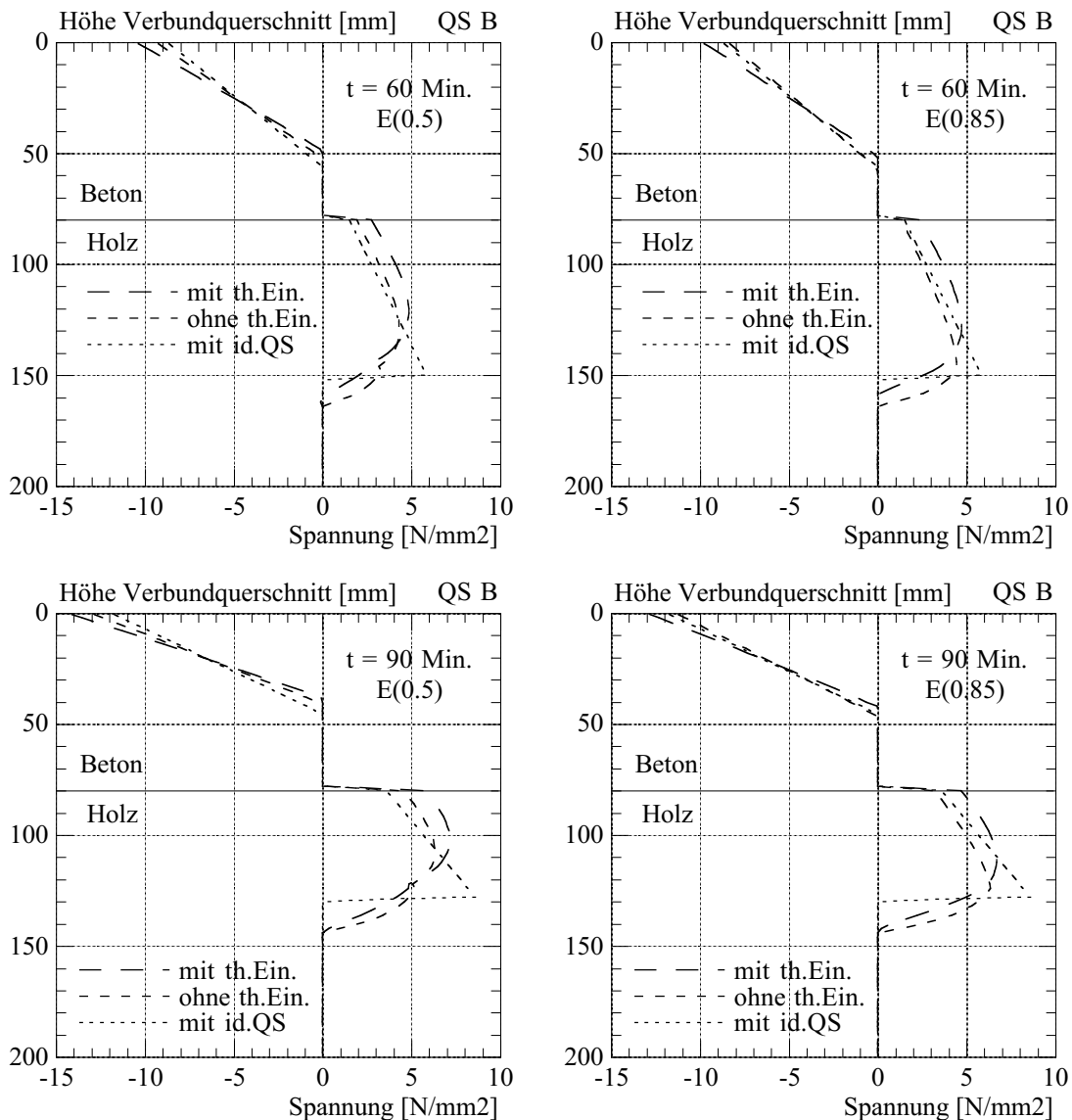


Bild 6.24 Spannungsverteilung für die Verbunddecke aus Brettstapel nach unterschiedlichen Brandzeiten für unterschiedliche Modellberechnungen

Das Bild 6.24 vergleicht die Spannungsverteilung mit und ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen für den Querschnitt in der Mitte der Decke nach 60 bzw. 90 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung. Im Bild wird auch die Spannungsverteilung gemäss der vereinfachten Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt aufgezeichnet (vgl. Abschnitt 6.2). Aus dem Bild erkennt man, dass die Unterschiede in der Spannungsverteilung gemäss dem Fasermodeillberechnung mit und ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen relativ gering sind. Die mit der vereinfachten Berechnungsmethode mit ideellem Restquerschnitt berechnete obere Holzrandspannung wird im Vergleich mit der Fasermodeillberechnung etwas unterschätzt, die untere Holzrandspannung hingegen etwas überschätzt.

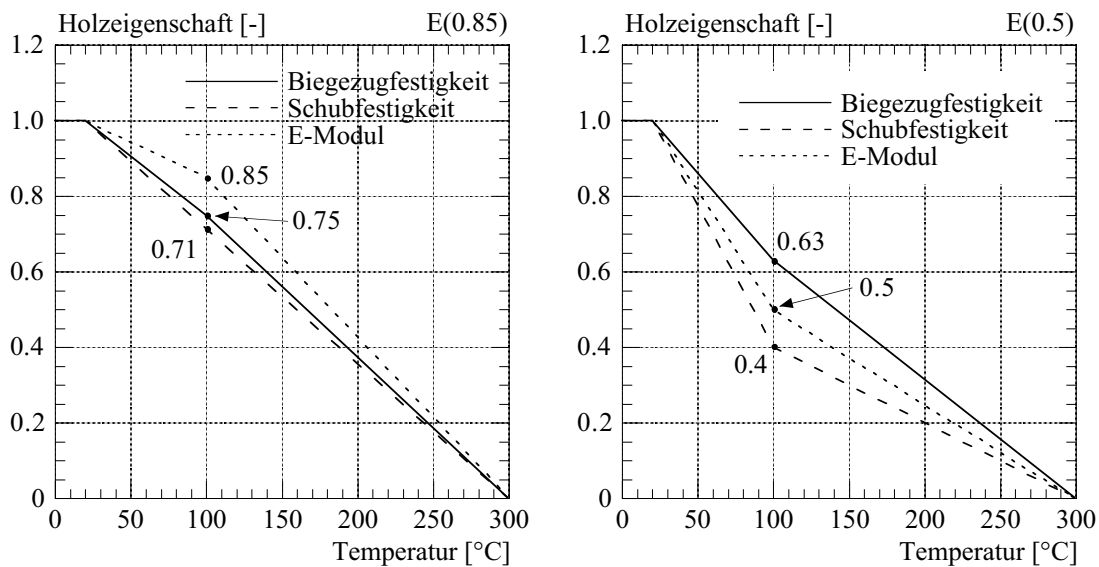


Bild 6.25 Angenommene temperaturabhängige Holzeigenschaften für die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer mit dem Fasermodeill

Die Tabelle 6.11 zeigt die mit den unterschiedlichen Modellberechnungen berechnete Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  für die Brandversuche mit der Verbunddecke aus Brettstapel sowie der Hilti Verbunddecke. Für die Hilti Verbunddecke wird die aufgrund des Biegezug- bzw. Schubnachweises berechnete Feuerwiderstandsdauer angegeben. Massgebend für den Nachweis ist der geringste Wert.

Versuch	$t_{R, \text{Versuch}}$ [Min.]	Fasermodeillberechnung mit therm. Dehnungen		Fasermodeillberechnung ohne therm. Dehnungen		Ideeller Restquerschnitt	Nachweis
		E(0.85)	E(0.5)	E(0.85)	E(0.5)		
Brettstapel	-	121	118	117	115	119	Biegezug
Hilti Decke	63	68	(66)	69	(67)	(74)	Biegezug
	63	(71)	63	(71)	63	69	Schub

Tabelle 6.11 Rechnerische Feuerwiderstandsdauer in Minuten für unterschiedliche Modellberechnungen und temperaturabhängige Holzeigenschaften

Für die Berechnung mit dem Fasermmodell wurden zwei unterschiedliche Varianten für die temperaturabhängigen Holzeigenschaften (E-Modul, Biegezug- und Schubfestigkeit) gemäss Bild 6.25 angenommen. Der Variante E(0.85) wurden die experimentellen Untersuchungen von Glos [51] und Müller [107] zugrunde gelegt (vgl. Abschnitt 2.6.2 und 6.5.3), der Variante E(0.5) die experimentellen Untersuchungen von König [85] und Gerhards [50], welche auch in prEN 1995-1-2 [29] übernommen wurden (vgl. Abschnitt 2.6.2 und 4.5.2). Aus der Tabelle 6.11 lässt sich folgendes feststellen:

- die aufgrund des Biegezugnachweises berechneten Feuerwiderstandsdauer gemäss dem Fasermmodellberechnung mit und ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen unterscheiden sich um  $\pm 2-4$  Minuten untereinander, wobei sich der Einfluss der thermischen Eigenspannungen für die Verbunddecke aus Brettstapel etwas günstig und für die Verbunddecke mit Balkenlagen hingegen etwas ungünstig auswirkt.
- die aufgrund des Schubnachweises berechneten Feuerwiderstandsdauer gemäss dem Fasermmodellberechnung mit und ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen sind gleich. Der Grund dafür ist, dass der Einfluss der thermischen Dehnungen zu thermischen Eigenspannungen führt, welche über die Trägerlänge gleichmässig verteilt sind. Es entstehen somit keine verteilte Schubkräfte. An den Trägerenden, d.h. an den Auflagern, entsteht dagegen eine konzentrierte Einzelschubkraft, deren Grösse gleich der Resultierende der thermischen Eigenspannungen oberhalb des für den Schubnachweis betrachteten waagrechten Schnittes ist (die Gesamtergebnisse ist null, vgl. Bild 6.23). Da die Auflagerbereiche vor der Brandeinwirkung weitgehend geschützt sind, darf diese konzentrierte Einzelschubkraft näherungsweise vernachlässigt werden.
- die angenommenen temperaturabhängigen Holzeigenschaften gemäss den Varianten E(0.85) bzw. E(0.5) führen zu unterschiedliche rechnerische Feuerwiderstandsdauer. Die Unterschiede sind für den Biegezugnachweis sehr gering ( $\pm 2-3$  Minuten), für den Schubnachweis etwas grösser ( $\pm 8$  Minuten).
- im Vergleich mit dem Fasermmodell wird die mit der vereinfachten Berechnungsmethode mit ideellem Restquerschnitt berechnete Feuerwiderstandsdauer etwas überschätzt, die Unterschiede sind jedoch relativ gering (vgl. Abschnitt 6.3.3).
- die mit dem Fasermmodell und der Variante E(0.5) berechnete Feuerwiderstandsdauer stimmt mit dem Versuchsergebnis der Hilti Verbunddecke genau überein.

Die rechnerischen Modellberechnungen zeigen somit, dass der Einfluss der thermischen Eigenspannungen relativ gering ist und näherungsweise vernachlässigt werden darf.

## 6.5 Verhalten von BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen

### 6.5.1 Problemstellung

Bei dem durchgeführten Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke wurde ein Schubbruch in der Klebstofffuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle des BSH-Balkens festgestellt. Aus der visuellen Prüfung der Restquerschnitte ergab sich keine eindeutige

Erklärung für das Versagen der Klebstofffuge. Aus diesem Grund wurde entschieden, das Verhalten von schubbeanspruchten BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen experimentell näher zu untersuchen. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen sind in [107, 127] beschrieben und ausführlich diskutiert, sie werden im Abschnitt 6.5.3 zusammengefasst und deren Resultate auf den Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke angewendet (Abschnitt 6.5.4).

## 6.5.2 Grundlagen

Der Begriff „Leim“ wird heute im Holzbau nicht mehr verwendet. Der Grund dafür ist, dass Leime per Definition Klebstoffe sind, die Wasser als Lösungs- oder Dispersionsmittel enthalten. Die „neueren“ Polyurethan-Klebstoffe basieren nicht auf Wasser und sind somit keine Leime in diesem Sinne. Deshalb wird heute der Begriff „Klebstoff“ sowohl für Leime auf Wasserbasis als auch für Polyurethan-Klebstoffe verwendet.

Klebstoffe für tragende Holzbauteile werden verwendet, um mehrere Hölzer so miteinander zu verbinden, dass sie sich statisch wie eine Gesamteinheit verhalten. Das Prinzip des Klebens basiert auf folgende physikalisch-chemische Mechanismen:

- Adhäsion: als Adhäsion wird die Verbindung zwischen den Fügeteilen und der Klebstofffuge bezeichnet. Die spezifische Adhäsion gründet sowohl auf der mechanischen, physikalischen Anziehung (Van der Waals, Wasserstoffbrücken) als auch auf chemischen Bindungen.
- Kohäsion: als Kohäsion wird der innere Zusammenhalt der Klebstofffuge resp. der Fügeteile bezeichnet. Die Kohäsion gründet sowohl auf chemischen Bindungen (kovalente Bindungen, heteropolare Bindung) als auch auf physikalischen Bindekräften (Van der Waals, Dispersionskräfte, Polkräfte, Induktionskräfte, Wasserstoffbrücken).

Die Aufgabe der für tragende Holzbauteile verwendeten Klebstoffe besteht darin, die Fugen zwischen den Hölzern zu füllen und zwischen den Einzelteilen eine Adhäsionsbindung herzustellen, die ebenso fest und dauerhaft ist wie die Kohäsionsbindung innerhalb der Hölzer. Zudem muss die Klebstofffuge selbst eine ausreichende Festigkeit und Dauerhaftigkeit aufweisen, um in der vorgesehenen Nutzungsklasse während der erwartenden Lebensdauer des Tragwerkes unverändert wirksam zu sein. Der Abbindeprozess des Klebstoffes von der flüssigen Form in einen Festkörper wird als Aushärtung bezeichnet und kann im wesentlichen auf zwei Arten herbeigeführt werden:

- durch eine Kombination von Lösungsumwandlung und chemischer Reaktion (Harnstoff-, Melamin-, Phenol- und Resorcinformaldehydharzleime).
- durch einen chemischen Prozess, bei dem die Klebstoffmoleküle miteinander reagieren und eine polymere Vernetzung bilden (Epoxidharz- und Polyurethan-Klebstoffe).

Die für tragende Holzbauteile verwendeten „klassischen“ Klebstoffarten (Harnstoff-, Melamin-, Phenol- und Resorcinformaldehydharzleime) basieren auf Phenoplasten und Aminoplasten. Ihrer Einsatzbereich ist nach EN 301 [23] in zwei Typen unterteilt:

- Leimtyp I für den Einsatz bei uneingeschränkter Bewitterung und bei Temperaturen über 50°C.

- Leimtyp II für den Einsatz in beheizten und durchlüfteten Gebäuden, bei Schutz gegen Aussenbewitterung, bei kurzzeitiger Bewitterung und bei Temperaturen von höchstens 50°C.

Für die Klassifizierung von “neueren” Klebstoffen wie Polyurethan-Klebstoffen oder Epoxidharz-Klebstoffen liegen zurzeit noch keine EN-Normen vor.

Das Verhalten des Klebstoffes bei hohen Temperaturen ist abhängig von der chemischen Zusammensetzung und ist somit für jeden Klebstoff verschieden. Es zeigt sich jedoch, dass sich ab einer gewissen Temperatur (bei jedem Klebstoff anders) die Versagensart des Klebstoffes von Adhäsion (Versagen zwischen Holz und Klebstoff) zu Kohäsion (Klebstoffversagen in der Klebstofffuge) ändert.

