Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

Diploma Thesis

Theoretical and experimental investigations on behavior of timber based composite ribbed floors in case of fire

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Das Brandverhalten von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise: Theoretische und experimentelle Untersuchungen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Lukas Stockert, BSc
Matr.Nr.: 00927104

unter der Anleitung von

Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. **Alireza Fadai**

Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr.-techn. **Kamyar Tavoussi**

Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259.2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2018 _____

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich besonders bei Herrn Associate Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alireza Fadai** und Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr. **Kamyar Tavoussi** für die ausgezeichnete Betreuung bedanken, die mir einerseits diese Arbeit ermöglicht und mich andererseits dabei auch bestmöglich betreut haben.

Des Weiteren möchte ich mich bei meiner Familie und allen meinen Freunden für die wunderbare Unterstützung auf dem langen und intensiven Weg durch das Studium bedanken. Spezieller Dank gilt dabei meiner Freundin Katharina, die mich während des Studiums unterstützt und zusätzlich motiviert hat.

Kurzfassung

Holz gewinnt im innerstädtischen Bauwesen aufgrund des ökologischen Aspektes und besonders aufgrund der Nachhaltigkeit immer mehr an Bedeutung. Dabei stellt Holz einen brennbaren Baustoff mit einer niedrigen Wärmeleitfähigkeit dar. Es besticht durch das leicht berechenbare und konstante Abbrandverhalten. Dennoch wird der Werkstoff Holz in manchen Regelwerken anders berücksichtigt als Materialien der Massivbauweise. Dies ist sowohl auf die Brennbarkeit, als auch auf die geschichtliche Brandproblematik zurückzuführen. In dieser Diplomarbeit wird auf die unterschiedlichen Möglichkeiten zur Lösung von Brandschutzproblemen von Holzgebäuden eingegangen. Dies geschieht unter besonderer Betrachtung von Decken bei mehrgeschoßigen Holzbauten der Gebäudeklasse 5 und höher. Um ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu erzielen werden in den Richtlinien, ab einer gewissen Geschoßanzahl, Kompensationsmaßnahmen vorgeschrieben. Dabei unterscheidet man anlagentechnische Kompensationsmaßnahmen durch Löschanlagen und bauliche Kompensationsmaßnahmen durch Kapselung. Welche der Beiden tatsächlich gewählt wird, ist den Planern überlassen und wird durch das Abwägen der Vor- und Nachteile projektbezogen beurteilt.

Um den hohen Anforderungen im Bauwesen gerecht zu werden und ressourceneffiziente Bauwerke zu ermöglichen, wird zunehmend auf den Einsatz von Verbundkonstruktionen gesetzt. Mit diesen kann man sich die Vorteile der unterschiedlichen Materialeigenschaften zu Nutze machen. Im Zuge eines „Sparkling Science“ Projektes an der TU Wien wurde eine Holz-Stahl-Beton-Rippendecke entwickelt und getestet. Bei diversen Versuchen konnten einige positive Eigenschaften von Verbundkonstruktionen bewiesen werden.

Im Zuge einer umfassenden Analyse der Rippendecke wurden zwei Brandversuche an einem dem Prüfofen angepassten Hybridquerschnitt durchgeführt. Diese wurden über 90 Minuten der Einheitstemperaturkurve ausgesetzt und es wurden die Temperaturen der einzelnen Materialien gemessen. Aus den gewonnen Temperaturmesswerten konnten Rückschlüsse auf das Abbrandverhalten der Holzträger und dem damit verbundenen Schutz des Stahls dargestellt werden. Des Weiteren wurden die Temperaturentwicklung und das Abplatzverhalten des Stahlbetons untersucht. Auf Basis der Versuchsergebnisse wurde mithilfe eines statischen Modells die Tragfähigkeit auf eine Rippendecke mit 6 m Spannweite umgelegt und berechnet. Dafür wurden die Normalspannungsverläufe untersucht und ausgewertet. Das Ziel, des Nachweises der Tragfähigkeit über 90 Minuten Branddauer konnte erreicht werden, womit die Anwendbarkeit des Deckenelements im konventionellen Hochbau möglich wäre. Um dies nachzuweisen müssen allerdings noch weitere Brandversuche durchgeführt werden, in denen neben der Tragfähigkeit auch die Wärmedämmung und der Raumabschluss untersucht werden.

Abstract

The ecological sustainability of inner-city timber construction projects has become increasingly important in recent years.

Timber is a combustible building material with a low thermal conductivity. Its behaviour during combustion is predictable and quantifiable. Due to its flammable nature and historical fire problems, timber has been problematic in multi-storey building construction. It consequently has different building regulations than most materials used in standard construction methods. This thesis investigates different possibilities of solving fire protection problems in wooden buildings. Special considerations are given to ceilings in multi-storey timber buildings of building class 5 and higher. To achieve a sufficient safety level, compensatory measures are prescribed for these buildings in building guidelines. A distinction is made between extinguishing systems and structural compensatory measures through encapsulation. The chosen safety measures are up to the planners and are judged on a project-by-project basis by weighing their respective advantages and disadvantages.

In order to meet the high requirements in the construction industry and enable resource-efficient structures, the use of composite structures is increasing. Composite materials enable the utilization of multiple different material properties. As part of a "Sparkling Science" project of the Vienna University of Technology, a wood-steel-concrete ribbed ceiling was tested. The results of various tests on composite structures have demonstrated positive outcomes.

During a comprehensive analysis of the ribbed ceiling, two fire tests were carried out on a hybrid cross-section adapted to the test oven. They have been exposed to a uniform temperature curve for 90 minutes, and the temperatures of the individual materials were measured. From the temperature measurements obtained during testing it was possible to draw conclusions about the burning behaviour of the wooden beams and the associated protection given by the steel. Furthermore, the temperature development and the flaking behaviour of the reinforced concrete were investigated. A static model was developed based on the test results and used to calculate the load capacity on a ribbed deck with a span of 6 m, where the resultant stress curves were examined and evaluated. The aim of demonstrating the load-bearing capacity over 90 minutes fire duration could be achieved, which would make the use of the ceiling element in conventional building construction possible. To prove this, further fire tests must be carried out, in which not only the load-bearing capacity but also the thermal insulation and the room closure are examined.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis **1**

1 Einleitung **4**

1.1. Motivation 4
1.2. Ausgangslage 4
1.3. Ziel 5
1.4. Gliederung der Arbeit 5

2 Holzbau in Österreich **6**

2.1. Stadtentwicklung und Prognosen 7
2.2. Holz als Baustoff 9
2.3. Entwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus 11

3 Brandschutz **13**

3.1. Geschichtliche Entwicklung des Brandschutzes 13
3.2. Wichtigste Brandschutzbedenken hinsichtlich des Designs [12] 13
3.3. Entstehung eines Brandes 14
3.4. Brandverlauf 15
3.5. Struktur des Brandschutzes 16
3.6. Brandverhalten von Stahlbeton nach ÖNORM 1992 Teil 1-2 [16] 17
3.8. Brandverhalten von Stahl nach ÖNORM 1993 Teil 1-2 [17] 19
3.9. Brandverhalten von Holz 20
3.9.1 Verhalten von Holz bei erhöhten Temperaturen [19] 20
3.9.2 Abbrand von Holz 22
3.9.3 Berechnung des Brandverhaltens von Holz 22

4 Geregelte Brandschutzanforderungen im Bauwesen **24**

4.1. Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen 24
4.2. Brennbarkeit von Baumaterialien laut ÖNORM EN 13501-1 [25] 25
4.3. Regelwerke des Brandschutzes 26
4.4. Einteilung der Gebäudeklassen in Österreich 27
4.5. Anforderungen der OIB Richtlinie 2 im Holzbau 27
4.5.1 Holzbau in Gebäudeklassen 1 28
4.5.2 Holzbau in Gebäudeklassen 2 28
4.5.3 Holzbau in Gebäudeklassen 3 29
4.5.4 Holzbau in Gebäudeklassen 4 30
4.5.5 Holzbau in Gebäudeklassen 5 30

4.5.6 Holzbau in Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m 32
4.5.7 Internationale Vorschriften für den Holzbau 36

5 Bearbeitungsschema für die Brandschutzplanung 37

5.1. Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte 37
5.2. Kompensationsmaßnahmen im Holzbau 40
5.2.1 Motivation zur Wahl der Kompensationsmaßnahmen 40
5.2.2 Kapselung 42
5.2.3 Löschanlagen 46
5.2.4 Vergleich von Löschanlagen mit Kapselung 48
5.2.5 Brandschutzleitfaden in Deutschland 52

6 Deckensysteme im Holzbau 53

6.1. Klassische Holzdeckensysteme 53
6.1.1 Beispiele für geprüfte und zugelassene Deckenaufbauten für REI 90 [50] 55
6.2. Holz-Beton Verbunddecken (HBV- Decken) 56
6.2.1 Herstellung des Verbunds bei HBV Decken 57
6.2.2 Kostenvergleich von Holzverbunddecken [52] 57
6.3. Verbund von Hybridquerschnitten 60
6.3.1 Holz - Beton Verbund durch Formschlüssige Verbindungsmittel – Kerven [53] 61
6.3.2 Stahl- Beton Verbund durch flächige Verbindungsmittel – Puzzleleiste 62
6.3.3 Vergleich von Materialkosten unterschiedlicher Deckenaufbauten 63

7 Brandversuch der TU Wien 66

7.1. Versuchsbeschreibung 66
7.1.1 Geometrie 67
7.1.2 Materialien und Geometrie der Probekörper 68
7.1.3 Messpunkte 73
7.1.4 Herstellung der Probekörper 74
7.1.5 Brandprüfung 78
7.2. Durchführung der Brandversuche 80
7.2.1 Brandversuch 1 80
7.2.2 Brandversuch 2 85
7.3. Auswertung der Temperaturverläufe und der Restquerschnitte 90
7.3.1 Holz 90
7.3.2 Stahl 100
7.3.3 Stahlbeton 103

7.4. Fazit der Versuche 106
7.5. Auswertung und Berechnung der gemessenen Ergebnisse 107
7.5.1 Angepasste Materialeigenschaften 107
7.5.2 Gewählte Belastung im Brandfall 110
7.5.3 Momenten- und Normalkraftverläufe laut R-Stab 112
7.5.4 Momenten- und Normalkraftverläufe 112
7.6. Allgemeine Erkenntnisse aus den Versuchen 117
7.6.1 Erkenntnisse für eine Branddauer von 60 Minuten 117
7.6.2 Erkenntnisse für eine Branddauer von 90 Minuten 117
7.6.3 Verbesserungsvorschläge um 90 Minuten Raumabschluss zu erreichen 118
7.7. Anwendung des erprobten Hybridquerschnitts im modernen Holzbau 118

8 Beispiele errichteter mehrgeschossiger Holzbauten 119

8.1. Mehrgeschossiger Holzbau in Rippenbauweise 119
8.1.1 LCT ONE 119
8.2. Mehrgeschossiger Holzbau in Massivbauweise 124
8.2.1 HOHO 125
8.2.2 Wagramerstraße 130

9 Diskussion und Ausblick des mehrgeschossigen Holzbaus 132

9.1. Diskussion 132
9.1.1 Brandversuche 132
9.1.2 Einsatz der Kompensationsmaßnahmen im Holzbau 135
9.1.3 Wirtschaftlichkeit 136
9.2. Ausblick des mehrgeschossigen Holzbaus 136

Abbildungsverzeichnis 138

Tabellenverzeichnis 144

Literaturverzeichnis 146

10 Anhang 152

Anhang A 152
Anhang B 155
Anhang C 156
Anhang D 166

Kapitel 1

Einleitung

1.1. Motivation

Der Klimawandel und die damit verbundenen Wetterextreme nehmen immer mehr zu, wodurch die Nachhaltigkeit und der sorgfältige Umgang mit Ressourcen eine zunehmend größere Rolle spielt. Holz erfreut sich aufgrund der vielseitigen architektonischen Einsatzmöglichkeiten, Wirtschaftlichkeit und ökologischer Faktoren im Bauwesen immer größerer Beliebtheit. Es ist ein natürlich wachsender und CO_2 neutraler Baustoff, der in Mitteleuropa zur Genüge vorhanden ist und damit die Möglichkeit für kurze Transportwege bietet. Die Vorteile liegen nicht nur in den ökologischen Faktoren, sondern auch in der Verbesserung des Innenraumklimas. Neben vielen positiven Aspekten stehen dem Holzbau vor allem im Brandschutz aber auch Probleme gegenüber, auf die in dieser Arbeit näher eingegangen wird.

1.2. Ausgangslage

Der Brandschutz ist in Österreich in den OIB Richtlinien, den jeweiligen Bauordnungen und in den Normen geregelt. Aus den aktuellen OIB Richtlinien geht hervor, dass ein Bauen bis zu 6 oberirdischen Geschossen möglich ist. Ab 7 Geschossen und insbesondere ab der Hochhausgrenze mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m, ist das Bauen im reinen Holzbau untersagt. Dies beruht darauf, dass in den OIB Richtlinien eine Baustoffklasse von A2 „nicht brennbar“ festgelegt ist. Um dennoch die Möglichkeit zu haben mit dem Werkstoff Holz oder Holzverbund in dieser Höhe zu bauen, kann unter bestimmten Voraussetzungen davon abgewichen werden. Dafür muss durch Brandschutzkonzepte bewiesen werden, dass das geforderte Sicherheitsniveau eingehalten wird. Die zuständige Behörde prüft das Brandschutzkonzept und entscheidet aufgrund der vorgelegten Daten, ob ein Bauen zulässig ist. Da der mehrgeschossige Holzbau und vor allem der Holzhochhausbau erst seit jüngster Vergangenheit im modernen Bauwesen zulässig ist, stellen die zu leistenden Brandschutzkonzepte die Planer vor große Herausforderungen, da jedes ein Pionierprojekt darstellt.

1.3. Ziel

Es ist eine Tendenz zu immer höheren Holzgebäuden abzuleiten. Das Ziel dieser Arbeit ist, durch ein Untersuchen von bereits umgesetzte Holzdeckensysteme im mehrgeschossigen Holzbau mögliche Brandschutzmaßnahmen für eine eigens entwickelte Hybrid-Rippendeckenquerschnitt abzuleiten. Dafür sollen die geeignetsten Kompensationsmaßnahmen in Bezug auf den Brandschutz für gewisse Gebäudeklassen definiert werden. Diese weisen neben rechtlichen Vorgaben auch Einfluss auf Architektur, Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit des Bauprojektes auf. Die derzeit verwendeten Kompensationsmaßnahmen im Holzbau stellen die Löschanlagen und die Kapselungen dar, welche erläutert und diskutiert werden.

Neben den theoretischen Grundlagen wurden vom Institut für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien eine eigens entwickelte Holzrippenverbunddecke untersucht. Diese kombiniert die Materialien Holz, Beton und Stahl. Im Vorfeld der Arbeit wurden bereits Langzeitversuche durchgeführt um neben der Festigkeit und Gebrauchstauglichkeit auch die Verbundwirkung zu ermitteln. Die dabei erwarteten Anforderungen konnten übertroffen werden. Aus diesem Grund sollten im Zuge dieser Diplomarbeit Brandversuche durchgeführt werden, mit dem Ziel neben einer rechnerischen Tragfähigkeit auch einen Raumabschluss der Probekörper über 90 Minuten Brandeinwirkung aufzuweisen.

1.4. Gliederung der Arbeit

Nach einer kurzen Einleitung geht Kapitel 2 auf den Werkstoff Holz und dessen Entwicklung ein. Kapitel 3 geht näher auf den Brandschutz ein und untersucht das unterschiedliche Brandverhalten der Materialeigenschaften von Holz, Beton und Stahl. In Kapitel 4 wird auf die Anforderungen der Regelwerke in Bezug auf den Holzbau eingegangen. Kapitel 5 beschäftigt sich mit der Erstellung von Brandschutzkonzepten im Holzbau und beleuchtet den Einsatz unterschiedlicher Kompensationsmaßnahmen. Einleitend für die durchgeführten Brandversuche werden in Kapitel 6 unterschiedliche Holz-Deckensysteme untersucht. Aufbauend darauf wird in Kapitel 7 auf die von der TU Wien durchgeführten Brandversuche mit den Rippendeckenelementen in Holzmischbauweise eingegangen, welche beschrieben, untersucht und ausgewertet werden. Dafür werden während der Versuche die Temperaturverläufe der einzelnen Materialien gemessen und später mit Hilfe von R-Stab Modellen ausgewertet. Aus den daraus gewonnen Schnittgrößen werden in weiterer Folge die Normalspannungen berechnet. Kapitel 8 beschreibt bereits umgesetzte Holbauprojekte. Schlussendlich werden in Kapitel 9 sämtliche gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst und analysiert.

Kapitel 2

Holzbau in Österreich

Die heimischen Wälder werden seit Jahrhunderten vom Menschen bewirtschaftet, gepflegt und gestaltet. Mit einem Waldanteil von rund ca. 48% der Fläche gehört Österreich zu den waldreichsten Ländern Europas. Der bewirtschaftete Wald nimmt eine große Rolle im Sinne der Nachhaltigkeit, des Klimaschutzes, der Rohstoffgewinnung aber auch für die Schaffung von Erholungsgebieten ein. Die nachhaltige Forstwirtschaft wurde schon im 17ten Jahrhundert von Carl von Carlowitz wie folgt definiert:

„Wird derhalben die größte Kunst/Wissenschaft/Fleiß und Einrichtung hiesiger Lande darinnen beruhen/wie einst sothane Conservation und Anbau des Holzes anzustellen/dass es eine kontinuierliche beständige und nachhaltende Nutzung gebe/weil es eine unentbehrliche Sache ist/ohne welche das Land in seinem Esse [Wesen] nicht bleiben mag.“ [1]

Die Kernkriterien für die Nachhaltigkeit des Waldes in Österreich sind mit Waldressourcen, Gesundheit und Vitalität, Produktive Funktionen der Wälder, Biologische Vielfalt, Schutzfunktion und sozioökonomische Funktionen definiert. Die österreichischen Wälder erfahren ein jährliches Holzwachstum von 30,4 Millionen m^3 wovon nur 25,9 Millionen m^3 geerntet und verwertet werden. Damit wird gezeigt, dass der Wald in Österreich kontinuierlich wächst und daher nachhaltig genutzt und verwendet werden kann, ohne die Waldflächen zu verkleinern. [2]

Die Vorreiterrolle von Japan, Skandinavien und Nordamerika, bei denen der Holzbau den größten Bausektor mit zumindest 50% einnimmt, sind in Mitteleuropa nur ein Wunschziel. In Mitteleuropa dominiert der Massivbau mit ca. 85%, wobei der Holzbauanteil im Schnitt nur auf ca. 5% kommt. In Abbildung 2-1 wird der Anteil des Holzbauvorhaben und das Bauvolumen in Österreich über die letzten 15 Jahre dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Anzahl an Holzbauvorhaben von 25% auf 43% gesteigert werden konnte. Auch das umbaute Volumen konnte sich von 14% auf 22% steigern. [3]

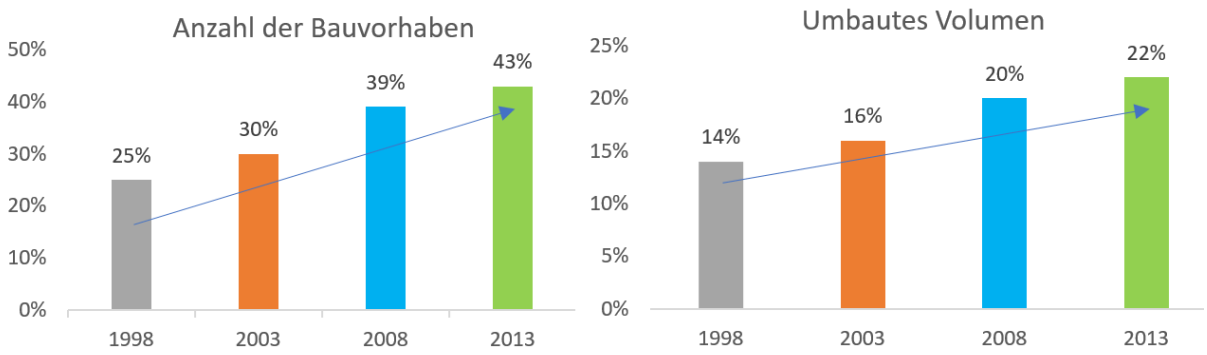


Abbildung 2-1: Anteil Holzbau in Österreich [3]

2.1. Stadtentwicklung und Prognosen

Derzeit leben etwa 50% der Weltbevölkerung in Städten und es wird geschätzt, dass diese Zahl bis zum Jahr 2050 auf mehr als 66% ansteigen könnte. Im Vergleich dazu waren es 1950 nur 30% der Weltbevölkerung. Die Urbanisierung ist nicht aufzuhalten und daher besteht die Herausforderung, eine Möglichkeit zu finden, leistbare, hochwertige und nachhaltige Wohnungen für die steigenden Stadtbevölkerung zu schaffen. Eine mögliche und nachhaltige Antwort wäre mit neuen Architektur- und Ingenieurtechnologien den Werkstoff Holz als primären Baustoff interessanter zu machen. Ein Bespiel stellen Holz-Beton-Verbund (HBV) Konstruktionen dar, da sie sowohl ressourceneffizienter als auch nachhaltiger sind, als die herkömmliche Massivbauweise. Die Lösung im reinen mehrgeschossigen Holzbau zu suchen stellt nach derzeitigem Wissensstand keine zielführende Möglichkeit dar, da Aspekte wie Brandschutz, Schallschutz und Aussteifung nur sehr schwer und unwirtschaftlich zu erreichen sind. Daher gilt neben HBV Konstruktionen neue Kombination aus unterschiedlichen Materialien zu finden, deren Vorteile sinnvoll zu kombinieren und sich zunutze zu machen.

Verbesserung der Gebäude:

Jedes verwendete Baumaterial hat Optimierungspotential. Dieses kann in der Art des Einbaus, in der Rohstoffgewinnung, im Transportmanagement, im Rückbau und anschließende Verwertung liegen. [4] Aus Studien der Europäischen Kommission geht hervor, dass eine bessere Bauweise und Nutzung von Gebäuden in der EU 42% des Endenergieverbrauchs, etwa 35% der Treibhausgasemissionen und mehr als 50% aller geförderten Materialien beeinflussen könnte. Daher müssen Förderung der Energieeffizienz und der Nutzung erneuerbarer Energien in Gebäuden weiter gestärkt und durch Maßnahmen zur Ressourceneffizienz ergänzt werden. Das Ziel der Studien ist eine Verbesserung des Ressourcen- und Energieverbrauchs während des Lebenszyklus einschließlich Bau- und Abbruchabfällen. Dies beinhaltet die Verbesserung der Wertschöpfungskette, Ressourceneffizienz und dass neue Gebäude als Null Energie Häuser bis 2020 hergestellt werden sollten. Des Weiteren wären auch Richtlinien für Renovierungen eine

Möglichkeit effizienter zu Bauen. [5] Eine Möglichkeit diese Werte zu senken wäre der Einsatz von nachhaltigen und erneuerbaren Werkstoffen wie Holz, welches im Vergleich zu Kunststoffen und Metalllegierungen den großen Vorteil aufweist CO_2 zu binden, was in Tabelle 2-1 tabellarisch dargestellt wird.

Tabelle 2-1: Energieaufwand und Treibhauspotenzial bei der Werkstoffherstellung [6]

Metalllegierungen	Elektrostahl-niedriglegiert	3353 kWh/t	0,57	t CO_2-Äq/t
	Gusseisen	7756 kWh/t	1,32	t CO_2-Äq/t
	verzinktes Stahlblech	11772 kWh/t	2,36	t CO_2-Äq/t
	Aluminiumblech	3356 kWh/t	4,53	t CO_2-Äq/t
	Elektrostahl-hochlegiert	55792 kWh/t	11,92	t CO_2-Äq/t
Kunststoffe	Polyvinylchlorid PVC	16.058 kWh/t	2,12	t CO_2-Äq/t
	Polyethylen HDPE	22.186 kWh/t	1,89	t CO_2-Äq/t
Holzwerkstoffe	Massivholz	5433 kWh/t	-1,36	t CO_2-Äq/t
	Brettschichtholz	7617 kWh/t	-0,98	t CO_2-Äq/t
	Spanlatte	8294kWh/t	-1,32	t CO_2-Äq/t
	OSB-Platte	9228 kWh/t	0,48	t CO_2-Äq/t
	Dreischichtplatte Sperrholz	10267 kWh/t	0,62	t CO_2-Äq/t
	Hartfaserplatte	11083 kWh/t	-1,68	t CO_2-Äq/t

Die Herstellung von Metallen und Kunststoffen benötigt sehr aufwendige Prozesse, die einen hohen Energieaufwand aus fossilen Brennstoffen benötigen. Im Gegensatz dazu wird für die Herstellung von Holz lediglich Erde, Wasser, Luft und Licht benötigt, wodurch eine kostengünstige Bewirtschaftung mit kurzen Transportwegen möglich wird. Holz eignet sich zur kaskadischen Nutzung und kann im Gegensatz zu mineralischen Baustoffen nach der stofflichen Verwendung als erneuerbarer Energieträger zur Verfügung stehen. Das Aufkommen technologisch fortgeschrittener Holzwerkstoffe bietet ein starkes, sicheres und erschwingliches Bauprodukt, das nachhaltiger, wenig energieintensiv und umweltfreundlich ist, als die derzeit in den meisten Gebäuden verwendeten Stoffe.

2.2. Holz als Baustoff

Holz ist ein heterogener, anisotroper Baustoff und setzt sich aus unterschiedlichen Zellen zusammen, die abhängig von der Jahreszeit entweder zum Transport von Wasser oder für die Festigkeit des Holzes zuständig sind. Holz gliedert sich in viele verschiedene Sorten, die unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Jede Sorte ist für unterschiedliche Aufgabenbereiche nutzbar. Holz wird in erster Linie in Laub und Nadelhölzer unterteilt, wobei Nadelhölzer allgemein weicher sind und ein höheres Risiko des Pilzbefalls aufweisen als Laubhölzer. Der Baustoff Holz weist im Bauwesen viele Vorteile im Vergleich zur Massivbauweise auf. Beispielsweise führt die Möglichkeit eines trockenen Einbaus zu einer geringen Staubbelastung auf der Baustelle. Dazu kommen Vorteile wie ein geringes Gewicht, eine hohe Erdbebensicherheit, eine gute Wärme- und Luftschalldämmung und ein geringer Primärenergieeinsatz. Zu den Nachteilen zählt nicht ausschließlich der Brandschutz, auf den in dieser Arbeit näher eingegangen wird. Weitere Nachteile stellen die Schwingungsanfälligkeit, die Übertragung des Körperschalls, die geringe aussteifende Wirkung, die Empfindlichkeit bei Feuchtigkeitsbeanspruchung und auch die Zersetzung durch Fäulnis, Pilzbefall und Holzschädlingen.

Chemischer Aufbau des Holzes

Die unterschiedlichen Baumarten sind in der Elementarzusammensetzung annährend gleich und setzten sich aus Kohlenstoff, Wasserstoff Sauerstoff, Stickstoff und Mineralien zusammen und können aus Tabelle 2-2 entnommen werden.

Tabelle 2-2: Chemischer Aufbau von Holz [7]

Element	**Chemisches Zeichen**	**Anteil** [%]
Kohlenstoff	C	~50
Wasserstoff	H	~6
Sauerstoff	O	~43
Stickstoff und Mineralien	N	~1

Der prozentuale Anteil der chemischen Zusammensetzung unterscheidet sich nach der Holzart und wirkt sich auf physikalische und mechanische Eigenschaften des Holzes aus. Wie aus Tabelle 2-3 ersichtlich wird, beinhaltet Nadelholz mehr Lignin, aber dafür weniger Hemicellulosen.

Tabelle 2-3: Chemische Zusammensetzung Holz [8]

Substanz	Nadelholz	Laubholz
Zellulose	42–49 %	42–51 %
Hemicellulose	24–30 %	27–40 %
Lignin	25–30 %	18–24 %
Extrakt Stoffe	2–9 %	1–10 %
Mineralien	0,2–0,8 %	

Holzwerkstoffe

Im mehrgeschossigen Holzbau werden üblicherweise Holzwerkstoffe eingesetzt, da diese im Vergleich zum Vollholz eine höhere Tragfähigkeit aufweisen. Durch die Vorbehandlung und gezielte Anordnung in der Herstellung können viele Eigenschaften des Holzwerkstoffes wie Homogenität, Oberflächengüte, Wärmedämmung, Aufschlussgrad, geringeres Schwinden und Quellen positiv beeinflusst werden. Zusätzlich können auch größere Querschnittsabmessungen hergestellt werden. Für die in Abbildung 2-2 aufgelisteten Holzwerkstoffe werden Holzprodukte unterschiedlicher Größe miteinander verpresst und verleimt. Die Nachteile des Holzwerkstoffes liegen in der Erhöhung des Energieeinsatzes und der Umweltbelastung.

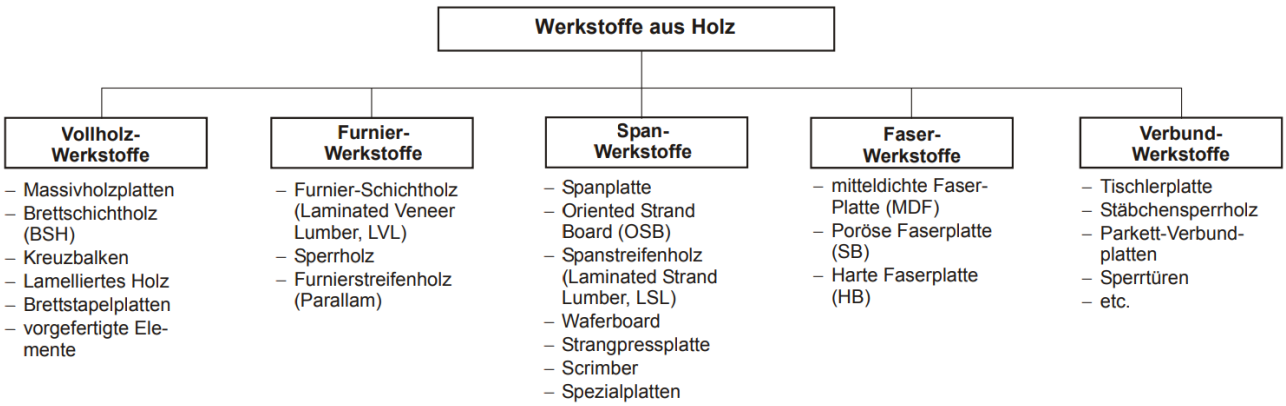


Abbildung 2-2: Einteilung von Holzwerkstoffen [9]

2.3. Entwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus

Von der Antike bis zum Mittelalter war der mehrgeschossige Holzbau im asiatischen Raum ein angesehenes Handwerk, dass den großen Meistern vorbehalten war. In Abbildung 2-3 werden erste umgesetzte Sakralbauten mit über 50 Meter Höhe aus Holz dargestellt. Diese Gebäude erfüllten keinerlei Brandschutzmaßnahmen des 21ten Jahrhunderts, allerdings wurde bereits damals gezeigt, dass der Holzbau auch in große Höhen möglich ist. Aufgrund verheerender geschichtlicher Brandkatastrophen, beispielsweise dem großen Stadtbrand von Chicago im Jahr 1871, bei dem 17.000 Gebäude zerstört wurden, geriet der Holzbau in Verruf. Diese Brände führten in vielen Ländern zum Verbot von Holz als Baustoff in innerstädtischen Bereichen. Daher wurden in dieser Zeit erste Brandschutznormen und Richtlinien eingeführten, welche den Holzbau bei mehrgeschossigen Gebäuden ausschlossen. Daher dominierten im 19ten und 20ten Jahrhundert Gebäude aus nicht brennbaren Werkstoffen wie Beton und Stahl.

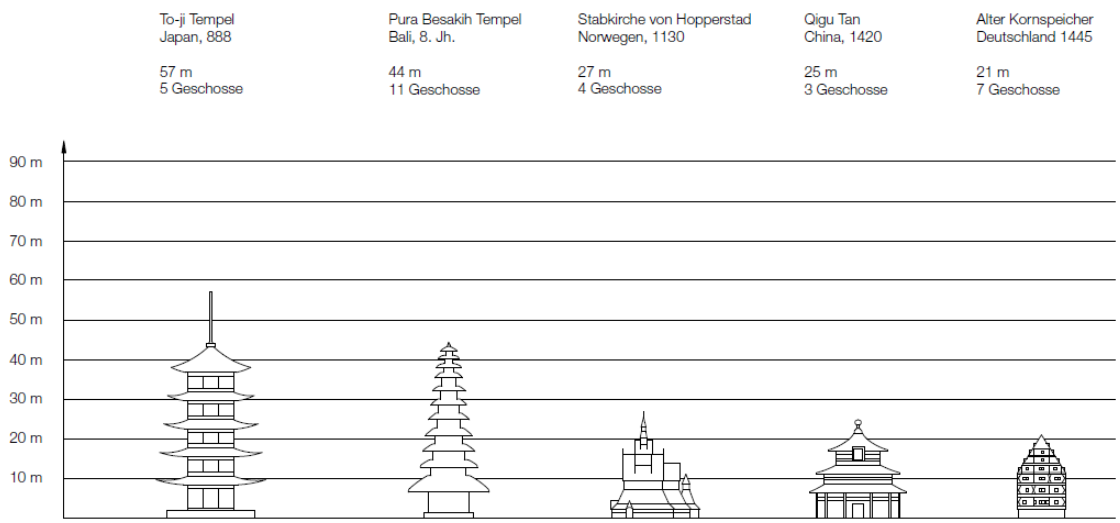


Abbildung 2-3: Holzbauten von Antike bis Mittelalter [10]

Die Wichtigkeit der ökologischen Aspekte und der Nachhaltigkeit, die aufgrund des Klimawandels immer maßgebender wurden, führten zu einem Umdenken und zu einer Reihe an Forschungen im Bereich des Holzbaus. Aufgrund der Ergebnisse dieser Forschungen kam es zu Innovationen und Erkenntnissen, die im Jahr 2001 eine Techniknovelle ermöglichte, durch die es zu einer Änderung der Wiener Bauordnung [Anhang A] gekommen ist. Mit dieser wurde es unter gewissen brandschutztechnischen Auflagen möglich bis zu fünf geschossige Holztragwerke zu errichten. Durch weitere Forschungen und Machbarkeitsstudien kam es 2007 zur Veröffentlichung der OIB Richtlinien, in denen die Anforderungen auf das Brandverhalten von Konstruktionen und die Feuerwiderstände der Bauteile nach Gebäudeklassen gegliedert sind.

Um wegen der Urbanisierung mehr Wohnraum und Bürofläche in der Stadt zu schaffen, ist es aufgrund des Platzmangels nötig, die Gebäude in die Höhe zu bauen. Die gewonnenen

Möglichkeiten im Holzbau führen in den letzten Jahren zu einem regelrechten Sturm wer, wo und wie das nächste Holzhochaus entstehen lassen kann. In Abbildung 2-4 sind einige Holzgebäude der letzten 20 Jahre abgebildet, wobei ein Trend in die Höhe ganz klar ersichtlich wird.

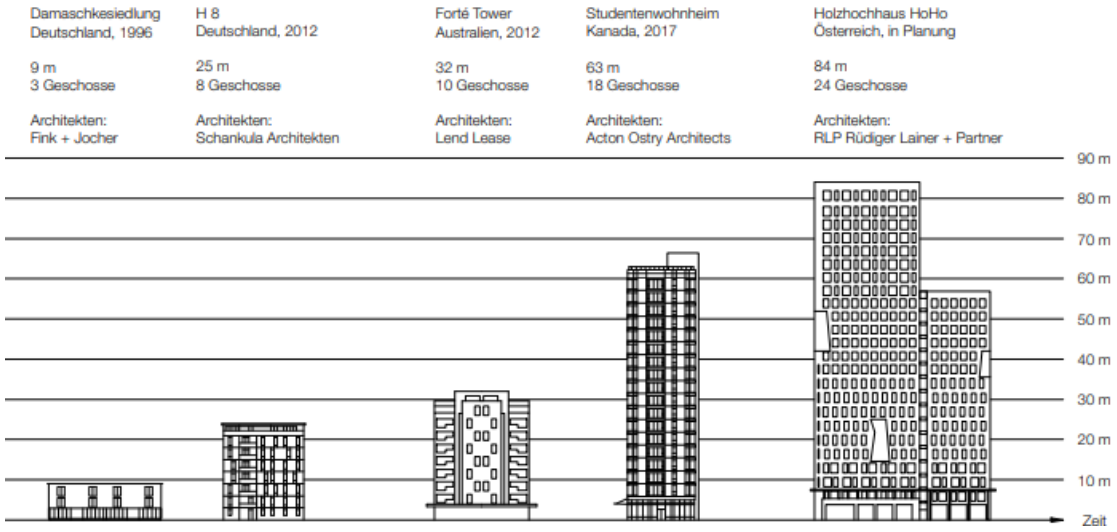


Abbildung 2-4: Holzbauten in der Moderne [10]

Die Tabelle 2-4 geht auf die Historie der mehrgeschossigen Holzbauten ein. Bis etwa 1500 wurden bereits beeindruckende Höhen im Holzbau erzielt, wobei es sich meist um Sakralbauten bzw. Gebäude mit landwirtschaftlicher Nutzung handelte, die keine brandschutztechnischen Maßnahmen beinhalteten. Der Trend in die Höhe wird klar ersichtlich.