### 6.5.3 Experimentelle Untersuchungen bei hohen Temperaturen

Insgesamt wurden 7 verschiedene Klebstoffe geprüft (vgl. Tabelle 6.12), darunter auch der 1-K-Polyurethan-Klebstoff Balcotan 107 TR der Firma Forbo, welcher für die Erstellung der BSH-Balken bei den durchgeführten Brandversuchen verwendet wurde. Da für die „neueren“ Klebstoffen bisher noch keine experimentell abgesicherte Erkenntnisse bestehen, wurde entschieden, 4 weitere 1-K-Polyurethan-Klebstoffe und ein Epoxy-Harzleim bei hohen Temperaturen zu untersuchen. Zudem wurde als Referenzklebstoff ein Resorcinformaldehyd-Harzleim beigezogen, um direkte Vergleiche mit diesem bewährten Klebstofftyp (Typ I nach EN 301) anstellen zu können.

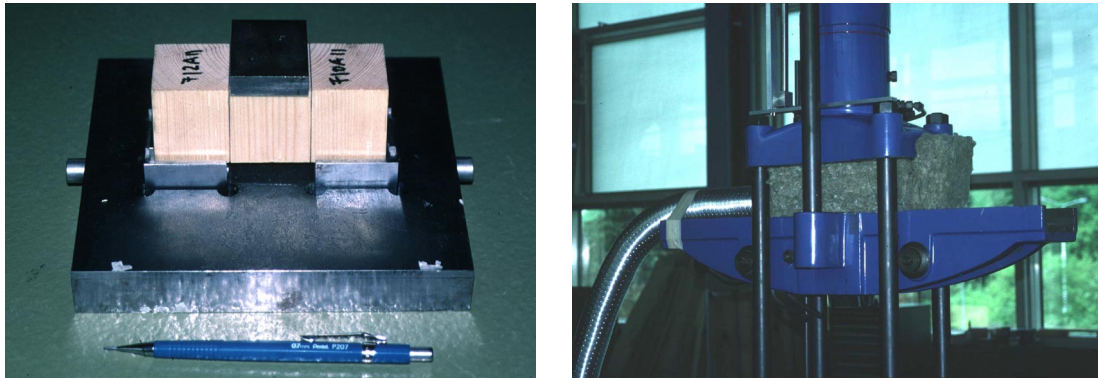
Klebstoffbezeichnung	Klebstoffart	Firma
Kauresin-Leim 460 flüssig, Härter 466 Pulver	Resorcinformaldehyd-Harzleim	Türmerleim
Kauranat 970 flüssig	1-K-Polyurethan-Klebstoff	Türmerleim
Balcotan 107 TR	1-K-Polyurethan-Klebstoff	Forbo
Balcotan 60 190	1-K-Polyurethan-Klebstoff	Forbo
Purbond HB 110	1-K-Polyurethan-Klebstoff	Collano
Purbond VN 1033	1-K-Polyurethan-Klebstoff	Collano
Araldite AW 136 H, Hardener HY 991	Epoxy-Harzleim	Astorit

*Tabelle 6.12 Übersicht über die untersuchten Klebstofftypen*

Die Probekörper für die Scherversuche wiesen die Abmessungen von 112\*40\*40 mm auf und wurden aus je drei mit einem Klebstofftyp verbundenen BSH-Lamellen herausgeschnitten. Die BSH-Lamellen bestanden aus maschinell sortiertem Fichtenholz der Qualität MS 17 nach DIN 4074 Teil 1, ihre Rohdichte variierte zwischen 456 und 533 kg/m<sup>3</sup> und die Ausgangsholzfeuchte lag zwischen 11 und 12%.

Da sich das Scherprüfverfahren gemäss EN 392 [25] aus versuchstechnischen Gründen für die Durchführung der Versuche nicht eignete, wurde eine zweiseitige Scherprüfung gemäss Bild 6.26 links durchgeführt. Zur Lagerung der Prüfkörper wurden Stahlplatten verwendet, deren Lager rotationsfähig ausgebildet wurden, damit sie sich an eine allfällige Verdrehung der Probekörper anpassen konnten. Der Probekörper wurde zunächst im Trockenschrank auf die gewünschte Versuchstemperatur geheizt, in die Scherprüfmaschine eingebaut und anschliessend wurde die Last mit einer Geschwindigkeit

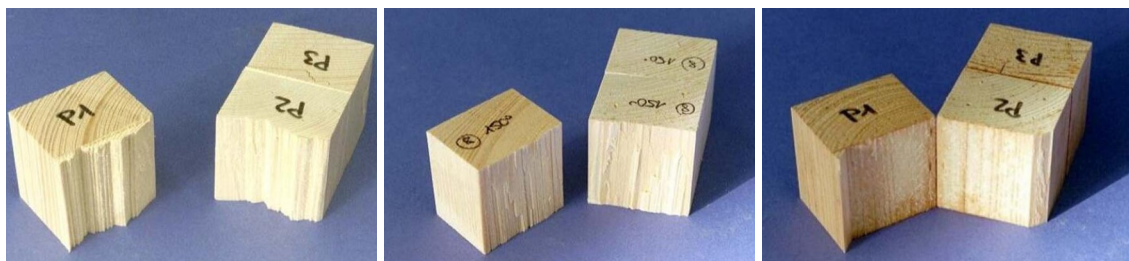
von etwa 0.5 kN/s gesteigert. Dabei versagten die Prüfkörper innerhalb von 30 bis 60 Sekunden - je nach eingestellter Prüftemperatur. Damit sich die kleinen Versuchskörper oberflächlich nicht abkühlten, wurde die Scherprüfmaschine allseitig mit Steinwolle isoliert und mit einem stufenlos regulierbaren Industrieföhn wurde in die Versuchskammer Warmluft zugeführt (vgl. Bild 6.26 rechts). Während der Prüfung besaßen somit die Prüfkörper die gewünschte nahezu gleichmässige Temperaturverteilung über den Querschnitt.



*Bild 6.26 Versuchseinrichtung für die Prüfung von schubbeanspruchten BSH-Leimfugen bei hohen Temperaturen*

Pro Klebstoff wurden etwa 74 Scherversuche durchgeführt. Der Temperaturbereich zwischen 20° und 170°C wurde mit Temperaturstufen von 10°C untersucht. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurden folgende Versagensarten unterschieden (vgl. Bild 6.27):

- Bruch in der Klebstofffuge ohne Faserbelag, d.h. Bruch im Klebstoff: Kohäsionsversagen des Klebstoffes
- Bruch in der Klebstofffuge mit Faserbelag, d.h. Bruch zwischen Klebstoff und Holz: Adhäsionsversagen des Klebstoffes
- Bruch ausserhalb der Klebstofffuge: Holzbruch (evtl. entlang Jahrring)



*Bild 6.27 Unterschiedliche Versagenarten der Probekörper: Holzbruch (links), Adhäsionsversagen des Klebstoffes (mitte) und Kohäsionsversagen des Klebstoffes (rechts)*

Die Größe der Flächen der einzelnen Brucharten wurde visuell beurteilt und anteilmässig zur Gesamtbruchfläche, mit einer Genauigkeit von  $\pm 5\%$ , aufgenommen. Als Holz-



bruch entlang Jahrring galt nur jener Bruch, welcher mindestens 50% der Gesamtbruchfläche überschritt.

Das Bild 6.28 stellt die mittlere rechnerische Scherfestigkeit sowie den entsprechenden Kohäsionsbruchanteil für den Klebstoff Balcotan 107 TR in Funktion der Temperatur dar. Im Bild wurde zudem die aus der linearen Regressionsanalyse abgeleitete Näherung für die temperaturabhängige Festigkeit aufgezeichnet, wobei die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen mit einer bilinearen Kurve mit Knickpunkt bei 70°C resultierte.

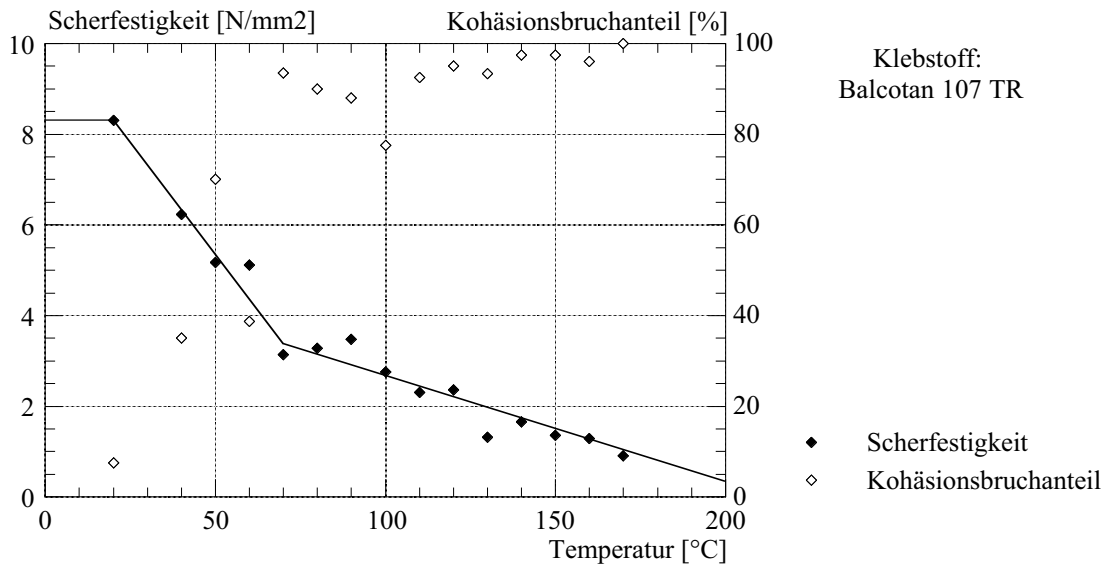


Bild 6.28 mittlere rechnerische Scherfestigkeit und Kohäsionsbruchanteil für den Klebstoff Balcotan 107 TR in Funktion der Temperatur

Aus dem Bild lässt sich folgendes feststellen:

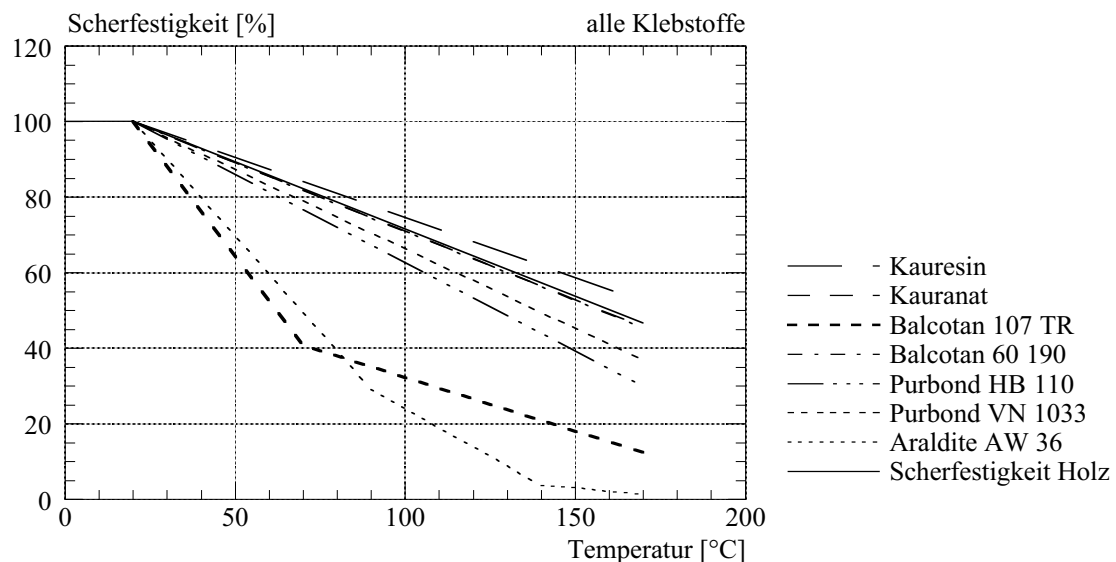
- die Scherfestigkeit nimmt mit steigender Temperatur bis etwa 70°C stark ab. Bei 70°C beträgt die Scherfestigkeit nur noch etwa 40% der Scherfestigkeit bei Raumtemperatur. Ab dieser Temperatur ist die temperaturbedingte Abnahme der Scherfestigkeit weniger ausgeprägt.
- bei Raumtemperatur wurde ausschliesslich ein Holzbruch beobachtet. Mit zunehmender Temperatur nahm der prozentuale Kohäsionsbruchanteil deutlich zu. Ab einer Temperatur von etwa 70°C wurde nahezu nur noch das Kohäsionsversagen des Klebstoffes beobachtet.

Kauresin-Leim 460	Kauranat 970	Balcotan 107 TR	Balcotan 60 190	Purbond HB 110	Purbond VN 1033	Araldite AW 136 H
> 170°C	180° - 190°C	50°- 60°C	190° - 200°C	60° - 70°C	150° - 160°C	50°- 60°C

Tabelle 6.13 Temperaturbereich, bei der die Änderung der Versagensart des Klebstoffes von Adhäsion (Versagen zwischen Holz und Klebstoff) zu Kohäsion (Klebstoffversagen in der Klebstofffuge) beobachtet wurde

Die Tabelle 6.13 zeigt für alle untersuchten Klebstoffe den Temperaturbereich, bei der die Änderung der Versagensart des Klebstoffes von Adhäsion (Versagen zwischen Holz und Klebstoff) zu Kohäsion (Klebstoffversagen in der Klebstofffuge) beobachtet wurde. Aus der Tabelle lässt sich folgendes feststellen:

- die Klebstoffe Kauresin-Leim 460, Kauranat 970, Balcotan 60 190 und Purbond VN 1033 weisen ein Kohäsionsversagen (Klebstoffversagen in der Klebstofffuge) bei Temperaturen über 150°C. Das Schubverhalten bei hohen Temperaturen von mit diesen Klebstoffen zusammengesetzten Holzquerschnitten darf somit weitgehend auf das Verhalten des Holzes zurückgeführt werden.
- die Klebstoffe Balcotan 107 TR, Purbond HB 110 und Araldite AW 136 zeigen hingegen ein Kohäsionsversagen schon ab einer Temperatur von etwa 50° bis 60°C. Für das Schubverhalten bei hohen Temperaturen von mit diesen Klebstoffen zusammengesetzten Holzquerschnitten kann somit das temperaturabhängige Verhalten des Klebstoffes massgebend werden.



*Bild 6.29 mittlere rechnerische Scherfestigkeit für alle untersuchten Klebstoffe in Funktion der Temperatur*

Das Bild 6.29 stellt die mittlere rechnerische Scherfestigkeit in Funktion der Temperatur für alle untersuchten Klebstoffe dar, wobei nur die aus der linearen Regressionsanalyse abgeleiteten Näherungen für die temperaturabhängige Festigkeit aufgezeichnet wird. Als Bezugsgrösse für die Darstellung der Scherfestigkeit in relativer Form wurden die Resultate bei Raumtemperatur (20°C) verwendet. Im Bild wird zudem die rechnerische Scherfestigkeit des Holzes in Funktion der Temperatur aufgezeichnet. Sie wurde aus dem Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen der verschiedenen Klebstoffe für die Versagensart Holzbruch abgeleitet. Aus dem Bild erkennt man, dass die Klebstoffe Balcotan 107 TR und Araldite AW 136 im Vergleich mit den anderen untersuchten Klebstoffen einen deutlich stärkeren temperaturbedingten Festigkeitsverlust aufweisen.