Tabelle 2-4: Entwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus

Entwicklung des mehrgeschoßigen Holzbaus				
Name	Land	Jahr	Höhe	Stockwerke
To-ji Tempel	Japan	888	57	5
Pura Besahih Tempel	Indonesien	8. Jh	44	11
Stabkirche von Hoppersstand	Norwegen	1130	27	4
Qigu Tan	China	1420	25	3
Alter Kornspeicher	Deutschland	1445	21	7
Damaschkesiedlung	Deutschland	1996	9	3
H8	Deutschland	2012	25	8
Forte Tower	Australien	2012	32	10
LCT One Tower	Österreich	2012	27	8
Wagramerstraße	Österreich	2013	26	7
Wood Innovation &Design center	Canada	2014	29,6	8
Studentenwohnheim	Kanada	2017	63	18
HoHo (im Bau)	Österreich	2018	84	24

Kapitel 3

Brandschutz

3.1. Geschichtliche Entwicklung des Brandschutzes

Das Thema Brand beschäftigt die Menschheit seit der Entdeckung des Feuers. Schon im Römischen Reich kam es im Jahr 64 n. Chr. zu dem verheerenden Brand von Rom, bei dem 3 von 14 Bezirken völlig zerstört wurden. Aus dieser Katastrophe wurden die ersten dokumentierten Rückschlüsse gezogen. Beispielsweise wurden von der Feuerwehr Brandwächter gestellt, die sowohl die Einhaltung der Feuerschutzbestimmungen der Neubauten, die Überwachung in Form von Patrouillen und im Ernstfall die Brandbekämpfung übernahmen. Im 15. Jahrhundert wurden in Österreich erste Maßnahmen beschlossen, die Vorreiter der heutigen Bauordnungen darstellen. Im Jahre 1423 wurde von Herzog Albrecht V. die Anordnung erlassen, dass hölzerne Lauben vor den Häusern wegen der großen Feuergefahr abzubrechen waren und erlaubte den Bau dieser nur mehr in Stein- oder Ziegelbauweise. Im Jahr 1520 wurden die feuergefährlichen Handwerke wie Schmieden, Glockengießern und Hafner nur noch am Rande von Städten und Siedlungen erlaubt. [11] Aus diesen Beispielen wird ersichtlich wie sich die Bauordnungen und speziell das in diesen geregelte Thema Brandschutz in den letzten zwei Jahrtausenden entwickelt hat und warum der Brandschutz bis heute ein wichtiges Thema im Bauwesen darstellt.

3.2. Wichtigste Brandschutzbedenken hinsichtlich des Designs [12]

Kontrolle der Zündung

Diese kann durch die Kontrolle der Entflammbarkeit des Materials innerhalb der Struktur, durch die richtige Auswahl der Oberflächen oder durch Sicherheitsmanagement wie die Auferlegung von Einschränkungen bei offenen Flammen erfolgen.

Zurverfügungstellung angemessener Fluchtwege

Dies wird durch gesetzliche Vorschrift geregelt in denen die Bereitstellung geeigneter Fluchteinrichtungen vorgegeben werden. Weiters sind die Nutzer oder Bewohner auf die ordnungsgemäße Verwendung hinzuweisen. Dies wird beispielsweise im Zuge einer Aufklärung durch Brandschutzübungen erprobt.

Erkennung

Dies umfasst die Installation von Brandschutzeinrichtungen wie Brandmeldeanlagen, mit denen das Feuer möglichst früh erkannt und gemeldet werden kann.

Kontrolle der Ausbreitung des Feuers

Die Eindämmung der Ausbreitung innerhalb eines Gebäudes wird mittels Brandabschnitten erzielt. Die Ausbreitung zu benachbarten Gebäuden kann entweder durch eingebaute Kompensationsmaßnahmen oder durch mechanische Mittel beeinflusst werden. Des Weiteren besteht auch die Möglichkeit einen Sicherheitsabstand zwischen Gebäuden herzustellen.

Vermeidung von Strukturschäden oder Einsturz

Dies umfasst die Aufrechterhaltung der Stabilität und Integrität der Struktur als Ganzes oder in Teilen während des Brandes. Damit werden die strukturelle Sicherheit und die Verhinderung des Zusammenbruchs als eine Hauptüberlegung für jedes Gebäude betrachtet, damit die Anzahl der Kausalitäten minimiert werden können.

3.3. Entstehung eines Brandes

Für die Entstehung eines Brandes sind sowohl energetische als auch stoffliche Voraussetzungen zu erfüllen. Jedes Feuer funktioniert nach dem Prinzip, welches in Abbildung 3-1 gezeigt wird. Damit ein Feuer entstehen kann benötigt man einen brennbaren Stoff, eine Energiequelle und Sauerstoff. Wird dem Brand nur eine dieser 3 Quellen entzogen kann kein Feuer entstehen. Dieses Prinzip versuchen sich die Brandschutzmaßnahmen zu Nutze zu machen.

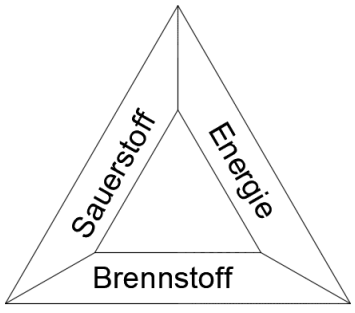


Abbildung 3-1: Feuerdreieck [13]

3.4. Brandverlauf

Den Brandverlauf kann man mit dem Begriff des Flashover (Funkensprung) in 2 Phasen unterteilen.

Die erste Phase ist „**vor dem Flashover“.** Dies ist der Zeitraum von der Entzündung bis zur Entstehung des Funkensprungs. Die Wahrscheinlichkeit der Brandentstehung ist dabei unabhängig vom verwendeten Konstruktionsmaterial. Ein Brand entsteht im Regelfall aufgrund einer Entzündung von Alltagsgegenständen wie Sessel, Tische, Handys, Zigaretten oder Küchengeräten. Das Ziel des Brandschutzes ist, das Feuer durch Brandschutzmaßnahmen in der Ausbreitung des Brandes und des Rauches zu hindern. In dieser Phase erfolgt die Evakuierung der im Gebäude befindlichen Personen. Im Zuge des Feuerwehreinsatzes sind, abhängig von der Gebäudeklasse, sowohl der Zugang zu allen Räumen im Gebäude zu ermöglichen als auch die erarbeiteten Brandschutzpläne bereitzustellen, um eine sachgemäße Löschung des Gebäudes zu ermöglichen.

Die zweite Phase definiert die Zeit **nach dem Flashover,** in welcher bereits der gesamte Raum im Vollbrand steht. Die Temperaturen können über 1000°C erreichen, womit ein Überleben für darin befindliche Personen ausgeschlossen ist. Selbst die Feuerwehr kann mit modernen Schutzanzügen dieser Temperatur nur Sekunden standhalten. Ein Löschen des Feuers ist daher nur noch von außen bis zu einer Senkung der Temperaturen möglich. Zu diesem Zeitpunkt muss die Tragfähigkeit, die Wärmedämmung als auch der Raumabschluss des im Brand befindlichen Brandabschnitts über einen vordefinierten Zeitraum standhalten. In Abbildung 3-2 sind die Brandentwicklungsphasen über die Zeit dargestellt.

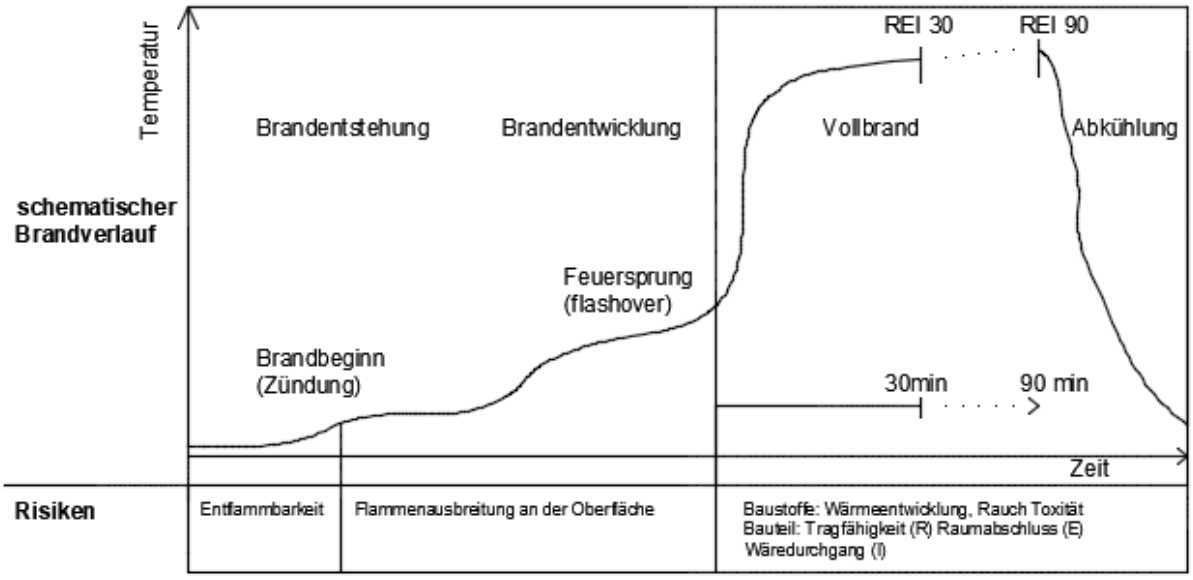


Abbildung 3-2: Brandentwicklungsphasen beim Bemessungsbrand [10]

3.5. Struktur des Brandschutzes

Unter Brandschutz versteht man alle Maßnahmen, die getroffen werden um Brände zu verhindern und zu bekämpfen. Grob wird in den technischen und den organisatorischen Brandschutz unterschieden, welche in Abbildung 3-3 dargestellt werden.

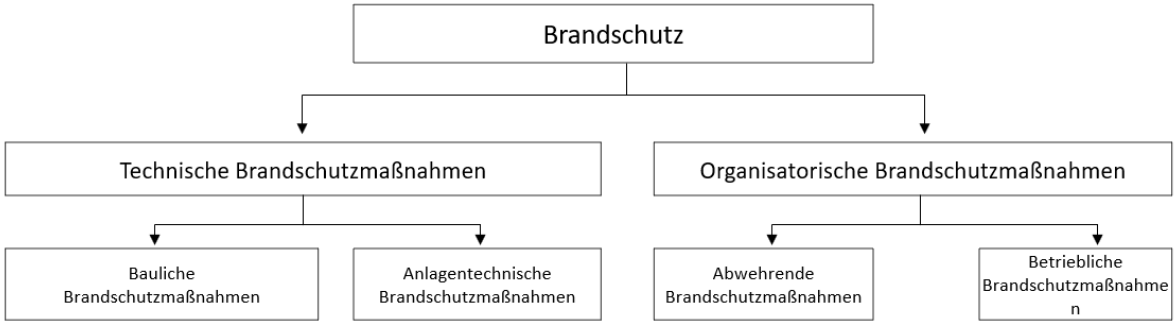


Abbildung 3-3: Struktur des Brandschemas im Bauwesen [14]

Unter **baulichen Brandschutzmaßnahmen** wird laut ÖNORM F 1000 die „Gesamtheit aller bautechnischen Maßnahmen zur Verhütung einer Brandentstehung, Verhinderung einer Brandausbreitung, Flucht oder Rettung von Personen sowie Unterstützung der Brandbekämpfung“ verstanden. Dazu zählen alle Maßnahmen, die im Zuge der Errichtung eines Bauwerks getroffen werden. Neben der Wahl des Baustoffs fällt auch die Größe der Brandabschnitte, die Brennbarkeit und die Brandwiderstandsfähigkeit von Bauteilen darunter. Weitere wichtige Aspekte stellen Tragfähigkeit, Raumabschluss und Wärmedämmung dar, welche aus den OIB Richtlinien, abhängig der Gebäudeklasse, zu entnehmen sind.

Unter **anlagetechnischen Brandschutzmaßnahmen** werden maschinelle Anlagen verstanden, die im Falle eines Brandes, positive Effekte auf die Erkennung und auf die Einschränkung der Brandausbreitung aufweisen. Darunter versteht man beispielsweise Brandmeldeanlagen, Brandrauchentlüftungsanlagen, Rauch und Wärmeabzugsanlagen, Druckbelüftungsanlagen sowie Löschanlagen wie Sprinklersysteme. Diese Anlagen weisen positive Auswirkungen auf die Evakuationszeit auf, womit ein höheres Sicherheitsniveau erzielt werden kann. [15]

Der **abwehrende Brandschutz** beinhaltet sowohl passive als auch aktive Maßnahmen, die von der Feuerwehr getroffen werden müssen, falls der technische Brandschutz nicht ausreicht. Das Ziel der Feuerwehr ist es den Brand unter Kontrolle zu bekommen und in weiterer Folge zu löschen. Um eine effiziente Brandbekämpfung zu gewährleisten muss zu jedem Punkt eines Gebäudes eine ausreichende Zugänglichkeit gegeben sein. Des Weiteren muss die Leistungsfähigkeit der Feuerwehr berücksichtigt werden, insbesondere Ausrüstung und Anzahl von Einsatzkräften. [15]

Unter **betrieblichem Brandschutz** wird laut ÖNORM F 1000 die „Gesamtheit aller organisatorischen Maßnahmen zur Verhütung einer Brandentstehung, Verhütung einer Brandausbreitung, Flucht oder Rettung von Personen, Sicherstellung der Ersten und Erweiterten Löschhilfe sowie zur Unterstützung der Brandbekämpfung dienen“ verstanden. Dies sind jene Maßnahmen, die während der Planung und Vorbereitungen eines Betriebs gezählt werden. Diese inkludieren Brandschutzordnungen, Brandschutzpläne und Brandschutzbeauftragte, welche wichtige Aspekte wie Wartung, Pflege und Instandsetzung von Brandschutzeinrichtungen beinhalten. [15]

3.6. Brandverhalten von Stahlbeton nach ÖNORM 1992 Teil 1-2 [16]

Stahlbeton gilt als nicht brennbarer Werkstoff der Klasse A1 und kann hauptsächlich Druckspannungen aufnehmen. Bei steigender Temperatur verliert Stahlbeton, abhängig von der Betongüte, schnell an Festigkeit und Elastizität. In Abbildung 3-4 werden die kritischen Temperaturen für Normal und Leichtbeton gezeigt, bei denen es zu einer exponentiellen Abminderung der Festigkeit ab ca. 500°C kommt.

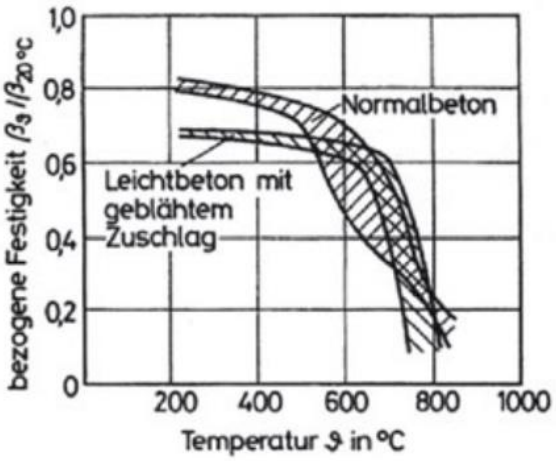


Abbildung 3-4: Kritische Betontemperaturen [16]

In Tabelle 3-1 wird die Abminderung der Betonfestigkeit abhängig von der Temperatur dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Druckfestigkeit ab 200 Grad abgemindert werden muss. Bis ca. 400°C verändert sich die Abminderung linear und darüber hinaus exponentiell.

Tabelle 3-1: Abminderung von Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen [16]

Beton	**Kalksteinhaltige Zuschläge**
Temperatur Θ	$f_{c,\Theta}/f_{ck}$
[°C]	[-]
20	1,00
100	1,00
200	0,97
300	0,91
400	0,85
500	0,74
600	0,60
700	0,43
800	0,27
900	0,15
1000	0,06
1100	0,02
1200	0,00

Um den Stahlbeton im Brandfall ausreichend tragfähig herzustellen zu können, schreibt die ÖNORM 1992 1-2 eine Mindestdicke und eine Mindestüberdeckung für unterschiedliche Brandwiderstände vor, welche aus Tabelle 3-2 zu entnehmen sind.

Tabelle 3-2: Mindestanforderungen des Betons bei Brandeinwirkung [16]

Brandwiderstand	**Mindestdicken**	**Mindestbetondeckung**
REI 60	8 cm	2cm
REI 90	10 cm	2cm
REI 180	20 cm	4cm

3.8. Brandverhalten von Stahl nach ÖNORM 1993 Teil 1-2 [17]

Stahl ist ein nicht brennbarer Werkstoff der Klasse A1 und kann sowohl Druck als auch Zugspannung aufnehmen. Ungeschützter Stahl hat eine sehr gute Wärmeleitfähigkeit und erfährt daher über den Querschnitt eine sehr gleichmäßige Erwärmung. Bis zu einer gewissen Grenze ist der Stahl elastisch und geht nach der Belastung wieder in den Ursprungszustand zurück.

Abminderung des E-Moduls und der Streckgrenze bei Temperatureinwirkung:

Die Hochtemperaturfestigkeit und das Verformungsverhalten sind im Wesentlichen von der Herstellung abhängig. Aus Abbildung 3-5 und Tabelle 3-3 wird ersichtlich, dass Stahl bei einer Temperaturbeanspruchung ab 100°C abgemindert werden muss. Bei Temperaturen von 600°C hat dieser bereits mehr als die Hälfte der Streckgrenze abgebaut. Der E-Modul erfährt die gleiche Abnahme bereits bei 500°C. Diese Werte zeigen auf, dass Stahl einen Schutz bei erhöhten Temperaturen benötigt, um eine Tragfähigkeit im Brandfall zu gewährleisten. Im Regelfall wird dieser Schutz durch feuerfeste Bekleidungen oder durch Brandschutzanstriche hergestellt.

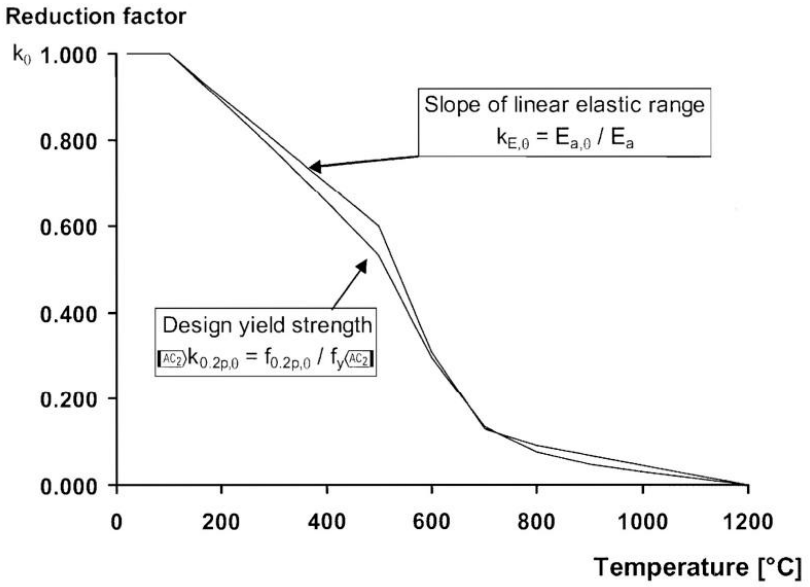


Abbildung 3-5: Abminderungsfaktoren für die Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltverformten und warmgewalzten Klasse 4 Querschnitten unter erhöhter Temperatur [18]

Tabelle 3-3 Abminderungsfaktoren für Kohlenstoffstahl für die Bemessung von Klasse 4 Querschnitten unter erhöhter Temperatur [17]

Stahl	**Abminderungsfaktor für die Streckgrenze von Klasse 4 Querschnitten $k_{0,2p,\theta}=f_{0,2p/\theta}/fy$**
Temperatur θ	$f_{c,\theta}/f_{ck}$
[°C]	[-]
20	1,00
100	1,00
200	0,89
300	0,78
400	0,65
500	0,53
600	0,30
700	0,13
800	0,07
900	0,05
1000	0,03
1100	0,02
1200	0,00

3.9. Brandverhalten von Holz

Holz ist ein brennbarer Stoff, der bei einem Brand die Inhaltsstoffe Zellulose und Lignin zersetzt und daraus brennbare Gase erzeugt und eine schützende Holzkohleschicht ausbildet. Aufgrund der konstanten Abbrandrate hat der Werkstoff Holz gute Brandeigenschaften. Holz weist eine geringe Wärmeleitfähigkeit auf und bildet im Brandfall eine Holzkohleschicht, die den tragfähigen Restquerschnitt durch dämmende Eigenschaften schützt.

3.9.1 Verhalten von Holz bei erhöhten Temperaturen [19]

Das Verhalten von Holz kann in mehrere temperaturabhängige Abschnitte unterteilt werden, welche in Tabelle 3-4 illustriert werden. Bis zu einer Temperatur von 100 Grad kommt es zu einer Trocknung des Holzes, bei der sich das im Holz gespeicherte Wasser in Form von Wasserdampf freisetzt.

Bei 100°C führt der Wasserdampf laut Frangi [20] zu einer mehrminütigen Haltezeit des Temperaturanstiegs im Holz. Im Inneren des Holzquerschnitts kann eine längere Haltezeit gemessen werden, als an der Oberfläche, da sich die Feuchtigkeit nicht so schnell verflüchtigen

kann. Die Haltezeit entsteht aufgrund der Erhöhung der Holzfeuchtigkeit unter der Holzkohleschicht. Dazu kommt es mit zunehmender Brandzeit zu einem niedrigeren Temperaturanstieg der Einheitstemperatur Brandkurve (ETK), die aus Tabelle 7-4 entnommen werden kann. Wenn sich der Wasserdampf, der eine Temperatur von 100°C aufweist, nach einigen Minuten verflüchtigt, entfällt die „Kühlwirkung“, womit die Temperatur im Holz wieder ansteigen kann. Bei Holztemperaturen zwischen 100-200°C beginnt eine langsame thermische Zersetzung (Pyrolyse), bei der das Holz an Festigkeit abbaut. Sobald der Flammpunkt bei ca. 270°C erreicht wird, kommt es zur Ausbildung einer Holzkohleschicht. Diese Schicht weist keine nennenswerte Festigkeit auf. Bei Temperaturen über 400°C kommt es zum Zündpunkt, bei dem sich Holzgase von selbst entzünden. [21] In Tabelle 3-4 werden die Effekte tabellarisch dargestellt.

Tabelle 3-4: Übersicht über die thermische Zersetzung von Holz in Abhängigkeit der Temperatur [22]

<table>
<tr><th>Temperatur</th><th>Erläuterung</th><th>Zellulose</th><th>Holzpolyosen</th><th>Lignin</th></tr>
<tr><td>< 95°C</td><td>keine zu erwartende Zersetzungserscheinung</td><td colspan="3" rowspan="3">Noch keine thermisch bedingte chemische Veränderung</td></tr>
<tr><td>< 100°C</td><td>zunehmende Austrocknung des Holzes</td></tr>
<tr><td>95° - 150°C</td><td>Verdampfung des im Holz vorhandenen Wassers mit zunehmend gegen Ende verflachten Verlaufs</td></tr>
<tr><td>200°C</td><td>erste Pyrolysegase (70%CO_2, 30% CO)</td><td></td><td colspan="2">erste Veränderung</td></tr>
<tr><td>200° - 270°C</td><td>in Abhängigkeit des Sauerstoffgehalts der Umgebungsluft endo- bzw exotherme Reaktion</td><td>200° - 250°C: beginnendes Erweichen</td><td>>200°C: beginnender Abbau 260°C Abbau beendet</td><td>200° - 250°C: beginnendes Erweichen; Pyrolyse möglich</td></tr>
<tr><td>> 270°C</td><td>lebhaft exotherme Reaktionen, rascher Masseverlust; erhöhte Werte an C_mH_n</td><td rowspan="3">280° - 375°C: Abbau</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3">< 500°C: abgebaut</td></tr>
<tr><td>> 300°C</td><td>Rissbildung an Oberfläche</td></tr>
<tr><td>340° - 350°C</td><td>Maximaler Masseverlust</td></tr>
<tr><td>> 500°C</td><td>abklingende Diffusion flüchtiger Bestandteile, beginnender Abbau der Zersetzungsrückstände (Kohle)</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>> 800°C</td><td>Gesteigerter Abbau der Kohle</td><td colspan="3"></td></tr>
</table>

Entzündungstemperaturen von Holz

Die Entzündungstemperatur von Holz hängt von der Einwirkungsdauer ab. Bei erhöhter Temperatureinwirkung über mehrere Stunden kann sich eine Entzündung bereits bei ca. 150°C einstellen. Kommt es zu einer schnellen Erwärmung des Holzes können die Temperaturen je nach Quelle zwischen 270°C [21] und 300°C [23] als Entzündungstemperaturen herangezogen werden. Neben dem Verhältnis von Oberfläche zu Volumen spielen Parameter wie Rohdichte und Holzfeuchte eine wichtige Rolle. [21]

3.9.2 Abbrand von Holz

Infolge thermischer Zersetzung des Holzes entsteht Holzkohle, die keine rechnerische Festigkeit aufweist. Als Abbrandgeschwindigkeit wird die Geschwindigkeit des Eindringens der Verkohlung in das Holz bezeichnet [23]. Der Abbrand ist abhängig von Rohdichte, Holzart, Feuchtigkeitsgehalt, Lage von Jahrringen und Faserrichtung, Rissen und der Permeabilität. Weitere Einflussfaktoren sind brandraumspezifisch und sind auf die Temperaturentwicklung und das Sauerstoffangebot zurückzuführen. In Tabelle 3-5 wird die laut ÖNORM 1995 Teil 1-2 [24] für die Berechnung herangezogenen Abbrandrate dargestellt.

Tabelle 3-5: Bemessungswerte des Abbrandes für verschiedene Holzprodukte [24]

Material	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Nadelholz und Buche		
Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von ≥ 290 kg/m3	0,65	0,7
Vollholz mit einer charakteristischen Rohdichte von ≥ 290 kg/m3	0,65	0,8
b) Laubholz		
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von ≥ 290 kg/m3	0,65	0,7
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von ≥ 450 kg/m3	0,5	0,55
c) Furnierschichtholz		
mit einer charakteristischen Rohdichte von ≥ 480 kg/m3	0,65	0,7
d) Platten mit char. Rohdichte von = 450 kg/m3 und Werkstoffdicke von $h_p = 20$mm		
Holzbekleidungen	0,9	-
Sperrholz	1	-
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9	-
e) Platten mit anderer char. Rohdichte als = 450 kg/m3 und Werkstoffdicke von $h_p < 20$mm		
$\beta_{0,p,t} = \beta_0 * k\rho * k_h$ ρ_k= char. Rohdichte in kg/m³ h_p= Werkstoffdicke in mm		
mit $k_\rho = (450/\rho k)^{0.5}$ $k_h = (20/h_p)^{0.5}$		

3.9.3 Berechnung des Brandverhaltens von Holz

Holz besticht bei seinem spezifischen Brandverhalten speziell durch eine während des Brandes klar definierte und berechenbare Abbrandrate. Aufgrund dieser wird ein Bauwerk aus Holz, unabhängig von der Größe, im Brandfall berechenbar. Diese Berechnungen werden in den Nachweis mit dem reduzierten Querschnitt und den Nachweis mit reduzierten Querschnittseigenschaften unterteilt. [15] Da beide Nachweise zulässig sind wird in dieser Arbeit nur der Nachweis der reduzierten Querschnitte betrachtet. Bei diesem wird die Resttragfähigkeit mit Hilfe der ideellen Abbrandrate beschrieben.

Bestimmung des Restquerschnitts laut ÖNORM 1995 Teil 1-2 [24]

Für die Berechnung der erforderlichen Schichtdicke des Holzschutzes wird die Methode des reduzierten Querschnitts verwendet. Das Verfahren berechnet den ideellen Abbrand $d_{ef,}$ der dem Feuer ausgesetzten Seiten. Der Kohleschicht wird eine zusätzliche Abminderung von 7mm hinzugerechnet, die sowohl die Eckabrundungen als auch eine etwaige Rissbildung im Holz berücksichtigt. Die Berechnung dieser Dicke folgt Gleichung (1):

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \qquad (1)$$

mit den bezogenen Parametern (2)

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t\,,\ d_0 = 7mm$$

$$t \geq 20\,\text{min} \rightarrow k_0 = 1$$

$$t < 20\,\text{min} \rightarrow k_0 = t/20$$

t entspricht der Zeit, in der das Holz dem Feuer ausgesetzt ist, β_n ist die ideellen Abbrandrate, bei der die Auswirkungen von Eckausrundungen und Rissen berücksichtigt werden. Die Werte für Brettschichtholz (GL24c / h - GL36c / h) mit $\delta k \geq 290$ kg/m3 entsprechen $\beta n = 0{,}70$, welche Tabelle 3-5 zu entnehmen ist.

Unter Berücksichtigung all dieser Parameter kann die benötigte Dicke des Abbrandes berechnet werden, die für einen ausreichenden Schutz der laut Eurocode 5 [24] vorgegebene Feuerwiderstände erforderlich ist. Diese werden in Tabelle 7-7 für das Brettschichtholz dargestellt.

Kapitel 4

Brandschutzvorschriften im Bauwesen

4.1. Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen

Die Europäische Kommission legt ein Klassifizierungssystem für die Feuerwiderstandsklassen fest, um den Brandschutz möglichst einheitliche zu Regeln. Im Allgemeinen werden die Feuerwiderstände für Bauteile, Bauwerk und Bauprodukt vereinheitlicht in den REI Klassen mit der zugehörigen Widerstandsdauer in Minuten angegeben. Um angemessene Schutzziele für jede Gebäudeklasse zu erreichen ist es nötig, die Möglichkeit unterschiedlicher Unterkategorien zu schaffen. Die Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen wird mit folgenden Buchstaben kategorisiert [14], wobei alle mit einer Bemessungsdauer angegeben werden, in welcher der geforderte Widerstand aufrecht erhalten bleibt.

Die **Tragfähigkeit R** (Resistance) eines Bauteils ist jene Zeit, bei der die Lastabtragung des Bauteils nicht gefährdet ist.

Der **Raumabschluss E** (Etanchéité) ist die Fähigkeit eines Bauteils ein Eindringen von Gasen und Flammen im Brandfall zu verhindern.

Die **Wärmedämmung I** (Isolation) beschreibt die Dämmleistung eines Bauteils. Es beschreibt jene Temperatur, bei der Personen in angrenzenden Räumen nicht gefährdet werden und es auch zu keiner Entzündung von in der Nähe befindlichen Materialien kommen kann.

Brandwände müssen zusätzlich noch **mechanische Beanspruchungen M** erfüllen. Diese Beanspruchung kann durch Stoßbelastung von im Brand herabfallenden Gegenständen auftreten.

Die für in Österreich und Europa üblichen Bemessungsdauern liegen bei 30, 60, 90 und 120 Minuten und sind in Tabelle 4-1 angeführt.

Tabelle 4-1: Zuordnung der Klassen zur Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen

Bauaufsichtliche Benennung	Tragende Bauteile		Nichttragende Innenwände
	ohne Raumabschluss	mit Raumabschluss	
feuerhemmend	R 30	REI 30	EI 30
hochfeuerhemmend	R 60	REI 60	EI 60
feuerbeständig	R 90	REI 90	EI 90
hochfeuerbeständig	R 120	REI 120	EI 120
Brandwand	--	REI-M 120	EI-M 120

4.2. Brennbarkeit von Baumaterialien laut ÖNORM EN 13501-1 [25]

Zusätzlich zu der Feuerwiderstandsfähigkeit werden Baumaterialien aufgrund ihrer spezifischen Brennbarkeit eingeteilt. Die Brennbarkeit unterteilt sich wie folgt in 7 Gruppen:

A1, A2, B, C, D, E, F

Die Brandnebenerscheinungen sind in Untergruppen geregelt und werden in Rauchentwicklung, s (smoke):

- s3 Es wird keine Beschränkung der Rauchentwicklung gefordert.
- s2 Die gesamte freigesetzte Rauchmenge sowie das Verhältnis des Anstiegs der Rauchentwicklung sind beschränkt.
- s1 Strengere Kriterien als für s2 werden erfüllt

und brennende Tropfenbildung d (burning droplets):

- d0 kein brennendes Abtropfen/Abfallen in EN 13823 innerhalb von 600 s;
- d1 kein brennendes Abtropfen/Abfallen länger als 10 s in EN 13823 während 600 s;
- d2 weder d0 noch d1;

unterschieden. In Tabelle 4-2 werden die Europäischen Klassen mit den Zusatzanforderungen eingeteilt:

Tabelle 4-2: Zuordnung der Klassen zur Feuerwiderstandsfähigkeit von Produkten

Bauaufsichtliche Benennung	**Zusatzanforderungen**		**Europäische Klasse nach DIN EN 13501-1**
	kein Rauch	Kein brenn. Abfallen/Abtropfen	
Nichtbrennbar	x	x	A1
	x	x	A2 -s1 d0
Schwerentflammbar	x	x	B, C -s1 d0
		x	B, C -s3 d0
	x		B, C -s1 d2
			B, C -s3 d2
Normalentflammbar		x	D -s3 d0 E
			D -s3 d2
Leichtentflammbar			E -d2
			F

4.3. Regelwerke des Brandschutzes

Für den Brandschutz werden in Österreich mehrere Normen und Richtlinien vorgegeben.

Materialbezogene Brandbemessungsnormen:

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall [16]

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten

Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall [17]

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten

Teil 1-2: Allgemeine Regeln Tragwerksbemessung für den Brandfall [24]

Allgemeine Brandbemessungsnormen:

ÖNORM EN 13501: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten [25]

ÖNORM EN 13238: Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten [26]

Die **OIB Richtlinien** dienen der Harmonisierung der bautechnischen Vorschriften. Folgend werden die für diese Arbeit relevanten Richtlinien dargestellt

OIB- Richtlinie 2: Brandschutz - Begriffsbestimmungen [27]
OIB- Richtlinie 2: Brandschutz [28]
OIB- Richtlinie 2: Leitfaden Abweichungen im Brandschutz [29]
OIB- Richtlinie 2.3: Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m [30]

Zusätzlich zu den OIB Richtlinien müssen auch die **Bauordnungen** der jeweiligen Länder eingehalten werden. In der Wiener Bauordnung wird der Brandschutz in den Paragraphen § 91 - § 96 beschrieben. [Anhang A]

4.4. Einteilung der Gebäudeklassen in Österreich

Der erforderliche Brandschutz von Bauteilen und Tragkonstruktionen ist abhängig von der Gebäudeklasse (GK). Die Gebäudeklassen sind in den Begriffsbestimmungen der OIB-Richtlinien [27] definiert und werden gemäß Definition in Anhang B beschrieben. Der Brandschutz wird bis zu einem Fluchtniveau von 22m in OIB- Richtlinie 2 [27] definiert, wobei die Gebäudeklassen von der möglichen Brandbekämpfung durch die Feuerwehr in GK 1- GK 5 unterteilt werden, siehe Tabelle 4-3.

Tabelle 4-3: Fluchtniveau in Abhängigkeit der Geräte der Feuerwehr

GK	Fluchtniveau (m)	Geräte der Feuerwehr
1	≤ 7	Tragbare Leitern
2	≤ 7	
3	≤ 7	
4	≤ 11	Hubrettungsgerät
5	≤ 22	

Für Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr als 22m (Hochhäuser) ist eine Bekämpfung von außen nicht mehr oder nur sehr eingeschränkt möglich. Daher muss eine Zugänglichkeit zu allen Räumen im Gebäude für die Feuerwehr gegeben sein, um den Brand von innen löschen zu können. Der Brandschutz für Hochhäuser wird in der OIB- Richtlinie 2.3 [31] definiert und beschrieben.

4.5. Anforderungen der OIB Richtlinie 2 im Holzbau

Holzbaustoffe sind laut der europäischen Klassifizierung in die Klasse D-s2,d0 einzustufen. Damit gilt Holz als normal entflammbar bei einer Rauchentwicklungsklasse 2 und als nicht brennend abtropfend. Die Verwendung von Holz als Tragelement ist laut OIB Richtlinie 2 bei Gebäuden immer dann möglich, wenn keine A2 (nicht brennbar) Klassifizierung der Tragkonstruktion vorgeschrieben ist.

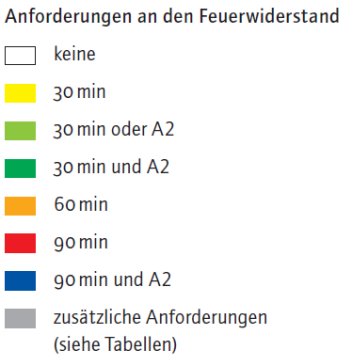


Abbildung 4-1: Legende für Abbildung 4-2 bis Abbildung 4-7 [32]

Zusätzlich wird die laut OIB Richtlinie vorgeschriebene Brennbarkeit und Feuerwiderstandsklasse der einzelnen Gebäudeklassen in Tabelle 4-4 und Tabelle 4-5 dargestellt.