### 6.5.4 Anwendung auf den Hilti Deckenbrandversuch

Der Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke wurde nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen, als der BSH-Balken 3 auf Längsschub versagte, so dass die Belastung  $F_{fire}$  nicht mehr getragen werden konnte. Der Schubbruch erfolgte in der Klebstoffuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle des BSH-Balkens. Die Klebstoffuge zeigte keinen Faserbelag, d.h. ein Bruch im Klebstoff (Kohäsionsversagen des Klebstoffes Balcotan 107 TR) darf angenommen werden.

Im folgenden wird der festgestellte Schubbruch der Hilti Verbunddecke unter Berücksichtigung der vorher vorgestellten neuen Erkenntnisse über das Verhalten von schubbeanspruchten BSH-Klebstoffugen bei hohen Temperaturen näher untersucht. Dabei ist jedoch folgendes zu beachten:

- die aus den Versuchsergebnissen abgeleitete nominelle Scherfestigkeit des Holzes ist von der gewählten Versuchsanordnung und Versuchsart, der Form und Grösse der Probekörper (Massstabeffekt) und der Art und Qualität des Holzes stark beeinflusst. Da sich die Randbedingungen der durchgeführten Scherversuche bei hohen Temperaturen und der Brandversuche mit den biegebeanspruchten Verbunddecken deutlich unterscheiden (vgl. Tabelle 6.14), können die Versuchsergebnisse der Scherversuche für den durchgeführten Deckenbrandversuch nicht direkt verwendet werden.

Holzeigenschaft	Versuchsart	Temperatur/Feuchte	Probekörper	Holzart
“Scherfestigkeit”	Scherversuch bei konstanter Temperatur	nahezu gleichmässig über den Querschnitt	fehlerfreie Kleinprobekörper	maschinell sortiertes hochwertiges BSH
“Schubfestigkeit”	Biegeversuch mit Verbunddecke unter ISO-Normbrand	instationärer Temperatur- und Feuchtengradient	Probekörper in Bauteilgrösse	visuell sortiertes normales BSH

*Tabelle 6.14 Vergleich der Randbedingungen für die durchgeführten Scherversuche bei hohen Temperaturen und die Brandversuche mit den biegebeanspruchten Verbunddecken*

- die aus den Versuchsergebnissen abgeleitete nominelle Scherfestigkeit des Klebstoffes ist hingegen von der Versuchsanordnung und den Probenabmessungen weniger beeinflusst. Der Grund dafür ist, dass im Vergleich zu dem spröden Holzbruch das Klebstoffversagen relativ duktil ist und die versuchsbedingten Spannungsspitzen abgebaut werden können. Die Versuchsergebnisse der Scherversuche werden somit für den durchgeführten Deckenbrandversuch näherungsweise direkt verwendet.

Das Bild 6.30 links vergleicht die temperaturbedingte Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes sowie des Klebstoffes miteinander. Dem Klebstoffverhalten wurden die im Abschnitt 6.5.3 vorgestellten Resultate der Scherversuche zugrunde gelegt (vgl. Bild 6.28). Als mittlere Schubfestigkeit des Holzes bei Raumtemperatur wurden die Versuchsergebnisse der von Schickhofer [126] durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen angenommen. Dabei wurde die Schubfestigkeit des Holzes unter Verwendung einer neu entwickelten optimierten Schubversuchskonfiguration bestimmt, so dass die mit realistischen Bauteilabmessungen gewählten BSH-Biegeträger tatsächlich auf

Schub versagen. Für die temperaturbedingte Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes wurden zwei unterschiedliche Ansätze gewählt:

- lineare Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes. Dieser Ansatz entspricht den festgestellten Resultaten der Scherversuche (vgl. Bild 6.29).
- bilineare Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes mit Knickpunkt bei 100°C gemäss prEN 1995-1-2 (vgl. Abschnitt 4.5.2).

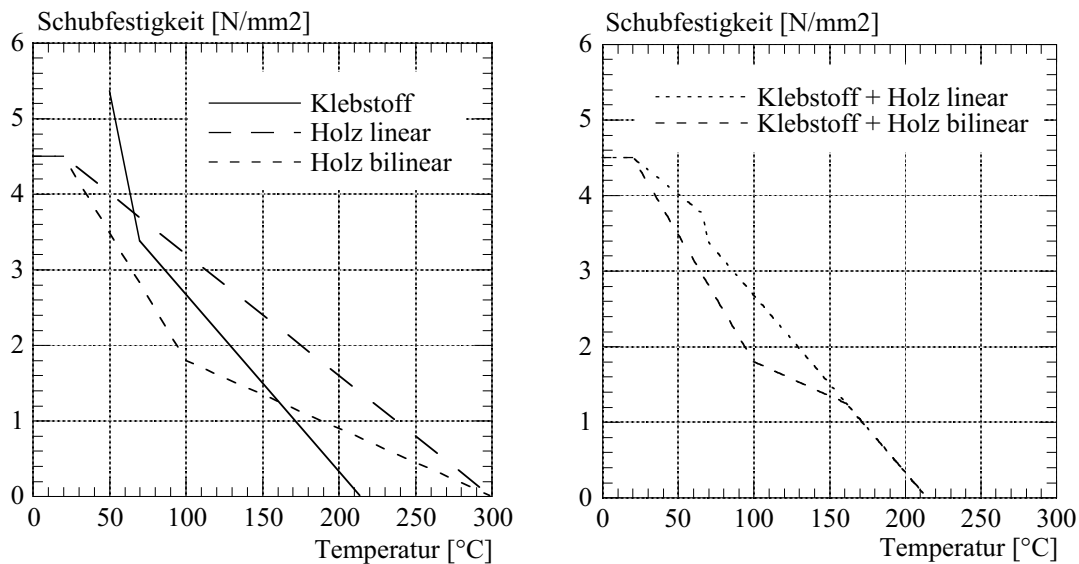


Bild 6.30 Schubfestigkeit des Holzes und des Klebstoffes in Funktion der Temperatur

Aus dem Bild erkennt man, dass im Fall der linearen Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes die Klebstofffestigkeit schon ab einer Temperatur von etwa 70°C massgebend wäre, im Fall der bilinearen Abnahme wäre hingegen die Klebstofffestigkeit nur noch ab einer Temperatur von etwa 160°C massgebend.

Die Tabelle 6.15 zeigt die mit den unterschiedlichen Modellberechnungen berechnete Feuerwiderstandsdauer  $t_R$  für den Brandversuch mit der Hilti Verbunddecke. Der Berechnung wurden die unterschiedlichen Ansätze für die temperaturbedingte Abnahme der Schubfestigkeit gemäss Bild 6.30 zugrunde gelegt. Die im Bild 6.30 rechts aufgezzeichneten Ansätze wurden aus dem Bild 6.30 links durch die Wahl des geringsten Wertes für die Schubfestigkeit des Holzes bzw. des Klebstoffes abgeleitet.

Versuch	$t_{R, \text{Versuch}}$ [Min.]	Holz linear		Klebstoff + Holz linear		Holz bilinear		Klebstoff + Holz bilinear		Ideeller Restquerschnitt
		E(0.85)	E(0.5)	E(0.85)	E(0.5)	E(0.85)	E(0.5)	E(0.85)	E(0.5)	
Hilti	63	76	77	68	68	68	69	65	66	71

Tabelle 6.15 Rechnerische Feuerwiderstandsdauer in Minuten für unterschiedliche temperaturabhängige Holzeigenschaften

Aus der Tabelle lässt sich folgendes feststellen:

- der angenommene temperaturabhängige E-Modul des Holzes hat keinen wesentlichen Einfluss auf die rechnerischen Feuerwiderstandsdauer. Massgebend ist der gewählte temperaturabhängige Ansatz für die Schubfestigkeit.
- die rechnerische Feuerwiderstandsdauer gemäss den Ansätzen “Holz linear” und “Klebstoff + Holz linear” unterscheiden sich um  $\pm 8-9$  Minuten untereinander. Der Grund dafür ist, dass im Fall der gewählten linearen Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes die Klebstofffestigkeit schon ab einer Temperatur von etwa  $70^{\circ}\text{C}$  massgebend ist und somit einen relativ grossen Einfluss auf den Schubwiderstand des Querschnittes aufweist.
- die rechnerischen Feuerwiderstandsdauer gemäss den Ansätzen “Holz bilinear” und “Klebstoff + Holz bilinear” unterscheiden sich hingegen nur um  $\pm 3$  Minuten untereinander. Der Grund dafür ist, dass im Fall der gewählten bilinearen Abnahme der Schubfestigkeit des Holzes die Klebstofffestigkeit nur noch ab einer Temperatur von etwa  $160^{\circ}\text{C}$  massgebend ist und somit keinen wesentlichen Einfluss auf den Schubwiderstand des Querschnittes aufweist.
- die mit dem Ansatz “Klebstoff + Holz bilinear” berechnete Feuerwiderstandsdauer stimmt mit dem Versuchsergebnis der Hilti Verbunddecke gut überein. Der festgestellte Schubbruch in der Klebstofffuge lässt sich somit weitgehend erklären und rechnerisch nachweisen.

## 6.6 Schlussfolgerungen

- die durchgeführten Brandversuche mit Holz-Beton-Verbunddecken bestätigten weitgehend das erwartete Brandverhalten der Verbundfuge aus den Scherversuchen.
- Holz-Beton-Verbunddecken mit einer  $\geq 20$  mm dicken Holzschalung und einer  $\geq 60$  mm dicken Betonplatte erfüllen die Kriterien Rauchdichtigkeit und thermische Isolierung für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten.
- für den Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken für den Brandfall wurde eine Berechnungsmethode entwickelt und im Abschnitt 6.2 vorgestellt. Die Versuchsergebnisse stimmen mit dem Berechnungsmodell gut überein.
- die vorgeschlagene Berechnungsmethode gilt für die im Rahmen der Forschungsarbeit auf Brandeinwirkung untersuchten Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapелеlementen oder mit Balkenlagen (vgl. Bild 1.1) und die untersuchten Verbundsysteme mit Verbundschrauben (vgl. Kapitel 3) sowie mit Kerben und eingeleimten Dübeln (vgl. Kapitel 4).
- der Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall wurde experimentell sowie rechnerisch nachgewiesen. Die resultierenden thermischen Eigenspannungen sind relativ gering und dürfen beim Nachweis der Tragfähigkeit näherungsweise vernachlässigt werden.

# 7 Zusammenfassung, Folgerungen und Ausblick

## 7.1 Zusammenfassung und Folgerungen

Die Suche nach einer effizienten und wirtschaftlichen Sanierungs- und Verstärkungsmethode von bestehenden alten und oft historischen wertvollen Holzbalkendecken, welche den wachsenden Anforderungen bezüglich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit nicht mehr gerecht werden, hat in den letzten Jahren zu grossem Interesse an der Holz-Beton-Verbundbauweise geführt. Holz-Beton-Verbunddecken weisen im Vergleich zu den reinen Holzbalkendecken nicht nur eine wesentlich erhöhte Tragfähigkeit und Steifigkeit, sondern auch verbesserte Eigenschaften bezüglich Schallschutz und Brandschutz auf, so dass diese im Zuge des ökologischen Bauens mit Holz auch Eingang in den Neubaubereich gefunden haben.

In vielen Ländern darunter auch in der Schweiz ist die Anwendung von Holztragwerken für mehrgeschossige Bauten durch Brandschutzvorschriften eingeschränkt. Für die Förderung der ökologisch günstigen Holzbauweise wäre es wünschenswert, Holz-Beton-Verbundkonstruktionen in Zukunft auch für mehrgeschossige Bauten zur Anwendung kommen zu lassen. Diese Überlegungen und das hohe Entwicklungspotential dieser Bauweise haben Partner der Industrie bewogen, zusammen mit der Hochschule, das dieser Arbeit zugrunde liegende Forschungsprojekt zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ins Leben zu rufen.

Zwei unterschiedliche Konstruktionsweisen von Holz-Beton-Verbunddecken wurden im Rahmen des Forschungsprojektes auf Brandeinwirkung untersucht: die Balkenbauweise und die Brettstapelbauweise, bei der die eigentlichen Holzträger aus stehend angeordneten, vernagelten oder verdübelten meistens rohen Seitenbrettern bestehen (vgl. Bild 1.1). Bei der Brettstapelbauweise erfolgte die Schubübertragung in der Fuge durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Dübel (vgl. Bild 4.2). Bei der Balkenbauweise wurde der Schub entweder durch ins Holz geschraubte Verbundschrauben (vgl. Bild 3.2) oder mit Kerben und eingeleimten Dübeln ähnlich wie für die Brettstapelbauweise übertragen.

Das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken kann im wesentlichen auf das thermische Verhalten der Holzteile und der Verbindung zwischen Beton und Holz zurückgeführt werden. Im Kapitel 2 wurden somit die wesentlichen Grundlagen zum Brandverhalten von Holz durch neue experimentelle und theoretische Erkenntnisse ergänzt. Die durchgeführten Brandversuche bestätigten, dass für ISO-Normbrandbeanspruchung eine konstante Abbrandgeschwindigkeit während der Zeit angenommen werden darf. Es wurde zudem aufgezeigt, dass für Brettstapeldecken bei Vorliegen eines luftdichten vollflächigen Fussbodenaufbaues auf der dem Feuer abgewandten Seite und stirnseitiger Abdeckung ein gleichmässiger Abbrand analog zu einer Massivplatte angenommen werden darf, d.h. der Einfluss von Spalten auf das Brandverhalten von Brettstapeldecken darf vernachlässigt werden. Die gemäss ENV 1995-1-2 [37] vereinbarten effektiven Ab-

brandgeschwindigkeiten  $\beta$  von 0.67 mm/Min. für KH und 0.64 mm/Min. für BSH liegen im Vergleich zur gemessenen mittleren Abbrandgeschwindigkeit von 0.69 mm/Min. leicht tiefer.

Die Brandeinwirkung führt nicht nur zu einem Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), sondern auch zu einer temperaturbedingten Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohleschicht vorhandenen Holzes. Somit muss für die Beurteilung des Brandverhaltens von Holzkonstruktionen neben der Abbrandgeschwindigkeit auch der Kenntnis der Temperaturverteilung im Restquerschnitt besondere Beachtung geschenkt werden. Die durchgeführten umfangreichen Temperaturmessungen zeigten, dass das Temperaturprofil abhängig von der Branddauer ist, d.h. die für den Abbau des Temperaturgradienten erforderliche Holztiefe wird mit zunehmender Branddauer etwas grösser. Es wurde zudem aufgezeigt, dass bei Einhalten einer Mindestbreite für rechteckige Vollquerschnitte vor dem Brand von 100 mm für R30, 150 mm für R60 und 200 mm für R90 die Beeinflussung gegenüberliegender Ränder näherungsweise vernachlässigt werden darf. Es wurde festgestellt, dass die rechnerischen Temperaturprofile gemäss dem Holz Brandschutz Handbuch (vgl. Gleichung 2.3) und der Berechnungsgrundlage für die Bemessungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss ENV-1995-1-2 [37] (vgl. Gleichung 2.5) mit zunehmender Brandzeit die gemessenen Temperaturen unterschätzen. Aus diesem Grund wurde zur Berechnung des Temperaturprofils in brandbeanspruchten Holzquerschnitten ein neuer Ansatz gemäss Gleichung 2.6 entwickelt, welcher eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefert.

Die Berechnung von Temperaturfeldern mit FE-Programmen hat sich in Beton- und Stahlbau seit langer Zeit bewährt. Ihre Anwendung im Holzbau ist wegen der Komplexität des Zersetzungsprozesses vom Holz in Holzkohle und der sich in der Literatur widerspiegelnden unsicheren Kenntnisse über die physikalischen Holzeigenschaften bei hohen Temperaturen nicht unproblematisch. Übliche FE-Programme, welche die Fouriersche Wärmeleitgleichung lösen, vernachlässigen in der Regel wichtige physikalische Vorgänge, z.B. den Massentransport von Wasserdampf und von brennbaren Gasen, die Reaktionswärme der pyrolytischen Zersetzung, die Wärmekonvektion durch die poröse Holzstruktur und die Rissbildung der Holzkohleschicht. Die im numerischen Modell vernachlässigten physikalischen Vorgänge werden somit oft durch Anpassung der thermischen Holzeigenschaften näherungsweise berücksichtigt. Die getroffene Wahl der thermischen Holzeigenschaften ist damit stark an die Modellbildung gekoppelt. In dieser Arbeit wurde das FE-Programm SAFIR verwendet. Die mit SAFIR berechneten Temperaturprofile zeigten eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Temperaturprofilen und bestätigten im wesentlichen die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse.

Die Bemessung von Holzkonstruktion für den Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] darf mit zwei vereinfachten Berechnungsmethoden geführt werden: die Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt bzw. die Bemessungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit. In der Schweiz wird als Grundlage für die Berechnung des Feuerwiderstandes von Holzkonstruktionen die SIA Dokumentation 83 [138] verwendet, welche sich an der vereinfachten Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV 1995-1-2 [37] orientiert. Bisher wurden diese Berechnungsverfahren jedoch nur bis zu einer Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten eingesetzt, weil die in den meisten Kantonen der Schweiz geltenden Brandschutzvorschriften [150] brennbare Tragwerke

nur bis zur Feuerwiderstandsklasse F30(bb) zulassen. Auch in anderen Ländern ist die Anwendung von Holztragwerken für mehrgeschossige Bauten durch Brandschutzvorschriften eingeschränkt. Aufgrund der aus den Brandversuchen gewonnenen neuen Erkenntnisse wurde somit die Anwendbarkeit der Bemessungsmethoden von Holzkonstruktion für den Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] für 60 und mehr Minuten Feuerwirkung numerisch und experimentell näher untersucht. Es wurde aufgezeigt, dass für die Bemessung von biegebeanspruchten Holzbauteilen die Berechnungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV-1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] für 60 und mehr Minuten Feuereinwirkung verwendet werden darf. Die Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit gemäss ENV-1995-1-2 [37] kann dagegen zu einer grossen Überschätzung der rechnerischen Feuerwiderstände führen. Der Grund dafür ist, dass das der Berechnung zugrunde gelegte rechnerische Temperaturprofil mit zunehmender Branddauer die gemessenen Temperaturen unterschätzt. Zudem haben neuere experimentelle Untersuchungen von König [85] aufgezeigt, dass die temperaturbedingte Abnahme der Holzeigenschaften stärker ist, als die der Berechnungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit zugrunde gelegten temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

Das Kapitel 3 befasst sich mit den Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Verbundschrauben. Für die vorliegende Forschungsarbeit wurde das Verbundelement VB-48-7.5x100 der Firma SFS AG in Heerbrugg verwendet (vgl. Bild 3.1). Die durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbindung bei hohen Temperaturen zeigten, dass die Prüfmethode das Materialverhalten bei hohen Temperaturen beeinflusst. Das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung im Brandfall wird am ehesten durch die durchgeführten Versuche bei konstanter Last und instationärer Temperatureinwirkung (ISO-Normbrand) simuliert, indem das Hochtemperaturkriechen (Zeiteinfluss) und der instationäre Feuchtigkeitszustand erfasst wird. Es wurde zudem aufgezeigt, dass das Brandverhalten der Verbundfuge mit Verbundschrauben primär von der Holztemperatur im Bereich der Verbindung abhängt. Mit zunehmender Holztemperatur nimmt die Steifigkeit und Festigkeit stark ab.

In Abhängigkeit der Geometrie (Querschnittsabmessungen, Lage der Verbundschrauben im Holzquerschnitt, Holzüberdeckung) und wegen unvermeidbarer Spalten zwischen der Holzschalung und dem Holzbalken, ist die Temperaturverteilung entlang der Schraubenachse nicht gleichmässig. Wegen der Nichtlinearität des Materialverhaltens bei hohen Temperaturen können keine temperaturabhängigen Stoffgesetze aus der mittleren Temperatur im Verbindungsbereich abgeleitet werden. Für das Trag- und Verformungsverhalten der Verbindung im Brandfall wurde somit ein Berechnungsmodell entwickelt, welches den Einfluss unterschiedlicher Temperaturen entlang der Schraubenachse berücksichtigt. Durch Kalibrierung der Modellberechnungen mit den Versuchsergebnissen wurde die temperaturbedingte Abnahme der Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung abgeleitet.

Da die erreichte Temperatur im Verbindungsbereich nach einer bestimmten Brandzeit im wesentlichen von der seitlichen Holzüberdeckung beeinflusst wird, wurden vereinfachte Bemessungsansätze für die temperaturabhängige Steifigkeit und Festigkeit der Verbindung in Abhängigkeit der seitlichen Holzüberdeckung entwickelt. Somit kann auf die



aufwendige Temperaturberechnung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten verzichtet werden.

Im Kapitel 4 wird das Brandverhalten der Verbindung zwischen Beton und Holz mit Kerben und eingeleimten Stahldübeln untersucht. Die durchgeführten Scherversuche bei Raumtemperatur zeigten, dass dieses Verbindungssystem eine sehr grosse Steifigkeit im Gebrauchszustand aufweist. Der aus den Scherversuchen berechnete Verschiebungsmodul ist so gross, dass in der Praxis vereinfacht mit der Annahme eines starren Verbundes gerechnet werden darf. Es wurde zudem festgestellt, dass mit der gewählten Kerbengeometrie und unter Verwendung von Normalbeton und normalem Bauholz ein Schubversagen der Betonbocke ausgeschlossen werden darf. Somit ist ausschliesslich das Holzversagen massgebend. Durch die Wahl einer genügenden Vorholzlänge kann ein sehr duktiler Bruchversagen der Verbundfuge durch lokale Stauchung des Holzes im Bereich der Kerbe erreicht werden. Die beobachteten grossen Biegeverformungen des Verbindungsmittels zeigten zudem, dass die Krafteinleitung ins Holz nicht nur über die Kerben, sondern auch durch die eingeleimten Dübel erfolgt. Zur Berechnung des Schubwiderstandes der Verbindung mit Kerben und eingeleimten Stahldübeln wurde somit ein Tragmodell entwickelt, das die Tragfähigkeit der Kerbe sowie der Dübel berücksichtigt. Der Berechnung des Tragwiderstandes der Dübel wurde ein starr-plastisches Tragmodell zugrunde gelegt, in Analogie zu den Tragmodellen für Stahl-Holz-Verbindungen mit einem querbelasteten stabförmigen Verbindungsmittel.

Die durchgeführten umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Brandverhalten der Verbundfuge mit Kerben und eingeleimten Stahldübeln zeigten, dass der Tragwiderstand der Verbundfuge im Brandfall primär von dem infolge des Abbrandes reduzierten Kerbenquerschnitt und der dort wirkender Temperatur abhängt. Dabei ist zu beachten, dass der Kerbenbereich durch die Holzschalung vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt wird. Es wurde zudem aufgezeigt, dass kein Steifigkeitsverlust während der Branddauer zu berücksichtigen ist.

Das Bruchversagen der Verbundfuge im Brandfall erfolgte in der Regel durch lokale Stauchung der Kerbenflanken ähnlich wie bei den Versuchen bei Raumtemperatur, während die Verbindungsmittel sich verbogen. Bei einem Versuch versagte jedoch der Versuchskörper auf Abscheren des Vorholzes. Für das Tragverhalten der Verbindung im Brandfall wurde somit ein Berechnungsmodell entwickelt, das die Versagenarten auf Holzstauchung der Kerbenflanken sowie auf Abscheren des Vorholzes berücksichtigt. Dabei wurde die temperaturbedingte reduzierte Druckfestigkeit des Holzes im Bereich der Kerbe sowie die temperaturabhängige Abnahme der Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel berücksichtigt.

Um auf die aufwendige Temperaturberechnung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten zu verzichten, wurde zudem eine vereinfachte Berechnungsmethode vorgeschlagen, welche den Einfluss der Temperaturbeanspruchung indirekt berücksichtigt. Die vorgeschlagene vereinfachte Berechnungsmethode orientiert sich an der Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138]. Die temperaturbedingte reduzierte Lochleibungsfestigkeit des Holzes im Bereich der Dübel wird durch einen vom seitlichen Achsabstand der Dübel im Holzbalken abhängigen Abminderungsfaktor vereinfacht berücksichtigt.

Das Kapitel 5 befasst sich mit dem globalen Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur. Das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wird durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge sowie durch die im Laufe der Zeit veränderlichen unterschiedlichen Werkstoffeigenschaften stark beeinflusst. Es wurde zudem aufgezeigt, dass sich die grosse Streuung der Holzeigenschaften auch im Verbundbauteil nachteilig auswirkt.

Für die Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen stehen dabei unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Analytische Lösungen lassen sich über die Differentialgleichung des elastischen Verbundes oder über Energiebetrachtungen finden. Die analytische Lösung der Differentialgleichung ist jedoch sehr aufwendig, falls die Fugensteifigkeit oder die Querschnittswerte entlang der Trägerlänge nicht konstant sind. Für solche Fälle lohnt sich somit eine numerische Lösung mit dem Differenzenverfahren oder dem Kraftgrößenverfahren. Eine weitere Möglichkeit für die Berechnung der Schnitt- und Verformungsgrößen besteht darin, die Verbunddecke mit finiten Stab-, Flächen- oder Volumenelementen zu modellieren und das Verhalten der nachgiebigen Verbindung über lineare oder auch nichtlineare Federelemente nachzubilden. Berücksichtigt man die Streuung der Materialeigenschaften, erkennt man jedoch, dass die Schnitt- und Verformungsgrößen von Holz-Beton-Verbunddecken in der Regel mit dem vorgestellten vereinfachten  $\gamma$ -Verfahren mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden dürfen.

Die theoretische Analyse des globalen Tragverhaltens von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur wurde durch einige experimentelle Untersuchungen mit biegebeanspruchten Holz-Beton-Verbundträgern ergänzt. Die gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen beweist, dass für das Verbundsystem mit Kerben und Dübeln die vereinfachte Berechnung unter Annahme eines starren Verbundes gerechtfertigt ist. Für das Verbundsystem mit Verbundschrauben unter  $\pm 45^\circ$  ist hingegen mit nachgiebigem Verbund zu rechnen. Die Versuchskörper mit Balken zeigten ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel. Bei weiterer Laststeigerung wurde das linear-elastische Verhalten durch eine überproportionale Verformungszunahme abgelöst. Das beobachtete nichtlinear-plastische Verhalten der Versuchskörper ist im wesentlichen auf die Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten Verbundsystem zurückzuführen. Da der Tragwiderstand durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge charakterisiert wird, entspricht das beobachtete Bruchverhalten der Versuchskörper einer "Teilverdübelung" der Verbundfuge. Die Versuchskörper mit Brettstapelelementen zeigten hingegen ein nahezu linear-elastisches Last-Verformungsverhalten bis zum spröden Bruch des Holzes. Da der Tragwiderstand durch Erreichen des Biegewiderstandes des Verbundquerschnittes und nicht durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge verursacht wird, entspricht das beobachtete Bruchverhalten der Versuchskörper einer "Vollverdübelung" der Verbundfuge.

Durch den Vergleich zwischen rechnerischer und gemessener Bruchlast wurde aufgezeigt, dass für die Versuchskörper mit Versagen der Verbundfuge alle Versuchsergebnisse deutlich höher lagen als der rechnerische Tragwiderstand, d.h. das vereinfachte  $\gamma$ -Verfahren liefert sichere Resultate. Für die Versuchskörper mit Holzversagen wird der Tragwiderstand vom Berechnungsmodell etwas überschätzt, die Abweichungen zwischen Mo-

dellberechnungen und Versuchsergebnissen liegen jedoch im Bereich der Streuung der Materialeigenschaften.

Die durchgeführten Biegeversuche zeigten somit, dass für "teilverdübelt" Holz-Beton-Verbundträger das Erreichen der Traglast beim höchstbeanspruchten Verbindungsmittel noch nicht zum Gesamtversagen des Verbundquerschnittes führt. Wegen der Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten Verbundsystem ist somit eine weitere Laststeigerung bis zum Holzversagen in der Regel noch möglich. Aus diesem Grund wurde ein Tragmodell entwickelt, um den Tragwiderstand von "teilverdübelt" Holz-Beton-Verbundträgern zu berechnen. Dabei wurde vorausgesetzt, dass das gewählte Verbundsystem über ausreichende Duktilität im Traglastzustand verfügt, um einen Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln zu gewährleisten.

Das vorgestellte Tragmodell wurde mit Hilfe der an der ETH durchgeführten Biegeversuche sowie weiterer experimenteller Untersuchungen mit Holz-Beton-Verbundträgern überprüft. Es wurde aufgezeigt, dass der rechnerische Tragwiderstand mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmt. Im Vergleich mit dem auf der elastischen Verbundtheorie aufgebautem Berechnungsverfahren (z.B.  $\gamma$ -Verfahren) weist das vorgestellte Tragmodell den wesentlichen Vorteil auf, dass der Biegewiderstand ohne Berücksichtigung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Verbundfuge ermittelt werden kann, so dass die Berechnung deutlich einfacher ist.

Das vorgestellte Tragmodell wird von einem unteren und einem oberen Grenzwert abgegrenzt. Werden keine Verbindungsmittel in der Verbundfuge angeordnet, dann ergibt sich der Biegewiderstand des Holz-Beton-Verbundträgers allein aus dem Biegewiderstand des Holzbalkens. Werden hingegen sehr viele Verbindungsmittel in der Verbundfuge angeordnet, dann wird der Tragwiderstand durch Erreichen des Biegewiderstandes des Verbundquerschnittes und nicht durch ein vorzeitiges Versagen der Verbundfuge verursacht. Für diesen Fall spricht man von einer "Vollverdübelung" der Verbundfuge. Der Biegewiderstand von "vollverdübelt" Stahl-Beton-Verbundträgern wird im Hochbau in der Regel plastisch ermittelt, d.h. eine vollständige Plastifizierung des Stahlquerschnittes darf angenommen werden. Wegen des spröden Bruchverhalten des Holzes ist hingegen eine Plastifizierung des Holzquerschnittes nicht zulässig. Der Biegewiderstand von "vollverdübelt" Holz-Beton-Verbundträgern ist somit elastisch zu ermitteln. Numerische Modellberechnungen haben aufgezeigt, dass für das Verbundsystem mit Kerben und Dübeln der berechnete Biegewiderstand für den Grenzfall der "Vollverdübelung" der Verbundfuge gemäss dem  $\gamma$ -Verfahren sowie dem vorgestellten Tragmodell nahezu gleich ist. Für die anderen untersuchten Verbundsysteme (Betonnocken und Dübel, Nagelplatten, Verbundschrauben) wird hingegen wegen der Nachgiebigkeit der Verbundfuge der berechnete Biegewiderstand gemäss dem vorgestellten Tragmodell etwa um 10% gegenüber dem  $\gamma$ -Verfahren überschätzt. Berücksichtigt man die Streuung der Materialeigenschaften und die Unschärfen des  $\gamma$ -Verfahrens, darf jedoch vereinfacht der Biegewiderstand für den Grenzfall der "Vollverdübelung" der Verbundfuge mit ausreichender Genauigkeit auch für die anderen untersuchten Verbundsysteme unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt werden.