4.5.1 Holzbau in Gebäudeklassen 1

Die Anforderungen an die Gebäudeklasse 1 beschränken sich laut OIB Richtlinie 2 auf das Brandverhalten von unterirdischen Geschossen und Fassaden zu Nachbargrundstücken, wie Abbildung 4-2 zu entnehmen ist. Die bei den restlichen Bauteilen vorgeschriebene Brennbarkeit der Klasse E ermöglicht das Bauen mit Holz ohne Einschränkungen.

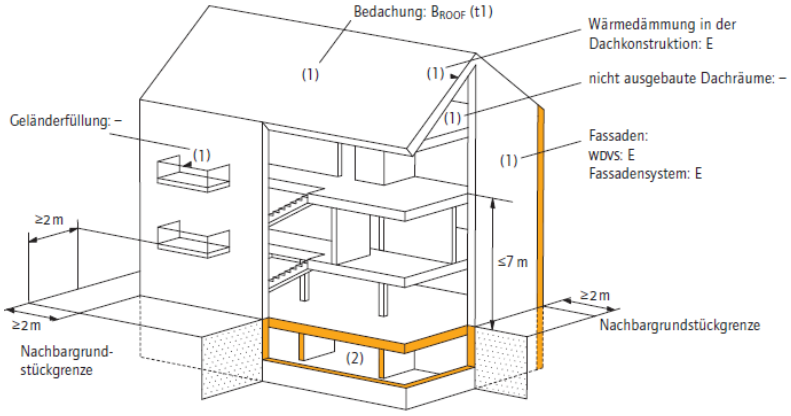


Abbildung 4-2: Gebäudeklasse 1 laut OIB Richtlinie 2 [32]

4.5.2 Holzbau in Gebäudeklassen 2

Die Gebäudeklasse 2 verhält sich Großteiles wie GK1, wobei die Mindestanforderungen an das Brandverhalten in den oberirdischen Geschossen auf 30 Minuten mit einer Brennbarkeit der Klasse D erhöht wird. Das Bauen mit Holz ist daher uneingeschränkt möglich. Die Wand zum Nachbargrundstück muss einen Brandwiderstand von 90 Minuten standhalten.

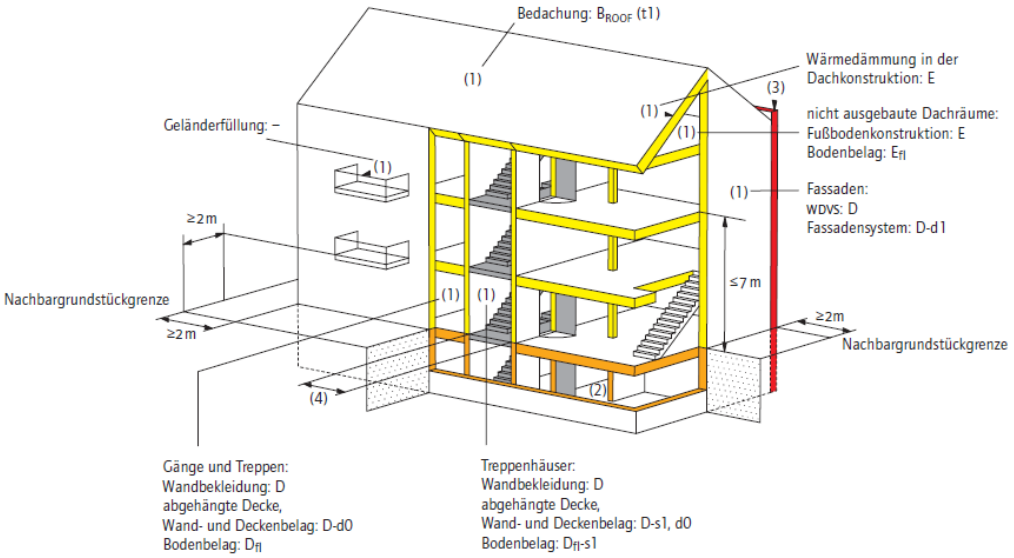


Abbildung 4-3: Gebäudeklasse 2 laut OIB Richtlinie 2 [32]

4.5.3 Holzbau in Gebäudeklassen 3

Die Gebäudeklasse 3 definiert sich durch eine erste Vorschreibung von nicht brennbaren Materialien der Klasse A2. Diese bezieht sich auf den Bau von unterirdischen Geschossen, womit ein Bauen mit Holz in diesem Bereich ohne entsprechendes Brandschutzkonzept nicht mehr möglich ist. Auch in den Treppenhäusern ist ein Bau aus Holz aufgrund einer Klassifizierung der Brennbarkeitsklasse C nicht mehr uneingeschränkt möglich. Im restlichen Gebäude ist Holz als Werkstoff einsetzbar.

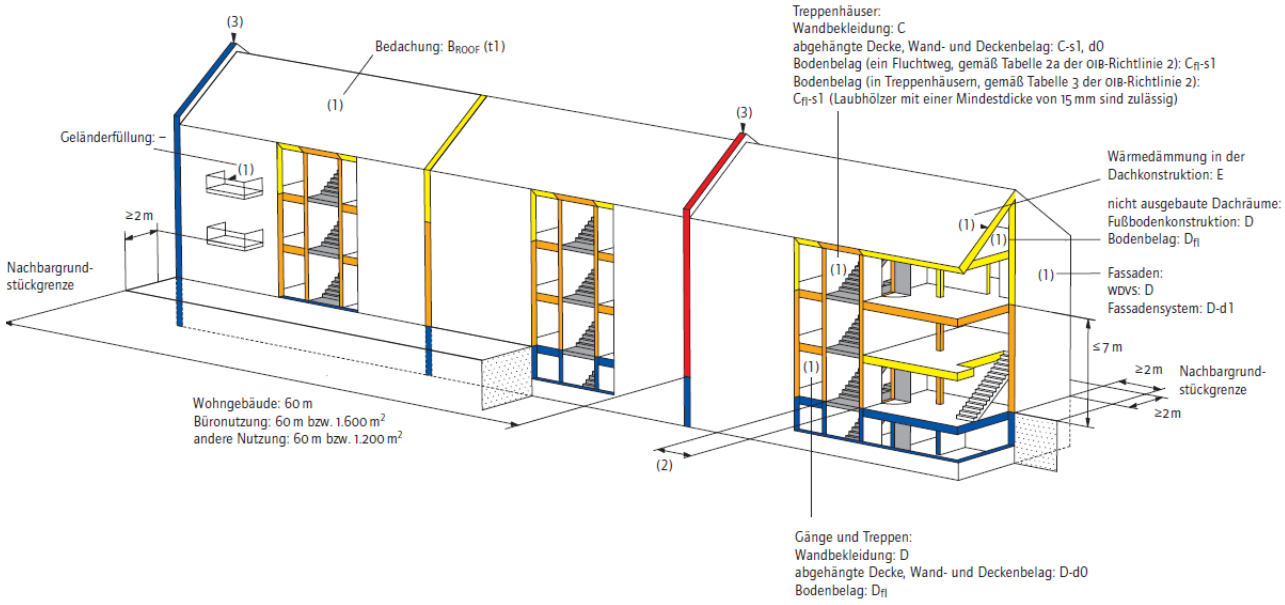


Abbildung 4-4: Gebäudeklasse 3 laut OIB Richtlinie 2 [32]

4.5.4 Holzbau in Gebäudeklassen 4

Von GK 3 auf GK 4 verändert sich das geforderte Bauteilverhalten nicht, allerdings kommt es zu einer Verschärfung der Anforderungen an die Brennbarkeit. Beispielsweise werden Wandbekleidungen der Treppenhäuser in der Klasse B vorgeschrieben, was durch sichtbare Holzwerkstoffe nicht mehr erreicht werden kann. Die Tragstruktur darf allerdings noch immer aus Holz sein, sofern diese nicht direkt dem Feuer ausgesetzt ist.

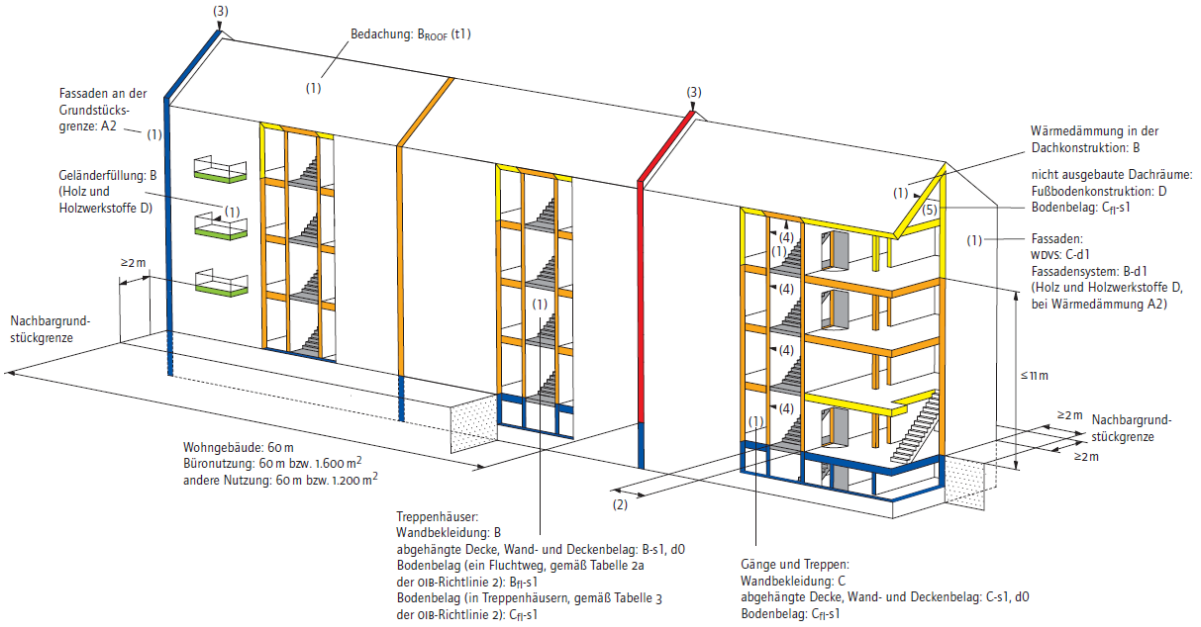


Abbildung 4-5: Gebäudeklasse 4 laut OIB Richtlinie 2 [32]

4.5.5 Holzbau in Gebäudeklassen 5

GK 5 mit maximal 6 Obergeschossen

Die Gebäudeklasse 5 wird seit der OIB Richtlinien Novelle im Jahr 2015 in 2 Teile unterteilt. Es ist seither möglich bis zu 6 oberirdische Geschosse aus Holzwerkstoffen in tragender Funktion zu bauen, wenngleich manche Bauteile dennoch der Kategorie A2 entsprechen müssen. So müssen neben den unterirdischen Geschossen auch die Treppenhäuser, die als Fluchtwege dienen, mit nicht brennbaren Baustoffen A2 hergestellt werden. Dies trifft laut Dipl.- Ing. Eder auch beim Einsatz von Kompensationsmaßnahmen zu. „*In der GK3 oder GK4 geht es noch, aber drüber nicht. Es geht ja nicht nur um den Brandschutz, sondern die Leute jammern viel mehr über den Schallschutz. Daher wird die Bauweise eher im Holzhybridbau zu finden sein.*“ [Anhang C]

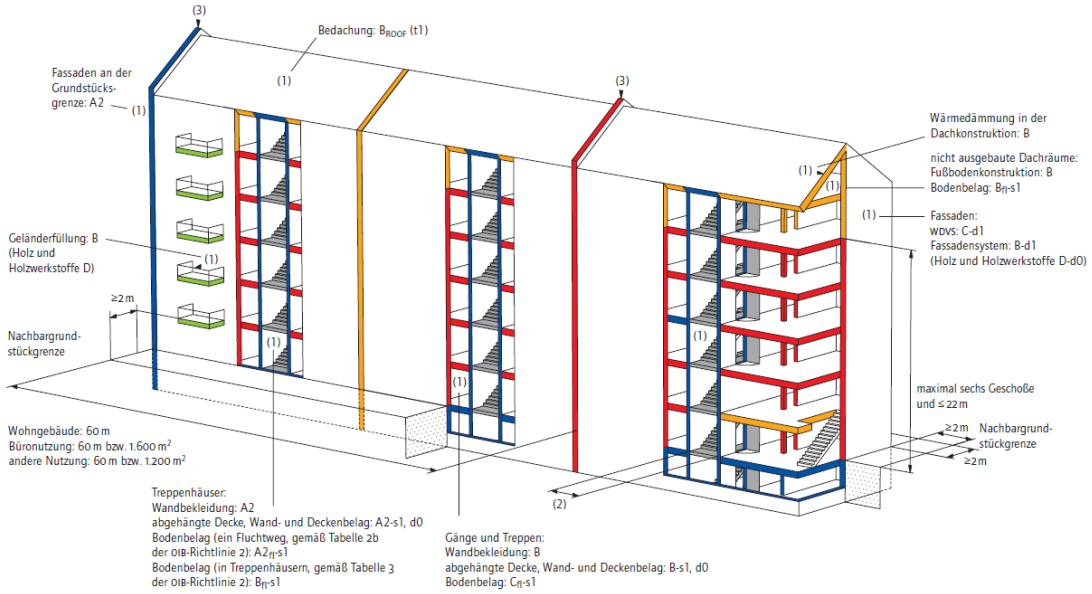


Abbildung 4-6: Gebäudeklasse 5 mit maximal 6 Obergeschossen laut OIB Richtlinie 2 [32]

GK 5 mit mehr als 6 Obergeschossen

Für die Gebäudeklasse 5 mit mehr als 6 Geschossen ist das Bauen mit Holzwerkstoffen ohne ein entsprechendes Brandschutzkonzept aufgrund der A2 Klassifizierung nicht möglich. Um Holz als Tragstruktur einsetzten zu können müssen Brandschutzkonzepte erarbeitet werden, in denen Kompensationsmaßnahmen wie Löschanlagen oder Kapselung eingesetzt werden. Auf diese wird in Kapitel 5.2 näher eingegangen.

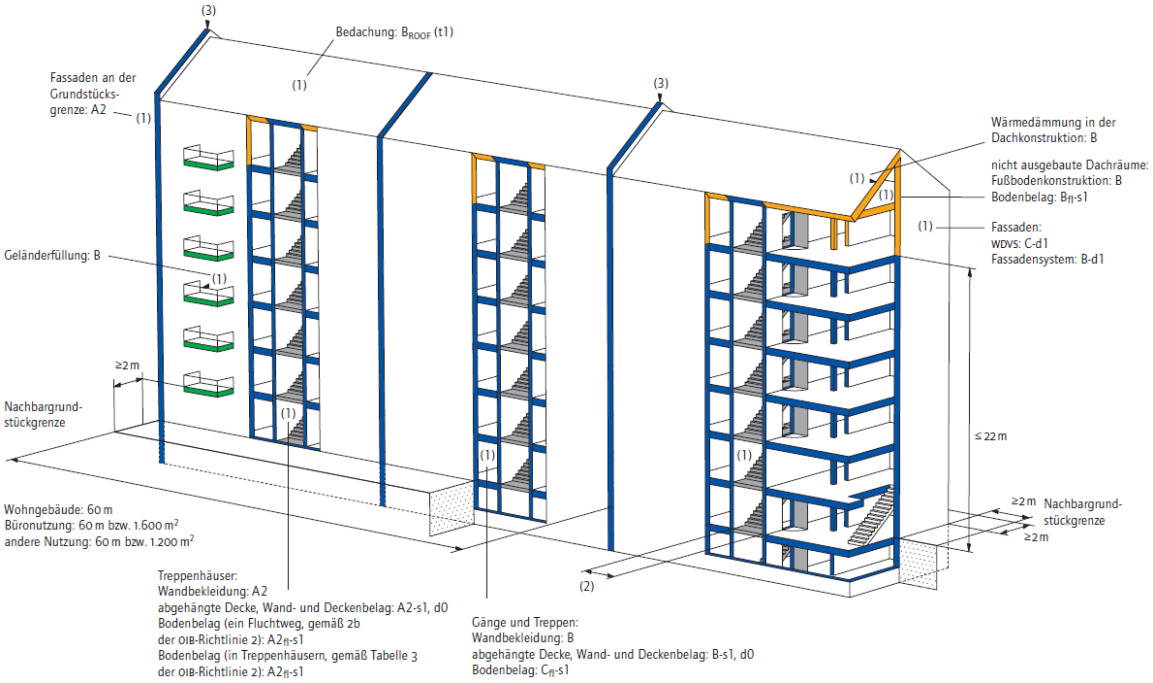


Abbildung 4-7: Gebäudeklasse 5 mit mehr als 6 Obergeschossen laut OIB 2 [32]

4.5.6 Holzbau in Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m

Die OIB Richtlinie 2.3 [29] regelt den Brandschutz von Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22m. Für diese Bauwerke sind alle Bauteile in A2 und R 90 auszuführen, wobei sich die Anforderungen an die Treppenhäuser abhängig von der Höhe noch verschärfen.

Die OIB Richtlinie 2.3 wird weiters in 3 Kategorien unterteilt

- Gebäude mit Fluchtniveau von 22m - 32m
- Gebäude mit Fluchtniveau von 32m - 90m
- Gebäude mit Fluchtniveau von über 90m

Alle Gebäude mit einem Fluchtniveau von mehr 22m Höhe müssen Sicherheitstreppenhäuser aufweisen, die einen unmittelbaren Ausgang ins Freie haben und es muss eine direkte Feuerwehrzufahrt gegeben sein.

Holzbau in Gebäuden mit Fluchtniveau zwischen 22m und 32m

Es muss gewährleistet sein, dass von jedem Punkt jedes Raumes ein Sicherheitstreppenhaus der Stufe 1 innerhalb von 40m erreichbar ist. Diese müssen in A2 und REI90 hergestellt werden.

Definition der Sicherheitstreppenhäuser der Stufe 1:

Sowohl im Wohnbau als auch im Bürobau muss während eines Brandes das Treppenhaus durch Druckbelüftungsanlagen rauchfrei gehalten werden. Wohnungen und Büros dürfen durch einen Gang angebunden werden bei dem durch eine Druckluftanlage ein 30-facher stündlicher Luftwechsel erfolgt.

Maßnahmen zur wirksamen Einschränkung einer vertikalen Brandübertragung

Wenn ein Löschen von außen nicht möglich ist, muss zumindest das Schutzziel „Verhinderung der vertikalen Flammenübertragung eingehalten werden. Zusätzlich müssen alle Öffnungen in der Außenwand nicht öffenbar sein und als EI90 und A2 hergestellt werden.

Holzbau in Gebäude mit Fluchtniveau zwischen 32m und 90m

Es muss gewährleistet sein, dass von jedem Punkt jedes Raumes zwei Sicherheitstreppenhäuser der Stufe 2 in 40m Gehweglänge erreichbar sind. Zusätzlich müssen zwei unabhängige Fluchtwege bereitgestellt sein.

Anforderung an ein Sicherheitstreppenhaus der Stufe 2:

Die Treppenhäuser haben in jedem Geschoß eine Schleuse, die wie das Treppenhaus selbst mit einer Druckbelüftungsanlage auszustatten ist, um die Fluchtwege rauchfrei zu halten. Die Türen der Schleuse sind in EI2 30-C auszuführen und es ist eine Sichtverbindung vorzusehen.

Für das Gebäude sind **automatische Brandmeldeanlagen** mit dem Schutzumfang Vollschutz herzustellen, wobei immer das hochwertigste zur Verfügung stehende Übertragungssystem anzuschließen ist.

Maßnahmen zur wirksamen Einschränkung einer vertikalen Brandübertragung

Automatische Löschanlagen sind im Schutzumfang Vollschutz einzubauen. Ausnahmen stellen Wohnungen dar, die das Schutzziel der Verhinderung der vertikalen Flammenübertragung aufweisen.

Holzbau in Gebäuden mit Fluchtniveau von über 90m

Bei Gebäuden, bei denen ein Fluchtniveau von 90m überschritten wird, muss unabhängig vom verwendeten Konstruktionsmaterial ein gesondertes Brandschutzkonzept erstellt werden. In diesem ist die Umgebungssituation, die Art der Nutzung, die Angriffsbedingungen der Feuerwehr, die Evakuierungszeiten und auch die Anzahl der zu evakuierenden Personen, anzugeben. Um diesen Anforderungen zu genügen, muss durch Berechnungen und Untersuchungen nachgewiesen werden, dass ausreichenden Schutz des Gebäudes gewährleistet wird.

Tabelle 4-4: Allgemeine Anforderungen an den Feuerwiderstand

Gebäudeklassen (GK)	**GK 1**	**GK 2**	**GK 3**	**GK 4**	**GK 5**		**Sondergebäude**		
					≤6	**> 6**			
					oberirdische Geschoße	**oberirdische Geschoße**	**<32m**	**32m<x < 90m**	**> 90m**
tragende Bauteile									
im obersten Geschoss	-	R 30	R 30	R 30	R 60	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
in sonstigen oberirdischen Geschossen	R 30	R 30	R 60	R 60	R 90	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
in unterirdischen Geschossen	R 60	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Wände von Treppenhäusern									
in oberirdischen Geschossen		REI 30	REI 60	REI 60	REI 90 und A2	REI 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
in unterirdischen Geschossen		REI 60	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Decken und Dachschrägen <60°									
Decken über dem obersten Geschoß	-	R 30	R 30	R 60	R 60	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Trenndecken über dem obersten Geschoß	-	REI 30	REI 30	REI 60	REI 60	REI 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Trenndecken über sonstigen oberirdischen Geschoßen	-	REI 30	R 60	R 60	R 60	REI 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Decken innerhalb von Wohnungen	R 30	R 30	R 30	R 30	R 60	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2
Decke über unterirdischen Geschoßen	R 60	REI 60	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	REI 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2	R 90 und A2

Tabelle 4-5: Anforderungen an das Brandverhalten

Gebäudeklassen (GK)	GK 1	GK 2	GK 3	GK 4	GK 5		Sondergebäude >22m
					< 5	> 5	
					oberirdische Geschoße	oberirdische Geschoße	
1 Fassaden							
1.1 Außenwand-Wärmedämmverbundsystem	E	D	D	C-d1	C-d1	C-d1	A2-d1
1.2 Fassadensystem, vorgehängte hinterlüftete, belüftete oder nicht hinterlüftete							
1.2.1 Gesamtsystem	E	D-d1	D-d1	B-d1	B-d1	B-d1	A2-d1
1.2.2 Einzelkomponenten							
Außenschicht	E	D	D	A2-d1	A2-d1	A2-d1	A2-d1
Unterkonstruktion stabförmig/punktförmig	E/E	D/D	D/A2	D/A2	D/A2	C/A2	A2/A2
Dämmschicht	E	D	D	B	B	B	A2
1.3 Außenwandbekleidung	E	D-d1	D-d1	B-d1	B-d1	B-d1	A2-d1
1.5 Geländerfüllungen bei Balkonen	-	-	-	B	B	B	A2
2 Treppenhäuser							
2.1 Wandbekleidungen	-						
2.2.1 Gesamtsystem	-	D	D	C	B	B	A2
2.2.2 Einzelkomponenten	-						
Außenschicht	-	D	D	C	B	B	A2
Unterkonstruktion	-	D	A2	A2	A2	A2	A2
Dämmschicht	-	C	C	A2	A2	A2	A2
2.2 abgehängte Decken	-	D - s1,d0	C - s1,d0	B - s1, d0	A2- s1,d0	A2- s1,d0	A2- s1,d0
2.3 Wand und Deckenbeläge	-	D - s1,d0	C - s1,d0	B - s1, d0	A2- s1,d0	A2- s1,d0	A2- s1,d0
2.4 Bodenbeläge	-	D_{fl} - s1	C_{fl} - s1	C_{fl} - s1	B_{fl} - s1	$A2_{fl}$ - s1	$A2_{fl}$
3 Dächer mit eienr Neigung <60°							
3.1 Bedachung	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)	B_{ROOF}(t1)
3.2 Dämmschicht	E	E	E	B	B	B	B

4.5.7 Internationale Vorschriften für den Holzbau

Die Gebäudeklassen und die damit verbundenen Brandschutzvorschriften sind für den Holzbau europaweit nicht einheitlich geregelt. In Abbildung 4-8 wird ein Einblick über unterschiedliche erlaubten Holzbauhöhen in Europa gezeigt. Gründe dafür nennt DI Höfer wie folgt: *„Dies ist auf unterschiedliche zusätzliche Ersatzmaßnahmen und unterschiedlich definierte Schutzziele zurückzuführen. Die variierenden Randbedingungen sind z.B. Größe der maximalen Brandabschnitt, Fluchtweglängen, Materialien, Entfernung der Einsatzkräfte. Aber auch gewachsene Strukturen wie zum Beispiel die Wiener Bauordnung von 1800 bis heute, da bleiben viele Sachen einfach drinnen stehen.“* [Anhang C]

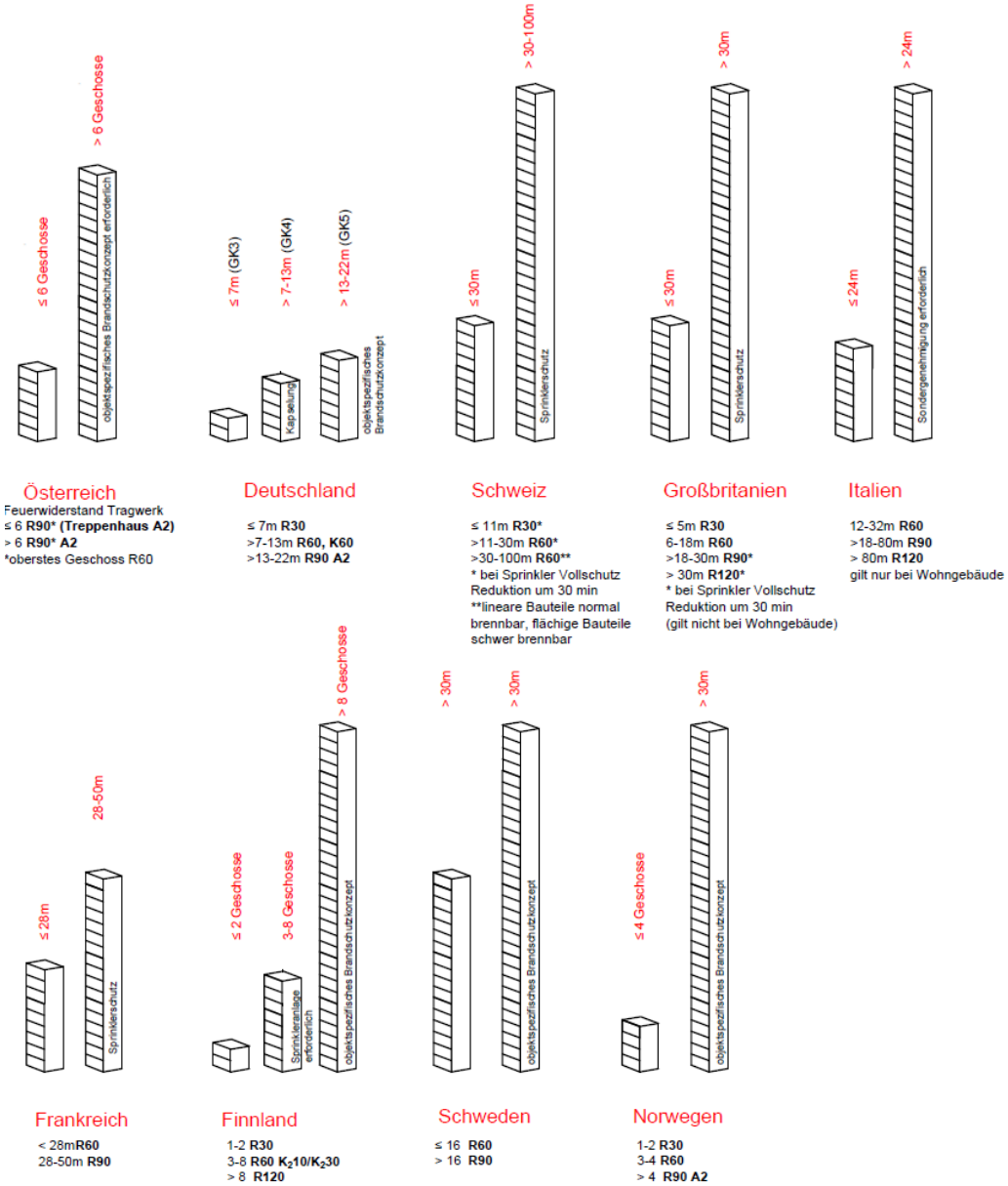


Abbildung 4-8: Unterschiede der Holzbauvorschriften in Europa [33]

Kapitel 5

Bearbeitungsschema für die Brandschutzplanung

5.1. Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte

Brandschutzkonzepte werden gefordert, um ein definiertes Sicherheitsniveau einzuhalten, bei denen das Konzept der Planung von den OIB Richtlinien abweicht. Als Grundlage dient die Definition des Sicherheitsniveaus, welches in den länderspezifischen Normen, Richtlinien und Verordnungen geregelt wird. Die meist weit gefächerten Anforderungen, werden in Form einer Risikoanalyse überprüft und analysiert. Diese Analyse berücksichtigt sowohl Nutzung, Bauweise und Brandlasten des Gebäudes, sowie den Einfluss der geplanten Brandschutzmaßnahmen. In Betracht des Schutzziels hat das Brandschutzkonzept die Aufgabe die Einzelkomponenten aufeinander so abzustimmen, dass Nutzung, Brandrisiko und ein mögliches Schadenausmaß beschrieben bzw. eingehalten werden können. [34]

Eine ganzheitliche Brandschutzbetrachtung ist von Beginn der Planung in einer hohen Genauigkeit anzustreben, da in dieser Phase die höchste Beeinflussbarkeit der Baukosten möglich ist. Durch eine enge Zusammenarbeit von Bauherrn, Architekten, Bauaufsicht und Feuerwehr in der Planung können deren Wünschen und Vorgaben frühestmöglich eingearbeitet werden. Dabei muss das maßgebende Schutzziel bezogen auf die Gebäudeklasse und auf die Nutzung immer gegeben sein. Diese ist mit Berechnungen und Nachweisen zu belegen.

Den **ersten Grundpfeiler** des Brandschutzkonzeptes stellt der Nachweis einer zeitgerechten **Evakuation** aller Personen im Brandfall dar. Die Evakuationszeit t_{evac} wir in Gleichung 2 gezeigt und setzt sich aus den Komponenten der Vorwarnzeit t_{wa}, Entscheidungs- und Reaktionszeiten t_{rd} sowie der Geh- und Fließzeit t_w zusammen. Die Summe dieser darf die errechnete kritische Zeit t_{crit} des Gebäudes nicht überschreiten.

$$t_{evac} = t_{wa} + t_{rd} + t_w \leq t_{crit} \tag{2}$$

Die unterschiedlichen Komponenten der Evakuationszeit hängen direkt mit der Wahl der Brandschutzmaßnahmen ab. Umso moderner und fortschrittlicher die Anlagen sind, desto kürzer ist die zu erwartende Evakuationszeit. Beispielsweise ist die Vorwarnzeit abhängig von der Art des Warnsystems und die Fließzeit von der Türbreite des Fluchtweges und der Personenanzahl.

Um die Formel der Evakuationszeit vergleichbar zu machen wird eine kritische Zeit errechnet. Dafür werden mit unterschiedlichen Ansätzen die kritischen Evakuationszeiten für mehrere Szenarien berechnet. Die niedrigste und damit maßgebende wird als kritische Zeit herangezogen.

Die Berechnung der Rauchausbreitung stellt einen dieser Ansätze dar. Die Ausbreitung des Rauches und damit von giftigen Gasen stellt den häufigsten Grund für Todesfälle bei Bränden dar. Diese ist abhängig vom Rauchpotential des brennenden Materials, der Raumgröße und der Raumhöhe. Zusätzlich wird noch zwischen den unterschiedlichen Ventilationsarten im Raum unterschieden:

- Rauchfüllung in Räumen mit kleinen Rissen
- Rauchfüllung in Räumen mit natürlicher Ventilation
- Rauchfüllung in Räumen mit mechanischer Ventilation
- Rauchfüllung in großen Räumen ohne Ventilation

Im vereinfachten Modell folgt die erlaubte Rauchgasschichthöhe der Gleichung 3.

$$z = 1{,}6 + 0{,}1 * H \tag{3}$$

Wobei z die Höhe der Rauchgasschicht und H die Höhe des Raumes darstellt.

Weitere Ansätze für die Errechnung der kritischen Zeit im Brandfall stellen die Sichtverhältnisse im Raum, die Einhaltung einer maximalen Temperatur und die Wärmestrahlung dar.

Den **zweiten Grundpfeiler** stellt die **Tragfähigkeit** im Brandfall dar. Es ist zu berechnen nach welcher Zeit diese nicht mehr gegeben ist und ob das Gebäude im Zuge eines Vollbrandes einstürzen kann. Dies errechnet sich für herkömmliche Baumaterialien mit den Formeln der materialbezogenen ÖNORMEN in Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall [16] [17] [24]. Die Tragfähigkeit kann durch eine gezielte Wahl von Brandschutzmaßnahmen im Brandfall erhöht werden.

Anhand des in Abbildung 5-1 analysierten Bearbeitungsschemas werden Lösungen für Projekte erarbeitet und ausgewertet. Durch eine genaue Bearbeitung kann das geforderte Schutzniveau werkstoffunabhängig erreicht werden.

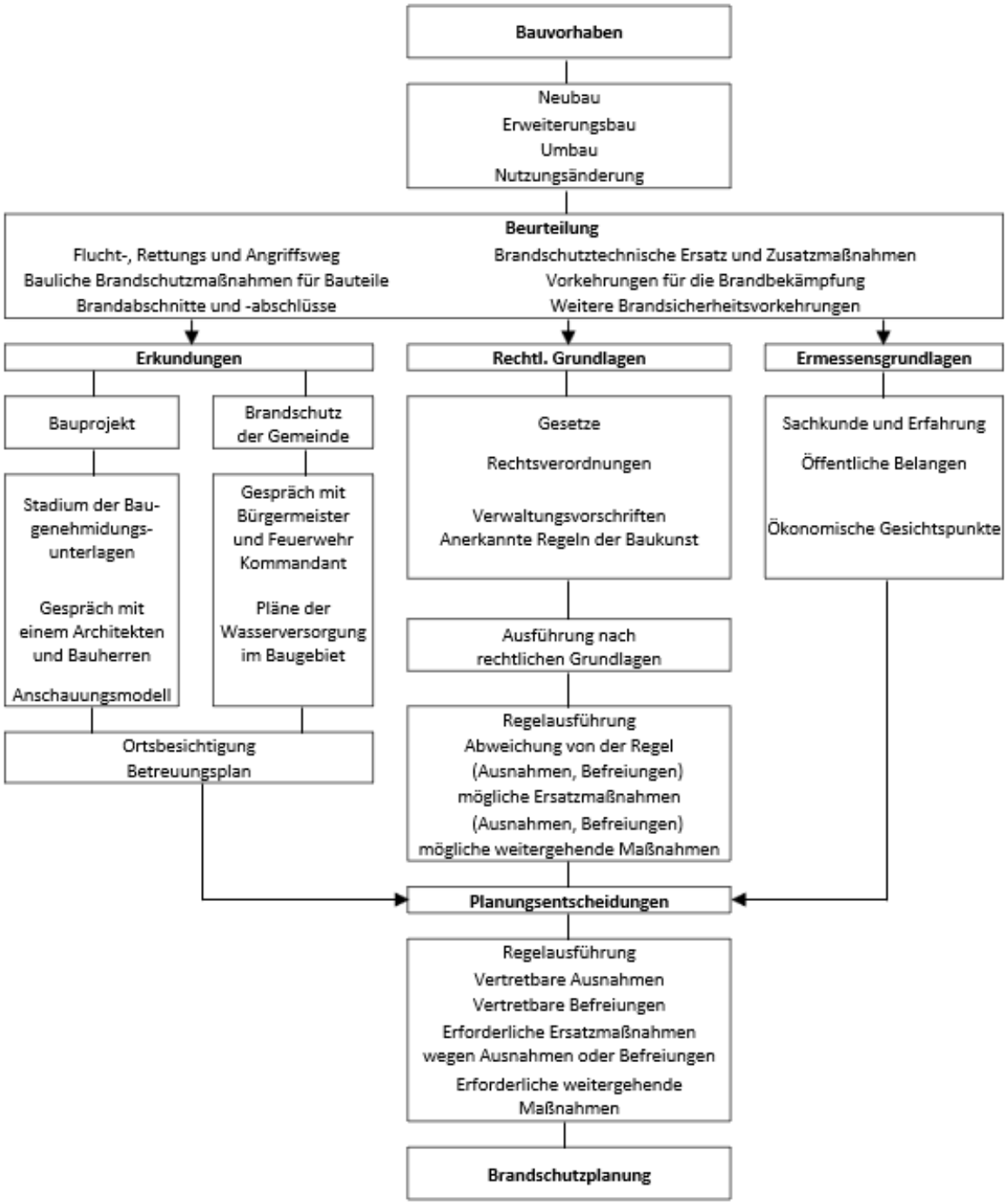


Abbildung 5-1: Bearbeitungsschema für die Brandschutzplanung [14]

5.2. Kompensationsmaßnahmen im Holzbau

Unter Kompensationsmaßnahmen versteht man Maßnahmen zur Erhöhung des Sicherheitsniveaus von Holzbauprojekten im Brandfall. Kommt es zu Abweichungen von den OIB Richtlinien werden diese eingesetzt, wobei diese im Leitfaden „Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte definiert werden. [35] Ziel dieses Leitfadens ist es, trotz normativer Abweichungen ein äquivalentes Sicherheitsniveau zu schaffen. Beispiele stellen anlagetechnische Kompensationsmaßnahmen wie Sprinkleranlagen oder bauliche Kompensationsmaßnahmen wie Kapselungen dar. Bei beiden Maßnahmen bedarf es genauer Planung, Überwachung und Ausführung während der gesamten Bauzeit. Der Aufbau von Sprinkleranlagen unterscheidet sich im Holzbau kaum von der Massivbauweise, wodurch Referenzprojekte und damit verbundenes Knowhow vorhanden sind. Auch Kapselungen finden einen Einsatz in herkömmlichen Bauweisen und werden beispielsweise als gezielter Brandschutz von Stahlbauteilen eingesetzt. Bei Einhaltung des vorgeschriebenen Sicherheitsniveaus durch Kompensationsmaßnahmen sind dem mehrgeschossigen Holzbau normativ keine Grenzen gesetzt.