Die an der ETH und anderen Instituten durchgeführten Scherversuche zeigten zudem, dass die Verbundsysteme mit Kerben und Dübeln, mit Betonnocken und Dübeln sowie mit Nagelplatten ein grosses plastisches Verformungsvermögen im Bruchzustand auf-

weisen. Die festgestellte Duktilität der Verbindung mit Kerben und Dübeln ist im wesentlichen auf lokale Holzstauchung der Kerbenflanken zurückzuführen. Für die Verbundsysteme mit Betonnocken und Dübeln und mit Nagelplatten ist hingegen das beobachtete duktile Verhalten der Verbindung im wesentlichen auf plastische Biegeverformungen der Stahlteile mit gleichzeitigen Lochleibungsverformungen im Holz zurückzuführen. Die untersuchten Verbundträger mit den oben erwähnten Verbundsystemen bestätigen das duktile Verhalten der Verbindung und somit des Verbundträgers im Bruchzustand. Die gemessene mittlere relative Verschiebung beim Holzversagen des Verbundträgers ist deutlich geringer als die in den Scherversuchen gemessene relative Verschiebung. Für die Verbundsysteme mit Kerben und Dübeln, mit Betonnocken und Stiften und mit Nagelplatten darf somit ein Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln angenommen werden. Das Verbundsystem mit Verbundschrauben zeigte hingegen eine deutlich geringere Duktilität auf. Beim Erreichen der Höchstlast werden die Verbundschrauben vom Holz herausgezogen und das Lastniveau nimmt mit zunehmenden Verformungen schnell ab. Diese Versagensart ist somit relativ spröde. Die untersuchten Verbundträger mit Verbundschrauben zeigten jedoch im Bruchzustand trotzdem ein duktileres Verhalten, obwohl die überbeanspruchten Verbundschrauben sukzessiv spröde versagten. Der Grund dafür ist, dass beim Ausfall der überbeanspruchten Verbundschrauben eine Kraftumlagerung im vielfach statisch unbestimmten System auf weniger beanspruchte Verbindungsmittel erfolgt, bis diese nach und nach ebenfalls vom Holz herausgezogen werden. Für dieses Verbundsystem darf somit kaum eine volle Aktivierung aller Verbindungsmittel angenommen werden.

Im Kapitel 6 wird das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall untersucht. Tragende und brandabschnittsbildende Bauteile müssen im Brandfall drei unterschiedliche Leistungsanforderungen erfüllen: Tragfähigkeit (Kriterium R), Rauchdichtigkeit (Kriterium E) und thermische Isolierung (Kriterium I). Im Bezug auf die Brandabschnittsbildung weisen Holz-Beton-Verbunddecken im Vergleich zu reinen Holzdecken den grossen Vorteil der oben liegenden dichten Betonplatte auf. Experimentelle sowie numerische Simulationen zeigen, dass Holz-Beton-Verbunddecken mit einer  $\geq 20$  mm dicken Holzschalung und einer  $\geq 60$  mm dicken Betonplatte die Kriterien Rauchdichtigkeit und thermische Isolierung für eine Feuereinwirkung von 60 Minuten erfüllen.

Zum rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit (Kriterium R) von Holz-Beton-Verbunddecken unter ISO-Normbrand wurde eine Berechnungsmethode entwickelt. Die vorgeschlagene Berechnungsmethode gilt für die im Rahmen der Forschungsarbeit auf Brandeinwirkung untersuchten Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen oder mit Balkenlagen (vgl. Bild 1.1) und Verbundsysteme mit Verbundschrauben sowie mit Kerben und eingeleimten Dübeln. Sie orientiert sich an der vereinfachten Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt für Holzbauteile im Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] (vgl. Abschnitt 2.7.4 und 2.7.5), d.h. die temperaturbedingte Steifigkeits- und Festigkeitsreduktion der Holzbereiche in der Nähe der Abbrandgrenze wird indirekt durch Vergrösserung der Abbrandtiefe berücksichtigt. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des ideellen Restquerschnittes entsprechen daher denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur.

Da die Betonplatte durch die Holzschalung weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist und der Beton wesentliche Festigkeitsverluste erst bei höheren Temperaturen aufzeigt, dürfen für eine Feuereinwirkung  $\leq 60$  Minuten und eine  $\geq 60$  mm hohe Betonplatte mit einer  $\geq 20$  mm dicken Holzschalung vereinfacht die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur angenommen werden.

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode berücksichtigt zudem den Einfluss der temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme der Verbundfuge aus der seitlichen Brandeinwirkung im Fall von Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen. Für Holz-Beton-Verbunddecken aus Brettstapelelementen darf hingegen dieser Einfluss näherungsweise vernachlässigt werden, da die Verbundfuge weitgehend vor der Temperatureinwirkung geschützt ist.

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode wurde durch Brandversuche mit biegebeanspruchten Holz-Beton-Verbunddecken überprüft. Die durchgeführten Brandversuche bestätigten weitgehend das erwartete Brandverhalten der Verbundfuge aus den Scherversuchen. Die gute Übereinstimmung der rechnerischen Feuerwiderstandsdauer mit den Versuchsergebnissen beweist, dass mit brandschutzbemessenen Holz-Beton-Verbunddecken eine Feuerwiderstandsdauer von 60 und mehr Minuten erreicht werden kann.

Die Temperaturverteilung im Verbundquerschnitt während des Brandes ist durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet. Mit Hilfe eines vereinfachten Berechnungsmodells (Fasermmodell) wurde untersucht, ob der Temperaturgradient zu thermischen Dehnungen bzw. thermischen Eigenspannungen führen kann, welche das Brandverhalten ungünstig beeinflussen.

Die numerischen Modellberechnungen zeigten, dass die am Anfang der Brandversuche gemessene starke Zunahme der Durchbiegung auf den Einfluss der thermischen Dehnungen zurückgeführt werden kann. Unter Berücksichtigung dieses Einflusses stimmt die berechnete Durchbiegung mit den Versuchsergebnissen gut überein.

Die numerischen Modellberechnungen zeigten zudem, dass sich die aufgrund des Biegezugnachweises berechnete Feuerwiderstandsdauer mit und ohne Berücksichtigung des Einflusses der thermischen Dehnungen um wenigen Minuten unterscheidet. Dieser Einfluss darf somit näherungsweise vernachlässigt werden. Im Vergleich mit dem Fasermmodell wird die mit der vereinfachten Berechnungsmethode mit ideellem Restquerschnitt berechnete Feuerwiderstandsdauer etwas überschätzt, die Unterschiede sind jedoch gering.

Für statisch bestimmte Systeme (einfachen Balken) führt der Einfluss der thermischen Dehnungen zu thermischen Eigenspannungen, welche über die Trägerlänge gleichmässig verteilt sind. Es entstehen somit keine verteilte Schubkräfte, d.h. die Verbundfuge sowie das Holzelement werden infolge der Auswirkung der thermischen Dehnung nicht schubbeansprucht. An den Trägerenden, d.h. an den Auflagern, entsteht dagegen eine konzentrierte Einzelschubkraft, deren Grösse gleich der Resultierende der thermischen Eigenspannungen oberhalb des für den Schubnachweis betrachteten waagrechten Schnittes ist (die Gesamtergebnisse sind null). Da die Auflagerbereiche in der Regel vor der Brandeinwirkung weitgehend geschützt sind, darf diese konzentrierte Einzelschubkraft jedoch näherungsweise vernachlässigt werden.



Holz-Beton-Verbunddecken mit Balkenlagen können trotz des seitlichen Abbrandes eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten erreichen. Voraussetzungen sind genügend breite Holzbalken und eine ausreichende Holzüberdeckung für die Verbundmittel.

Die experimentell abgesicherte Bemessungsmethode der vorliegenden Arbeit ermöglicht erstmals den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Holz-Beton-Verbunddecken im Brandfall. Die Berechnungsmethode berücksichtigt die entwickelten Tragmodelle zum Brandverhalten von Verbindungen für Holz-Beton-Verbunddecken.

Für einen Feuerwiderstand von 60 Minuten lässt sich mit dem vorgestellten Berechnungsmodell nachweisen, dass für die Querschnittsabmessungen und die seitlichen Holzüberdeckungen für die Verbundmittel gemäss Bild 7.1 in der Regel die Bemessung bei Raumtemperatur massgebend ist.

Im Bezug auf die Brandabschnittsbildung wurde aufgezeigt, dass Holz-Beton-Verbunddecken mit einer  $\geq 20$  mm dicken Holzschalung und einer  $\geq 60$  mm dicken Betonplatte die Kriterien Rauchdichtigkeit und thermische Isolierung für eine Feuereinwirkung von 60 Minuten erfüllen.

### 7.3 Ausblick

Zur weiteren Vertiefung und Verallgemeinerung der hier entwickelten Tragmodelle wären z.T. noch weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen notwendig. Die folgenden Ausführungen zeigen mögliche Stossrichtungen für solche Forschungsarbeiten:

- von der Vielzahl der Verbindungen zwischen Beton und Holz wurden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit zwei Verbundsysteme auf Brandeinwirkung untersucht: bei einem System erfolgt die Schubübertragung in der Fuge durch ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Dübel, bei dem anderen wird der Schub durch ins Holz geschraubte Verbundschrauben übertragen. Vom grossen Interesse wäre auch die Untersuchung auf Brandeinwirkung von anderen in der Praxis verwendeten Verbundelementen, z.B. Verbundsysteme mit Betonnocken und Dübeln, mit Nagelplatten, mit eingeklebtem Bewehrungsstahl, usw.
- das vollständige Trag- und Verformungsverhalten von Baustoffen bei hohen Temperaturen wird meistens mit temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen beschrieben. Da das temperaturbedingte Materialverhalten noch stärker mit der Prüfmethode verknüpft ist, als bei Raumtemperatur, sollten temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Diagramme aus den Messwerten der instationären Kriechversuche abgeleitet werden. In diesen Stoffgesetzen sind somit die Anteile des instationären Hochtemperaturkriechens sowie auch der temperaturabhängigen elastischen und plastischen Verformungen näherungsweise enthalten. Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton bzw. Stahl werden z.B. in den ENV 1992-1-2 [33] bzw. ENV 1993-1-2 [35] vorgegeben. Für das Holz liegen jedoch nur wenige und teilweise widersprüchliche Angaben vor. Die experimentellen Untersuchungen bei hohen Temperaturen von Glos und König geben für die untersuchten Holzeigenschaften E-Modul, Druck- und Zugfestigkeit deutlich unterschiedliche Resultate an. Zudem sind für die Ableitung von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen ex-

perimentell abgesicherte Angaben über die temperaturbedingte Bruchdehnung des Holzes unabdingbar. Über die Schubfestigkeit des Holzes unter instationärer Temperatureinwirkung liegen praktisch keine Angaben vor.

- zur Berechnung des Tragwiderstandes von Holz-Beton-Verbundträgern bei Raumtemperatur wurde ein vereinfachtes Tragmodell entwickelt. Dabei wurde vorausgesetzt, dass das gewählte Verbundsystem über ausreichende Duktilität im Traglastzustand verfügt, um einen Lastausgleich zwischen den Verbindungsmitteln zu gewährleisten. Die Resultate von mit Holz-Beton-Verbundträgern durchgeführten Biegeversuchen zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell. Die erforderliche Duktilität des Verbundsystems im Bruchzustand hängt jedoch von verschiedenen Einflussgrößen ab, z.B. dem gewählten Verdübelungsgrad, der Trägerlänge, der Art der Belastung, der Geometrie des Verbundquerschnittes und der Materialeigenschaften. Um die spezifische Kombination dieser Einflussgrößen zu berücksichtigen und damit genauere Abgrenzungen bei der Anwendung des Tragmodells anzugeben, sind weitere experimentelle und numerische Untersuchungen notwendig. Zudem könnte das Berechnungsmodell so ergänzt werden, dass auch Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit von Holz-Beton-Verbundträgern möglich wären.
- die experimentelle und numerische Analyse der vereinfachten Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt im Brandfall gemäss ENV 1995-1-2 [37] und SIA Dokumentation 83 [138] hat aufgezeigt, dass für biegebeanspruchte Holzbauteile die Berechnungsmethode auch für 60 und mehr Minuten Feuereinwirkung verwendet werden darf. Die neuen Erkenntnisse über die Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzbauteilen und über die temperaturabhängigen Holzeigenschaften könnten jedoch mit Hilfe von neuen gezielten experimentellen und numerischen Untersuchungen zu einer weiteren Verbesserung der Berechnungsmethode führen. Denkbar wäre z.B. die Modifikation der ideellen Abbrandtiefe (vgl. Abschnitt 2.7) in Funktion der Branddauer. Ähnliche Überlegungen wären auch für die anderen Beanspruchungsarten (Zug, Druck, Schub, usw.) wünschenswert.
- die rechnerischen Modellberechnungen sowie die durchgeführten Deckenversuche haben auf einen Einfluss der thermischen Dehnungen auf das Verformungsverhalten von brandbeanspruchten Holzdecken bzw. Verbunddecken hingewiesen. Da die Brandversuche an belasteten Bauteilen erfolgten, ist jedoch die Zunahme der Durchbiegung während des Brandes auf mehrere Einflussfaktoren (Querschnittsverlust infolge Abbrand, temperaturbedingter Abfall des E-Moduls im Restquerschnitt, thermische Dehnungen des Holzes und des Betons) zurückzuführen. Der Einfluss der thermischen Dehnungen konnte somit für die durchgeführten Brandversuche nicht eindeutig quantifiziert werden, weitere experimentellen Untersuchungen an unbelasteten Bauteilen wären erforderlich. Dabei ist zu beachten, dass die Bauteile genügend lang sein müssen, damit die Balkenverformung infolge thermischer Krümmung eindeutig gemessen werden kann.
- die rechnerischen Modellberechnungen der durchgeführten Deckenversuche haben aufgezeigt, dass der Einfluss der thermischen Eigenspannungen gering ist und näherungsweise vernachlässigt werden darf. Die Berechnung erfolgte mit Hilfe eines ver-



einfachtem zweidimensionalen Fasermodells. Eine detaillierte dreidimensionale Modellierung mit finiten Volumenelementen der Holz-Beton-Verbunddecke bei Brandbeanspruchung könnte zu einer weiteren Verfeinerung der Modelle führen.

- die experimentellen Untersuchungen von schubbeanspruchten BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen haben aufgezeigt, dass sich das Temperaturverhalten der untersuchten Polyurethan-Klebstoffen je nach Produkt deutlich unterscheidet. Da für diese „neueren“ Klebstoffen bisher noch keine ausreichenden Erkenntnisse bestehen, sind weitere experimentelle Untersuchungen wünschenswert, um ihren Einsatzbereich für tragende Holzbauteile genauer zu definieren. Dabei ist nicht nur die Untersuchung des Temperaturverhaltens von grossem Interesse, sondern auch die Dauerhaftigkeit des Klebstoffes.