5.2.1 Motivation zur Wahl der Kompensationsmaßnahmen

Die Wahl der Kompensationsmaßnahmen bei Holzgebäuden ist, sofern das geforderte Sicherheitsniveau des Gebäudes eingehalten wird, den Planern überlassen. Dies stellt den Planer vor die Grundsatzentscheidung, ob das Gebäude „nur“ nachhaltig sein soll oder auch architektonische Ziele verfolgt. Durch die Wahl der Kapselung stößt das architektonische Design schnell an seine Grenzen, da die Sichtbarkeit von Holzoberflächen im Gebäude nur sehr eingeschränkt oder gar nicht möglich ist. Im Gegensatz dazu gewährt der Einsatz von Sprinkleranlagen ein hohes Maß an sichtbarem Holz, wodurch dem Architekten keine Grenzen gesetzt sind. Die Wahl der Kompensationsmaßnahmen erfolgt oft auch aus wirtschaftlichen Gründen. Beispielsweise wurde laut dem Planer Dipl.- Ing. Dünser in Kanada auf sichtbares Holz verzichtet, da dieses deutlich teurer ist. Daher wurde auf eine Kapselung mit einer Feuerbeständigkeit von 120 REI gesetzt. Dennoch wurde aufgrund der Höhe des Gebäudes im Stiegenhaus aus Stahlbeton zusätzlich eine Sprinkleranlage nötig, um ein adäquates Schutzniveau zu erzielen. [Anhang C]

In Abbildung 5-2 wird die wirtschaftliche Optimierung des Brandschutzes dargestellt. Es wird gezeigt, wie sich durch die Erhöhung der Investitionskosten im Brandschutz, der zu erwartende Brandschaden reduziert. Das Ziel ist, den idealen wirtschaftlichen Schnittpunkt zwischen den Investitionskosten und der Brandschadenserwartung zu finden, um damit die Totalkosten mit dem wirtschaftlichen Optimum p* möglichst niedrig zu halten. Zusätzlich wird aber auch noch ein minimales Sicherheitsniveau p^{min} gefordert, wobei dieses rein wirtschaftlich keine optimale Lösung darstellt. [36]

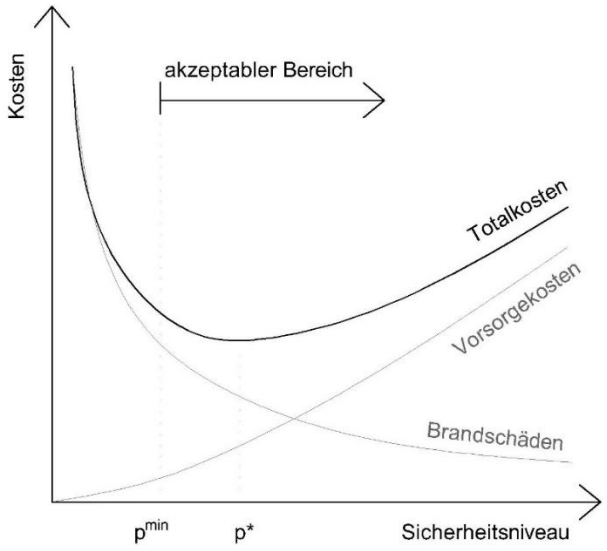


Abbildung 5-2: Wirtschaftliche Optimierung im akzeptablen Bereich [36]

Welche der beiden Kompensationsmaßnahmen leichter umzusetzen sind, beantwortet DI Eder von der MA 37 wie folgt: „*Aufgrund der wenigen Projekte, die im Holzhochhausbau bis dato realisiert wurden, kann man das so noch nicht beantworten. Wir haben alle Varianten gehabt. Die berühmte Wagramerstraße die in Kapselung ausgeführt wurde. Seit damals haben sich die Vorschriften laut OIB Richtlinien 2015 allerdings ein bisschen erleichtert. Laut denen kann man bis zu 6 oberirdischen Geschosse das Holz eigentlich sichtbar machen. Natürlich nicht überall, wie in den Treppenhäusern allerdings überall wo es möglich ist.*“ [Anhang C]

5.2.2 Kapselung

Unter Kapselung versteht man ein Anbringen von nicht brennbaren Plattenwerkstoffen der Klasse A2 als äußerste Schicht eines Bauteils, um den Abbrand des Holzes zu verzögern. [37] Die Kapselung wird so hergestellt, dass die Bauteile in der dem Brand ausgesetzten Richtung, wie in Abbildung 5-3 dargestellt, geschützt sind. Das bekannteste Gebäude in Österreich dieser Art stellt der Holzbau in der Wagramerstraße dar, welches in Kapitel 8.2.2 näher erörtert wird.

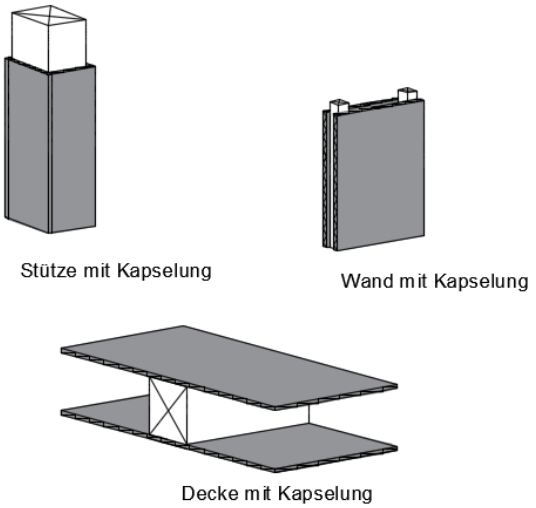


Abbildung 5-3: Kapselung einer Decke [38]

Berechnung des Abbrands mit Kapselung nach ÖNORM B 1995-1-2:

In Abbildung 5-4 wird die Funktionsweise der Kapselung laut Norm dargestellt. Dafür werden in dem Abbrandtiefe -Zeit Diagramm, die ungeschützten Bauteile mit geschützten, gekapselten Bauteilen verglichen.

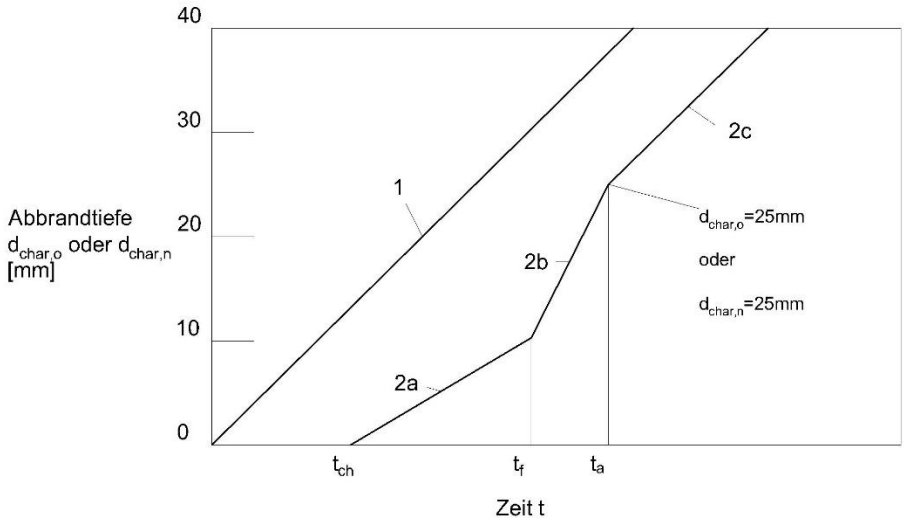


Abbildung 5-4 Darstellung der Abbrandtiefe in Abhängigkeit von der Zeit für $t_{ch} < t_f$ [24]

Legende

1 Verlauf für während der Branddauer ungeschützte Bauteile mit der ideellen Abbrandrate β_n (oder β_0)

2 Verlauf für anfänglich geschützte Bauteile, bei denen der Abbrand vor dem Versagen der Brandschutzbekleidung beginnt:

- 2a der Abbrand beginnt bei t_{ch} mit einer abgeminderten Rate, solange die Brandschutzbekleidung noch intakt ist;
- 2b nach Abfall der Brandschutzbekleidung beginnt der Abbrand mit erhöhter Rate
- 2c nach Überschreiten der Abbrandtiefe von 25 mm reduziert sich die Abbrandrate

Für die Brandschutzbekleidung sind die Zeitpunkte t_{ch}, t_f und t_a maßgebend. t_{ch} stellt jenen Zeitpunkt dar, bei dem die zu schützende Holzschicht zu verkohlen beginnt, wobei dies beim Erreichen der Entzündungstemperatur auftritt. t_f ist jener Zeitpunkt, bei dem es zum Ausfall der Verkleidung kommt. Mit dem Ausfall der Kapselung kommt es anfangs aufgrund der bereits sehr hohen Temperaturen im Brandraum zu einer erhöhten Abbrandrate. Dieser im Vergleich zum ungeschützten Bauteil erhöhte Anstieg hält bis zum Zeitpunkt t_a an, bei dem das Holz eine Kohlenschicht von 25mm erreicht hat. Dies ist der definierte Zeitpunkt, bei dem ein effektiver Schutz durch die Holzkohleschicht gegeben ist. Ab diesem verhält sich der Abbrand nach denselben Kriterien wie der von ungeschützten Bauteilen.

Verwendete Materialien bei der Kapselung

Als Kapselung werden nicht brennbare Plattenwerkstoffe bezeichnet, die zum Schutz von darunter liegenden Materialien eingesetzt werden. Zu diesen zählen beispielsweise Gipsplatten, die als besonders gute Brandschutzbekleidung gelten. Einen adäquaten Brandschutz bieten Brandschutzbekleidungen, die lange Zeit an Ort und Stelle verweilen und Schutzmaterialien, die eine niedrige Wärmeleitfähigkeit bei hoher Temperatur aufweisen. [39]

Neben der zusätzlich schützenden Schicht kommt es durch starke Erhitzung der Platten zu einem Lösen des chemisch gebundenen Wassers, wodurch Wasserdampf entsteht. Der Temperaturanstieg erfährt dadurch bei 100°C eine sogenannte „Haltezeit“, bei der die Temperatur über eine gewisse Zeit konstant bleibt. Die Dauer variiert dabei je nach Stärke und Rohdichte der Gipsplatte. Je länger die Temperatur konstant niedrig gehalten werden kann, desto länger kommt es zu keiner Entzündung des Materials dahinter. Als Gipsplatten werden beispielsweise Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) oder Gipsfaserplatten eingesetzt.

Aus Tabelle 5-1 können die für die im Brandschutzplanung notwendigen Nachweise für Gipsplatten entnommen werden.

Tabelle 5-1: Berechnung von Dämm- und Schutzwert von Gipsplatten [38]

Material	Basis Dämmwert $t_{ins,0,n}$	Basis Schutzwert $t_{prot,0,i}$
Gipskartonplatte Gipsfaserplatte	$24 * (\frac{h_i}{15})^{1,4}$	$30 * (\frac{h_i}{15})^{1,2}$

Mit: h_i Dicke der Bekleidung [mm]

Tabelle 5-2 zeigt mit welchen Materialien eine Kapselung bei einer GK5 und höher eingehalten werden. Die dafür notwendige Feuerwiderstandsdauer über 90 Minuten wird anhand der variierenden Stärke der einzelnen Bekleidungen angegeben.

Tabelle 5-2: Materialien für 90 Minuten Feuerwiderstand [38]

Bekleidung, Feuerwiderstandsdauer 90 Minuten	
Gips	2 x 25 mm
Gipskartonplatten	3 x 25 mm
Gipsfaserplatten Rohdichte 800kg/m³ bis 1000kg/m³	3 x 12,5 mm
Kalziumsilikatplatten Rohdichte ≥ 450kg/m³	40 mm
Blähglimmer, Rohdichte ≥ 700kg/m³	40 mm
Leichtbeton, Porenbeton, Gasbeton, Blähbeton	40 mm
Unterlagsboden	50 mm
Verputze aus Kalk-, Zement-, Gipsmörtel	50 mm
Verputze aus Perlit, Vermiculitemörtell	35 mm
Mineralfaser-, Spritzputz	45 mm

Anforderung REI 90 + A2 und Einsatz von Holz

Die Anforderungen werden in Europa unterschiedlich definiert, wobei Deutschland beispielsweise ein Kapselkriterium (bis K 60) festgelegt hat.

In Österreich wird für die Feuerwiderstandsklassen REI 30 und REI 60 keine Anforderung an eine Kapselung gestellt. Ab Gebäudeklasse 5 mit mehr als 6 Geschossen wird jedoch die Anforderung an den Feuerwiderstand REI 90 mit dem Zusatz A2 gefordert. Dies bedeutet, dass die Bauteilkonstruktionen aus Materialien der Brandverhaltensklasse A2 hergestellt werden muss. Diese Vorgabe wird gem. ÖNORM B 3800-9 so interpretiert, dass bei Anforderung REI 90 A2

eine Prüfung mit Bekleidung erforderlich ist und der Bauteil keinen Beitrag zum Brand liefern darf.

Aus diesem Grund wird als Nachweis eine Prüfung gefordert, bei der nach der Brandeinwirkung an der brennbaren Tragkonstruktion kein Brandschaden festgestellt werden darf. Für Bauholz wurde die Entzündungstemperatur mit 300°C festgesetzt, womit sie sich an dem in Europa bekannten Kapselungskriterium orientiert. Dabei darf die maximale Temperaturerhöhung (ΔT_{max}) von 270 K an Konstruktionselementen aus Holz oder Holzwerkstoffen nicht überschritten werden. Das Kapselungskriterium ist jedoch normativ nur bis zu einer Widerstandsdauer von 60 Minuten (K 60) definiert, weshalb es für die Nichtbrennbarkeitsanforderung für REI 90 nicht herangezogen werden kann.

Anforderungen nach ÖNORM B 3800-9 [40]

Die Anwendung der ÖN B 3800-9 ist in einem Brandschutzkonzept zu begründen und im Zuge der Einreichung ist ein „Machbarkeitsnachweis“ von Bauteilen mit brennbaren Schichten vorzulegen (z.B. auf Basis von Simulation oder bereits geprüften Bauteilen/Anschlüssen).

Vor der Ausführung ist die Vorlage von Prüfzeugnissen (Bauteilprüfung nach ÖN B 3800-9) zu den verwendeten Bauteilen erforderlich.

Laut Punkt 4 ist e*ine Brandschutzbekleidung an der Stelle mit der größtmöglichen (ungünstigster Fall) Schadenseinwirkung (Brandeinwirkung) – nämlich einer Türöffnung für Trennbauteile oder Fensteröffnungen für Außenbauteile – in einem Prüfofen (ÖN EN 1363-1) über eine Prüfdauer von 90 Minuten zu beflammen. ... unmittelbar nach der Prüfung werden sowohl die Schäden an der Brandschutzbekleidung als auch an dem darunter/dahinter befindlichen Holz bzw. Holzwerkstoff festgehalten.*

Laut Punkt 6.1 muss d*er Probekörper eine beanspruchte Oberfläche von mindestens 1,5 m² und eine Kantenlänge von mindestens 4 m aufweisen. ... Der Probekörper muss nach ÖNORM EN 1363-1 überprüft werden.*

Laut Punkt 6.2 folgt der Temperaturzeitverlauf im Prüfofen dem ETK-Szenario (Einheits-Temperaturzeitkurve), siehe Kapitel 7.1.5.

Laut Anhang A der ÖNORM gem. Punkt A.2 wird b*eim Kapselungskriterium Holz bzw. ein Holzwerkstoff derart von einer Brandschutzbekleidung geschützt, dass während der Klassifizierungsperiode eine Temperatur von 250°C an der Oberfläche des Holzes nicht überschritten wird. Unter dieser Voraussetzung darf davon ausgegangen werden, dass das unter Beobachtung stehende Holz bzw. Holzwerkstoff nicht zum Mitbrand während der Klassifizierungsperiode beiträgt.* [40]

5.2.3 Löschanlagen

Auf der Erkenntnis des in Abbildung 3-1 erläuterten Feuer-Dreiecks, basiert der Einsatz von Löschanlagen. Das definierte Ziel ist es dem Feuer eine notwendige Komponente zu entziehen. Die Löschwirkung des Wassers wird auf die Effekte der Kühlung und Inertisierung (Umwandlung von Stoffen) zurückgeführt. Wasser weist ein hohes Wärmebindevermögen auf und kann somit die freigesetzte Verbrennungswärme des Feuers binden und abführen. Dadurch werden sowohl die entstehenden Brandgase als auch der Brandherd gekühlt. Zusätzlich kommt es durch den entstehenden Wasserdampf zu einer erstickenden Wirkung und zu einer Reduzierung die Zündfähigkeit der Umgebung.

Moderne Löschanlagen stellen die im Holzbau höchste mögliche Kompensationsmaßnahme dar. Es wird, wie in Abbildung 5-5 dargestellt, zwischen Nass- und Trockenanlagen unterschieden. Die **Trockenanlage** findet ihre Anwendungsgebiete in frostgefährdeten oder hochtemperierten Bereichen. Bei Trockenanlagen befindet sich im Rohrnetz Druckluft und es wird erst bei Hitzeeinwirkung mit Wasser gefüllt. In den sonstigen Bereichen kommen **Nassanlagen** zum Einsatz. Bei diesem System stehen die Leitungen dauerhaft unter hohem Druck, weshalb bei Hitzeeinwirkung sofort Löschwasser austreten kann. Dieses System ist fehleranfälliger, da es bei Beschädigung der Rohrleitungen zu Wasseraustritten kommen kann. Die unterschiedlichen Arten von Sprinkleranlagen werden in Abbildung 5-5 näher ausgeführt. [41] [42]

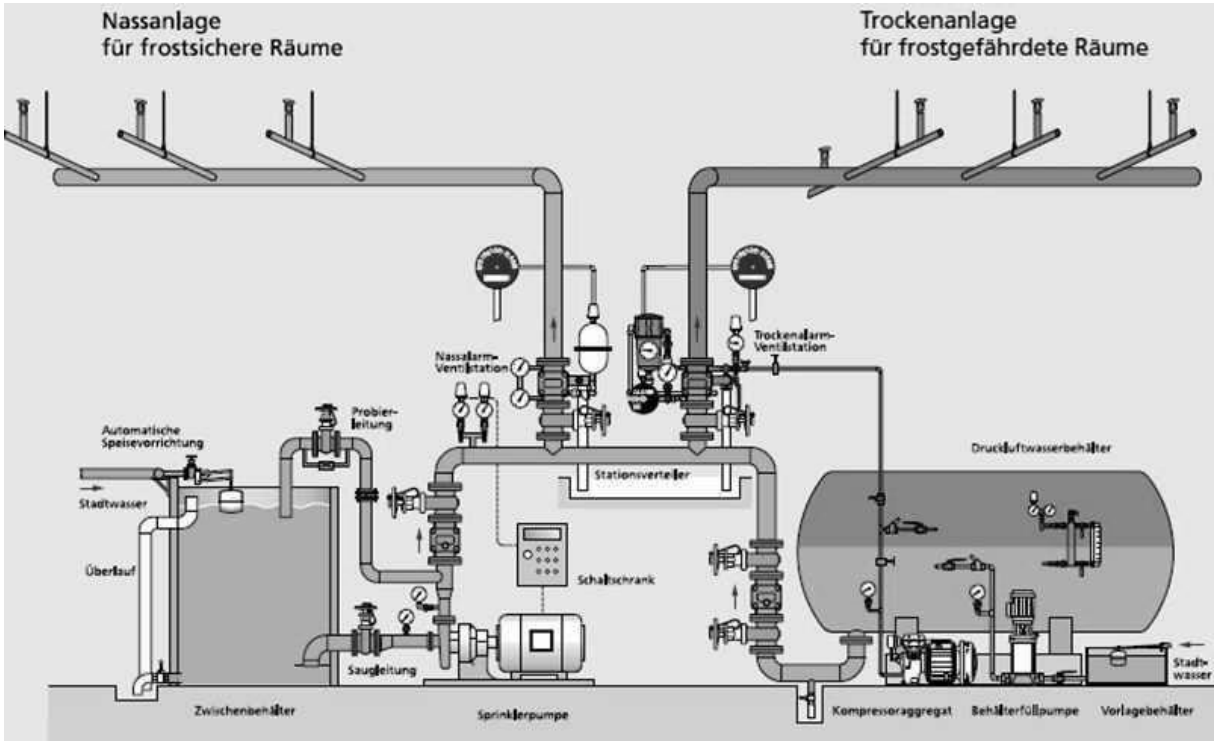


Abbildung 5-5: Schema einer Nassen und Trockenen Sprinkleranlage [43]

Das Prinzip von Sprinkleranlagen beruht darauf, dass sich die in den Sprinklern befindlichen Glasampullen, bei Erwärmung ausdehnen und zerplatzen. Dadurch kommt es zu einer punktuellen Löschung des Brandes, siehe Abbildung 5-6. Pro Sprinkler kann eine Fläche von 9-12m² abgedeckt werden. Sprinkler sind darauf ausgelegt einen Entstehungsbrand einzudämmen allerdings nicht einen Vollbrand zu löschen. Die gewählte Temperatur der Auslösung liegt im Normalfall 30 Grad über der erwarteten Raumtemperatur und ist daher von der Nutzung abhängig. Die unterschiedlichen Farben der Ampullen werden in Abbildung 5-7 dargestellt. Industrieküchen (grün bis violett) weisen aufgrund der dort entstehenden Hitze deutlich höhere Auslösetemperaturen auf als Büroräume (Orange). Bei einem Brand werden nur die Sprinkler ausgelöst, die auch durch die Erwärmung erreicht werden. Dadurch kann der Druck der Anlage aufrechterhalten werden. Sprinkleranlagen tragen aufgrund des punktuellen Einsatzes und der Löschwirkung erheblich zur Schadensreduktion bei. Die Angst, dass es durch Sprinkleranlagen zu großen Wasserschäden kommt, ist unbegründet, da sich in 60% der Fälle, nur ein bis zwei Sprinklerdüsen öffnen. [44] [42]

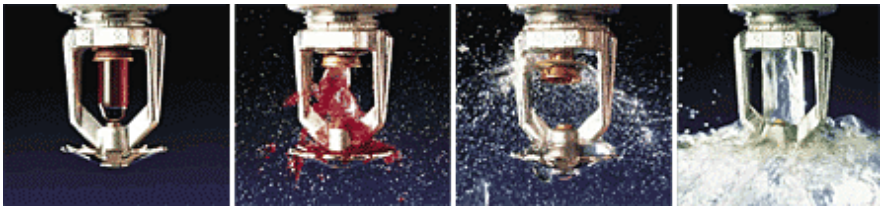


Abbildung 5-6: Auslösung einer Sprinkleranlage [45]

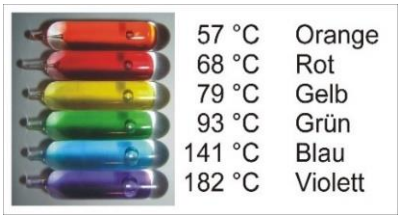


Abbildung 5-7: Sprinklerampullen mit unterschiedlichen Auslösetemperaturen [45]

Die Schadensreduktion durch Sprinkleranlagenwird in Tabelle 5-3 dargestellt und beträgt bis zu 65%.

Tabelle 5-3: Schadensreduktion durch Sprinkler [46]

	ohne Sprinkler			mit Sprinkler			Reduktion
Nutzung	**Schaden [Mio. US$]**	**Brände**	**pro Brand [US$]**	**Schaden [Mio. US$]**	**Brände**	**pro Brand [US$]**	**%**
öffentliche Gebäude	2112	130900	16100	16,1	25800	6200	61
Pflegeheime	58,3	24300	2400	27,5	34400	800	65
Hotels	385,9	37800	10200	50,6	11400	4500	56
Büro und Gewerbe	3474,7	192600	18000	385,6	36800	10500	42
Industrie	1964,4	70700	27800	798,7	61700	12900	53

5.2.4 Vergleich von Löschanlagen mit Kapselung

Kosten

Der Mangel an Informationen aufgrund der wenigen umgesetzten Projekte wird am meisten in der Kostenanalyse deutlich. In Tabelle 5-4 werden die Kosten je m² grob analysiert, welche allerdings große Spannweiten aufweisen. Für eine Brandschutzbekleidung von EI 60 werden Kosten zwischen 10 und 80 Euro angegeben, da die Kosten von Kompensationsmaßnahmen stark von der Art des Baumaterials und der geforderten Feuerwiderstanddauer abhängen. Beim Einsatz von Sprinkleranlagen beschränken sich die Kosten nicht ausschließlich auf Investitionskosten, sondern es fallen auch noch jährliche Betriebs- und Wartungskosten an.

Tabelle 5-4: Grobkosten von Brandschutzmaßnahmen [46]

Typ	**Investitionskosten €/m²**	**Lebensdauer Jahre**	**Betriebskosten/ Unterhalt**
Verkleidungen EI30	10 - 40	50 - 100	
Verkleidungen EI60	10 - 80	50 - 100	
Sprinkleranlage Neubau	10 - 25	50 - 100	< 0.5% Invest. Kosten Mietleitung ca. 1500/Jahr
Sprinkleranlage Sanierung	15 - 30	50 - 100	< 0.5% Invest. Kosten Mietleitung ca. 1500/Jahr

Die Kosten von unterschiedlichen Holzdeckensystemen sind abhängig von der Wahl der einzelnen Aufbauten und von den gewählten Kompensationsmaßnahmen. Mithilfe eines erstellten Bewertungssystems im Zuge der Diplomarbeit von Alex Müllner [47] wurden diese analysiert. In Abbildung 5-8 werden Decken in Massivbauweisen mit unterschiedlichen Holzdeckensystemen und den damit verbundenen möglichen Kompensationsmaßnahmen verglichen.

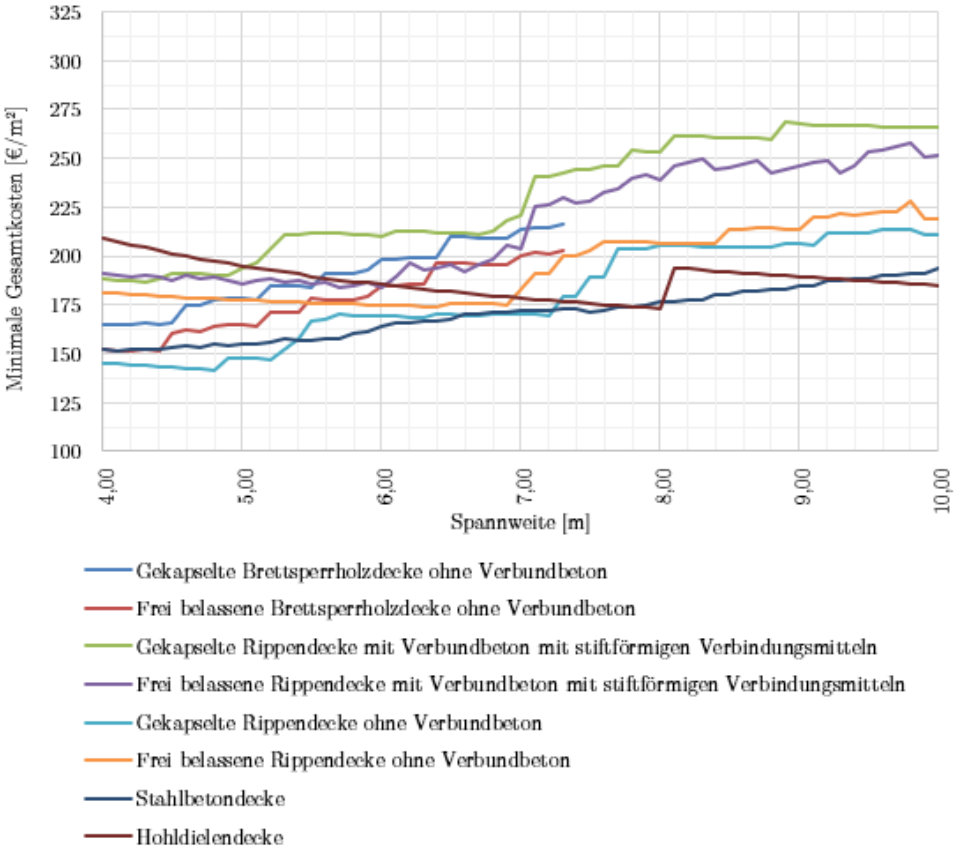


Abbildung 5-8: Kostenvergleich von unterschiedlichen Deckenaufbauten [47]

Aus diesem Bewertungssystem wird ersichtlich, dass mit den angenommenen Kostenparametern eine Kapselung wirtschaftlicher ist als der Einsatz einer Sprinkleranlage. Des Weiteren geht hervor, dass die Holzbauweise bei großen Spannweiten deutlich teurer ist als herkömmlichen Bauweisen, wie Stahlbetondecken und Hohldielendecken.

Die gekapselte Bauweise ist nach Müllner im Schnitt um ca. 10€/m² teurer ist als die mit einer Löschanlage. Dies beruht auf der Annahme, dass die Herstellung von Sprinkleranlagen ca. 20 €/m² kosten. Aus einem Interview mit Tanja Höfer [Anhang C] wurden folgende Werte in Erfahrung gebracht. „*Der Sprinkler kostet derzeit ca. 35€/m² plus ca. 100.000 Euro für die Pumpenzentrale, abhängig von der Brandabschnittsgröße. Die High- Fog Anlagen kosten sogar 45€/m².*“ Verwendet man mit diesen Werten das Bewertungssystem nach Müllner, würden sich die Herstellungskosten von Kapselung bzw. Sprinkleranlagen im Holzbau in etwa ausgleichen.

Ein weiterer Kostenfaktor ist die Oberflächenbeschaffenheit des Holzes. Bei Einsatz von Kapselungen können wenig behandelte und damit günstige Holzoberflächen eingesetzt werden, da diese keine Sichtqualität aufweisen müssen. Bei Löschanlagen muss das Holz in Sichtqualität ausgeführt sein, bei dem aufwändige Oberflächenveredelungen durchgeführt werden müssen, wodurch höheren Kosten entstehen.

Nachhaltigkeit

Das Instrument, um den ökologischen Hintergrund von Materialkombinationen darzustellen, ist der Ökoindex. In diesem wird die ökologische Qualität aller Materialien anhand von Umweltindikatoren bestimmt. Zu diesen zählen das Treibhauspotenzial, Versauerungspotenzial und der Bedarf an nicht-erneuerbarer Primärenergie. Der Ökoindex OI3 kann für Baustoffe, Konstruktionen und gesamte Gebäude berechnet werden. In Abbildung 5-9 wird der OI3 Index für unterschiedliche Deckensysteme gegenübergestellt.

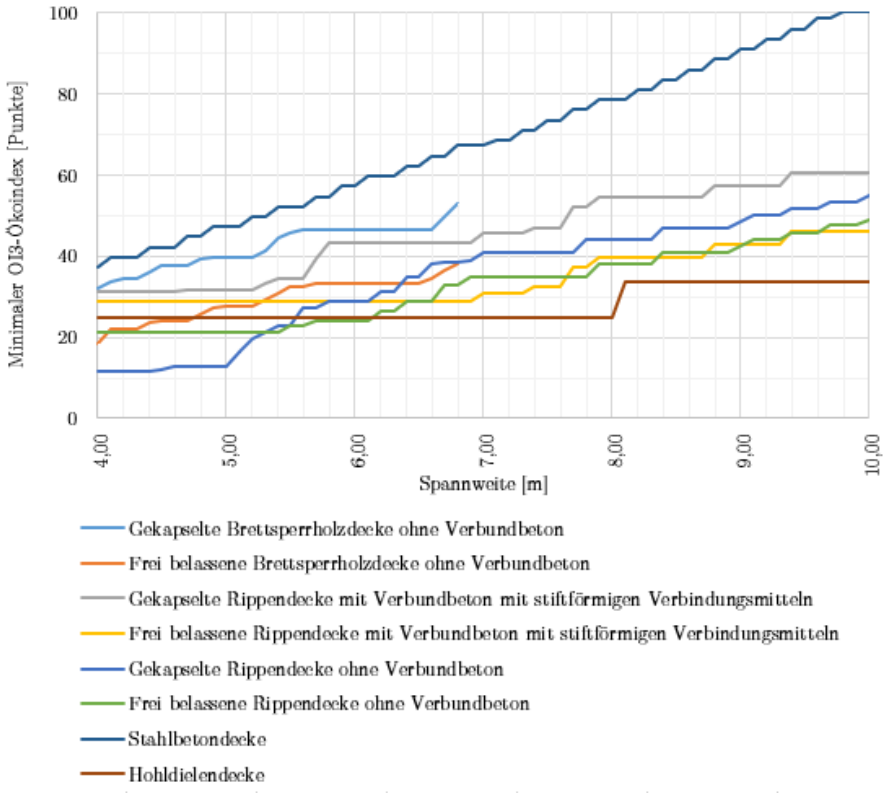


Abbildung 5-9: OI3- Ökoindex für verschiedene Deckenaufbauten

Aus dem dargestellten Ökoindex der einzelnen Deckensysteme geht hervor, dass die in Österreich üblichste Stahlbetondecke den schlechtesten Index aufweist. Das ökologischste Deckensystem stellt ab einer Spannweite von ca. 6 Metern die Hohldielendecke dar. Dies ist auf eine ressourcenschonende und leichte Bauweise zurückzuführen.

Bei Betrachtung der Holzdecken wird ersichtlich, dass Rippendecken aufgrund des effizienteren Materialeinsatzes ökologischer sind als Massivholzdecken. In Bezug auf die Kompensationsmaßnahmen zeigt sich, dass die gekapselte Bauweise einen schlechteren OI3-Index aufweist als die freibelassenen Deckensysteme mit Sprinkleranlagen.

Damit ist im Holzbau eine Rippendecke in Kombination mit einer Löschanlage am ökologischsten.

Vergleich unterschiedlicher Gesichtspunkte zur Wahl der Kompensationsmaßnahme

Welche der beiden Kompensationsmaßnahmen die „richtige“ oder „bessere“ im Holzbau darstellt, muss neben den Kosten und der Nachhaltigkeit auch unter anderen Gesichtspunkten betrachtet werden und wird daher oft subjektiv getroffen werden. Fakt ist, dass beide Maßnahmen bei guter Planung und korrektem Einbau einen ausreichenden Schutz der Konstruktion bieten können.

Aus **architektonische**r Sicht ist im Holzbau, trotz eines zumeist sichtbaren Rohrsystems, die Löschanlage bevorzugt, da die Holzoberfläche sichtbar bleiben kann. Die Kapselung hingegen ist immer mit 1 - 3 nicht brennbaren Brandschutzplatten umschlossen, womit kein Holz sichtbar ist.

Den **Einbau** betreffend hat man in Österreich aufgrund von wenigen umgesetzten Holzbauprojekten kaum Erfahrungen.

Der große Vorteil von Sprinkleranlagen ist die **Wirkungsweise**. Während die Kapselung nur präventiv wirkt und daher das Feuer nur über einen vordefinierten Zeitraum in einem Brandabschnitt halten kann, können Sprinkleranlagen ein entstehendes Feuer aktiv löschen. Die Angst, dass das Löschen mit Wasser zu großen Wasserschäden führt, ist unbegründet, da moderne Sprinkleranlagen nur einzelne Sprinkler aktivieren und damit nur kleinflächige Schäden verursachen, welche aufgrund der Modulbauweise im Holzbau meist leicht zu beheben sind.

Im mehrgeschossigen Holzbau mit Kapselung kommt es in Österreich zu einer Vorschrift, dass das Stiegenhaus aus Stahlbeton auszuführen ist.

Welche der beiden Kompensationsmaßnahmen sicherer ist lässt sich schwer beziffern, da beide Kompensationsmaßnahmen Risiken beherbergen. Es kann beispielsweise zu Ausfällen durch fahrlässigen Einbau oder falsche Nutzung kommen, weshalb eine Kombination aus beiden die sicherste, allerdings unwirtschaftlichste Lösung darstellt.

5.2.5 Brandschutzleitfaden in Deutschland

Im deutschen Brandschutzleitfaden [48] werden Beispiele angeführt, bei denen darauf eingegangen wird welchen Kompensationsmaßnahmen gewählt werden sollten um bei Abweichungen das erforderlichen Schutzziele dennoch erreichen zu können. Dieser Leitfaden bietet einen guten Überblick, wie man Kompensationsmaßnahmen zielführend und effizient einsetzen kann und wird in Tabelle 5-5 dargestellt.

Vergleichbare Regelwerk existiert in Österreich noch nicht.

Tabelle 5-5: Auszug der Kompensationsmaßnahmen nach dem Brandschutzleitfaden

Bauteil	Schutzziele	Materielle Anforderungen		Abweichung	Kompensation
Tragende Konstruktion	Schutz von Leben und Gesundheit, wirksame Löscharbeiten	Tragfähigkeit F 30 oder F 90-AB		Feuerwiderstand nicht erreicht	Brandfrüherkennung, Wärmeabzug, automatische Lösch-anlage, Bekleidungen, Feuerschutzanstrich
Brandwand	Vorbeugung gegen Ausbreitung von Feuer und Rauch	Brand-abschnitte bilden durch BW	F 90-A mit erhöhter Anforderung an die Stand-sicherheit	Feuerwiderstand nicht erreicht	Brandfrüherkennung, automatische Lösch-anlage
				BW von brenn-baren Materialien überlaufen	Ersetzen der brennbaren Materialien im Bereich der Brandwand
				BW nicht über Dach geführt	Dach beidseitig der Brandwand in 1 m Breite F 90 verkleiden, nicht
Gebäude-abschlusswand	Nachbarschutz/ Vorbeugung gegen Ausbreitung von Feuer und Rauch	kein Brand-überschlag	F 90-A oder Brandwand	Feuerwiderstand nicht erfüllt, Öffnungen vorhanden	Abstand vergrößern, speziell zugelassene Materialien zur Abschottung verwenden
Decken	Vorbeugung gegen Ausbreitung von Feuer und Rauch	horizontaler Brandabschnitt	F 30 oder F 90	Atriumbauweise	Brandfrüherkennung, automatische Lösch-anlage, Entrauchung
Dächer	Eigenschutz	kein Feuer-überschlag	5 m-Bereich von Anbauten in F 90/F 30	Feuerwiderstand nicht erfüllt	Brandfrüherkennung mit mit Alarmweiterleitung im gefährdeten Bereich Dach im 5 m-Bereich unterseitig verkleiden
Treppen	Schutz von Leben und Gesundheit	Eigenrettung Fluchtwege sichern, An-griffswege und Rettungs-wege für die Feuerwehr sichern	objektbezogen nach Höhe und und Nutzung – B2, A-Baustoffe, F 90-A	Anforderung an Brennbarkeit oder Feuerwiderstand nicht erfüllt	zusätzlicher zweiter baulicher Rettungsweg, Feuerschutzanstrich, Verkleidungen, Brandfrüherkennung, Feuerlöscher auf jeder Etage, Abschottung der Nutzungseinheiten vom Treppenraum in T 30-RS, Schaffung von F 90-„Pufferräumen“ bei größerer Nutzerzahl

Kapitel 6

Deckensysteme im Holzbau

6.1. Klassische Holzdeckensysteme

Zu den 3 klassischen reinen Holzdeckensystemen gehören Balkendecken und Holzrahmendecken, die nur in niedrigen Gebäudeklassen eingesetzt werden können und Massivholzdecken, die auch in GK 5 möglich sind. Massivholzdecken ohne Verbund finden ihre Anwendung in Gebäudeklasse 5 bis zu 6 Geschossen, da durch die massive und gedrungene Bauweise die Anforderungen im Brand- und Schallschutz erfüllt werden können. Die jeweiligen üblichen Spannweiten werden in Tabelle 6-1 dargestellt.

Tabelle 6-1: Wirtschaftlichkeit nach Spannweiten der Deckensysteme [49]

Balkendecke	für alle Spannweiten geeignet
Hohlkastendecke	ab 5m
Massivholzdecke	bis 6m
Holz-Beton-Verbund	ab 5m

Balkendecken

Balkendecken bestehen aus Vollholz oder Brettschichtholz und sind aus stabförmigen Bauteilen aufgebaut. Diese stellen aufgrund des flexiblen, ressourceneffizienten und vielfältigen Werkstoffeinsatzes die wirtschaftlichste Deckenlösung dar. Zu den Nachteilen zählen allerdings die aufwendigen Anschlussdetails und die hohen Deckenstärke. Die Anforderungen für Schall- und Brandschutz können nur sehr kompliziert erreicht werden, weshalb bei Gebäudeklasse 5 und höher auf massivere Ausführungsarten zurückgegriffen wird.

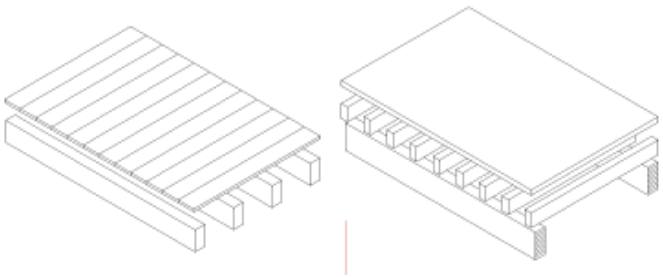


Abbildung 6-1: Balkendecke [49]

Holzrahmendecken

Bei Holzrahmendecken unterscheidet man, wie in Abbildung 6-2 dargestellt, zwischen Rippen- und Hohlkastendecken. Bei beiden Systemen ist die flächige Beplankung Teil des statischen Querschnittes. Während die Rippendecke nur einen einseitigen Verbund aufweist, hat die Hohlkastendecke diesen auf beiden Seiten, wodurch diese eine höhere Steifigkeit aufweist. Die Vorteile der Holzrahmendecken sind die Kombination aus geringem Gewicht und geringem Holzeinsatz mit guter Tragfähigkeit und Steifigkeit. Die Holzrahmendecken eignen sich besonders für großformatige Bauteilelemente. Zu den Nachteilen gehört, dass eine Hohlraumdämpfung erforderlich ist und der Brandschutz für hohe Gebäudeklassen nur sehr aufwendig hergestellt werden kann.

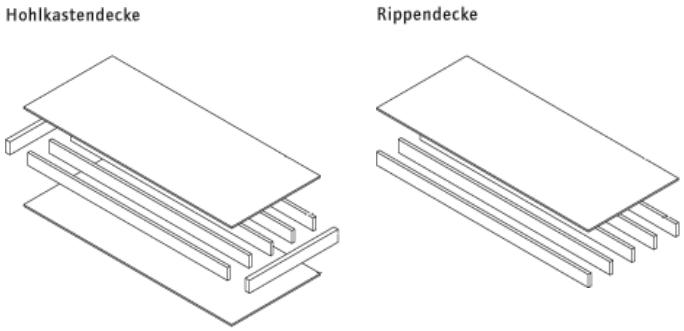


Abbildung 6-2: Holzrahmendecken [49]

Massivholzdecken

Massivholzdecken zeichnen sich aufgrund der massiven und durchgehenden Ausführung durch eine geringe Deckenstärke aus. Dennoch kommt es zu einem deutlich höheren Holzeinsatz, welcher zu guten Brandschutzeigenschaften führt. Bei Massivholdecken unterscheidet man zwischen linearen (Vollholzbalken-, Brettstapel-, Brettschichtholzdecke) und plattenförmigen Bausystemen. (Brettsperrholz, Furnierschichtholz, Mehrschichtplatten) Plattenförmige Systeme haben im Vergleich zu linearen Systemen den Vorteil einer Scheibenausbildung.

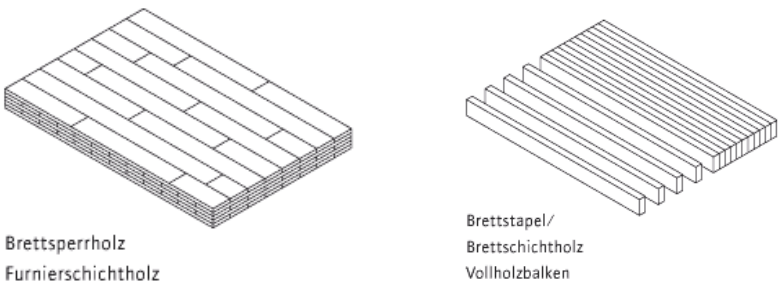


Abbildung 6-3: Massivholzdecken [49]

6.1.1 Beispiele für geprüfte und zugelassene Deckenaufbauten für REI 90 [50]

Um bei Massivholzdecken einen Brandschutz über 90 Minuten herzustellen ist zusätzlich zur gedrungenen Bauweise eine Splitt-Schüttung notwendig.

Freibelassene Massivholzdecke

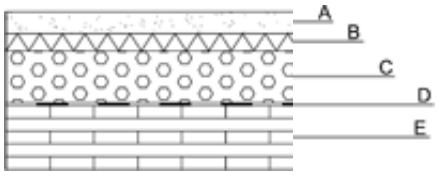


Abbildung 6-4: Massivholzdecke mit Splittschüttung [50]

Tabelle 6-2: Aufbau einer Massivholzdecke mit REI 90

	Dicke [mm]	Baustoff	Brandverhaltens-klasse EN
A	50	Zementestrich	A1
B	40	Trittschalldämmung	A2
C	120	Splittschüttung	A1
D		Rieselschutz	E
E	147	Brettsperrholz BBS 125 5lg	D

Gekapselte Massivholzdecke

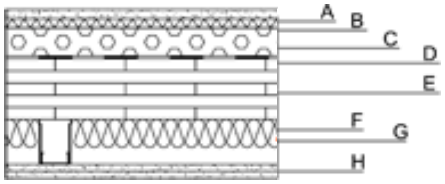


Abbildung 6-5: Massivholzdecke mit Kapselung [50]

Tabelle 6-3: Aufbau einer Massivholzdecke mit REI 90 mit Kapselung

	Dicke [mm]	Baustoff	Brandverhaltens-klasse EN
A	20	Rigidur Estrichelement	A1
B	10	Trittschalldämmung	
C	60	Splittschüttung gebunden	A1
D		Rieselschutz	E
E	130	Brettsperrholz BBS 125 5-lagig	D
F	95	Rigips Direktabhänger mit CD 60/27	
G	75	Mineralwolle [040; 18]x	A1
H	15	Gipsfaserplatte Rigidur H	A2
H	15	Rigips Feuerschutzplatte RF oder	A2

6.2. Holz-Beton Verbunddecken (HBV- Decken)

Im Bauwesen kommt es aufgrund immer höherer Anforderungen auf schlanke Bauweisen zum Einsatz von Verbundquerschnitten. Diese bestehen aus zumindest zwei miteinander kraftschlüssig verbundenen Materialien. Im Holzbau kam es anfangs zu reinen Holz-Holz Verbundlösungen. Um allerdings die Anforderungen in Brandschutz und Aussteifung gewährleisten zu können, wird immer mehr auf Materialkombinationen mit Stahl und Beton gesetzt. Diese kommen besonders bei Holzgebäuden mit einer Gebäudeklasse 5 und höher zum Einsatz. Die Gründe für die Kombination unterschiedlicher Materialien liegen in der optimalen Ausnutzung der Vorteile der einzelnen Materialeigenschaften.

Die Anwendungsgebiete von Verbundkonstruktionen sind die Sanierung beschädigter Konstruktionen oder die Erhöhung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. [37] Durch den optimierten Materialeinsatz kommt es zu einem niedrigeren Eigengewicht als bei Stahlbetondecken. Weitere Vorteile spiegeln sich in einem duktilen Bauteilverhalten, einer freien Raumgestaltung aufgrund größerer Spannweiten, einem hohen Vorfertigungsgrad und durch die Möglichkeit sichtbare Holzoberflächen zu erzeugen wieder.

Holz-Beton Verbund im Vergleich zu Stahlbeton [51]

Der HBV weist im Vergleich zu Stahlbeton den Vorteil auf, dass trotz einer deutlichen Verringerung des Eigengewichts eine ähnliche Tragfähigkeit erzielt werden kann. Dies ist auf einen laut ÖNORM 1992 beschriebenen Zustand der Tragfähigkeit zurückzuführen, bei dem Risse in der Betonplatte in der Zugzone auftreten, welche etwa 2/3 der Bauteilhöhe einnimmt. Damit kann nur noch 1/3 des Betons zur Lastabtragung beitragen. Dieser gerissene Teil (Zustand II) wird bei Verbundkonstruktionen durch Holz ersetzt. Durch das Holz wird zusätzlich eine Momenten- Tragfähigkeit aktiviert und in weiterer Folge der Ökoindex verbessert.

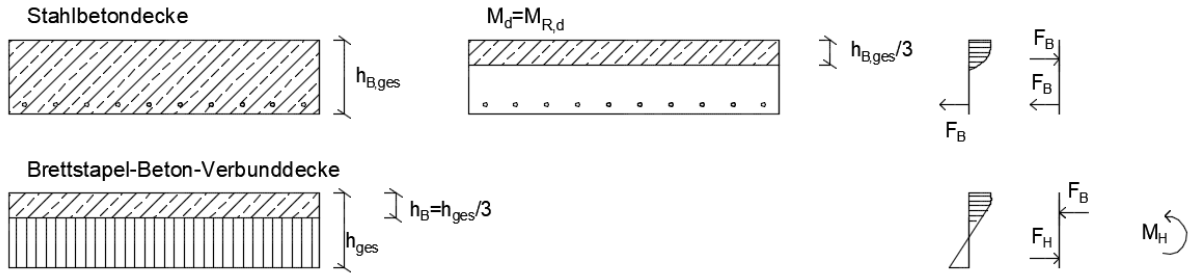


Abbildung 6-6: Vergleich Stahlbetondecke und einer HBV Decke [51]

HBV im Vergleich zu Holzbau [51]

Im Vergleich zu Decken aus Holz kann die Tragfähigkeit und die Steifigkeit bei gleicher Bauhöhe um etwa 60% erhöht werden. Es können durch die Betonplatte deutliche Verbesserungen in Bezug auf Feuerwiderstandsdauer, Tragfähigkeit, Dämmung und Raumabschluss erzielt werden. Durch den Aufbeton kommt es zu einer Scheibenwirkung, die im reinen Holzbau nur durch sehr massive Decken erreicht werden kann. Aufgrund der höheren Steifigkeit und Masse kommt es zu einer geringeren Schwingungsanfälligkeit als bei reinen Holzdecken, womit größere Spannweiten erzielt werden können. Aufgrund der physikalischen Eigenschaften von Beton kommt es zu einer Verbesserung von Schall und Brandschutz.

6.2.1 Herstellung des Verbunds bei HBV Decken

Ein Verbund der unterschiedlichen Materialien wird durch Verbindungsmittel hergestellt. Dies erfolgt um die Längsschubspannungen aus dem Stahlbeton in das Holz zu übertragen. Die Verbindungsmittel werden in der Regel zuerst in das Holzbauteil eingebracht und anschließend mit Beton verfüllt. Die Verbindungsmittel verhindern auf unterschiedliche Wirkungsweisen eine Relativverschiebung zwischen Holz und Beton. Es gibt eine Vielzahl an Schubverbindungsmitteln, wobei deren Wahl sowohl mit der späteren Tragfähigkeit und Nachgiebigkeit des Bauteils, als auch mit den Herstellungskosten und dem Montageaufwand gekoppelt ist. Die klassischen Verbindungsmittel stellen die stabförmigen Verbindungsmittel (Schrauben) dar, die sowohl senkrecht als auch schräg am Holz angebracht werden können. Neben diesen gibt es auch die formschlüssigen Verbindungsmittel wie Kerven und flächigen Verbindungsmitteln wie HBV Schubverbinder oder Puzzleleisten.

6.2.2 Kostenvergleich von Holzverbunddecken [52]

Die Kosten der HBV Decken hängen prinzipiell von 3 Kostenfaktoren ab:

- Art des Holzbauteils
- Art der Herstellungsmethode
- Art des Verbindungsmittels

Art des Holzbauteils

Bei der Art des Holzbauteils wird in Abbildung 6-7 zwischen der Kombination von Betonplatten mit Massivholzelementen (links) und Holzrippenelementen (rechts) unterschieden.

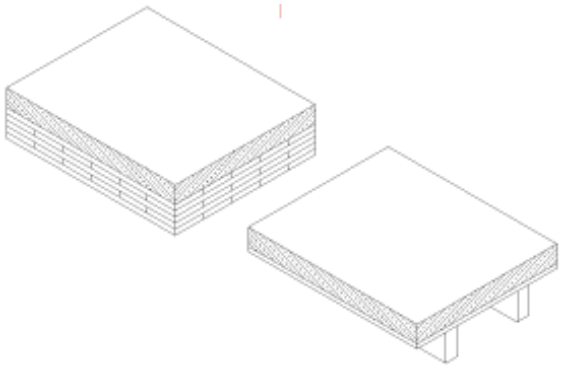


Abbildung 6-7: Art des Holzbauteils [49]

Art der Herstellungsmethoden

Um die Wirtschaftlichkeit zu beschreiben werden 4 unterschiedliche Herstellungsarten untersucht (Option A-Option D). Diese unterscheiden sich im Vorfertigungsgrad und erstrecken sich von der Lieferung eines Fertigteils (Option A) bis hin zur kompletten Herstellung auf der Baustelle (Option D) und werden in Abbildung 6-8 näher beschrieben.

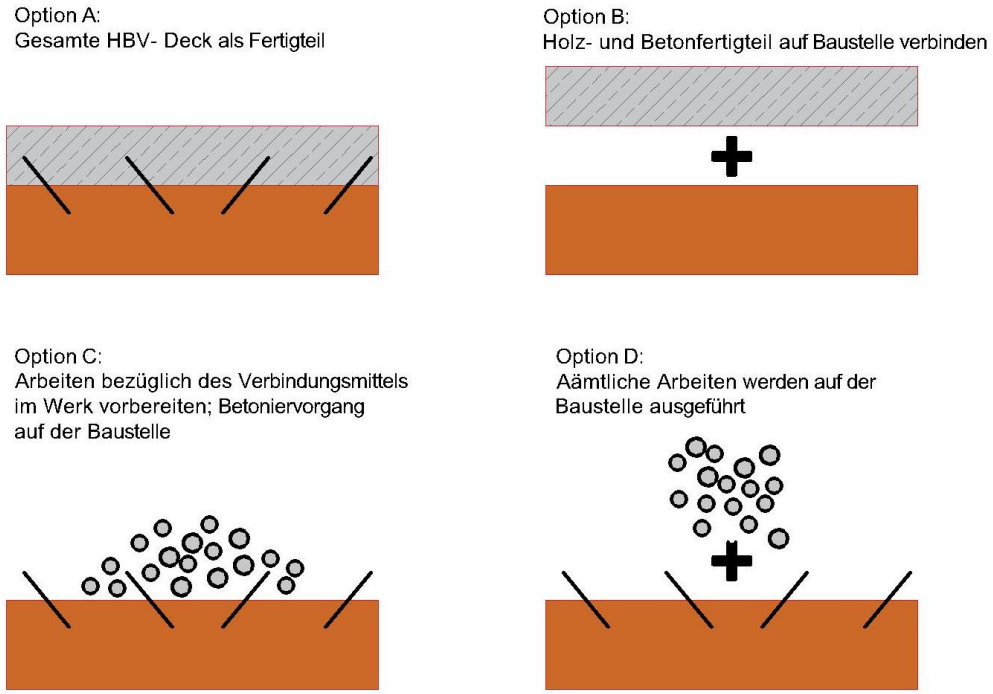


Abbildung 6-8: Unterscheidung von HBV-Decken nach der Art der Herstellungsmethode [52]

Art des Verbindungsmittels

Um einen Verbund zwischen Beton und Holz herzustellen sind Verbindungselemente notwendig. Im Zuge der untersuchten Auswertung wurde zwischen HBV Schubverbindern, Schrauben und Kerven unterschieden.

Auswertung der Kosten je Kostenfaktor

Die Kostenermittlung unterscheidet in Abbildung 6-9 zwischen HBV Brettstapeldecken und den HBV Rippendeckenelementen, wobei diese mit unterschiedlichen Kostenfaktoren verglichen und gegenübergestellt werden.

Aus der Art des Holzbauanteils wird ersichtlich, dass HBV- Rippendecken aufgrund des deutlich reduzierten Materialeinsatzes günstiger sind als HBV- Massivholzdecken (Brettstapeldecken).

Bei Betrachtung der Herstellungsmethode wird ersichtlich, dass Option C, bei dem Holz mit den bereits eingebauten Verbindungsmittel geliefert wird und auf der Baustelle der Beton eingearbeitet wird, die günstigste ist.

Zusätzlich werden auch die unterschiedlichen Verbindungsmittel verglichen. Es wird ersichtlich, dass Kerven in der Herstellung das günstigste Verbindungsmittel darstellen, da diese nur eine Einfräsung benötigen und keinen zusätzlichen Stahleinsatz wie Schrauben oder Schubverbindern.

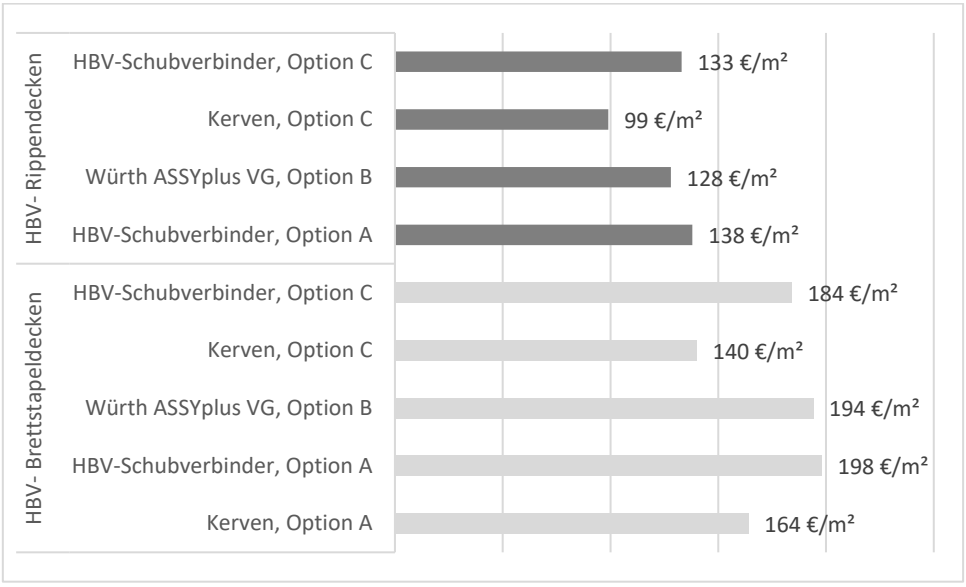


Abbildung 6-9: Detaillierte Gegenüberstellung der Einheitspreise von Deckensystemen [52]

In Abbildung 6-10 wird ein Vergleich der günstigsten unterschiedlichen Ausführungsarten gezogen. Es werden herkömmliche Decken aus Stahlbeton und Brettsperrholz mit HBV Rippendecken und HBV Brettstapeldecken verglichen.

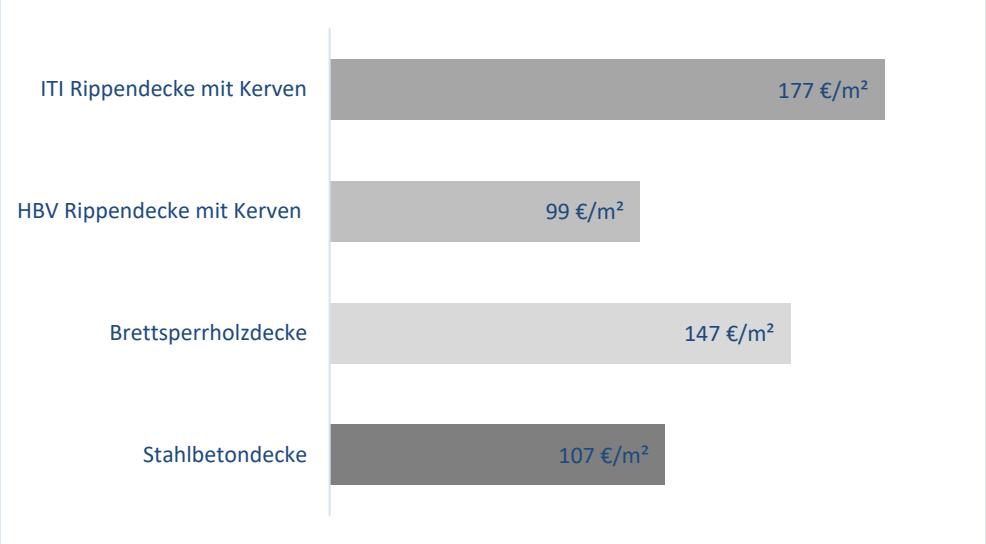


Abbildung 6-10: Gegenüberstellung der Einheitspreise von HBV- Brettstapeldecke, HBV-Rippendecken, Brettsperrholzdecke und einer Stahlbetondecke [52]

Auf Basis dieser wirtschaftlichen Analyse von HBV Decken wird ersichtlich, dass der günstigste Deckenaufbau die HBV Rippendecke mit Kerven in Option C darstellt. Diese Kostet 99 €/m² und ist somit um ca. 40% billiger als HBV Brettstapeldecken und um 47% billiger als reine Brettsperrholzdecken. Es kann sogar gezeigt werden, dass sie um ca. 8 % billiger ist als eine reine Stahlbetonkonstruktion.

6.3. Verbund von Hybridquerschnitten

Das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien hat auf der Suche nach einem möglichst ressourceneffizienten und wirtschaftlichen Deckensystem ein Rippendeckenelement in Holz-Mischbauweise (ITI Rippendecke) entwickelt. Diese ist darauf ausgelegt die Werkstoffe Holz, Beton und Stahl bestmöglich zu kombinieren. Aufgrund der Ergebnisse der wirtschaftlichen Betrachtung nach Hölzl [52] wurde für diesen Querschnitt die günstigste Form der HBV Decke als Referenz herangezogen. Diese setzt sich aus einer HBV Rippendecke mit Kerven zusammen. Daher wird auch bei der ITI Rippendecke der Verbund zwischen Holz und Beton mit Kerven hergestellt.

Die Wirkungsweise von Kerven wird in Kapitel 6.3.1 näher erläutert. Zusätzlich wird für eine optimale Schubkraftübertragung auch noch ein Verbund zwischen Beton und Stahl mittels einer Puzzleleiste generiert, auf welche in Kapitel 6.3.2 eingegangen wird. Weitere Informationen zu dem von der TU Wien untersuchten Rippendeckenelement in Holz-Mischbauweise (ITI Rippendecke) können aus Kapitel 7 entnommen werden.

6.3.1 Holz - Beton Verbund durch Formschlüssige Verbindungsmittel – Kerven [53]

Die Kerve stellt eine formschlüssige Verbindung zwischen Holzträger und Betonplatte dar, die über eine Verzahnung generiert wird. Diese weist eine hohe Tragfähigkeit auf, welche mit zunehmender Kerventiefe gesteigert werden kann. Die Kerve weist eine geringe Nachgiebigkeit auf, wodurch eine hohe Steifigkeit und ein hohes Verschiebungsmodul erreicht wird. Aufgrund der einfachen Herstellung durch eine Vertiefung im Holz, können diese leicht eingearbeitet werden. Die hergestellte Kerve wird mit Beton verfüllt, wodurch sich eine Betonnocke bildet, durch die eine Verzahnung aktiviert werden kann. In der Regel kommt es um ein Abheben zu vermeiden zu einem zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel (Schraube), welches in der Mitte jeder Kerve positioniert wird. Bei der Nutzung durch vertikale Lasten können Kerven Schubkräfte in die Verbundfuge übertragen. Die Schubkräfte werden dabei an den druckbeanspruchten Kervenflanken vom Beton in das Holz übertragen. In Abbildung 6-11 wird eine typische Kerve mit den variierenden Kenngrößen dargestellt.

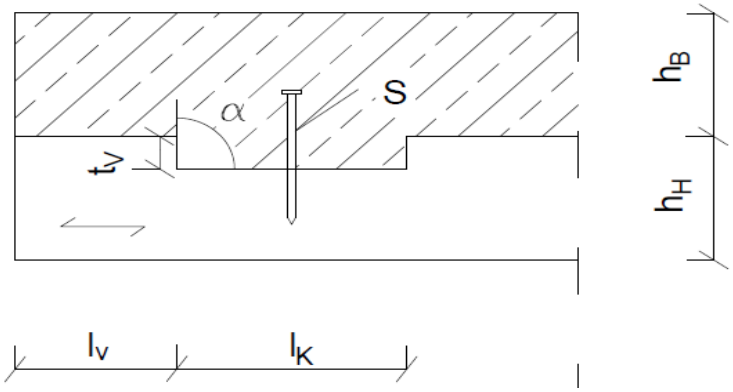


Abbildung 6-11: Darstellung einer Kerve mit wichtigen Kenngrößen [53]

t_v Kerventiefe

l_K Kervenlänge

l_v Vorholzlänge

h_H Höhe Holzelement

h_B Höhe Betonelement

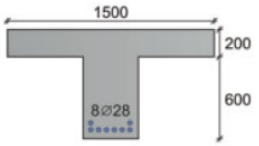
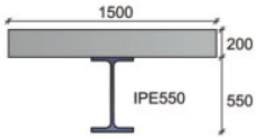
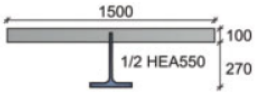
S Abhebesicherung (z.B. Tellerkopfschraube)

α Neigungswinkel der Kervenflanke, i.d.R. 90 ◦

6.3.2 Stahl- Beton Verbund durch flächige Verbindungsmittel – Puzzleleiste

Die Puzzleleisten kommen in hochfesten Betonen zur Schubkraftübertragung von Beton auf Stahl zum Einsatz. Die bisher im Verbundbau eingesetzten Kopfbolzendübel weisen dafür keine ausreichende Tragfähigkeit auf. Anhand von Untersuchungen mit Push Out Versuchen konnte belegt werden, dass die Puzzleleiste in Verbundträgern neben einer hohen Tragfähigkeit auch eine ausreichende Duktilität besitzt. Dadurch wir eine Umlagerung in der Verbundfuge ermöglicht. Es kommt damit zu einer Verringerung der Konstruktionshöhe und zu einer Einsparung des Eigengewichts bei geringem Fertigungsaufwand, wie in Tabelle 6-4 gezeigt wird.

Tabelle 6-4: Vergleich verschiedener Balkenquerschnitte [54]

	Plattenbalken – Normalfester Beton	Verbundträger – Normalfeste Werkstoffe	Verbundträger – (Ultra)hochfeste Werkstoffe
Tragfähigkeit	M = 1,4 MNm		
Beton	C25/30	C25/30 / S235	UHPC / S460
Gesamthöhe	800 mm	750 mm	370 mm
Eigengewicht	13,5 kN/m (100 %)	8,6 kN/m (64 %)	4,9 kN/m (36 %)
			

Unter reiner Schubbeanspruchung müssen bei Puzzleleisten, wie in Abbildung 6-12 ersichtlich, Versagen wie Spalten, Überschreitung der Teilflächenpressung, Abscheren, Ausstanzen und Stahlversagen verhindert werden. Generell können bei ausreichender Umschnürung sehr hohe mehraxiale Spannungen aufgenommen werden, so dass ein reines Versagen infolge Überschreitung der Teilflächenpressung lediglich bei sehr schmalen Dübeln möglich ist. [54]

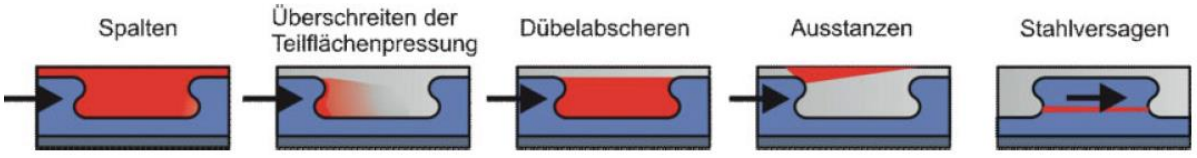


Abbildung 6-12: Versagensarten von Puzzleleisten [54]

6.3.3 Vergleich von Materialkosten unterschiedlicher Deckenaufbauten

Eine wirtschaftliche Analyse des Einheitspreises pro Quadratmeter ist nicht möglich, da es noch zu keiner baupraktischen Umsetzung der ITI Rippendecke gekommen ist und daher keine Vergleichspreise für Einbauzeiten und Aufwandswerte existieren. Daher kommt es im Zuge dieser Arbeit zu einer Gegenüberstellung der Materialkosten. In Tabelle 6-5 werden die Materialpreise von der ITI Rippendecke, mit einer LCT HBV Rippendecke mithilfe der Kostenabschätzungen nach Hölzl [52] verglichen. Es zeigt sich, dass die vom ITI untersuchte Rippendecke um ca. 28€ teurer ist und damit einen ca. 48% höheren Materialpreis aufweist als das LCT System. Dies ist auf den zusätzlichen Stahlträger zurückzuführen, da dieser eine Einzelanfertigung darstellt. Der Stahlträger allein weist beim ITI System einen Preis von 358€ pro Träger auf, was 49€/m² entspricht. Dies entspricht mehr als die Hälfte der Gesamtkosten. Dieser könnte aufgrund der derzeitigen Einzelanfertigungen bei serieller Produktion reduziert werden. Einsparungen der ITI Rippendecke im Vergleich zum LCT System konnten durch geringere Holzkosten erzielt werden. Da das LCT System allerdings auf 8,1m und das ITI System nur auf 6m Spannweite ausgelegt ist, könnte dar Holzanteil noch reduziert werden.

Die ITI Rippendecksystems ist darauf ausgelegt als Fertigteil auf die Baustelle geliefert zu werden, da die Kombination der Gewerke von Stahl-, Holz- und Betonbau einen erheblichen organisatorischen und damit finanziellen Mehraufwand bedeuten würde. Wie viel das Fertigteil kosten würde, konnte im Zuge dieser Arbeit nicht ermittelt werden, da es keine vergleichbaren Kostenaufstellungen gibt.

Tabelle 6-5: Kostenvergleich von der ITI Rippendecke mit LCT HBV Rippendecken

	ITI Rippendecke			LCT Rippendecke		
Holz		EH	Gesamt [€/m²]		EH	Gesamt [€/m²]
Balkenbreite b	0,24	m		0,24	m	
Balkenhöhe h	0,20	m		0,28	m	
Balkenlänge l	6,00	m		6	m	
Balkenabstand i	1,20	m		0,675	m	
Materialkosten	483,77	€/m³	19,35	483,77	€/m³	48,16
Herstellung der Kerben	20,00	€/m³	0,80			
			20,15			**48,16**
Beton						
Material: selbstverdichtender Beton				C25/30		
Betondicke	0,08	m		0,08	m	
Materialkosten	173,5	€/m³	13,88	97,36	€/m³	7,79
			13,88			**7,79**
Bewehrung						
Material: Baustahlmatte						
Masse m	3,11	kg/m²		3,11	kg/m²	
Kosten	840,18	€/to	2,61	840,18	€/to	2,61
			2,61			**2,61**
Stahlträger						
Material: L Profil						
Materialkosten	179	€/Stk				
Anzahl	2	Stk				
Stück pro Fläche	0,28	Stk/m²	49,72			
			49,72			
			86,37 €/m²			**58,56 €/m²**

Fallstudie: LCT System mit 30 Obergeschossen

Im Zuge einer Studie zum LCT Systems wurden die Kosten eines 30 geschossigen Gebäudes untersucht und mit einem Gebäude mit gleicher Höhe in Massivbauweise verglichen. Der Vergleich der Kosten zeigt, dass die gesamten Kosten im Lebenszyklus für den Holzbau um ca. 10% teurer sind, dargestellt in Abbildung 6-13. In Abbildung 8-7 werden jedoch noch zusätzlich die äquivalenten CO2 Ausstöße der beiden unterschiedlichen Konstruktionsarten verglichen. Es wird deutlich, dass eine Konstruktion mit dem LCT System um ca. 90% weniger CO_2 benötigt als die herkömmliche Stahlbetonbauweise.