# Bezeichnungen

## Lateinische Buchstaben

Gross	Deutsch	Englisch
A	= Fläche = Querschnitt	= area = cross-section
$A_{fi}$	= ideeller Restquerschnitt	= effective cross-section
$A_k$	= Fläche der Kerbenflanke	= cross-section of the groove
$A_{k,fi}$	= ideeller Restquerschnitt der Kerbenflanke	= effective cross-section of the groove
$A_n$	= Fläche der Betonnocke	= area of the groove
$A_r$	= Fläche des Restquerschnittes	= residual cross-section
$A_v$	= Fläche des Vorholzes	= area of the shear section
$A_{v,fi}$	= ideeller Restquerschnitt des Vorholzes	= effective area of the shear section
E	= Beanspruchung = Elastizitätsmodul	= effect of actions = modulus of elasticity
$E_d$	= Bemessungswert der Beanspruchung = Bemessungswert des Elastizitätsmoduls	= design effect of actions = design modulus of elasticity
$E_{d,fi}$ , $E_{fi,d}$	= Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall = Bemessungswert des Elastizitätsmoduls im Brandfall	= design effect of actions in fire = design modulus of elasticity in fire
$E_k$	= charakteristischer Elastizitätsmodul	= characteristic modulus of elasticity
F	= Last = Kraft	= load = force
$F_d$	= Druckkraft	= compressive load
$F_{fire}$	= Lastniveau für den Brandversuch	= load for the fire test
$F_k$	= charakteristischer Tragwiderstand	= characteristic resistance
$F_{k,fi}$	= charakteristischer Tragwiderstand im Brandfall	= characteristic resistance in fire
$F_{max}$	= Bruchlast	= ultimate load
$F_R$	= Tragwiderstand	= resistance
$F_{R,fi}$	= Tragwiderstand im Brandfall	= fire resistance
$F_{service}$	= Gebrauchslast	= serviceability load
$F_z$	= Zugkraft	= tensile force
$F_{zul}$	= zulässige Last	= allowable load
I	= Trägheitsmoment	= moment of inertia
$I_{ef}$	= wirksamer Trägheitsmoment	= effective moment of inertia
K	= Verschiebungsmodul	= modulus of slip
$K_{ser}$	= Verschiebungsmodul für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	= modulus of slip for ultimate limit states
$K_u$	= Verschiebungsmodul für den Nachweis der Tragfähigkeit	= modulus of slip for serviceability limit states
M	= Biegemoment	= bending moment
$M_d$	= Bemessungswert des Biegemomentes	= design bending moment

## Bezeichnungen

$M_{d,fi}$	= Bemessungswert des Biegemomentes im Brandfall	= design bending moment in fire
$M_R$	= Biege­widerstand	= bending resistance
$M_{R,fi}$	= Biege­widerstand im Brandfall	= bending resistance in fire
$M_{service}$	= Biegemoment auf Gebrauchsniveau	= serviceability bending moment
$M_u$	= plastischer Biege­widerstand des Verbindungsmittels	= fastener yield bending moment
$M_{u,k}$	= charakteristischer plastischer Biege­widerstand des Verbindungsmittels	= characteristic fastener yield bending moment
$M_{\Theta}$	= inneres Biegemoment	= internal bending moment
$N$	= 0kraft	= axial force
$N_{\Theta}$	= innere Normalkraft	= internal axial force
$R$	= Tragwiderstand = Korrelationskoeffizient	= resistance =
$R_d$	= Bemessungswert des Tragwiderstandes	= design resistance
$R_{fi}$	= Tragwiderstand im Brandfall	= fire resistance
$R_{d,fi}$ , $R_{fi,d}$	= Bemessungswert des Tragwiderstandes im Brandfall	= design resistance in fire
$S$	= Beanspruchung = Schwerpunkt	= effect of actions = centre of gravity
$S_{d,fi}$	= Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall	= design effect of actions in fire
$S_{service}$	= Beanspruchung auf Gebrauchsniveau	= effect of actions at serviceability limit states
$T$	= Schubkraft	= shear force
$T_d$	= Bemessungswert der Schubkraft	= design shear force
$T_{d,fi}$	= Bemessungswert der Schubkraft im Brandfall	= design shear force in fire
$T_{fi}$	= Schubkraft im Brandfall	= shear force in fire
$T_k$	= charakteristischer Schubwiderstand	= characteristic shear force
$T_{k,fi}$	= charakteristischer Schubwiderstand im Brandfall	= characteristic shear force in fire
$T_R$	= Schubwiderstand	= shear resistance
$T_{R,d}$	= Bemessungswert des Schubwiderstandes	= design shear resistance
$T_{R,d,fi}$	= Bemessungswert des Schubwiderstandes im Brandfall	= design shear resistance in fire
$T_{R,fi}$	= Schubwiderstand im Brandfall	= shear resistance in fire
$V$	= Querkraft	= shear force
$V_d$	= Bemessungswert der Querkraft	= design shear force
$W$	= Wärmequelle oder -senke	= heat
<b>Klein</b>	<b>Deutsch</b>	<b>Englisch</b>
$a$	= Abstand	= distance, spacing
$b$	= Breite	= width
$b_0$	= Breite des Querschnittes	= width of the cross-section
$b_{fi}$	= Breite des ideellen Restquerschnittes	= width of the effective cross-section
$b_n$	= Breite der Kerbenflanke	= width of the groove
$b_{n,fi}$	= Breite der Kerbenflanke am ideellen Restquerschnitt	= width of the effective cross-section of the groove

c	= spezifische Wärmekapazität = Bettungsmodul	= specific heat capacity = slip modul
c <sub>0</sub>	= spezifische Wärmekapazität von getrocknetem Holz	= specific heat capacity of oven-dry timber
c <sub>d</sub>	= Bettungsmodul für Druckbeanspruchung	= slip modul for compressive load
c <sub>w</sub>	= spezifische Wärmekapazität des Wassers	= specific heat capacity of water
c <sub>z</sub>	= Bettungsmodul für Zugbeanspruchung	= slip modul for tensile force
d	= Durchmesser	= diameter
d <sub>a</sub>	= Aussendurchmesser	= outer diameter
d <sub>char</sub>	= Abbrandtiefe	= charring depth
d <sub>ef</sub>	= effektive ideale Abbrandtiefe	= effective charring depth
d <sub>n,ef</sub>	= effektive ideale Abbrandtiefe der Kerbe	= effective charring depth of the groove
d <sub>red</sub>	= ideale Abbrandtiefe	= depth of layer assumed zero strength
d <sub>0</sub>	= ideale Abbrandtiefe	= depth of layer assumed zero strength
e	= Abstand der Schwerpunkte der Teil-QS	= spacing between the centres of gravity of the cross-sections
f <sub>a</sub>	= Scherfestigkeit	= shear strength
f <sub>a,d</sub>	= Bemessungswert der Scherfestigkeit	= design shear strength
f <sub>a,k</sub>	= charakteristische Scherfestigkeit	= characteristic shear strength
f <sub>c</sub>	= Druckfestigkeit	= compressive strength
f <sub>c,d</sub>	= Bemessungswert der Druckfestigkeit	= design compressive strength
f <sub>c,k</sub>	= charakteristische Druckfestigkeit	= characteristic compressive strength
f <sub>d</sub>	= Bemessungswert der Festigkeit	= design strength
f <sub>d,fi</sub> , f <sub>fi,d</sub>	= Bemessungswert der Festigkeit bei Brand	= design strength in fire
f <sub>h</sub>	= Lochleibungsfestigkeit	= embedment strength
f <sub>h,k</sub>	= charakteristische Lochleibungsfestigkeit	= characteristic embedment strength
f <sub>k</sub>	= charakteristische Festigkeit	= characteristic strength
f <sub>m</sub>	= Biegefestigkeit	= bending strength
f <sub>m,d</sub>	= Bemessungswert der Biegefestigkeit	= design bending strength
f <sub>m,k</sub>	= charakteristische Biegefestigkeit	= characteristic bending strength
f <sub>t</sub>	= Zugfestigkeit	= tensile strength
f <sub>t,d</sub>	= Bemessungswert der Zugfestigkeit	= design tensile strength
f <sub>t,k</sub>	= charakteristische Zugfestigkeit	= characteristic tensile strength
f <sub>v</sub>	= Schubfestigkeit = Auszugfestigkeit	= shear strength = withdrawal shear strength
f <sub>v,d</sub>	= Bemessungswert der Schubfestigkeit = Bemessungswert der Auszugfestigkeit	= design shear strength = design withdrawal shear strength
f <sub>v,k</sub>	= charakteristische Schubfestigkeit = charakteristische Auszugfestigkeit	= characteristic shear strength = characteristic withdrawal shear strength
f <sub>u</sub>	= Zugfestigkeit des Stahls	= ultimate strength of steel
f <sub>u,k</sub>	= charakteristische Zugfestigkeit des Stahls	= characteristic ultimate strength of steel
g	= Eigengewicht	= self-weight
h	= Höhe	= height
h <sub>0</sub>	= Höhe des Querschnittes	= height of the cross-section
h <sub>fi</sub>	= Höhe des ideellen Restquerschnittes	= height of the effective cross-section
ḣ	= Wärmestromdichte	= heat flux
h <sub>c</sub>	= Wärmestromdichte infolge Konvektion	= convective heat flux
h <sub>r</sub>	= Wärmestromdichte infolge Strahlung	= radiation heat flux

## Bezeichnungen

$k$	= Schubsteifigkeit der Verbundfuge = Faktor	= stiffness of the shear connection = factor
$k_{c,\Theta}$	= Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes im Brandfall	= factor for fire taking into account effects of temperature on the strength parameters
$k_{fi}$	= Beiwert zur Anpassung der charak. Werte an die 20%-Fraktilewerte im Brandfall	= factor for fire taking into the 20% fractile values for the strength parameters
$k_{mod}$	= Beiwert zur Berücksichtigung der Laststeinwirkungsdauer und der Holzfeuchte	= modification factor taking into account effects of the loading duration and the moisture content on the strength parameters
$k_{mod,fi}$	= Beiwert zur Berücksichtigung des Festigkeitsverlustes im Brandfall	= modification factor for fire taking into account effects of temperature and moisture content on the strength parameters
$k_0$	= Faktor	= factor
$l$	= Spannweite = Länge	= span = length
$l_E$	= Einschraubtiefe = Einleimtiefe	= screwing depth of the connector = depth of glued dowel
$l_{E,fi}$	= rechnerische Einleimtiefe im Brandfall	= design depth of glued dowel in fire
$l_n$	= Länge der Betonnocke	= length of the groove
$l_v$	= Länge des Vorholzes	= length of the area of shear section
$m$	= Anzahl von Verbindungsmitteln	= number of fasteners
$n$	= Anzahl von Versuchen oder Elementen = Wertigkeit	= number of tests or elements = ratio between moduli of elasticity
$p$	= Umfang	= perimeter
$q$	= Last	= load
$q_A$	= Auflasten	= permanent load
$q_{lat}$	= latente Wärmemenge	= latent heat
$q_N$	= Nutzlasten	= live load
$q_u$	= Traglast	= ultimate load
$r$	= Dichte	= density
$r_0$	= Darrdichte von Holz	= density of oven-dry timber
$r_w$	= Feuchtdichte von Holz	= density of timber at w moisture content
$r_k$	= charakteristische Rohdichte	= characteristic density
$s$	= Standardabweichung einer Stichprobe = Abstand zwischen Verbindungsmitteln = Einschraubtiefe	= standard deviation = spacing between the fasteners = screwing depth
$s_d$	= Einschraubtiefe der Druckschraube	= screwing depth of tensile screws
$s_{ef}$	= wirksamer Abstand zwischen den Verbindungsmitteln	= effective spacing between the fasteners
$s_z$	= Einschraubtiefe der Zugschraube	= screwing depth of compressive screws
$t$	= Zeit = Dicke der Holzschalung = Schubfluss	= time = depth of the timber board = shear flux
$t_d$	= Bemessungswert des Schubflusses	= design shear flux
$t_{fi,erf}$	= erforderliche Feuerwiderstandsdauer	= required fire resistance
$t_n$	= Dicke der Kerbe	= depth of the groove
$t_R$	= Versagenzeit = Feuerwiderstand	= failure time = fire resistance
$u$	= Schlupf = Verschiebung, Weg	= slip = displacement

v	= Variationskoeffizient einer Stichprobe	= coefficient of variation
w	= Durchbiegung = Holzfeuchte	= deflection = moisture of content of timber
$\bar{x}$	= Mittelwert einer Stichprobe	= mean value
x	= Abstand = seitliche Holzüberdeckung = seitlicher Abstand = Höhe der Betondruckzone	= distance, spacing = timber cover from the side = distance from the side = height of concrete compressive zone
$x_s, x_{ss}$	= Abstand zwischen den Verbindungsmitteln in Querrichtung	= spacing between the connectors
$x_u$	= untere Holzüberdeckung	= timber cover from below
y	= Abstand	= distance

### Griechische Buchstaben

<b>Gross</b>	<b>Deutsch</b>	<b>Englisch</b>
$\Theta$	= Temperatur	= temperature
$\Theta_a$	= Temperatur in der Scherfuge	= temperature in the shear section
$\Theta_c$	= Temperatur im Kerbenbereich	= temperature near the groove
$\Theta_g$	= Gastemperatur	= gas temperature
$\Theta_h$	= Temperatur im Dübelbereich	= temperature near the glued dowel
$\Theta_m$	= Oberflächentemperatur = mittlere Temperatur	= temperature of the surface material = mean temperature
$\Theta_r$	= Strahlungstemperatur	= radiation temperature
<b>Klein</b>	<b>Deutsch</b>	<b>Englisch</b>
$\alpha$	= Winkel = Faktor	= angle = factor
$\alpha_d$	= Einschraubwinkel der Druckschraube	= screwing angle of compressive screws
$\alpha_c$	= Wärmeübergangskoeffizient	= convective heat transfer coefficient
$\alpha_T$	= Wärmedehnzahl	= thermal coefficient of the material
$\alpha_z$	= Einschraubwinkel der Zugschraube	= screwing angle of tensile screws
$\beta$	= Abbrandgeschwindigkeit = Faktor	= charring rate = factor
$\beta_{20\%}$	= 20% Fraktilwert der Abbrandgeschw.	= 20% fractile value of the charring rate
$\beta_0$	= rechnerische Abbrandgeschwindigkeit	= notional charring rate
$\beta_{0,red}$	= rechnerische reduzierte Abbrandgeschwindigkeit im Kerbenbereich	= notional charring rate near the groove
$\beta_s$	= Abbrandgeschwindigkeit von der Seite	= charring rate from the side
$\beta_u$	= Abbrandgeschwindigkeit von unten	= charring from below
$\chi$	= Krümmung	= curvature
$\delta$	= Verschiebung	= displacement
$\epsilon_0$	= Dehnung der oberen Randlamelle	= strain of the upper layer
$\epsilon_E$	= spannungserzeugende Dehnung	= strain producing stresses
$\epsilon_f$	= Emissionsvermögen der Flamme	= emissivity coefficient related to the radiation
$\epsilon_m$	= Emissionsvermögen der Bauteiloberfläche	= emissivity coefficient related to the surface material of the member