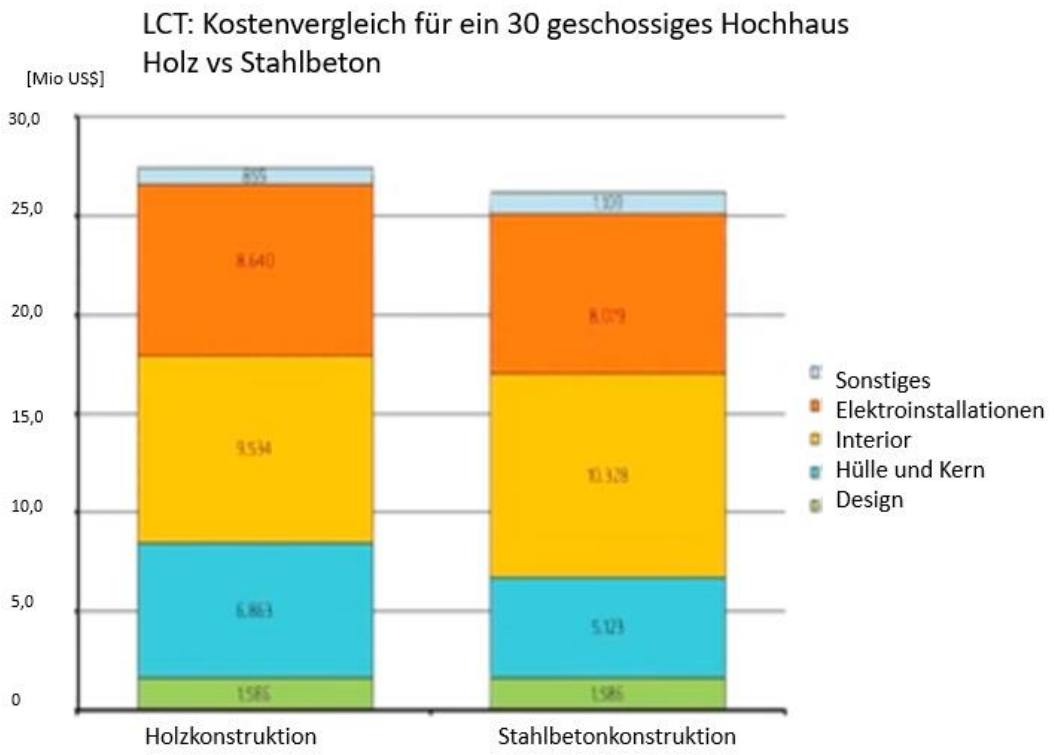


Abbildung 6-13: Kostenvergleich von Holz und STB Konstruktion [55]

Im Zuge eines Forschungsprojet *„Möglichkeiten eines vielgeschossigen Holzbaus im urbanen Raum mit Zielrichtung auf acht oder mehr Geschosse“* wurde ein Gebäude mittel Eurocode mit 20 Regelgeschosse in Holzbauweise untersucht. Dabei wurde gezeigt, dass die Errichtungskosten um 12 % höher sind als bei entsprechenden Massivbauten. Auch der Brandschutz konnte unter der Annahme der Verwendung von brennbaren Baustoffen gezeigt werden. [56]

Kapitel 7

Brandversuche der TU Wien

7.1. Versuchsbeschreibung

Das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der TU Wien hat einen Holz-Stahl-Hybridträger entwickelt, der in Kombination mit einer Betonplatte als vorgefertigte Holz-Stahl-Beton-Rippendecke verwendet werden kann. Das Ziel dieses Querschnitts ist es, die Vorteile der einzelnen Materialien für eine Nutzung bestmöglich auszunutzen. In Kooperation mit der Camillo-Sitte Lehranstalt im 3ten Wiener Gemeindebezirk und mit der Finanzierung von Sparkling Science wurden Probekörper hergestellt. Diese wurden bereits im Vorfeld durch statische Modelle, Langzeitversuche und Biegeversuchsreihen getestet. Im Zuge einer Testreihe wurden am 13.2.2018 und am 28.02.2018 zwei Brandversuche ohne Belastung im Prüflabor der MA39 am Hybridquerschnitt durchgeführt. Die Querschnitte und deren Materialstärken waren auf eine rechnerische Feuerwiderstandsfähigkeit von REI 60 ausgelegt. Dies zeigte sich durch eine schlanke Wahl der Materialien. Um auch Messwerte über eine längere Dauer zu erhalten, wurden beide Probekörper mit der Einheitstemperaturkurve über 90 Minuten beflammt und untersucht. Im Zuge der Brandversuche wurden im Querschnitt die Temperaturen der einzelnen Materialien mittels Messgeräte ermittelt und ausgewertet. Der Querschnitt sucht nach einfachen geometrischen Strategien, indem ein geschnittenes Puzzlestahlprofil und Kerven in den Holzelementen verwendet werden, um einen Verbund mit dem Stahlbeton herzustellen. Dies ermöglicht eine Scherübertragung zwischen dem Stahlbeton und den anderen beiden Materialien. Daher waren keine weiteren Verbindungselemente wie Schrauben oder zusätzliche Stahlplatten nötig. Der Aufbau der Decke wird in Abbildung 7-1 dargestellt.

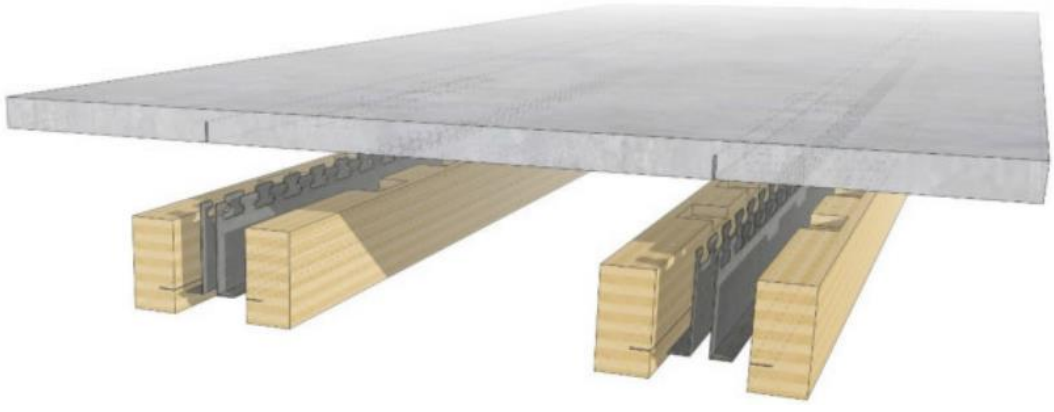


Abbildung 7-1: Schematischer Aufbau der untersuchten Verbunddecke [57]

Es wurde beim Aufbau der beiden Brandversuchen zwischen dem 1ten Brandversuch mit einer ungeschützte Betonplatte und dem 2ten Brandversuch mit einer Brandschutzplatte als Schutz der Stahlbetonplatte unterschieden. Die unterschiedlichen Aufbauten der Versuche und eine genauere Versuchsbeschreibung werden in Abbildung 7-7 und Abbildung 7-8 dargestellt und in folgenden Kapiteln erläutert.

7.1.1 Geometrie

In Abbildung 7-1 wird der schematische Aufbau der zu untersuchenden Verbunddecke dargestellt.

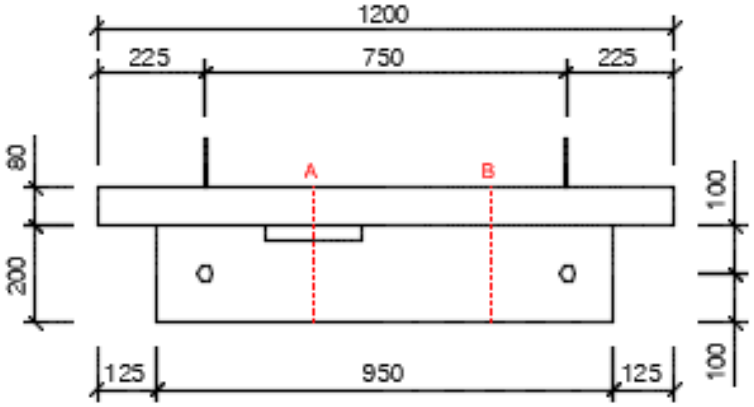


Abbildung 7-2: Aufriss der Probekörper mit Lage der Querschnitte für den Brandversuch

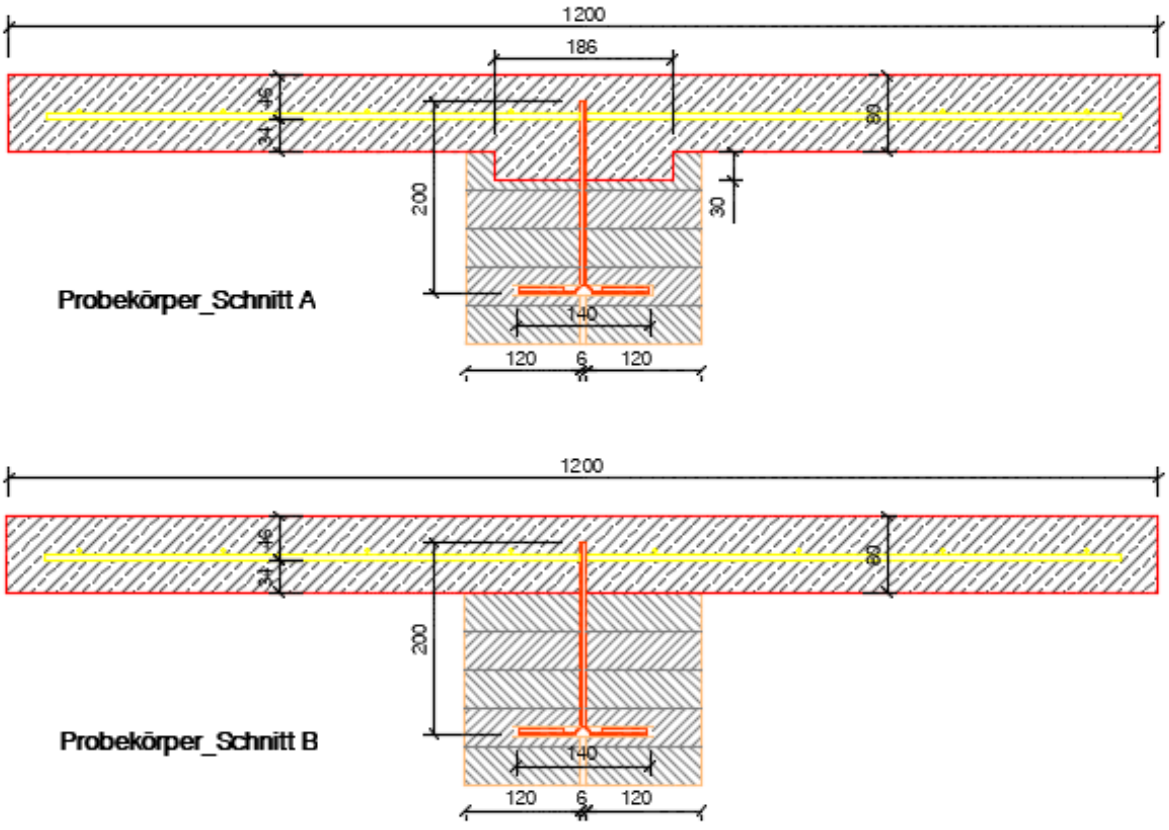


Abbildung 7-3: Darstellung der Unterschiede zwischen Querschnitt A und Querschnitt B

In Abbildung 7-2 wird der Aufriss der Probekörper dargestellt. Der Prüfkörper weist zwei unterschiedliche Querschnitte auf, den Querschnitt A und den Querschnitt B. Beide haben eine unterschiedliche Geometrie und dadurch ein unterschiedliches Verhältnis der einzelnen Materialien, welche in Abbildung 7-3 ersichtlich werden. Diese setzten sich aus den in Kapitel 7.1.2 beschriebenen Materialien, Holz, Stahl und Stahlbeton zusammen. Der Schnitt A weist eine Kerve im Holz auf, die im Zuge des Betonierens mit Beton verfüllt wurde, um eine Holz-Beton Verbundwirkung zu erzielen ohne weitere Verbindungsmittel wie Schrauben verwenden zu müssen. Die Verbundwirkung zwischen Stahl und Stahlbeton wurde ebenfalls ohne Verbindungsmittel und nur durch die im Stahlträger integrierte Puzzleleiste erzielt, welche in den Betonquerschnitt hineinragt. Die Abmessungen des Brandversuchs betragen, aufgrund der Anpassung an die Prüfofengröße, 1,2 x 1,2 Meter. Aufgrund der kleineren Abmessungen im Brandprüffall weisen die untersuchten Querschnitte nur eine Kerve auf. Die restlichen Belastungstests wurden mit einem 6,3m langen Träger durchgeführt. Dieser weist 3 Kerven pro Seite auf. Für die Brandversuche wurden aus diesem Stahlprofil zwei 950mm lange Probestücke herausgeschnitten.

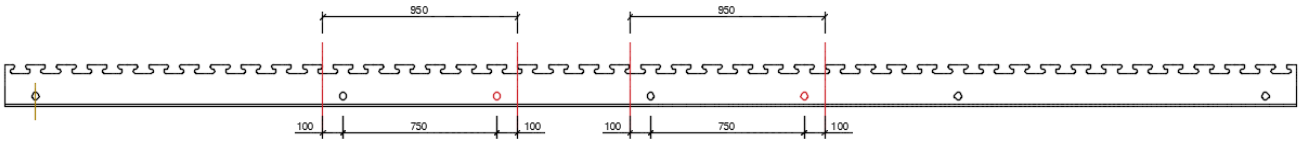


Abbildung 7-4: Längsdarstellung der Kerven am 6,3m Träger

Die weiterführenden Berechnungen werden mit den aus den 1,2 m langen Brandversuchen gewonnenen Erkenntnissen auf einen 6,3 m langen Träger mit 6 m Spannweite umgelegt.

7.1.2 Materialien und Geometrie der Probekörper

Stahlprofile

Der Stahlträger war ein T-Profil mit einer Stahlgüte von S355 und bestand aus 2 zusammengesetzten L-Profilen mit einer Stärke von je 3mm. Im Bereich der Kerven im Holz war der Stahl aus statischen Gründen gefalten und hatte daher teilweise eine Stärke von 6mm. Durch das Zusammenfügen der Stege der beiden Stahlprofile hatte auch dieser eine rechnerische Breite von 6 mm. Der Verbund des Stahlträgers mit der Betondecke wurde mit einer an der Oberseite in das Profil eingeschnittenen Puzzleleiste hergestellt, die in Abbildung 7-11 dargestellt wird.

Holz

Der Holzquerschnitt bestand aus zwei vorgefertigten GL24h Trägern mit den Abmessungen 200x120mm pro Träger. Das Holz wies auf der Höhe des Stahlflansches einen Einschnitt von 70 x 10 mm auf, um den Stahl dort einzulegen. Zusätzlich wurde an der Oberseite vom Holz pro Probekörper eine Kerve im Holz eingeschnitten um eine Holz- Beton Verbundwirkung zu generieren, wie in Abbildung 7-5 zu sehen ist. Die Probekörper für den Brandversuch wiesen wie beim Originalträger eine Kerve je Holzträger von 30 x 90 x 200 mm auf. Die 6 mm breite Fuge an der Unterseite des Querschnitts, die aufgrund des Stahlträgers entstand, wurde mit einer handelsüblichen Holzplatte mit einer Stärke von 6mm mit Leim verklebt, gezeigt in Abbildung 7-6. Damit konnte eine schnelle Temperatureinwirkung auf den Stahl verhindert werden.



Abbildung 7-5: Kerve je BSH Träger

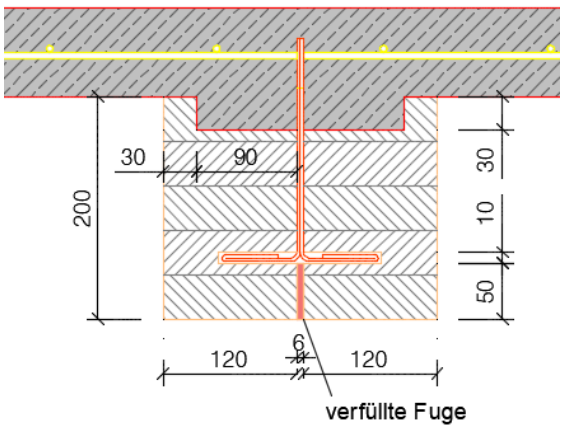


Abbildung 7-6: Darstellung der verfüllten Fuge mit Holz

Beton

Die Deckenplatte wurde in selbstverdichtendem Beton (SCC) hergestellt und hatte die Abmessungen 1200 x 1200 x 80 mm. Der Beton hatte zusätzlich eine Bewehrungsmatte mit Stabdurchmessern von 8mm, die in regelmäßigen Abständen von 15 cm symmetrisch angebracht waren. Die Bewehrungsmatte lag in der Mitte der Platte mit einer Betonüberdeckung von je ca. 3,5 - 3,6 cm. Ein Verbund mit dem Stahlträger wurde dadurch gewährleistet, dass der Beton einen Verbund mit der Puzzleleiste aus Stahl herstellt. Die Holz-Beton Verbundwirkung wurde durch eine Kerve im Holze erzeugt, wie in Abbildung 7-5 dargestellt wird. Der selbstverdichtende Beton ist ein dünnflüssiger Beton, der gute selbstverdichtende Eigenschaften aufweist. Die Zusammensetzung wird in Tabelle 7-1 dargestellt.

Tabelle 7-1: Zusammensetzung des selbstverdichtenden Betons (SCC)

Inhaltsstoffe	Menge [kg]	Anteil [%]
Wasser	7,70	8,20
Zement	15,60	16,60
Fluamix C	6,80	7,20
Gesteinskörnungen:		
0/4	41,00	43,70
4/8	11,30	12,00
8/16	11,34	12,00
Zusatzmittel	0,18	0.2

Als Zement wurde „Der Schwarze“ verwendet, der laut Hersteller speziell für Transportbeton geeignet ist. In diesem werden die positiven Eigenschaften der Zumahlstoffe Kalkstein (Verarbeitbarkeit, Wasserrückhaltevermögen) und Flugasche/Schlacke (geringer Wasseranspruch, gute Nacherhärtung, gute Pumpfähigkeit) vereint. „Der Schwarze“ weist Festigkeitseigenschaften von CEM 42,5 auf siehe Tabelle 7-2.

Tabelle 7-2: Eigenschaften des Zements „Der Schwarze“ [58]

Eigenschaften gem. laufender Eigenüberwachung	Richtwerte	Normanforderungen	
		ON EN 197-1	ON B 3327-1
Dichte in kg/dm³	3,01	-	-
Druckfestigkeit (bei 20° C) in MPa (=N/mm²)			
1 Tag	15	-	≥ 8
2 Tage	28	≥ 10	-
7 Tage	-	-	-
28 Tage	53	≥ 42,5 ≤ 62,5	-
Biegezugfestigkeit (bei 20° C) 28 Tage in MPa	-	-	-
Mahlfeinheit (Blainewert) in cm²/g	4500	-	≤ 5% Schwankung
Erstarrungsbeginn (bei 20° C) in min	190	≥ 60	≥ 90
Bluten in cm³ nach 120 min	7	-	≤ 15
Wärmeentwicklung in J/g Zement nach 15 h	260	-	≤ 290
Sulfatbeständigkeit bzw. C_3A-frei	nein	-	-

Fluamix C wird als Betonzusatzstoff gemäß ÖN B 4710-1 (k-Wert: 0,8) eingesetzt und verbessert einerseits die Frischbetoneigenschaften, wie den Wasserbedarf, den Zusatzmittelbedarf oder die Verarbeitbarkeit. Andererseits verbessert es auch die Eigenschaften des Betons während der Erhärtung, beispielsweise die Senkung der Hydrationswärme. [59]

Gewindestangen

Um die beiden Holz- und Stahlelemente formschlüssig miteinander zu verbinden wurden Gewindestangen eingesetzt, die einen Durchmesser von 20 mm aufweisen. Diese wurden bei den Versuchen durch eine Dämmung vor direkter Beflammung geschützt, da der Stahl sonst durch die schnelle Erhitzung die Messwerte negativ beeinflusst hätte.

Dämmung

Eine Dämmung wurde in den Versuchen eingesetzt um die Gewindestangen vor direkter Beflammung zu schützen. Bei der Wahl der Dämmung wurde zwischen beiden Versuchen unterschieden. Im **ersten Brandversuch am 13.02.2018** wurde als Schutz der Gewindestangen eine 60 mm Steinwolldämmplatten eingesetzt, die in Abbildung 7-7 zu sehen ist. Diese wurde, um einen Schutz von allen Seiten zu gewährleisten, im Bereich der Gewindestangen an allen Holzoberflächen befestigt, siehe auch Abbildung 7-21. Die verwendete Steinwolle hat laut DIN EN 13501-1 ein Brandverhalten von A1 und gilt daher als ein nicht brennbarer Baustoff. Die Platten hatten eine Stärke von 60mm mit einer Wärmeleitfähigkeit von 0.038 W/mK und einem Wärmedurchgangskoeffizienten von 1.55 m²K/W. Beim Produkt handelte es sich laut Verpackung um eine gebundene Steinwolle-Klemmplatte die nicht brennbar, wärme- und schalldämmend, formbeständig, nicht glimmend, alterungsbeständig und unverrottbar ist. Da der Schmelzpunkt der Steinwolle über 1000°C liegt, bietet sich die Dämmung für Brandschutzprüfungen an. Als definiertes Anwendungsgebiet der Steinwolle werden Wärme-, Schall- und Brandschutz, speziell für den Dachausbau und Holzriegelbau, angegeben.

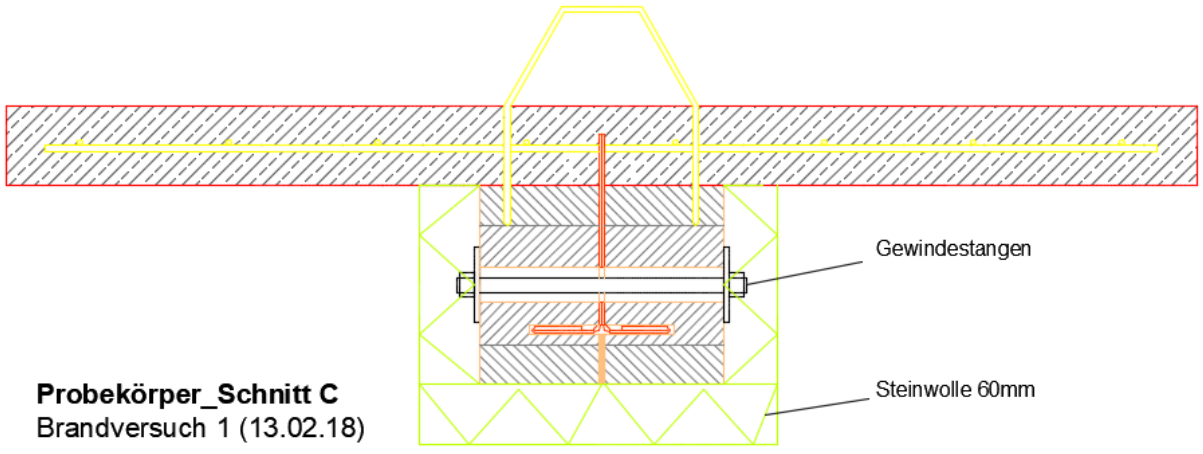


Abbildung 7-7: Dämmung der Gewindestangen im 1ten Brandversuch (13.02.18)

Im **zweiten Brandversuch am 28.02.2018** wurde die Dämmung der Gewindestangen anders gewählt. Es wurde zusätzlich zu den Steinwollplatten auch noch eine zusätzliche Brandschutzplatte (Promatect) angebracht, wie es in Abbildung 7-8 dargestellt wird. (siehe auch Abbildung 7-29) Diese bietet zusätzlichen Schutz mit einer stabileren Form als lose Steinwollplatten. Auch hier wurde eine Dämmung, in diesem Fall in Form einer Platte an die Unterkante des Holzträgers angebracht, um ein seitliches Eindringen des Feuers durch den möglichen Spalt zu verhindern. Des Weiteren wurde zusätzlich der Beton an der dem Brand zugewandten Seite geschützt. Dieser Schutz wurden mit einer Lage Promatect Brandschutzplatten 15 mm hergestellt, um ein frühes Abplatzen des Betons und damit einen negativen Einfluss der Werte zu vermeiden.

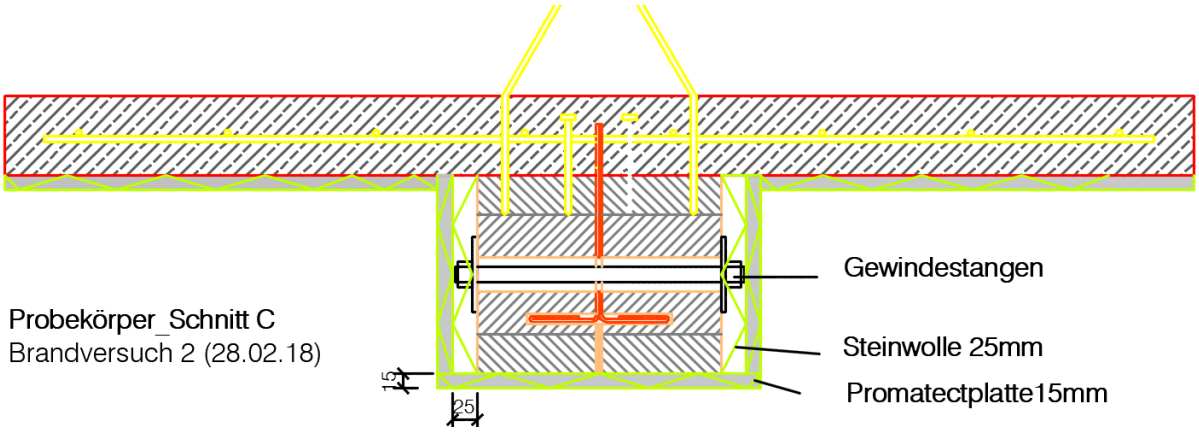


Abbildung 7-8: Dämmung der Gewindestangen im 2ten Brandversuch (28.02.18)

Die Promatect Platten hatten eine Stärke von 15 mm mit einer Wärmeleitfähigkeit von 0.175W/mK. Brandschutzdämmplatten werden dimensionsstabil, großformatig und selbsttragend hergestellt. Die Herstellung ist nach ISO9001 qualitätsgesichert. Die Platten finden einen Anwendungsbereich bei Brandschutzbekleidungen, Brandschutzinstallationskanälen und Kabelkanälen für den Funktionserhalt, siehe Tabelle 7-3.

Tabelle 7-3: Technische Daten Promatect-H Platten [60]

Statische Werte		
Biegefestigkeit	7,6	N/mm²
Zugfestigkeit	4,8	N/mm²
Druckfestigkeit	9,3	N/mm²
Technische Daten und Eigenschaften		
Rohdichte	ca. 870	kg/m³
Feuchtigkeitsgehalt	ca. 5-10	%
Alkalität	ca. 12	
Wärmeleitfähigkeit	ca. 0.175	W/mK
Wasserdampfdiffusions-widerstand	ca. 20	
Bauklasse	A1	ÖNORM EN 13501

7.1.3 Messpunkte

Die Anordnung der Messpunkte in den Probekörpern war bei beiden Versuchen ident um eine Vergleichbarkeit der Messwerte zu garantieren. Der Probekörper bestand aus 2 unterschiedlichen Querschnitten, beschrieben in Abbildung 7-3. Beide Probekörper waren mit je 46 Messpunkten versehen, die wie in Abbildung 7-9 und Abbildung 7-10 dargestellt in den Querschnitten verteilt waren.

Der Schnitt A wies im Holz eine Kerve auf, welche mit Beton gefüllt war. Diese Kerve hatte den Zweck eine Beton-Holz Verbundwirkung herzustellen.

Der Schnitt A hatte 26 Messpunkte mit den Bezeichnungen:

Messpunkte Stahl (12):	A_SXX
Messpunkte Stahlmatte (4):	A_MXX
Messpunkte Holz (10):	A_HXX

Die Messpunkte waren zueinander gespiegelt auf dem Probekörper angebracht. Dies bedeutet, dass der ungerade Messpunkt A_M01 der gespiegelten Position des Messpunktes A_M02 entspricht. (A_H01 entspricht A_H02) Dieser Zusammenhang bestand sowohl bei dem Stahl, der Stahlmatte als auch im Holz und sorgte für eine Vergleichbarkeit bei der späteren Analyse.

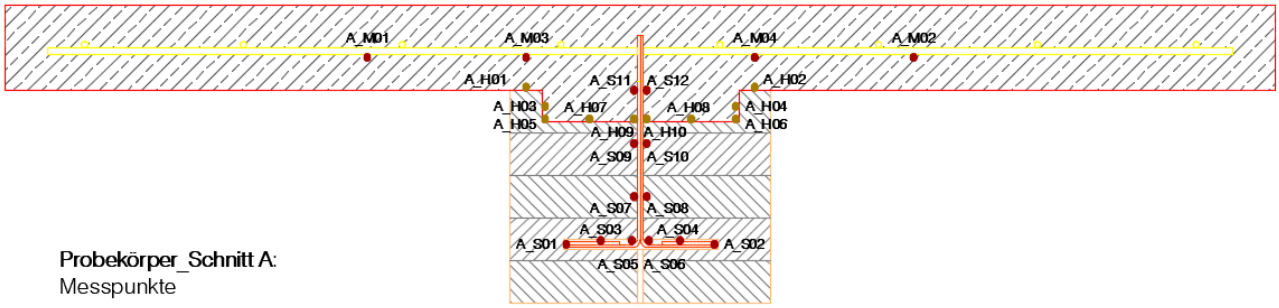


Abbildung 7-9: Messpunkte im Querschnitt A

Der Schnitt B hatte 20 Messpunkte mit den Bezeichnungen:

Messpunkte Stahl (12):	B_SXX
Messpunkte Stahlmatte (4):	B_MXX
Messpunkte Holz (4)	B_HXX

Die Messpunkte waren wie in Schnitt A gespiegelt auf dem Probekörper angebracht. Das bedeutet, dass der ungerade Messpunkt B_M01 die gespiegelte Position des Messpunktes B_M02 ist. Dieser Zusammenhang besteht sowohl bei dem Stahl, der Stahlmatte und auch im Holz und sorgte für eine Vergleichbarkeit bei der späteren Analyse.

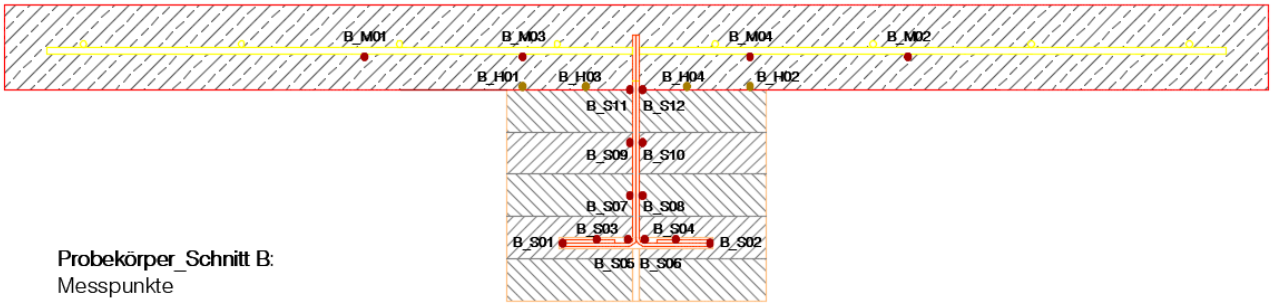


Abbildung 7-10: Messpunkte im Querschnitt B

7.1.4 Herstellung der Probekörper

Die Probekörper wurden am 29.1.2018 im Labor der Camillo-Sitte Lehranstalt in Wien hergestellt. Im Folgenden werden die Arbeitsschritte der Herstellung der 1,2 m x 1,2 m großen Testobjekte beschrieben.

Arbeitsschritt 1

Im ersten Schritt wurden die Stahlträger und Holzteile auf die richtige Länge von 0,95 m zugeschnitten, wie bereits in Abbildung 7-11 dargestellt wird.



Abbildung 7-11: Stahlprofil mit Puzzleleiste

Arbeitsschritt 2

Im nächsten Schritt wurden die Löcher für die Gewindestangen mit einem Durchmesser von 20mm in das Holz gebohrt und die für Schnitt A notwendigen Kerven eingearbeitet. Diese Kerven wiesen die Abmessungen von 200 x 90 x 30 mm je Träger auf und stellten in weiterer Folge den Holz- Beton Verbund her, siehe Abbildung 7-12.



Abbildung 7-12: Kerven je Holzträger

Arbeitsschritt 3

In diesem Arbeitsschritt wurde die für das spätere Betonieren notwendige Schalung hergestellt. Die Schalung bestand aus Holz und Styropor mit der Aufgabe, den im Verhältnis zu anderen Betonarten sehr flüssige selbstverdichtendem Beton (SCC) in Form zu halten. Um ein Ausrinnen des Betons zu vermeiden, wurden vor dem Betonieren zusätzlich noch alle Fugen bzw. Hohlräume mit Klebeband verschlossen, siehe Abbildung 7-13.



Abbildung 7-13: Herstellung der Schalung

Arbeitsschritt 4

Im vierten Schritt wurden die Stahlträger und das Brettschichtholz zusammengesetzt und mit den Temperaturmessgeräten nach einem vordefinierten symmetrischen Plan, wie in Abbildung 7-9 und Abbildung 7-10 gezeigt, ausgestattet. Die Messgeräte wurden am Holz mit einer Klammermaschine angeheftet und an den Stahl mit Klebeband angeklebt, wie in Abbildung 7-14 und Abbildung 7-15 gezeigt wird.

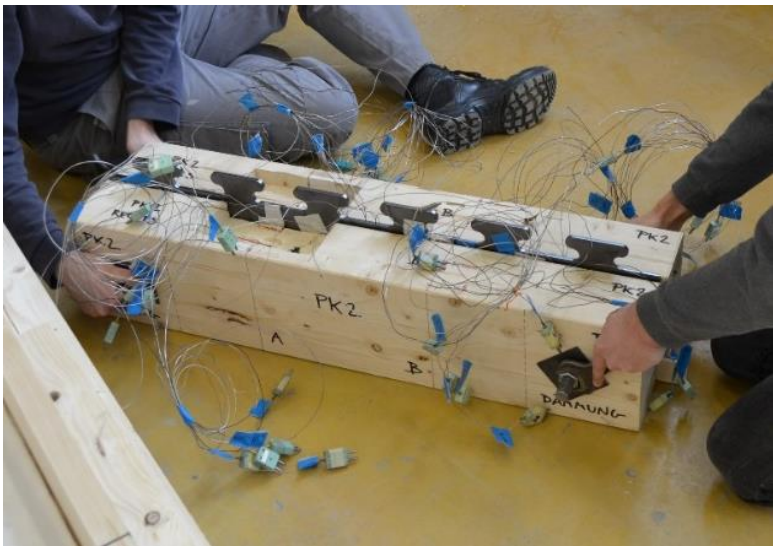


Abbildung 7-14: Einbau der Messgeräte

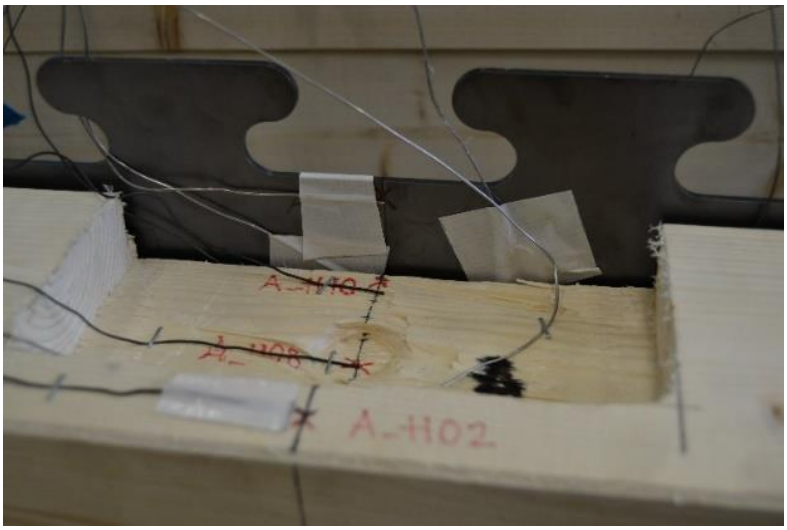


Abbildung 7-15: Montage der Temperatur Messgeräte

Arbeitsschritt 5

Im fünften Schritt wurden die Probekörper in die vorgefertigte Schalung gehoben und die Kabel der Messgeräte so befestigt, sodass diese keinen Einfluss auf das Betonieren hatten. Darüber hinaus wurden die Bewehrungsmatten mit einem ca. 3,5 - 3,6 cm hohen Abstandshalter aus Kunststoff in die Schalung eingelegt und zusätzlich mit jeweils 8 Temperaturmessgeräten ausgestattet, siehe Abbildung 7-16.



Abbildung 7-16: Vorbereitungen für das Betonieren

Arbeitsschritt 6

Im letzten Schritt der Vorbereitungen wurde der Beton hergestellt und gegossen. Insgesamt wurde pro Probe drei Mal die Menge (0,115 m^3) des oben angeführten Mischgutes eingebracht, siehe Abbildung 7-17 und Abbildung 7-18. Zusätzlich zu den Probekörpern wurde außerdem ein Betonwürfel gegossen, um später die Betondruckeigenschaften bei einem Bruchtest zu bestimmen.

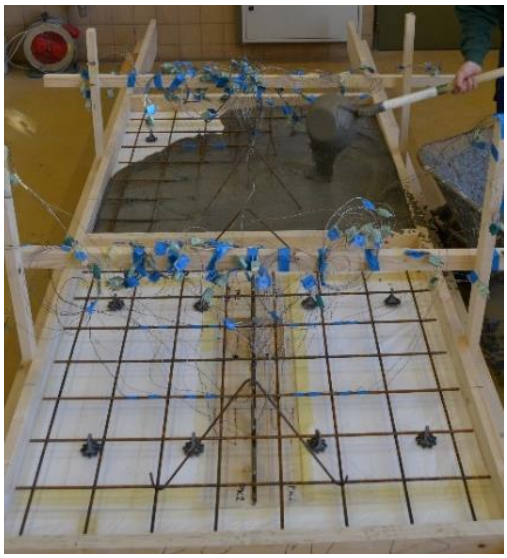


Abbildung 7-17: Betonieren der Probekörper

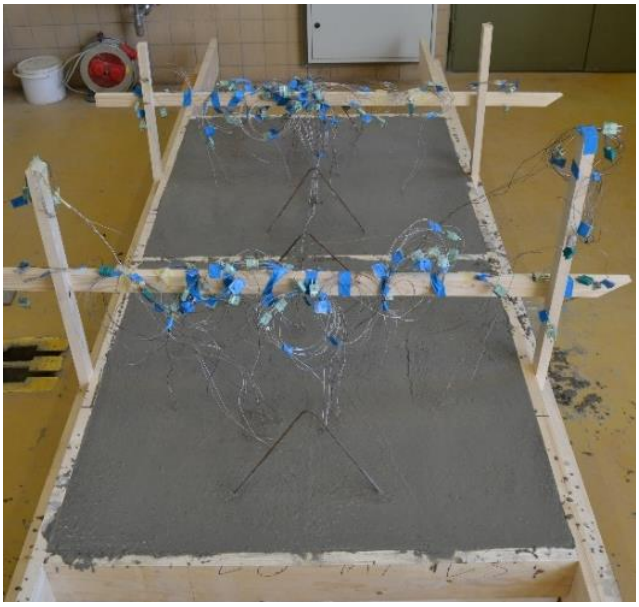


Abbildung 7-18: Fertigstellung und Trocknung

7.1.5 Brandprüfung

Die Tests wurden in der Magistratsabteilung 39, der Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle der Stadt Wien, durchgeführt. Beide Versuche wurden in einem Standard-Prüfofen mit den Abmessungen (1,0 m (W) × 1,0 m (D) × 1,0 m (H) getestet. Die Betonplatte der Probekörper wiesen eine Größe von 1,2 x 1,2 m auf und lagen mit dem Überhang seitlich am Prüfofen auf, wie in Abbildung 7-20 dargestellt wird. Das Holz hatte eine Länge von 0,95 m und befand sich somit zur Gänze im Prüfofen.

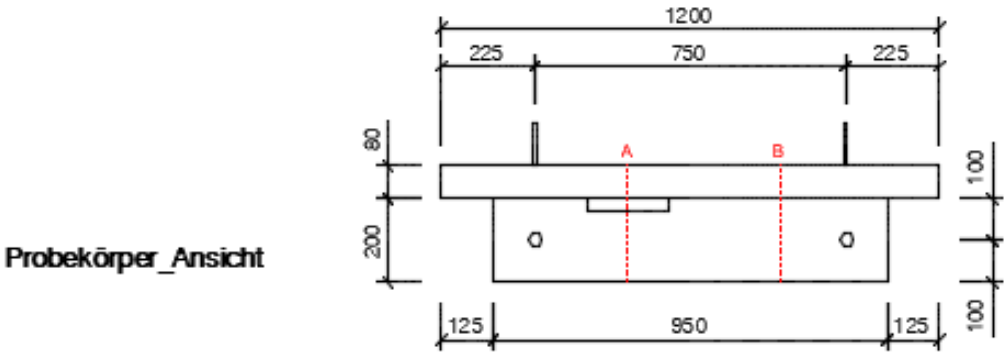


Abbildung 7-19: Ansicht des dem Prüfofen angepassten Probekörpers

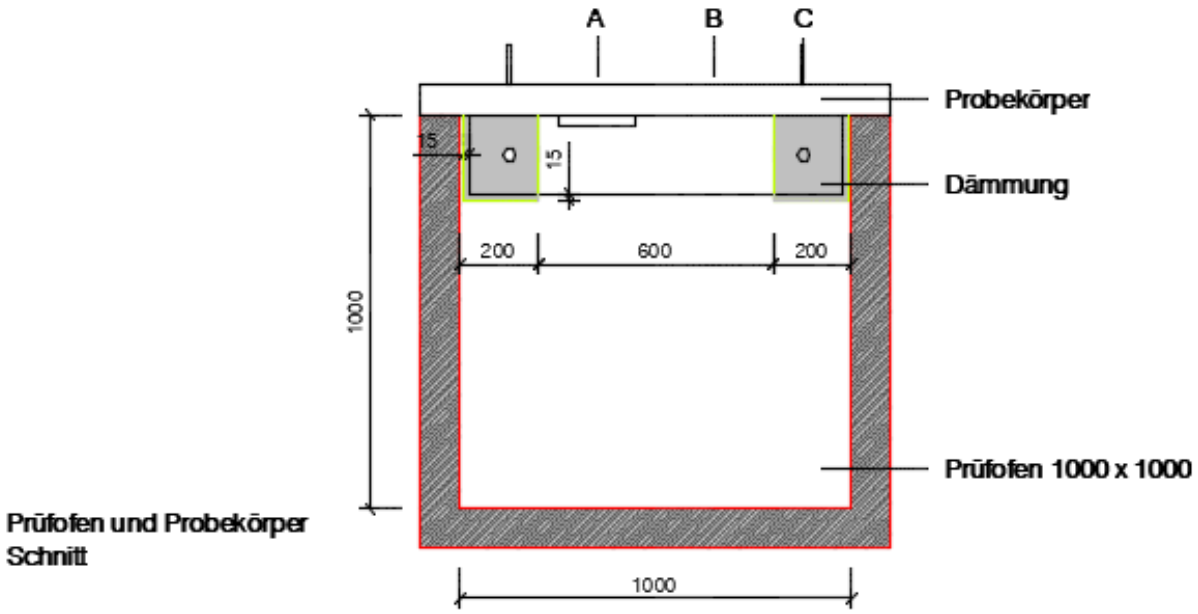


Abbildung 7-20: Schnitt des Prüfofens

Der Brandraum wurde mit einer Temperatur gemäß der in der ISO 834 definierten Einheitstemperaturbrandkurve erhitzt. Für eine ordnungsgemäße Prüfung musste ein vorgegebener Toleranzbereich der Einheitstemperaturkurve, wie für beide Versuche in Abbildung 7-27 und Abbildung 7-35 dargestellt wird, eingehalten werden. Zusätzlich wurde der vorgegebene Druck von 15Pa im Prüfofen über die Zeit vorgeschrieben, der je Brandversuch in Abbildung 7-28 und Abbildung 7-35 abgebildet ist. Nach Ablauf der geplanten 90 Minuten wurde der Prüfofen geöffnet und das Feuer mit Wasser gelöscht.

Die Einheitsbrandkurve folgt folgender Gleichung:

$$\Theta_g = 20 + 345\, log_{10}(8t + 1)$$

Mit dieser Gleichung können die folgenden Temperaturen im Brandraum erwartet werden. In Tabelle 7-4 werden die Temperaturen zu den maßgebenden Brandzeitpunkten von 30, 60 und 90 Minuten berechnet und dargestellt.

Tabelle 7-4: Einheitstemperaturkurve nach ISO 834

Branddauer (min)	30	60	90
Temperatur (°C)	840	945	1005

7.2. Durchführung der Brandversuche

7.2.1 Brandversuch 1

Der erste Brandversuch wurde am 13.02.2018 mit einem Betonalter von 15 Tagen durchgeführt. Die Dämmung wurde ausschließlich im Bereich der Gewindestangen angebracht. Dafür wurde eine 60 mm starke Steinwolldämmplatte gewählt, die mit brandbeständigen Schrauben und Unterlagscheiben im Holz befestigt wurde. Angebracht wurde die Dämmung des ersten Versuchs, wie in Abbildung 7-7 und in Abbildung 7-21 dargestellt wird.



Abbildung 7-21: Eingebauter Probekörper vor dem 1ten Brandversuch (brandraumseitig) [61]

Beobachtungen im Zuge des ersten Brandversuches:

Aufgrund des Betonalters von nur 15 Tagen und der damit verbundenen hohen Restfeuchte, kam es während des Brandversuches schon in einer sehr frühen Phase zu Feuchtigkeitsaustritten und Rissbildungen im Beton, wie in Abbildung 7-22 zu sehen ist.

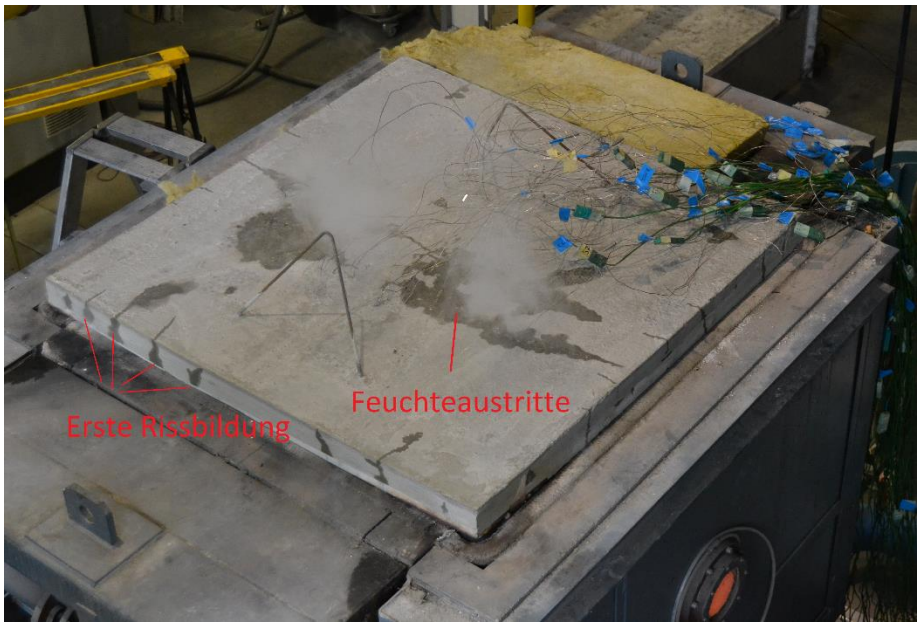


Abbildung 7-22: Risse und Feuchteaustritte nach 21 Minuten

Nach 33 Minuten kam es aufgrund der hohen Hitze und des hohen Restfeuchtegehaltes zu Zwangsspannungen im Beton, die zu einer explosionsartigen Abplatzung in der 8cm starken Betonplatte führte. Diese Abplatzung hatte auf der dem Feuer zugewandten Seite Abmessungen von 47 cm x 35 cm. Von außen konnte ein Loch mit ca. 15 cm x 12 cm beobachtet werden, wie in Abbildung 7-23 eindeutig zu sehen ist.

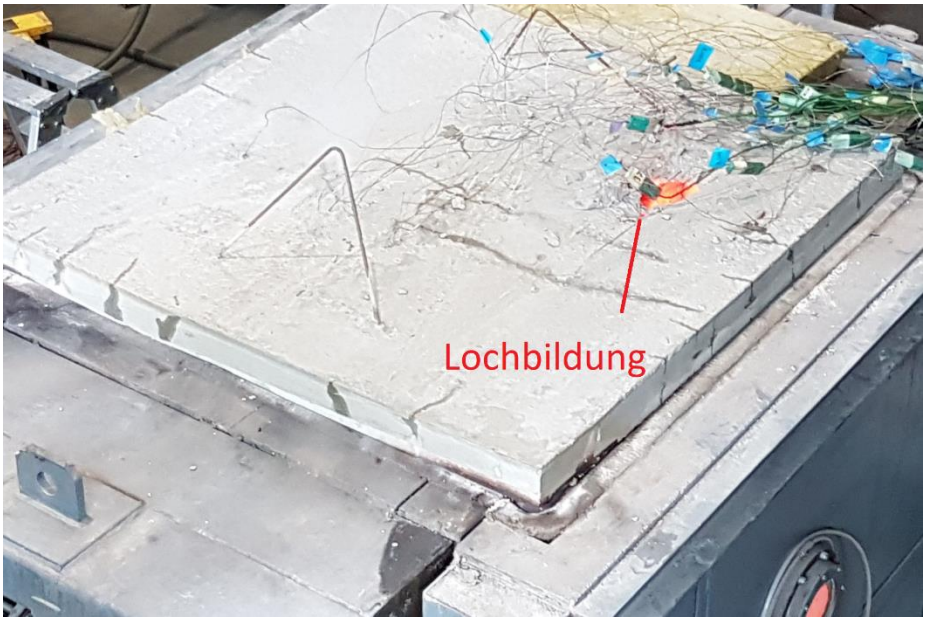


Abbildung 7-23: Abplatzungen nach 33 Minuten

In weiterer Folge wurden, um den Versuch über 90 Minuten fahren zu können, Steinwollplatten zur Abdeckung des Loches verwendet. Ein weiterer möglicher Grund für die Abplatzungen waren neben den feuchtebedingten Zwangsspannungen, die aus Kunststoff gefertigten Abstandhalter der Bewehrungsmatten. Bereits vor den Versuchen waren die Umrisse der Abstandhalter im Beton sichtbar. Bei starker Erhitzung schmilzt der Kunststoff und führt zu Hohlräumen im Beton durch die sich die Temperatur in der Platte schneller verbreiten kann.

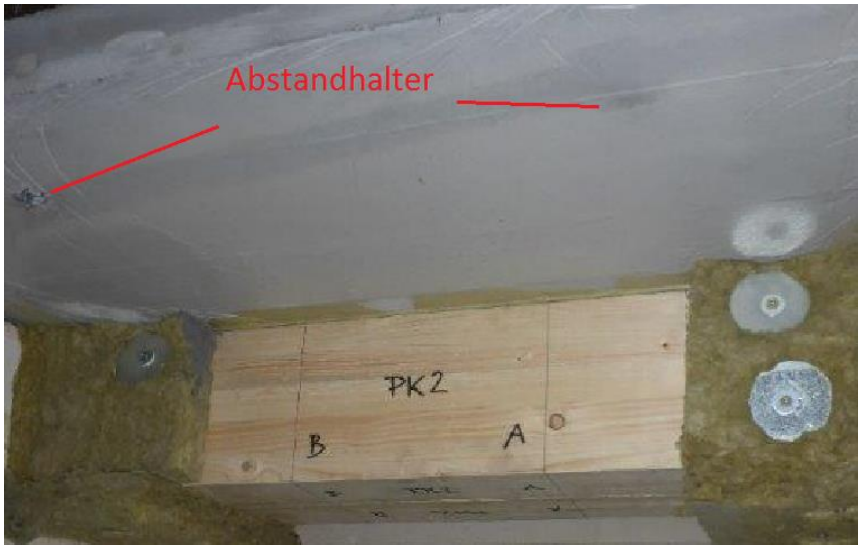


Abbildung 7-24: Abstandhalter für die Bewehrungsmatten

Nach dem Brandversuch wurde der Prüfofen geöffnet und der Brand mit Wasser gelöscht. Erst jetzt wurden die Ausmaße der Abplatzungen sichtbar. Im Bereich der Gewindestangen zeigte sich, dass die Steinwolle bereits großteils abgefallen war. Dies ist einerseits auf die Brandbelastung zurückzuführen, wobei es andererseits auch teilweise durch den Wasserdruck beim Löschen abgefallen war. Wann es genau zu dem Wegfall kam, konnte aufgrund des geschlossenen Prüfofens nicht festgestellt werden.



Abbildung 7-25: Ende des 1ten Brandversuchs nach 90min

Im Zuge der Auswertung des Brandversuchs wurde ein Bericht von der MA 39 ausgearbeitet der in Abbildung 7-26 die am Ende des Brandversuchs gemessenen Abplatzungen und den gemessenen Abbrand darstellt. Weiters wurden noch in Tabelle 7-5 die Erkenntnisse während des Brandversuches niedergeschrieben.

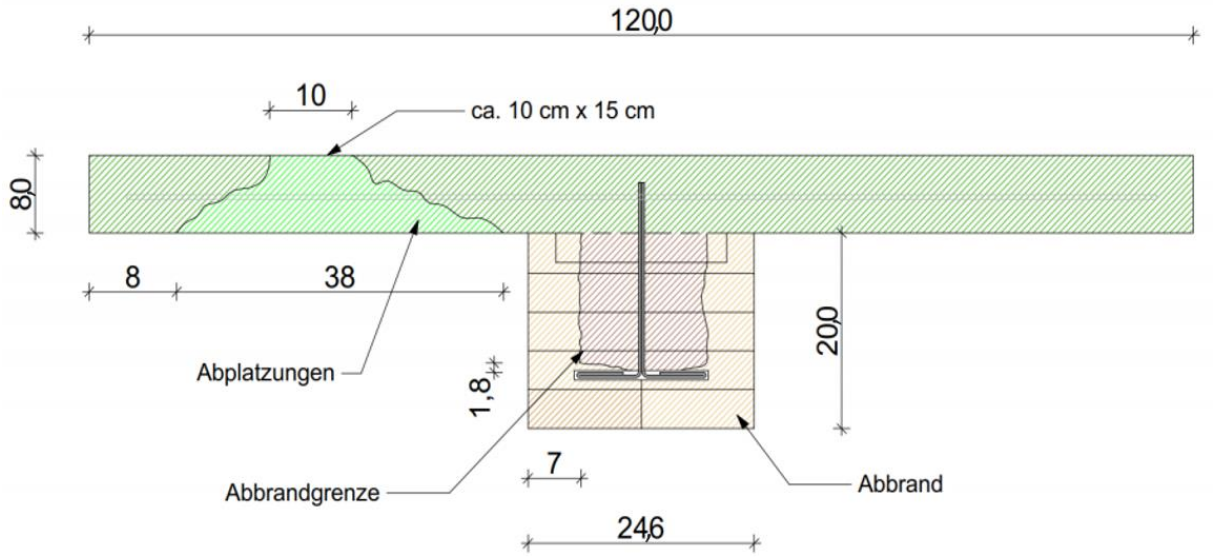


Abbildung 7-26: Restquerschnitt nach 90 Minuten im 1en Brandversuch (13.02.2018) [61]

Tabelle 7-5: Prüfbericht des 1ten Brandversuchs (13.02.2018) [61]

13 Minuten	Abplatzungen feuerseitig
18 Minuten	Beginnende Rissbildung und Wasseraustritt auf der brandabgekehrten Seite
33 Minuten	Loch in Decke durch Abplatzungen ca. 15cm x 10 cm -> wird mit Mineralwolle ausgestopft - Raumabschluss nicht mehr gegeben
90 Minuten	Versuchsende

Neben den äußeren Beobachtungen wurden auch noch die Temperatur und der Druck im Brandraum bestimmt. Diese müssen während der gesamten Zeit zwischen den vorgegebenen Grenzwerten liegen. Aus Abbildung 7-27 und Abbildung 7-28 geht hervor, dass alle Grenzwerte während der ganzen Branddauer eingehalten wurden.

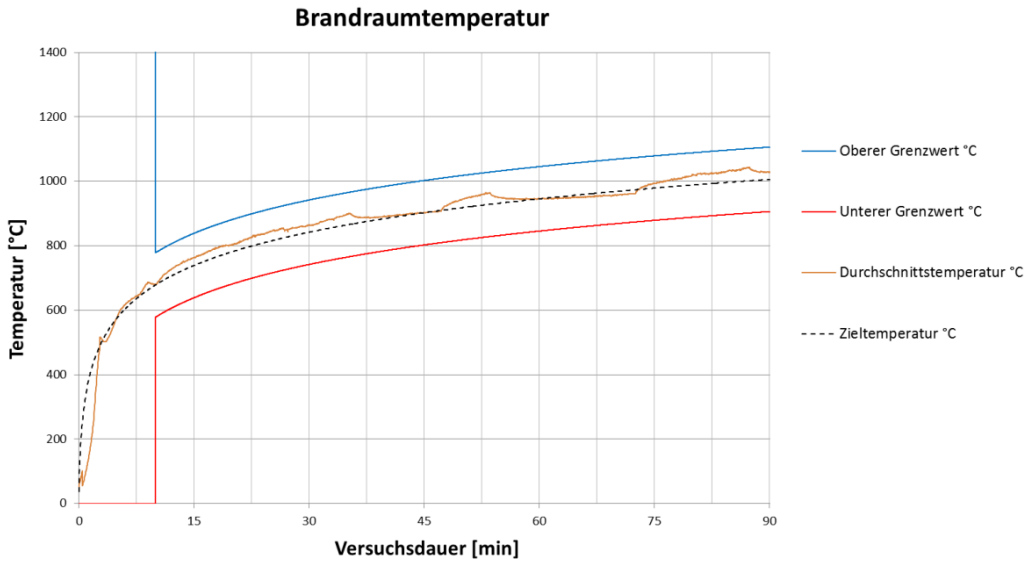


Abbildung 7-27: Gemessene Temperaturen im Brandraum im 1ten Brandversuch

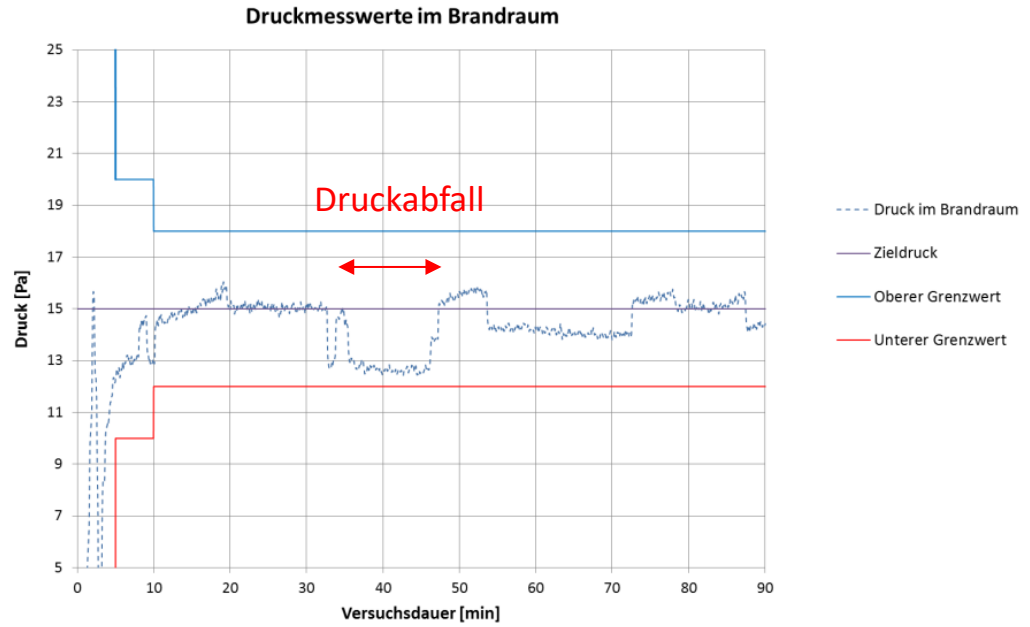


Abbildung 7-28: Gemessener Druck im Brandraum im 1ten Brandversuch

In Abbildung 7-28 wird der Druckabfall aufgrund der Lochbildung nach 34 Minuten ersichtlich, welcher sich durch ein schließen des Loches wieder normalisierte.

7.2.2 Brandversuch 2

Der zweite Brandversuch wurde am 28.02.2018 mit einem Betonalter von 30 Tagen durchgeführt. Im Gegensatz zum ersten Versuch wurde zusätzlich zur 60 mm Steinwolldämmung eine Brandschutzdämmplatte mit 15 mm im Bereich der Gewindestangen angebracht. Diese Platte, der Marke Promatect, diente als zusätzlicher Brandschutz und verbesserte durch die kompakte und einfache Anbringung durch Schrauben die Montage der Steinwolle. Die 60 mm Steinwolle wurde von der ursprünglichen Stärke von 60 mm auf 25 mm zusammengedrückt, womit es zu einer gesamten Dämmstoffdicke von 40 mm kam. Um ein frühes Abplatzen des Betons an der Innenseite zu vermeiden (wozu es im ersten Versuch gekommen war) wurden auch Brandschutzdämmplatten derselben Dimension an die Betonunterseite angebracht. Den Aufbau des zweiten Versuchs kann man aus Abbildung 7-8, Abbildung 7-29 und Abbildung 7-30 entnehmen.



Abbildung 7-29: Eingebauter Probekörper vor dem 2ten Brandversuch (brandraumseitig) [62]

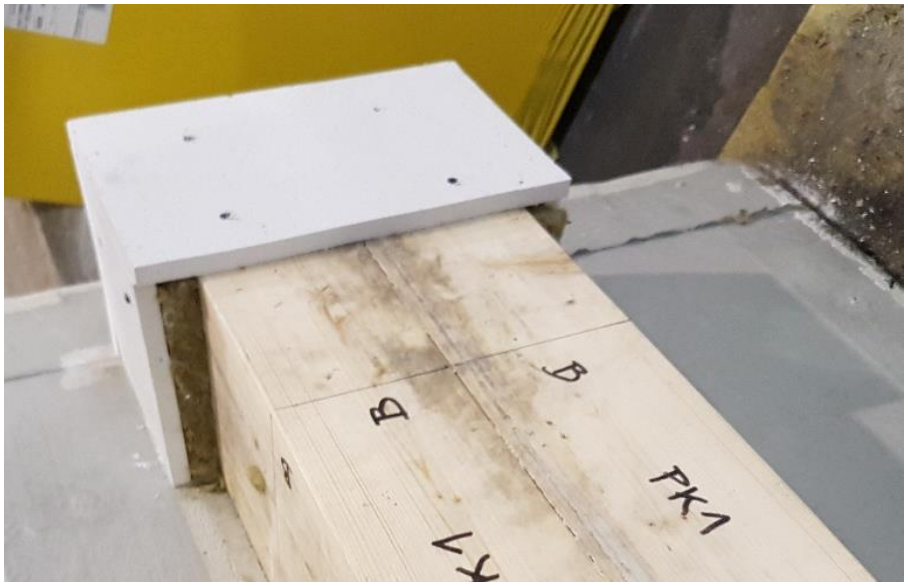


Abbildung 7-30: Dämmung von Steinwolle und Brandschutzdämmplatte

Aufgrund der längeren Austrocknung des Betons von 30 Tagen anstelle von 15 Tagen, wie im ersten Versuch, konnte von einer deutlich niedrigeren Restfeuchte ausgegangen werden. Aufgrund dieser kam es zu weniger Zwangsspannungen im Beton, wodurch das Brandverhalten verbessert werden konnte. Es kam im Gegensatz zum ersten Versuch (Abbildung 7-22 nach 21 Minuten) selbst nach 77 Minuten noch zu keinen von außen sichtbaren Rissbildungen oder Abplatzungen, wie in Abbildung 7-31 ersichtlich wird.

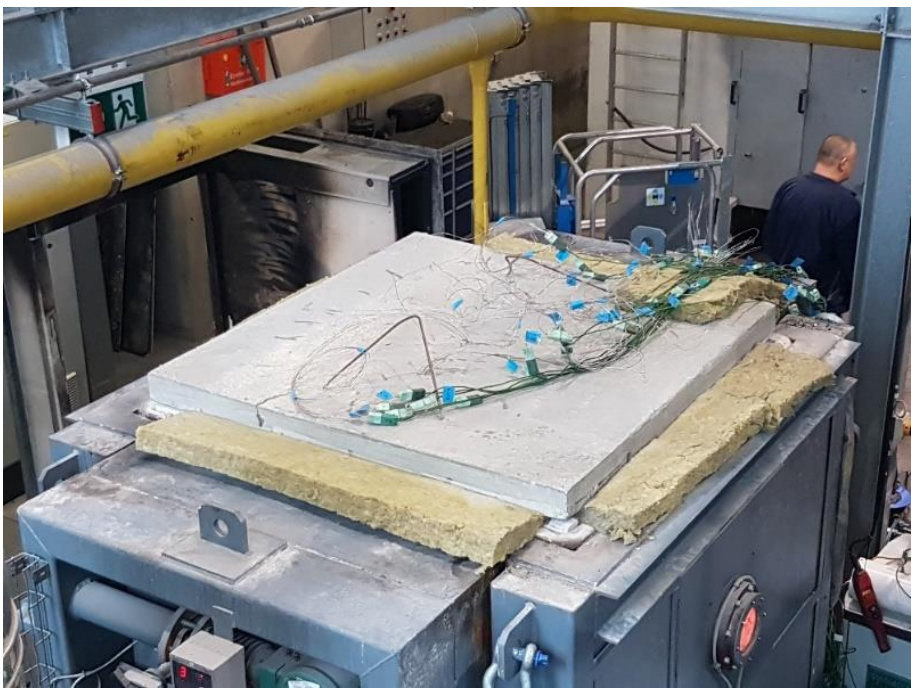


Abbildung 7-31: Brandversuch 2 nach 77 Minuten

Auch im zweiten Versuch wurde das brennende Holz nach dem Versuch mit Wasser gelöscht um den weiteren Abbrand des Holzes zu verhindern.



Abbildung 7-32: Ende des 2ten Brandversuchs nach 90min

Aus Abbildung 7-32 wird ersichtlich, dass die Brandschutzdämmplatten im Bereich der Gewindestangen sehr gut gehalten hatten. Die Promatect Platten waren im vorderen Teil der Betonplatte noch in der montierten Position. Auf der Rückseite waren sie beim Öffnen des Ofens bereits abgefallen, womit sie keine schützende Schicht mehr darstellten. An der Stelle, an der die Brandschutzdämmplatte abgefallen war, kam es zu einer Abplatzung mit einer Größe von 28 x 80 cm, wie in Abbildung 7-33 dargestellt. Laut Prüfbericht kam es zu dieser nach 14 Minuten auf der dem Feuer zugewandten Seite, siehe Tabelle 7-6. Eine Lochbildung konnte in diesem Versuch vermieden werden, womit der Raumabschluss für diesen Brandversuch über 90 Minuten gegeben war.

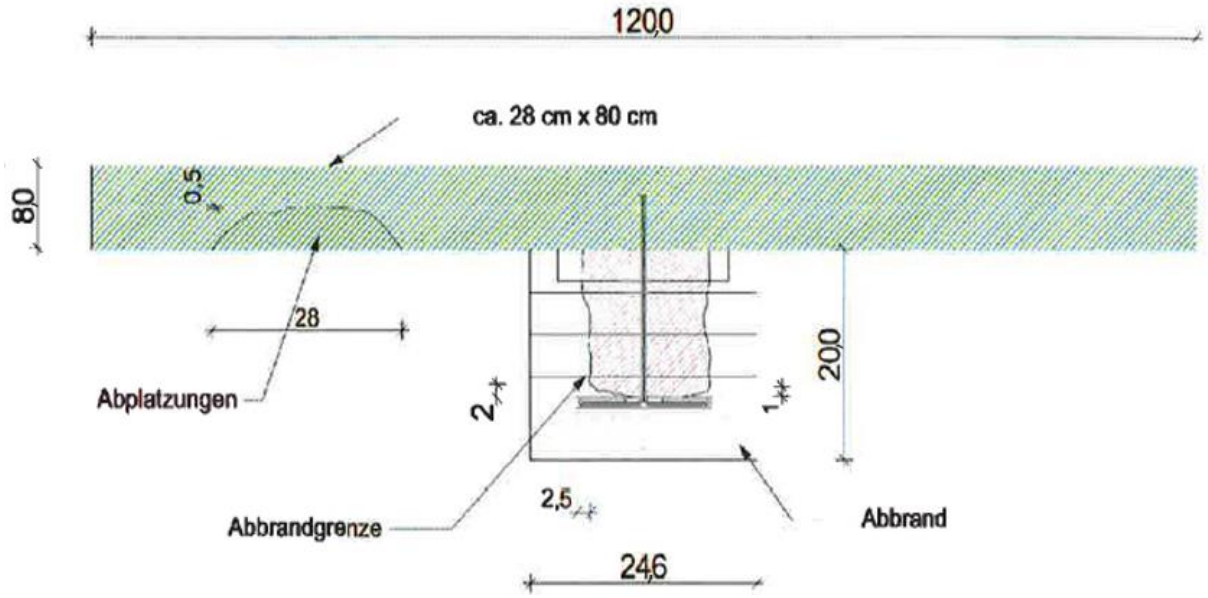


Abbildung 7-33: Restquerschnitte beim 2ten Brandversuch nach 90min (28.02.18) [62]

Tabelle 7-6: Beobachtungen während des 2ten Brandversuchs (28.02.18) [62]

14 Minuten	Beginn von Abplatzungen feuerseitig
90 Minuten	Raumabschluss gegeben - Versuchsende

Auch im zweiten Brandversuch wurden die Grenzwerte für die Temperaturen, in Abbildung 7-34 und die Grenzwerte für den Druck in Abbildung 7-35 abgebildet. Es wird ersichtlich, dass in beiden Abbildungen sowohl die oberen als auch die unteren Grenzwerte eingehalten werden.

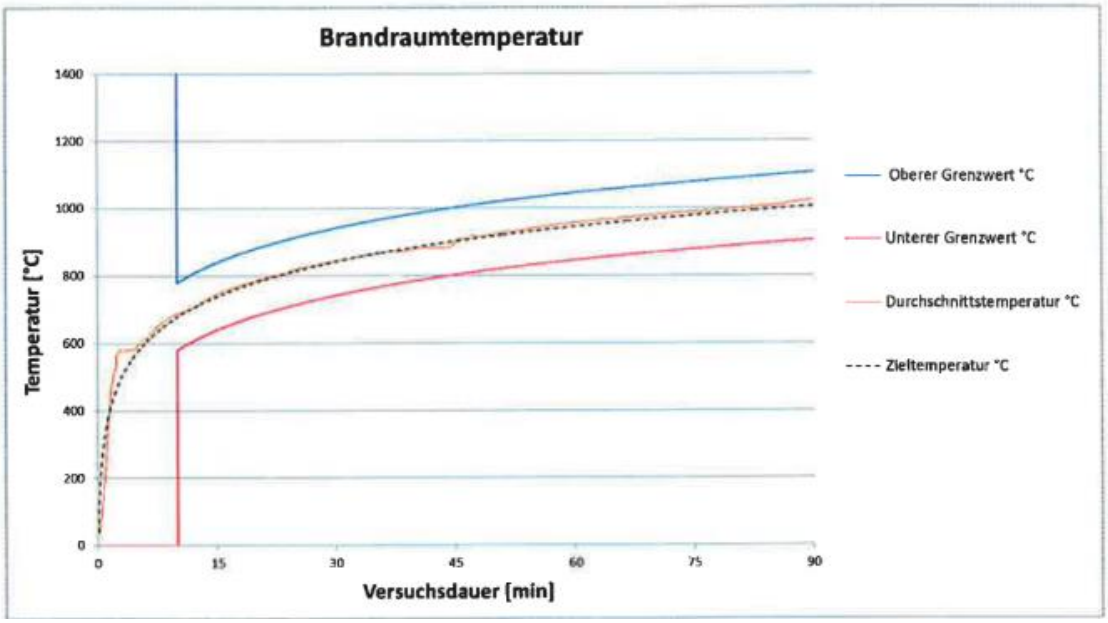


Abbildung 7-34: Gemessene Temperaturen im Brandraum im 2ten Brandversuch

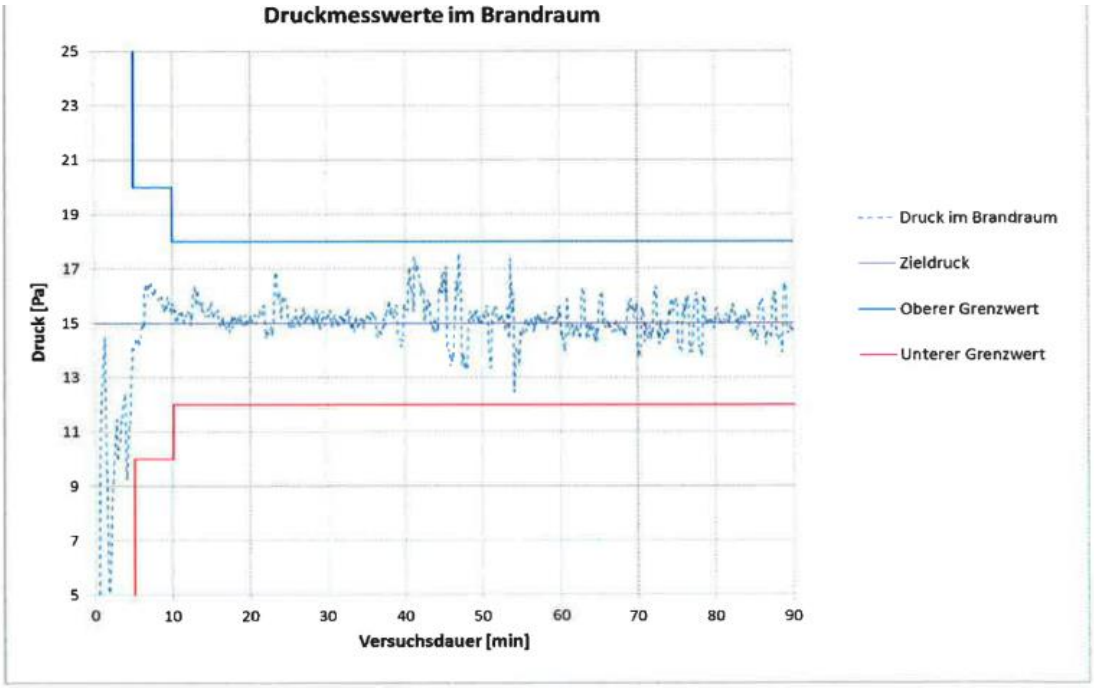


Abbildung 7-35: Gemessener Druck im Brandraum im 2ten Brandversuch

7.3. Auswertung der Temperaturverläufe und der Restquerschnitte

7.3.1 Holz

Im folgenden Punkt wird der rechnerische Abbrand laut Norm mit dem gemessenen Abbrand nach den Brandversuchen gegenübergestellt und diskutiert. Die Grundlagen und Erklärungen zu diesen Berechnungen sind in Kapitel 3.6 näher erläutert.