## Bezeichnungen

$\epsilon_{\text{res}}$	= resultierender Emissionswert = resultierende Dehnung	= resulting emissivity coefficient = resulting strain
$\epsilon_{\text{th}}$	= unbehinderte Temperaturdehnung	= free temperature strain
$\phi$	= Konfigurationsfaktor	= configuration factor
$\gamma$	= $\gamma$ -Faktor	= $\gamma$ -factor
$\gamma_{\text{G}}$	= Lastfaktor für Eigengewicht	= partial factor for self-weight
$\gamma_{\text{R,fi}}$	= Widerstandsbeiwert im Brandfall	= partial material safety factor in fire
$\gamma_{\text{M}}$	= Widerstandsbeiwert	= partial material safety factor
$\gamma_{\text{M,fi}}$	= Widerstandsbeiwert im Brandfall	= partial material safety factor in fire
$\eta_{\text{M}}$	= Beiwert zur Berücksichtigung der Laststeinwirkungsdauer und der Holzfeuchte	= modification factor taking into account effects of the loading duration and the moisture content on the strength parameters
$\varphi$	= Kriechfaktor	= creep factor
$\kappa$	= Faktor	= factor
$\lambda$	= Wärmeleitfähigkeit	= thermal conductivity
$\lambda_0$	= Wärmeleitfähigkeit bei Raumtemperatur	= thermal conductivity at room temperature
$\lambda_{\text{v}}$	= Volumetrisches Schwindmass	= value of volumetric shrinkage
$\lambda_{\text{y}}$	= Grenzschlankheit	= slenderness ratio corresponding to bending
$\mu$	= Reibungswert	= friction coefficient
$\sigma_{\text{E}}$	= thermische Eigenspannung	= thermal eigen stress
$\sigma_{\text{M}}$	= Biegespannung	= bending stress
$\sigma_{\text{M,d}}$	= Bemessungswert der Biegespannung	= design bending stress
$\sigma_{\text{M,d,fi}}$	= Bemessungswert der Biegespannung im Brandfall	= design bending stress in fire
$\sigma_{\text{N}}$	= Normalspannung	= axial stress
$\sigma_{\text{N,d}}$	= Bemessungswert der Normalspannung	= design axial stress
$\sigma_{\text{N,d,fi}}$	= Bemessungswert der Normalspannung im Brandfall	= design axial stress in fire
$\sigma_{\text{r}}$	= Randspannung	= stress in the outermost fibre
$\sigma_{\text{r,d}}$	= Bemessungswert der Randspannung	= design stress in the outermost fibre
$\sigma_{\text{r,d,fi}}$	= Bemessungswert der Randspannung im Brandfall	= design stress in the outermost fibre in fire
$\sigma_{\text{res}}$	= resultierende Spannung	= resulting stress
$\sigma_{\text{zul}}$	= zulässige Spannung	= allowable stress
$\tau$	= Schubspannung	= shear stress
$\tau_{\text{d}}$	= Bemessungswert der Schubspannung	= design shear stress
$\tau_{\text{d,fi}}$	= Bemessungswert der Schubspannung im Brandfall	= design shear stress in fire
$\tau_{\text{fi}}$	= Schubspannung im Brandfall	= shear stress in fire
$\omega$	= Faktor	= factor
$\Psi_{\text{acc}}$	= Lastfaktor für aussergewöhnliche Einwirkungen	= partial factor for accidental design situations
$\varnothing$	= Durchmesser	= diameter

**Abkürzungen**

	<b>Deutsch</b>	<b>Englisch</b>
BSH	= Brettschichtholz	= glued laminated timber
CEN	= Europäische Komitee für Normung	= European Committee for Standardization
EMPA	= Eidgenössische Materialprüfung- und Forschungsanstalt, Dübendorf	= Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research, Dübendorf
EN	= Europäische Norm, CEN Brussels	= European Standard, CEN Brussels
ENV	= Europäische Vornorm, CEN Brussels	= European Prestandard, CEN Brussels
ETH	= Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich	= Swiss Federal Institute of Technology, Zurich
EPFL	= Eidgenössische Technische Hochschule, Lausanne	= Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne
IBK	= Institut für Baustatik und Konstruktion	= Institute of Structural Engineering, ETH
ISO	= Internationale Komitee für Normung	= International Organisation for Standardization
KH	= Kantholz (Vollholz)	= squared timber (solid timber)
KTI	= Kommission für Technologie und Innovation, Bern	= Swiss Commission for Technology Transfer and Innovation, Bern
SIA	= Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich	= Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich
VKF	= Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen, Bern	= Swiss Society of Fire Insurance, Bern



## Literatur

- [1] Bachmann (1991) H. Bachmann: *Grundzüge des Stahlbetons und des vorgespannten Betons*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. 1991.
- [2] Barber (1994) D.J. Barber, A.H. Buchanan: *Fire Resistance of Epoxied Steel Rods in Glulam Timber*. Research Report 94/1. Dep. of Civil Eng. University of Canterbury. Christchurch. New Zealand.
- [3] Bariska (1983) M. Bariska: *Zur dynamischen Torsionselastizität von Holz*. Holz als Roh- und Werkstoff 41. 1983.
- [4] Batschkus H. Batschkus, E. Anderheggen: *Pyroman - Brandsimulationsprogramm*. Projekt in Bearbeitung. IBK ETH Zürich. 1997.
- [5] Becker (1974) J. Becker, H. Bizri, B. Bresler: *Fires-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures-Thermal*. Fire Research Group. University of California Berkeley. 1974.
- [6] Bergfelder (1974) J. Bergfelder: *Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund*. Der Bauingenieur 49. 1974.
- [7] Bernasconi (1996) A. Bernasconi: *Tragverhalten von Holz senkrecht zur Faserichtung mit unterschiedlicher Anordnung der Schub- und Biegearmierung*. Publikation Nr. 96-3. Professur für Holztechnologie. ETH Zürich. 1996.
- [8] Berset (1998) T. Berset: *Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken*. Diplomarbeit in Konstruktion. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. 1998.
- [9] Blass (1995) H.J. Blass, J. Ehlbeck, M.L.R. van der Linden, M. Schlager: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Bericht T 2710. Universität Karlsruhe. 1995.
- [10] Borgogno (1997) W. Borgogno: *Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. IBK Bericht Nr. 233. Birkhäuser Verlag Basel. Dezember 1997.
- [11] Börnstein (1961) Landolt-Börnstein: *Zahlenwerte und Funktionen aus Physik, Chemie, Astronomie, Geophysik, Technik*. 6. Auflage. Band II. Teil 4. Kalorische Zustandsgrößen. Springer Verlag. 1961.

- [12] Christoph (1977) N. Christoph, G. Brettel: *Untersuchungen zur Wärmedehnung von Holz in Abhängigkeit von Rohdichte und Temperatur*. Holz als Roh- und Werkstoff 35. 1977.
- [13] Deliiski (1977) N. Deliiski: *Berechnung der instationären Temperaturverteilung im Holz bei der Erwärmung durch Wärmeleitung*. Holz als Roh- und Werkstoff 35. 1977.
- [14] DIN 4102 T4 (1994) DIN Norm 4102 T4: *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 1994.
- [15] DIN 52182 (1976) DIN Norm 52182: *Bestimmung der Rohdichte*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 1976.
- [16] DIN 52183 (1977) DIN Norm 52183: *Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 1977.
- [17] Diebold (1999) F. Diebold: *Bauphysikalische Aspekte bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Tagungsband "Holz-Beton-Verbundbauten: Effiziente Planung und Bemessung". Schulungszentrum TFB. Wildeg. 1999.
- [18] Dorn (1961) H. Dorn, K. Egner: *Brandversuche mit geleimten Holzbauteilen*. Holz-Zentralblatt 87. 1961.
- [19] Dorn (1967) H. Dorn, K. Egner: *Brandversuche an Brettschichtverleimten Holzträger unter Biegebeanspruchung*. Holz als Roh- und Werkstoff 25. 1967.
- [20] Dreyer (1969) R. Dreyer: *Brandverhalten von Holzträgern unter Biege- und Feuerbeanspruchung*. Bauen mit Holz 5. 1969.
- [21] Dubas (1988) P. Dubas: *Zusammengesetzte Holzstäbe mit unsymmetrischem zweiteiligem Querschnitt*. SIA 9. 1988.
- [22] Dunlap (1912) F. Dunlap: *The specific heat of wood*. US Department of Agriculture. Bulletin No. 10. Washington D.C. 1912.
- [23] EN 301 (1992) Europäische Norm EN 301: *Klebstoffe für tragende Holzbauteile. Phenoplaste und Aminoplaste. Klassifizierung und Leistungsanforderungem*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. Juni 1992.
- [24] EN 338 (1995) Europäische Norm EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. Februar 1995.

## Literatur

- [25] EN 392 (1995) SIA 164.116: *Brettschichtholz - Scherprüfung der Leimfugen*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1995.
- [26] EN 408 (1994) Europäische Norm EN 408: *Holzbauwerke - Vollholz und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften für tragende Zwecke*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. Schlusssentwurf. März 1994.
- [27] prEN 1194 (1998) Europäische Norm prEN 1194: *Holzbauwerke-Brettschichtholz - Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. Schlusssentwurf. Februar 1998.
- [28] prEN 1995-1-1 Europäische Norm prEN 1995-1-1 (Eurocode 5): *Design of timber structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. Second draft. Oktober 2000.
- [29] prEN 1995-1-2 Europäische Norm prEN 1995-1-2 (Eurocode 5): *Design of timber structures, Part 1.2: General Rules - Structural fire design*. CEN - Europäisches Komitee für Normung. Brüssel. First draft. Oktober 2000.
- [30] ENV 1991-1 SIA V 160.001 (Eurocode 1): *Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1994.
- [31] ENV 1991-2-2 SIA V 160.002 (Eurocode 1): *Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Brandeinwirkungen*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1996.
- [32] ENV 1992-1-1 SIA V 162.001 (Eurocode 2): *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1992.
- [33] ENV 1992-1-2 SIA V 162.002 (Eurocode 2): *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1997.
- [34] ENV 1993-1-1 SIA V 161.001 (Eurocode 3): *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1992.

- [35] ENV 1993-1-2 SIA V 161.002 (Eurocode 3): *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1997.
- [36] ENV 1995-1-1 SIA V 164.001 (Eurocode 5): *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1993.
- [37] ENV 1995-1-2 SIA V 164.002 (Eurocode 5): *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1997.
- [38] ENV 1995-2 ENV-1995-2 (Eurocode 5): *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 2: Brücken*. CEN. Brüssel. 1997.
- [39] Fontana (1997) M. Fontana, A. Frangi: *Fire Resistance of Timber-Concrete Composite Slabs*. International Conference: Composite Construction-Conventional and Innovative. Conference Report. Innsbruck. 16-18 September 1997. By IABSE. ETH Zurich.
- [40] Fontana (1998) M. Fontana, A. Frangi: *Fire Behaviour of Timber-Concrete Composite Slabs*. 6th International Symposium on Fire Safety Science (IAFSS). Proceedings. 5-9 Juli 1999. Poitiers. France.
- [41] Fontana (1999) M. Fontana, A. Frangi: *Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken*. Festschrift Prof. Dr. Edoardo Anderheggen zum 60 Geburtstag. IBK Publikation SP-007. Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH Zürich. Juni 1999.
- [42] Frangi (1999) A. Frangi, M. Fontana: *Zum Brandverhalten von Holzdecken aus Hohlkastenelementen*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. IBK Bericht Nr. 244. Birkhäuser Verlag Basel. Juni 1999.
- [43] Frangi (2000) A. Frangi, M. Fontana: *Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. IBK Bericht Nr. 249. Birkhäuser Verlag Basel. Juli 2000.
- [44] Franssen (1995) J.M. Franssen: *SAFIR*. Institut du Génie Civil. Université de Liege. 1995.
- [45] Fredlund (1988) B. Fredlund: *A model for heat and mass transfer in timber structures during fire*. Report TVBB-1003. Lund University. Sweden. Lund 1988.

## Literatur

- [46] Gehri (1981) E. Gehri, P. Dubas, A. Steurer: *Einführung in die Norm SIA 164 (1981): Holzbau*. Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. Publikation Nr. 81-1. 1981.
- [47] Gehri (2000) E. Gehri: *Verbindungstechnik im Holzbau*. Buch zur Tagung: "Verbindungstechnik im Holzbau". 32. SAH-Fortbildungskurs. Weinfelden. November 2000. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich.
- [48] Gehri (2000) E. Gehri: *Leistungsfähige Verbindungen: Kriterien und Konzepte*. Buch zur Tagung: "Verbindungstechnik im Holzbau". 32. SAH-Fortbildungskurs. Weinfelden. November 2000. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich.
- [49] Gehri (2001) E. Gehri: *Light trusses with screwed joints*. Symposium on Joints in Timber Structures. 55<sup>th</sup> RILEM Annual Week. Stuttgart. September 2001.
- [50] Gerhards (1982) C.C. Gerhards: *Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects*. Wood and fiber. Volume 14, No. 1. 1982.
- [51] Glos (1990) P. Glos, D. Henrici: *Festigkeit von Bauholz bei hohen Temperaturen*. Abschlussbericht 87505. Institut für Holzforschung der Universität München. 1990.
- [52] Godycki (1984) T. Godycki, J. Pawlica, J. Kleszczewski: *Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte*. Bauingenieur 59. 1984.
- [53] Grossmann (1969) W. Grossmann: *Grundzüge der Ausgleichsrechnung*. Technische Universität Hannover. 3. Auflage. Springer-Verlag. 1969
- [54] Hadvig (1981) S. Hadvig: *Charring of wood in building fires*. Technical University of Denmark. Lyngby. 1981.
- [55] Haksever (1982) A. Haksever: *Brandverhalten von brettschichtverleimten Holzstützen und Holzbalken*. Bauingenieur 57. 1982.
- [56] Haller (1999) P. Haller, K. Pannke: *Beiträge zur Statik und Bauphysik von Brettstapeldecken und -wänden*. Fachtagung "Brettstapelbauweise und ökologische Dämmstoffe". Technische Universität Dresden. April 1999.
- [57] Hartl (1995) H. Hartl, C. Stöffler, M. Haslwagner: *Brandverhalten von Holzkonstruktionen*. Informationsdienst Holz. Holzbauwerke nach Eurocode 5. STEP 3. 1995.

- [58] Heimeshoff (1987) Heimeshoff: *Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau*. Holz als Roh- und Werkstoff 45. 1987.
- [59] Heimeshoff (1991) Heimeshoff: *Der Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Einfeldträgern, die aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, im Ingenieurholzbau*. Holz als Roh- und Werkstoff 49. 1991.
- [60] Hellwig (1988) M. Hellwig: *Zum Abbrand von Holzbrennstoffen unter Berücksichtigung der zeitlichen Abläufe*. Institut für Landtechnik der Technischen Universität München. 1988.
- [61] Hilti (1991) *Auszugversuche an senkrecht zur Faser ins Holz eingeleimten Gewindestangen*. Versuchsbericht Nr. 91-212. Hilti Entwicklungs GMBH Kaufering. 1991.
- [62] Hoffman (1979) F. Hoffman: *Untersuchung des thermischen Verhaltens von Holz unter Berücksichtigung des Einflusses hygroskopisch gebundener Feuchtigkeit*. Fakultät für Maschinenbau und Elektrotechnik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig. 1979.
- [63] Hoischen (1954) A. Hoischen: *Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung*. Der Bauingenieur 29. 1954.
- [64] ISO 834 (1995) ISO 834: *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction - Part 1: General Requirements*. International Organization for Standardization. 1995.
- [65] Johansen (1949) K.W. Johansen: *Theory of timber connections*. IABSE 98. Zürich. 1949.
- [66] Johansson (1997) L. Johansson, F. Peng, R. Simonson: *Effects of temperature and sulfonation on shear deformation of spruce wood*. Wood Science and Technology 31. 1997.
- [67] Kallioniemi (1980) P. Kallioniemi: *The strength of wood structures during fires*. VTT-Symposium 9. Tbilis. 1980.
- [68] Kanter (1955) K.R. Kanter: *Untersuchung der Wärmeeigenschaften des Holzes*. Dissertation MLTI. Forsttechnische Hochschule Moskau. 1955.
- [69] Karlsen (1967) G. Karlsen: *Wooden structures*. MIR Publishers. Moscow. 1967.
- [70] Kenel (1998) A. Kenel: *Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung*. Forschungsbericht 115/39. EMPA, Abteilung Holz. März 1998.

## Literatur

- [71] Kenel (1999) A. Kenel: *Grundlagen zum Tragverhalten von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen*. Buch zur Tagung: "Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz". 31. SAH-Fortbildungskurs. Weinfelden. November 1999. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich. 1999.
- [72] Kenel (2000) A. Kenel: *Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen*. Forschungsbericht 115/42. EMPA, Abteilung Holz. März 2000.
- [73] Kneidl (1995) R. Kneidl: *Träger mit nachgiebigem Verbund - Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen*. Bauen mit Holz 97. 1995.
- [74] Knublauch (1971) E. Knublauch, R. Rudolphi: *Der Abbrand als Grundlage zur theoretischen Vorausbestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Holzbauteilen*. Bauen mit Holz 73. 1971.
- [75] Knudson (1975) R. M. Knudson and A. Schniewind: *Performance of structural wood members exposed to fire*. Forest Products Journal. Volume 25, No. 2. 1975.
- [76] Koch (1969) P. Koch: *Specific heat of oven-dry spruce pine wood and bark*. Wood science. Volume 1. 1969.
- [77] Kollmann (1951) F. Kollmann: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*. I. Band. 2. Auflage. Springer Verlag. 1951.
- [78] Kollmann (1951) F. Kollmann: *Über das mechanische Verhalten von Kiefernholz bei Biegung und Temperaturen zwischen 20° und 100°*. Svenska Träforskningsinstitutet. Trätekniska Avdelningen. Meddelande 22. Stockholm. 1951.
- [79] Kollmann (1952) F. Kollmann: *Die Bedeutung der Temperatur für die Elastizität und Festigkeit des Holzes*. Holz als Roh- und Werkstoff 10. 1952.
- [80] Kollmann (1960) F. Kollmann: *Die Abhängigkeit der elastischen Eigenschaften von Holz von der Temperatur*. Holz als Roh- und Werkstoff 18. 1960.
- [81] Kollmann (1966) F. Kollmann: *Neue Ergebnisse über das Verhalten von Holz und Holzbauteilen im Feuer*. Holz-Zentralblatt Nr. 64/65. 1966.
- [82] König (1995) J. König: *Die Bemessung von Holzbauten für den Brandfall nach ENV 1995-1-1*. Informationsdienst Holz. Holzbauwerke nach Eurocode 5. STEP 3. 1995.

- [83] König (1995) J. König: *Fire resistance of timber joists and load bearing wall frames*. Swedish Institute for Wood Technology Research (Träteck). Rapport I 9412071. Stockholm. 1995.
- [84] König (1997) J. König, J. Norén, F. B. Olesen, F. T. Hansen: *Timber frame assemblies exposed to standard and parametric fires. Part 1: fire tests*. Swedish Institute for Wood Technology Research (Träteck). Rapport I 9702015. Stockholm. 1997.
- [85] König (2000) J. König, L. Walleij: *Timber frame assemblies exposed to standard and parametric fires. Part 2: a design model for standard fire exposure*. Swedish Institute for Wood Technology Research (Träteck). Rapport I 0001001. Stockholm. 2000.
- [86] König (2000) J. König, B. Källsner: *Thermal and mechanical properties of timber and some other materials used in light timber frame construction*. CIB-W18. Paper 33-16-3. Meeting 33. Delft. August 2000.
- [87] Kordina (1994) K. Kordina, C. Meyer-Ottens: *Holz Brandschutz Handbuch*. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e V. München 1994.
- [88] Krabbe (1962) E. Krabbe: *Über den Spannungszustand in einer Versatzung*. Holz als Roh- und Werkstoff 20. 1962.
- [89] Kreuzinger (1995) H. Kreuzinger: *Träger und Stützen aus nachgiebig verbundenen Querschnittsteilen*. Informationsdienst Holz. Holzbauwerke nach Eurocode 5. STEP 1. 1995.
- [90] Kreuzinger (1997) H. Kreuzinger: *SFS Verbundsystem VB*. Gutachtliche Stellungnahme GH971. Technische Universität München. 1997.
- [91] Kühlmann (1962) G. Kühlmann: *Untersuchung der thermischen Eigenschaften von Holz und Spannplatten in Abhängigkeit von Feuchtigkeit und Temperatur im hygroskopischen Bereich*. Holz als Roh- und Werkstoff 20. 1962.
- [92] Küng (1987) R. Küng: *Verbunddecke Holz-Leichtbeton. Theoretische und experimentelle Untersuchung der Verbundkonstruktion aus Holz und Leichtbeton mit Holzschrauben als Verbundmittel*. Bericht F 1108. Universität Graz. 1987.
- [93] Kunz (1998) P. Kunz, V. Sigrist: *Swisscodes*. SIA 116. 1998.
- [94] Lache (1992) M. Lache: *Abbrandgeschwindigkeit von Vollholz, Brett-schichtholz und Holzwerkstoffen*. AIF-Forschungsvorhaben Nr. 7796 und 8744. Schlussbericht. Institut für Holzforschung der Universität München. 1992.



## Literatur

- [95] Lache (1992) M. Lache: *Untersuchungen zur Abbrandgeschwindigkeit von Vollholz und zur Feuerwiderstandsdauer biegebeanspruchter BSH-Träger*. Institut für Holzforschung der Universität München. 1992.
- [96] Maclean (1941) J. D. Maclean: *Thermal conductivity of wood*. Transaction American Society of Heating and Ventilation Engineers 47. 1941.
- [97] Maku (1954) T. Maku: *Studies on heat conduction in wood*. Bulletin of the Wood Research Institute. Kyoto University. Japan. 1954.
- [98] Mehaffey (1994) J. R. Mehaffey, P. Cuerrier, G. Carisse: *A model for predicting heat transfer through gypsum board/wood stud walls exposed to fire*. Fire and materials. Volume 18. 1994.
- [99] Meyer-Ottens ('76) C. Meyer-Ottens: *Feuerwiderstandsdauer unbekleideter Holzbalken mit Rechteckquerschnitt*. Bauen mit Holz 5. 1976
- [100] MPA BAU (1980) Prüfzeugnis Nr. 80 1284: *Feuerwiderstandsdauer von Stirnversätzen und Vorholz-Knaggen*. Materialprüfungsamt für das Bauwesen (MPA BAU). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB). Technische Universität Braunschweig. 1980.
- [101] MPA BAU (1997) SFS Holz-Beton-Verbundsystem. *Prüfung des Tragverhaltens mittels Scherversuche*. Prüfbericht 2321. Materialprüfungsamt für das Bauwesen (MPA BAU). Technische Universität München. 1997.
- [102] Mikkola (1990) E. Mikkola: *Charring of wood*. Research report 689. Technical Research Centre of Finland. 1990.
- [103] Mischler (1998) A. Mischler: *Bedeutung der Duktilität für das Tragverhalten von Stahl-Holz-Bolzenverbindungen*. Publikation Nr. 98-1. Professur für Holztechnologie. ETH Zürich. 1998.
- [104] Mischler (2000) A. Mischler: *Übersicht über Verbindungsarten und ihre Wirkungsweisen*. Buch zur Tagung: "Verbindungstechnik im Holzbau". 32. SAH-Fortbildungskurs. Weinfelden. November 2000. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich.
- [105] Mischler (2000) A. Mischler: *Die Bemessung von Stabdübel-Verbindungen*. Buch zur Tagung: "Verbindungstechnik im Holzbau". 32. SAH-Fortbildungskurs. Weinfelden. November 2000. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich.

- [106] Möhler (1956) K. Möhler: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Habilitation. TH Karlsruhe. 1956.
- [107] Müller (2000) R. Müller: *Verhalten von auf Schub beanspruchten BSH-Leimfugen bei hohen Temperaturen*. Diplomarbeit in Konstruktion. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. 2000.
- [108] Natterer (1987) J. Natterer, M. Hoefft: *Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Forschungsbericht CERS Nr. 1345. IBOIS. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. März 1987.
- [109] Natterer (1992) J. Natterer, M. Hoefft: *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Entwicklung eines neuen Verbindungssystems*. Forschungsbericht CERS Nr. 1638. IBOIS. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. März 1992.
- [110] Natterer (1997) J. Natterer: *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen: eine ökonomisch und ökologisch entwicklungsfähige Bauweise*. Tagungsband "Holz-Beton-Verbundkonstruktionen für wirtschaftliche Neu- und Umbauten". Schulungszentrum TFB. Wildeggen. 1997.
- [111] Oestmann (1985) B.A.-L. Oestmann: *Wood tensile strength at temperatures and moisture contents simulating fire conditions*. Wood Science and Technology. Volume 19. 1985.
- [112] Parker (1985) W. J. Parker: *Development of a model for the heat release of wood - A status Report*. National Bureau of Standard. Center for Fire Research. NBSIR 85-3163. Gaithersburg. 1985.
- [113] Pischl (1968) R. Pischl: *Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger*. Der Bauingenieur 43. 1968.
- [114] Pischl (1969) R. Pischl: *Die praktische Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren*. Der Bauingenieur 44. 1969.
- [115] Roberts (1971) A. F. Roberts: *The heat of reaction during the pyrolysis of wood*. Combustion and flame. Volume 17. 1971.
- [116] Röhl (1984) H. Röhl: *Untersuchungen über das Abbrandverhalten von Fichten- und Eichenholz in Abhängigkeit von Rohdichte, Jahrringorientierung und Zeit*. Forstwiss. Fakultät der Universität München. 1984.

## Literatur

- [117] SAH-Kurs (1999) Tagungsband zum 31. SAH-Fortbildungskurs: *Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz*. Weinfelden. November 1999. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich. 1999.
- [118] SAH-Kurs (2000) Tagungsband zum 32. SAH-Fortbildungskurs: *Verbindungstechnik im Holzbau*. Weinfelden. November 2000. Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, c/o Lignum Zürich. 2000.
- [119] Schaffer (1967) E.L. Schaffer: *Charring rate of selected woods - transvers to grain*. Forest Service Research Paper FPL 69. Forest Products Laboratory. Madison Wisconsin. 1967.
- [120] Schaffer (1973) E.L. Schaffer: *Effect of pyrolytic temperatures on the longitudinal strength of dry-douglas fir*. Journal of testing and evaluation. 1973.
- [121] Scheer (1992) C. Scheer, Th. Knauf, C. Meyer-Ottens: *Rechnerische Brandschutzbemessung unbedeckter Holzbauteile. Grundlage für DIN 4102 T 4*. Bautechnik 69. 1992.
- [122] Scheer (1993) C. Scheer, Th. Knauf: *Vergleichsrechnungen zu ENV-1995-1-2 im Rahmen der Harmonisierung europäischer Vorschriften*. Forschungsvorhaben F-90/3 der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung. München 1993.
- [123] Scheer (1994) C. Scheer, Th. Knauf: *Handbuch zum Programm BRABEM V 1.1. Brandschutzbemessung unbedeckter Holzbauteile DIN 4102 Teil 4 (1994)*. Informationsdienst EGH. München 1994.
- [124] Scheer (1994) C. Scheer, Th. Knauf: *Brandschutzbemessung unbedeckter Holzbauteile. Mindestquerschnitte, die einer Feuerwiderstandsklasse F30 genügen*. Bautechnik 71. 1994
- [125] Scheer (1995) C. Scheer, Th. Knauf: *Brandschutzbemessung zimmermannsmässiger Holzverbindungen - Versätze*. Bautechnik 72. 1995.
- [126] Schickhofer (1999) G. Schickhofer, R. Pischl: *Ermittlung beanspruchungsgerechter Schubfestigkeiten für eine wirtschaftliche Bauteilbemessung und Implementierung in nationalen und internationalen Normen*. Technische Universität Graz. Bericht LR9901. November 1999.
- [127] Schmid (2001) M. Schmid: *Verhalten von auf Schub beanspruchten BSH-Klebstofffugen bei hohen Temperaturen*. Diplomarbeit in Konstruktion. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. 2001.

- [128] Schwarzott (1972) W. Schwarzott: *Ein Elementverfahren zum Berechnen von Temperaturfeldern*. Forschung im Ingenieurwesen. Band 38. 1972.
- [129] Seekamp (1969) H. Seekamp, J. Stanke: *Das Brandverhalten von belasteten Holzstützen*. Bauen mit Holz 5. 1969.
- [130] SFS Zulassung ('98) Deutsches Institut für Bautechnik: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für SFS Verbundsystem*. Zulassung Nr. Z-9.1-342. Berlin. 1998.
- [131] SIA 160 (1989) SIA 160 (Norm): *Einwirkung auf Tragwerke*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1989.
- [132] SIA 162 (1989/92) SIA 162 (Norm): *Betonbauten*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1989/92.
- [133] SIA 164 (1981/92) SIA 164 (Norm): *Holzbau*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1981/92.
- [134] SIA 215 (1991) SIA 215.002 (Norm): *Zement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1991.
- [135] SIA 260 (2002) SIA 260 ("Swisscode 0"): *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*. Vernehmlassungsentwurf. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 6.11.2000.
- [136] SIA 262 (2002) SIA 262 ("Swisscode 2"): *Betonbau*. Vernehmlassungsentwurf. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1.5.2001.
- [137] SIA 265 (2002) SIA 265 ("Swisscode 5"): *Holzbau*. Vernehmlassungsentwurf. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 31.3.2001.
- [138] SIA 83 (1997) SIA 83 (Dokumentation): *Brandschutz im Holzbau*. Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein. Zürich 1997.
- [139] Stanke (1972) J. Stanke, E. Klement, R. Rudolphi: *Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung*. Bauen mit Holz 5 und 6. 1972.
- [140] STATREL (1999) STATREL Manual. RCP GmbH. München. 1999-2000.
- [141] Steiger (1996) R. Steiger: *Mechanische Eigenschaften von Schweizer Fichten-Bauholz bei Biege-, Zug-, Druck- und M/N Beanspruchung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK). ETH Zürich. IBK Bericht Nr. 221. Birkhäuser Verlag Basel. Juni 1996.

## Literatur

- [142] Sterner (1990) E. Sterner, U. Wickström: *TASEF - Temperature analysis of structures exposed to fire - User's manual*. Fire Technology. SP Report 1990:05. Böras. Sweden.
- [143] Stüssi (1943) F. Stüssi: *Beiträge zur Berechnung und Ausbildung zusammengesetzter Vollwandträger*. Schweizerische Bauzeitung Band 121. 1943.
- [144] Stüssi (1947) F. Stüssi: *Zusammengesetzte Vollwandträger*. Abhandlungen. IVBH. 1947.
- [145] Sulzberger (1953) P. H. Sulzberger: *The effect of temperature on the strength properties of wood, plywood and glued joints*. Aeronautical Research Consultative Committee. Report ACA 46. Melbourne. 1953.
- [146] TCD (1999) *TCD - Temperature Calculation and Design*. User's Manual for TCD 5.0 with Tempcal. Fire Safety Design. Lund. Sweden.
- [147] Timmermann ('93) K. Timmermann, U. Meierhofer: *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton*. Forschungsbericht 115/30. EMPA, Abteilung Holz. Oktober 1993.
- [148] Topf (1971) P. Topf: *Die thermische Zersetzung von Holz bei Temperaturen bis 180° C*. Holz als Roh- und Werkstoff 29. 1971.
- [149] Topf (1984) P. Topf, H. Röhl: *Abbrandgeschwindigkeit von Fichte und Eiche*. Holz als Roh- und Werkstoff 42. 1984.
- [150] VKF (1993) Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen: *Brandschutznorm*. Bern 1993.
- [151] Wesche (1993) J. Wesche, W. Klingsch, M. Tavakkol-Khah, M. Kersten-Bradley: *Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten*. Schlussbericht. Forschungsvorhaben F-90/1 der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung. München November 1993.
- [152] Wieland (1997) H. Wieland: *Überblick über verschiedenen Verdübelungssysteme und ihre technische Besonderheiten*. Tagungsband "Holz-Beton-Verbundkonstruktionen für wirtschaftliche Neu- und Umbauten". Schulungszentrum TFB. Wildegg. 1997.
- [153] White (1981) R.H. White, E.L. Schaffer: *Transient moisture gradient in fire-exposed wood slab*. Wood and Fiber. Volume 13. No. 1. 1981.