Berechneter Restquerschnitt [24]**:**

Bemessungswert der ideellen Abbrandtiefe:

$$d_{char,n} = \beta_n * t$$

$$d_{char,n} = 0.7 * 90 = 63mm$$

Ideelle Abbrandtiefe:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 * d_0$$

$$d_{ef} = 63 + 1 * 7 = 70mm$$

Mit,

$d_0 = 7$ mm

$k_0 = 1{,}0$ ($t \geq 20$ min)

Tabelle 7-7: Berechneter Abbrand bezogen auf den Feuerwiderstand

GL24c/h –GL36c/h		
Feuerwiderstand	**[min]**	**Ideelle Abbrandtiefe [mm]**
R15	15	15,75
R30	30	28
R60	60	49
R90	90	70
R120	120	91

Diese linear berechneten ideellen Abbrandtiefen sind holzspezifisch und werden in weiterer Folge mit den jeweiligen gemessenen Abbränden verglichen.

Erläuterung der tragfähigen Holzrestquerschnitte:

Die Anordnung der Messpunkte an den Holzquerschnitten wurden abhängig von der Lage in Abbildung 7-9 und Abbildung 7-10 dargestellt. Im ersten Versuch waren von 14 Messpunkten 12 funktionstüchtig, im 2ten Versuch waren es nur 8 von 14. Da im 2ten Versuch viele Messwerte defekt waren, ist eine direkte Vergleichbarkeit zwischen den Messungen erschwert. Aus den Holztemperaturen kann man bei einem Vergleich mit der Entzündungstemperatur erkennen, wann es zu brennen begonnen hat. Allerdings wird die Temperatur des Holzes in weiterer Folge vernachlässigt, da die Tragfähigkeit mit den am Ende gemessenen verbleibenden Restquerschnitten berechnet werden konnte. In Abbildung 7-36 werden die Temperaturverläufe des Holzes beim ersten Brandversuch dargestellt. Besonders auffällig sind die rot markierten Maximalwerte. Diese hohen Temperaturen entstehen, da aufgrund des Abbrands des Holzes diese Punkte als erste direkt dem Feuer ausgesetzt sind, was aus Abbildung 7-37 ersichtlich wird. Der Messwert A_H01 ist ausgefallen, allerdings wird davon ausgegangen, dass auch dieser die Entzündungstemperatur überschritten hätte.

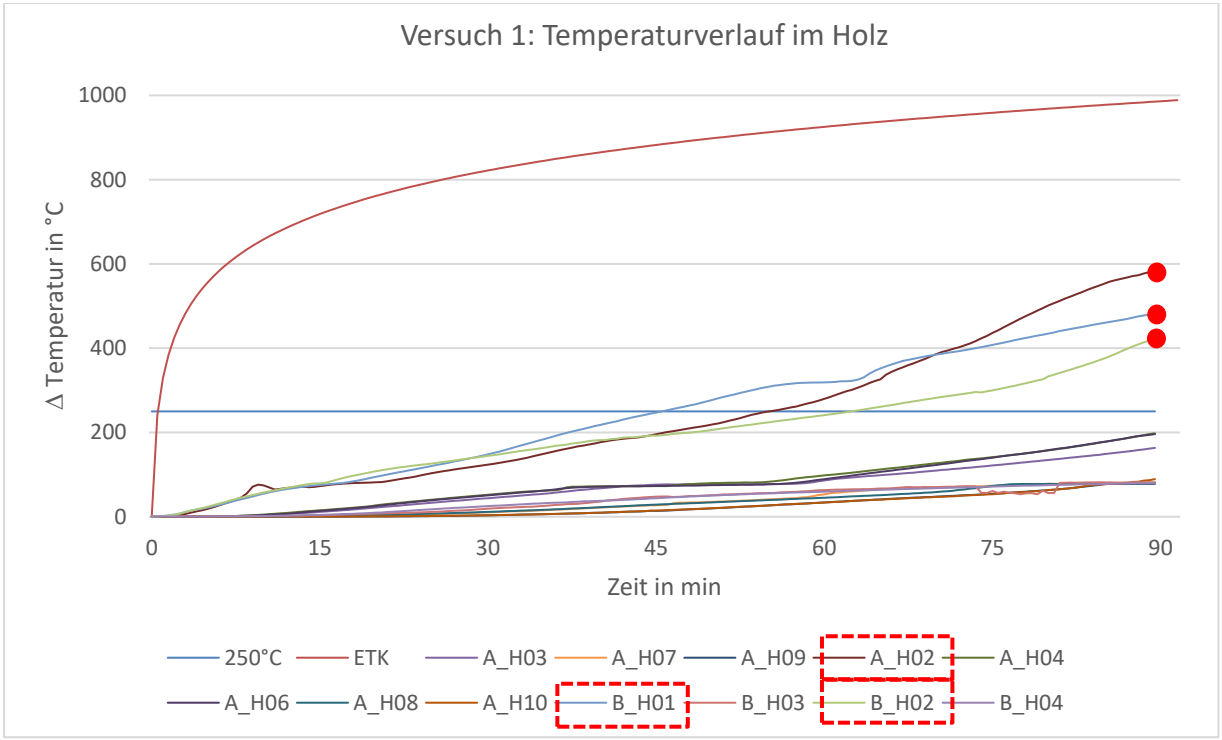


Abbildung 7-36: Temperaturverlauf im Holz des 1ten Brandversuchs (13.02.2018)

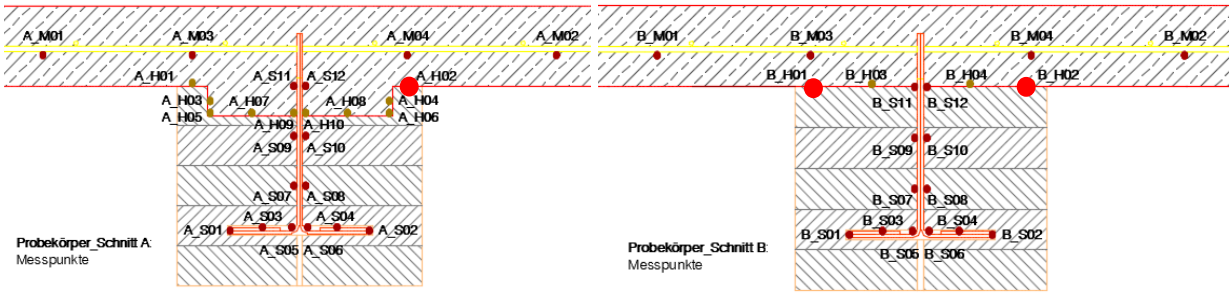


Abbildung 7-37: Maximalwerte des 1ten Brandversuchs im Holz

Im zweiten Brandversuch konnten ähnliche Temperaturverläufe wie im ersten gemessen werden, welche in Abbildung 7-38 dargestellt sind. Es kam ebenfalls nur in den äußersten Messpunkten des Holzes zum Erreichen der gewählten Entzündungstemperatur von 270°C. Diese Absoluttemperatur setzt sich aus der Raumtemperatur von 20°C und der Temperaturdifferenz von 250°C zusammen. In Abbildung 7-39 werden nur die Maximalwerte des Querschnittes B dargestellt, da es zu einem Ausfall der zu erwartenden Maximalwerte des Querschnitt A gekommen ist. Es wird davon ausgegangen, dass sich die ausgefallenen Messpunkte A_H01 und A_H02 ähnlich verhalten, wie die aus dem ersten Brandversuch.

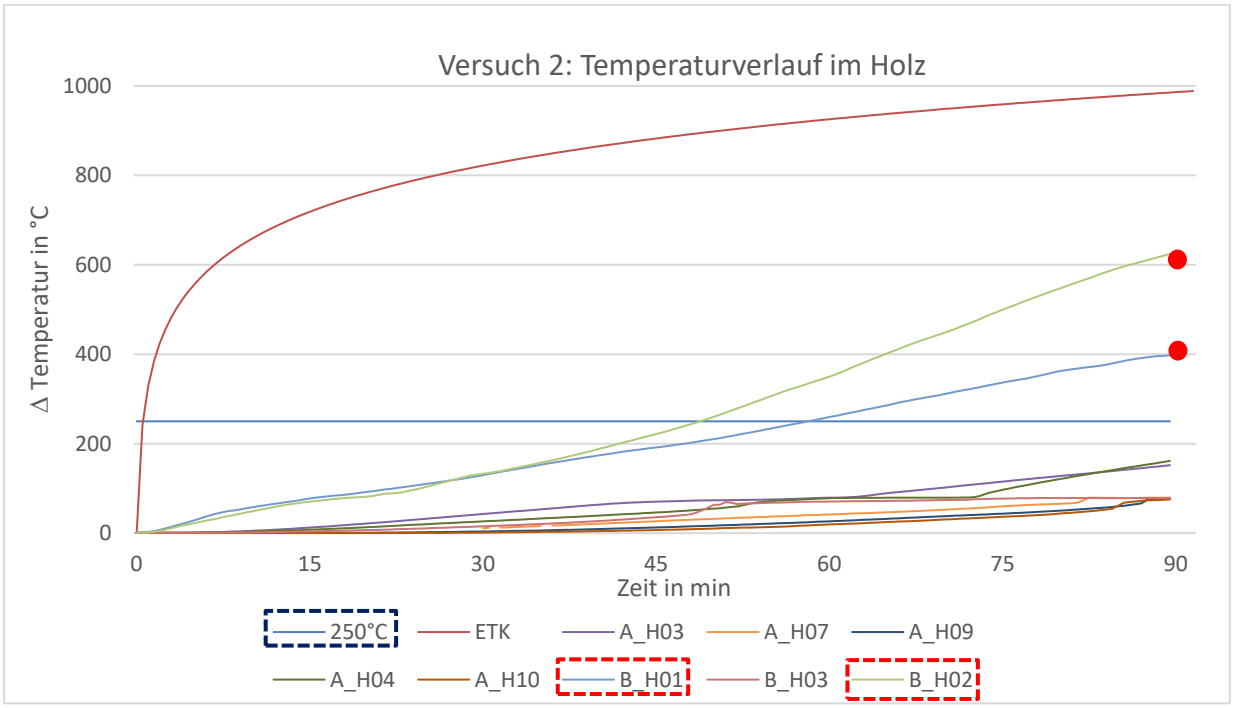


Abbildung 7-38: Temperaturverlauf im Holz des 2ten Brandversuchs (28.02.2018)

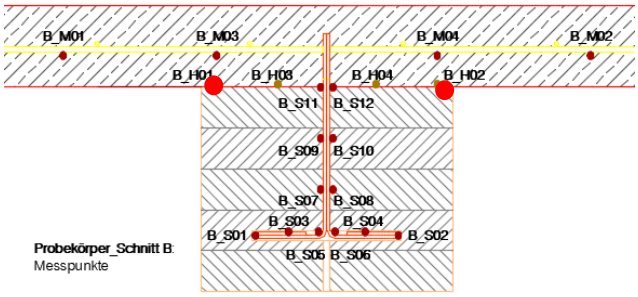


Abbildung 7-39: Maximalwerte des 2ten Brandversuchs im Holz

In Abbildung 7-36 und Abbildung 7-38 sind die Temperaturveränderung an den Messpunkten des Holzquerschnitts im Verhältnis zur Entzündungstemperatur und zur Einheitstemperaturkurve (ETK) mit einer gegebenen Anfangstemperatur von 20°C wiedergegeben. Bei Betrachtung der Temperaturverläufe vom Holz stechen sofort die Haltephasen bei rund 100 Grad ins Auge, die in Abbildung 7-40 und Abbildung 7-41 näher dargestellt werden. Bei dieser Temperatur kam es in beiden Brandversuchen zu einer bis zu 20-minütigen Haltezeit der sonst konstant steigenden Temperatur im Holz. Beim Vergleich der Haltephasen der beiden Brandversuche wird ersichtlich, dass es aufgrund der Wahl der Brandschutzplatten im zweiten Brandversuch zu einer Verschiebung dieser Haltezeit nach hinten kam, welche in Abbildung 7-40 und Abbildung 7-41 dargestellt wird. Frangi [20] beschreibt das Phänomen der Holzerwärmung in drei Phasen. In der ersten Phase erfolgt eine Erwärmung und Trocknung des Holzes bis zu einer Temperatur von ca. 100 Grad. In der zweiten Phase kommt es zu einer Verdampfung des im Holz gespeicherten Wassers, wodurch es aufgrund von einer Freisetzung von Wasserverdampf zu einer Haltezeit von bis zu 20 Minuten kommt, in der sich die Temperatur nicht wesentlich ändert. Zum einen kann dieses Phänomen auf die geringere Wärmemenge zurückzuführen sein, die von außen nach innen übertragen wird. Dies ist auf die geringere Temperaturerhöhung der ISO-Normbrandkurve und die zunehmende Dämmdicke der Kohleschicht zurückzuführen. Zum anderen kommt es durch das Verdampfen vom Wasser zu einer leichten Erhöhung der Holzfeuchte unter der Kohleschicht, die wiederum zu einer Erhöhung des Wasserdruck- und Temperaturgradienten führt, welcher die Temperatur vermindert. In den rot markierten Messpunkten kommt es zu keiner sichtbaren Haltezeit, da sich aufgrund der Lage, der regulierende Wasserdampf nicht halten konnte und sich sofort verflüchtigt. Bei diesen handelt es sich um die äußersten Messpunkte des Holzquerschnitt (A_H01, A_H02, B_H01, B_H02), die als Erstes dem Feuer ausgesetzt sind, siehe Abbildung 7-37.

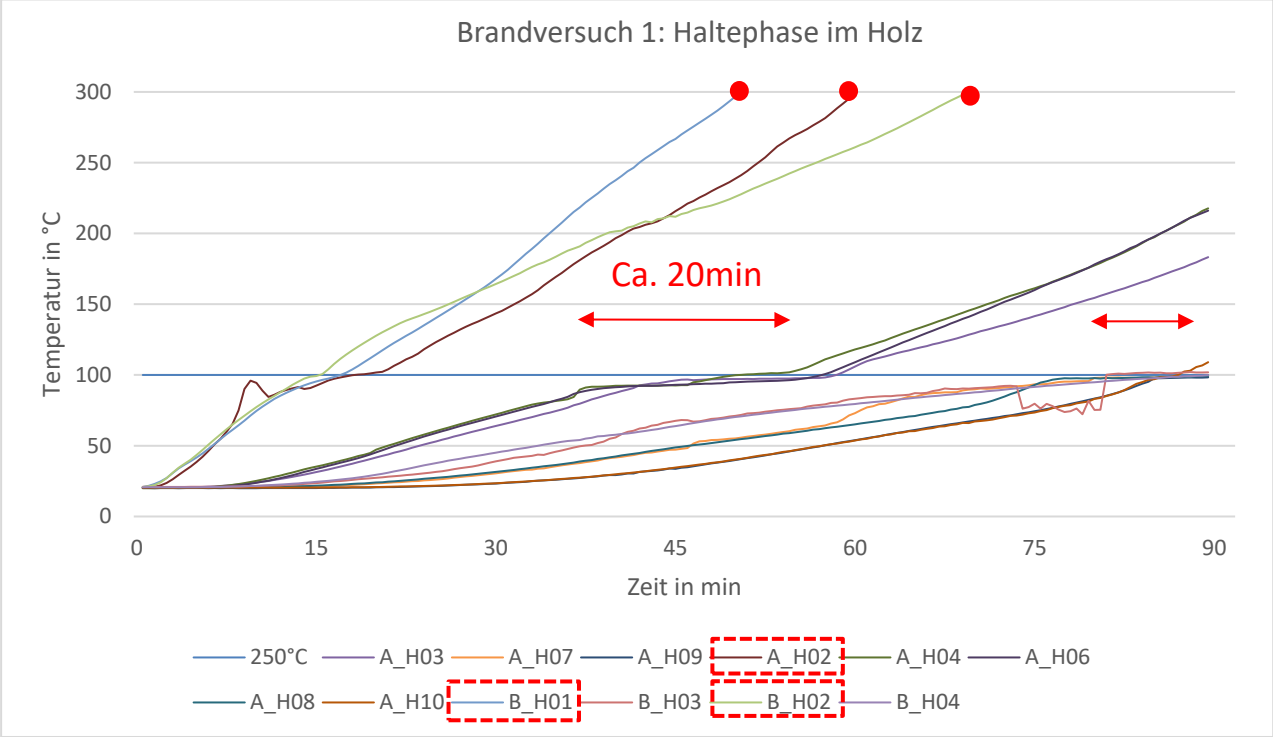


Abbildung 7-40: Haltephase der Temperatur im 1ten Versuch

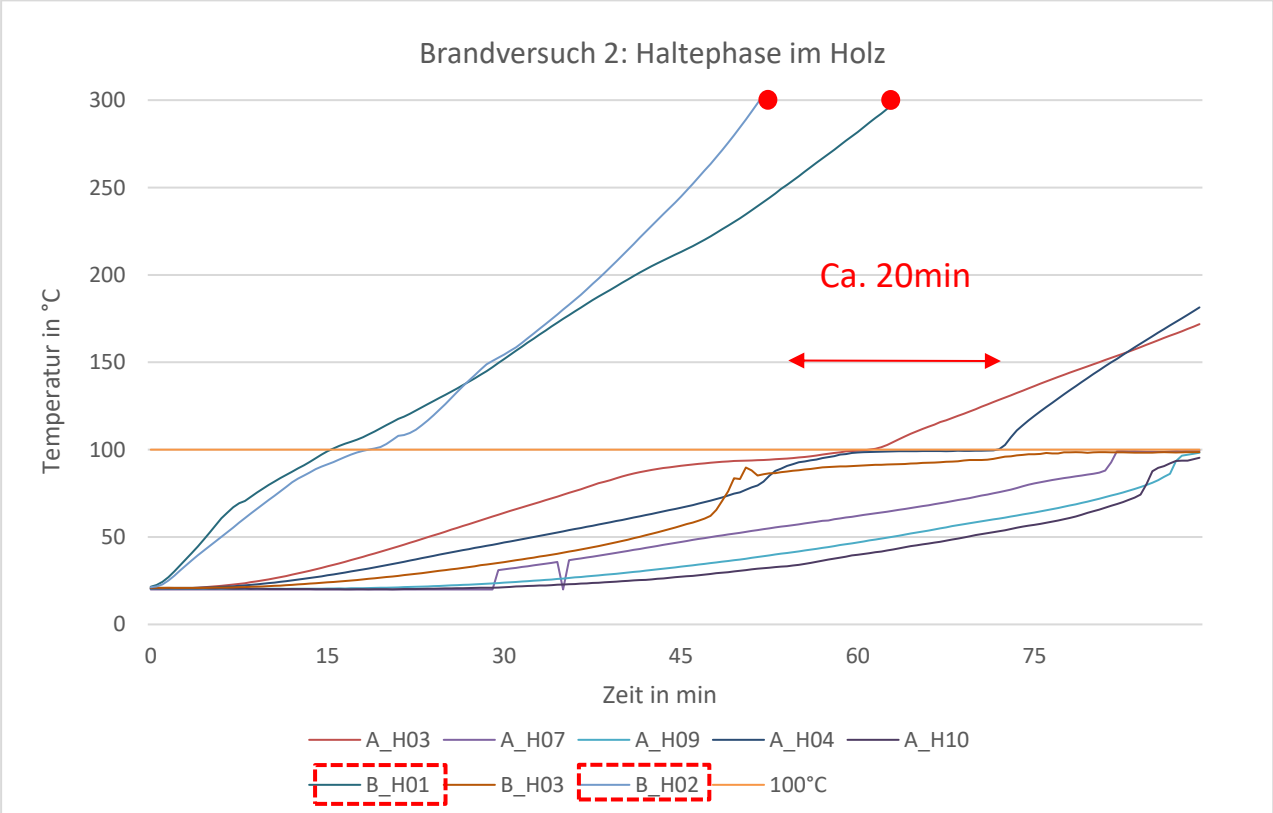


Abbildung 7-41: Haltephase der Temperatur im 2ten Versuch

In der dritten Phase kommt es zu einer thermischen Zersetzung. Diese tritt zuerst an den Messpunkten auf, die als erstes durch den Abbrand beeinflusst werden. Die Messwerte A_H01, A_H02 bzw. B_H01 und B_H02 betrifft es als Erstes. Abgesehen von diesen wird in keinem am Holz liegenden Messpunkt die Entzündungstemperatur von 270°C (laut Abbildung 7-36 und Abbildung 7-38 eine Temperaturdifferenz von 250°C) erreicht bzw. überschritten, sondern eine maximale absolute Temperatur von 210 Grad erreicht. Aufgrund der niedrigen Temperaturen werden für die weitere Berechnung, die übriggebliebenen gemessenen tragfähigen Restquerschnitte, wie in Abbildung 7-42 sichtbar, herangezogen. Aus dieser Abbildung wird ersichtlich, wie sich das Holz im Brandfall verändert und wo sich der tragfähige Restquerschnitt befindet. Außerhalb vom tragfähigen Kern befindet sich eine bereits dunkel verfärbte Schicht, die Pyrolysezone, die nicht bzw. sehr eingeschränkt zur Tragfähigkeit beiträgt, welche in unserer Berechnung aber gänzlich vernachlässigt wurde. Die äußerste Schicht ist die bereits vollkommen zersetzte Holzkohleschicht, die keine Tragfähigkeit mehr aufweist, aber sehr wohl als dämmende Schutzschicht für den restlichen Holzquerschnitt dient.

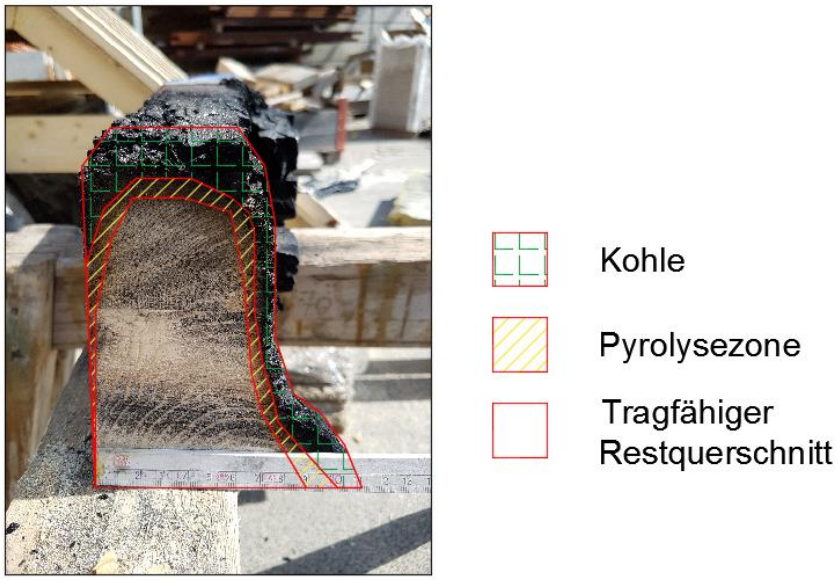


Abbildung 7-42: Darstellung des abgebrannten Brettschichtholzes

Um den ungünstigsten tragfähigen Restquerschnitt systematisch zu analysieren, wurden die einzelnen Holzträger laut Abbildung 7-43 nach dem Brandversuch an 3 Stellen unterteilt und untersucht, wobei Querschnitt A an einer Stelle untersucht wurde und der Querschnitt B an zwei Stellen. Diese sind beschrieben als Schnitt B1 und Schnitt B2. Zusätzlich zu den Unterteilungen der einzelnen Balken wurde auch noch der Abbrand jedes einzelnen Versuches unabhängig voneinander untersucht.

Für die Berechnungen wurde der Fall mit dem kleinsten maßgebenden Restquerschnitt untersucht. Dies stellt eine Annahme auf der sicheren Seite dar. In Abbildung 7-43 werden die tragfähigen Restquerschnittsflächen ohne Pyrolysezone nach 90 Minuten am Probekörper gemessen.

In weiterer Folge werden die Holzquerschnitte, die beim Brandversuch an derselben Stelle liegen (beispielsweise 1.1 und 2.1) auf einen gemeinsamen rechnerischen Querschnitt zusammengeführt, der aus Tabelle 7-8 entnommen werden kann. Aufgrund der gemessenen Restquerschnittsfläche können unter der Annahme einer konstanten Abbrandrate die Restquerschnitte über die Zeit rückgerechnet werden. Durch diese Annahme können rechnerische Rückschlüsse auf die Restquerschnitte, bei einer Branddauer von 30 und 60 Minuten gezogen werden. Der maßgebende Fall, der eine konservative Annahme darstellt, ist farblich markiert aus Tabelle 7-8 zu entnehmen und weist eine konstante Abbrandrate von 0,74mm/min über 90 Minuten auf. Für diese Berechnung wurde die teilweise tragfähige Pyrolysezone ganz vernachlässigt. Damit kommt es zu einem Abbrand von 6,66cm je brandbeeinflusster Seite. Wenn man diese Abbrandrate auf 30 und 60 Minuten zurückrechnet, erhält man nach 30 Minuten einen Abbrand von 2,22cm je Seite und bei 60 Minuten von 4,44cm je Seite. Diese farblich dargestellten Werte werden für die Berechnung der Kraftverläufe in verschiedenen R-Stab Modellen und in weiterer Folge für die Berechnung der entscheidenden Spannungsverläufe herangezogen. Die in Schnitt A gemessenen Querschnittsflächen weisen zwar eine kleinere Fläche auf, werden aber nicht als maßgebend eingestuft. Dies hat den Grund, dass zusätzlich zum Holzquerschnitt an der Oberseite aufgrund der Kerve im Holz eine Betonfläche von 56cm² mitwirkte. Dieser zusätzliche Betonquerschnitt liegt in der Druckzone des Holzes und führt nicht nur zu einer größeren rechnerischen Fläche als im Schnitt A, sondern aufgrund der Betoneigenschaften auch zu einer deutlich höheren aufnehmbaren Spannung. Dies beruht auf der Annahme, dass ein Kontakt zwischen Beton und Holz besteht wodurch Druckkräfte weitergeleitet werden können.

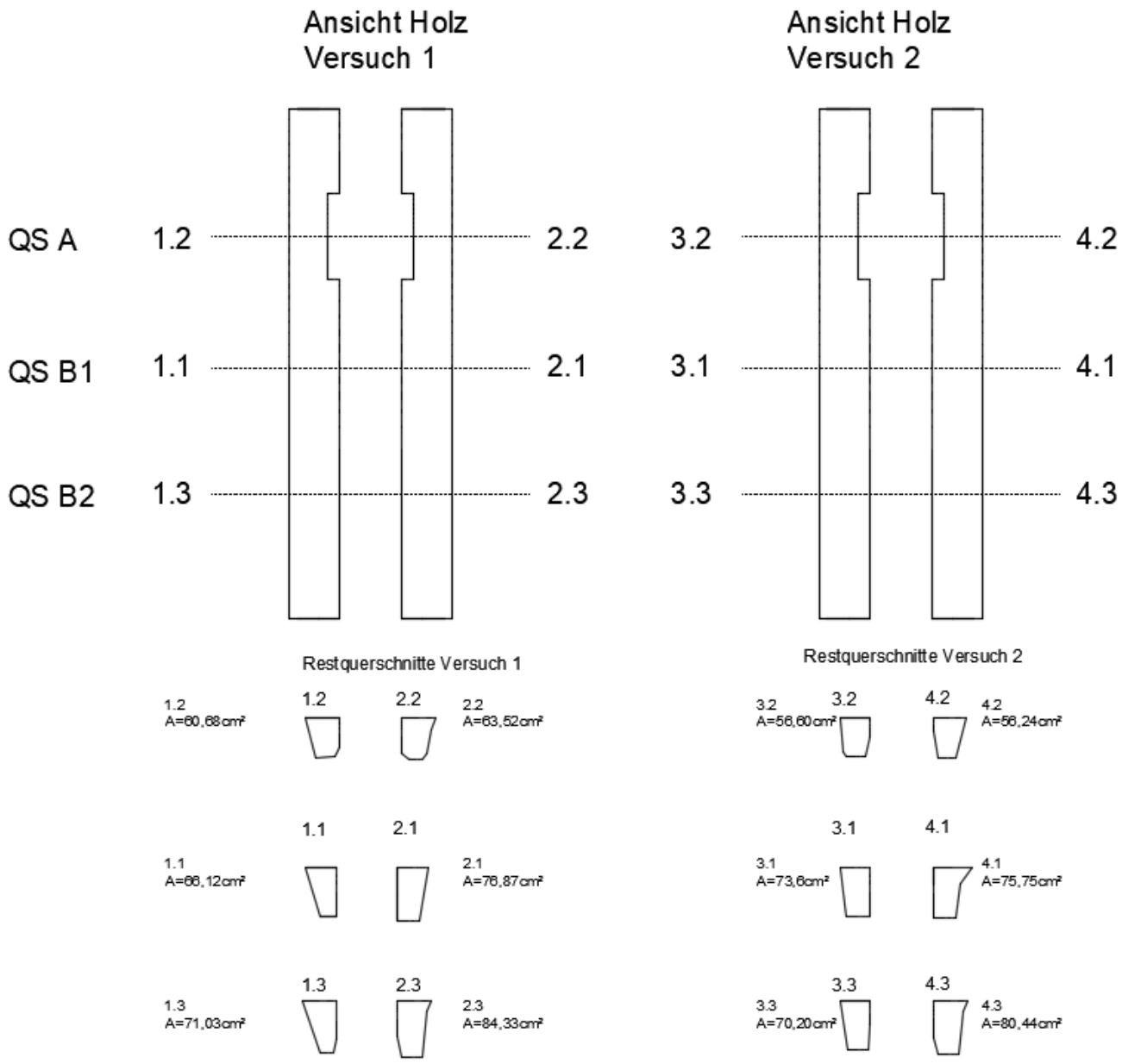


Abbildung 7-43: Gemessene tragfähige Restquerschnitte ohne Pyrolysezone

Tabelle 7-8: Gemessene und rückgerechnete Restquerschnitte

	Gemessener Restquerschnitt								
	13.02.2018				28.02.2018				
Lage	Brand dauer	tragfähiger Rest querschnitt	Abbrand tiefe	Abbrand rate	Brand dauer	tragfähiger Rest querschnitt	Abbrand tiefe	Abbrand rate	
	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	Rückgerechnet
Schnitt A	30	310,72	1,92	0,64	30	305,46	2,01	0,67	
Schnitt B1	30	348,03	2,22	0,74	30	351,13	2,16	0,72	
Schnitt B2	30	354,03	2,11	0,70	30	351,76	2,15	0,72	
	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	
Schnitt A	60	215,11	3,83	0,64	60	207,19	4,02	0,67	
Schnitt B1	60	235,70	4,43	0,74	60	240,92	4,32	0,72	
Schnitt B2	60	245,82	4,21	0,70	60	241,97	4,30	0,72	
	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	[min]	[cm²]	[cm]	[mm/min]	Gemessen
Schnitt A	90	124,20	5,748	0,64	90	112,84	6,03	0,67	
Schnitt B1	90	142,99	6,646	0,74	90	149,35	6,48	0,72	
Schnitt B2	90	155,36	6,321	0,70	90	150,64	6,44	0,72	

gemessene Werte aufgrund der Brandversuche

maßgebende Werte für die weitere Berechnung

In Tabelle 7-9 werden die laut ÖNORM 1995 Teil 1-2 [24] mit ideellem Abbrand berechneten Restquerschnitte des Holzes, für die jeweilige Branddauer dargestellt.

Tabelle 7-9: Berechnete Restquerschnitte laut Norm

		Rechnerischer Restquerschnitt mit reduzierten Querschnitt nach Norm				
	Lage	Brand-dauer	ideeller Rest-querschnitt	ideelle Abbrand rate	d_0	ideelle Abbrand tiefe
		[min]	[cm²]	[mm/min]	[cm]	[cm]
Laut Norm berechnet	**Schnitt A**	30	262,48	0,7	0,7	2,8
	Schnitt B	30	316,48	0,7	0,7	2,8
	Schnitt B	30	316,48	0,7	0,7	2,8
		[min]	[cm²]	[mm/min]	[cm]	[cm]
	Schnitt A	60	173,24	0,7	0,7	4,9
	Schnitt B	60	214,42	0,7	0,7	4,9
	Schnitt B	60	214,42	0,7	0,7	4,9
		[min]	[cm²]	[mm/min]	[cm]	[cm]
	Schnitt A	90	100	0,7	0,7	7
	Schnitt B	90	130	0,7	0,7	7
	Schnitt B	90	130	0,7	0,7	7

Vergleich der Messungen mit den Berechnungen

Trotz einer höheren gemessenen Abbrandrate im Querschnitt des Brandversuchs, (im Vergleich zum berechneten ideellen Abbrand) kann nach 90 Minuten ein geringerer Abbrand nachgewiesen werden. Dies ist auf den in der Norm [24] gegebenen Bemessungsbeiwert d_0= 7 mm zurückzuführen, der zusätzlich zum ideellen Abbrand auch die erhöhte Temperatur berücksichtigt. Im Versuch wurde diese von der Temperatur beeinflusste Schicht (Pyrolysezone) nicht zur tragfähigen Schicht dazugerechnet. Die Unterschiede der laut Norm [24] berechneten und der laut Brandversuch maßgebenden Restquerschnitte werden in Abbildung 7-44 gezeigt. Bei den Brandversuchen wurde ein maximale Abbrandtiefe eines 3-seitigen Abbrands von 6,66 cm bzw. ein minimaler Abbrandtiefe von 5,75 cm gemessen. Ein Mitgrund für die Abweichungen kann der Verbund des Holzes mit Stahl und Beton sein. Wolfsgruber [22] hat bei Versuchen mit einem Verbund aus Stahl und Holz eine deutliche Verbesserung der Wärmeeigenschaften gemessen. Stahl nimmt aufgrund seiner hohen Wärmeleitfähigkeit die Wärme sehr schnell auf und verteilt sie auf den gesamten Stahlquerschnitt. Es wird bei Betrachtung unseres Querschnitts angenommen, dass es auch zu positiven Auswirkungen durch den Beton kommt, da dieser auch Wärme aufnehmen kann. Durch diese Weiterleitung wird die Wärme gleichmäßig auch auf die umliegenden Materialien verteilt. Diese positiven Auswirkungen machen den Querschnitt leistungsfähiger und resistenter.

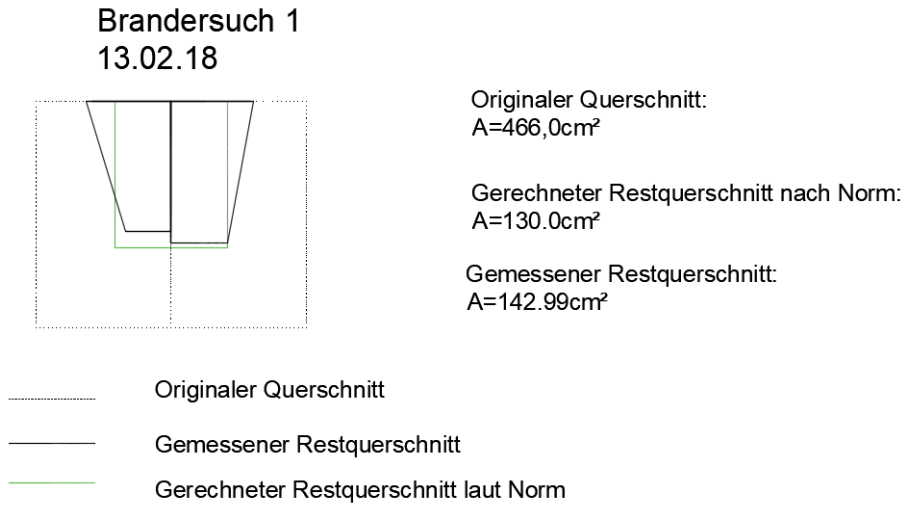


Abbildung 7-44: Darstellung des maßgebenden Restquerschnitts

7.3.2 Stahl

Am Stahl sind je Probekörper 24 Messpunkte angebracht, wobei sich diese gleichmäßig auf Schnitt A und Schnitt B verteilen. Die 12 Messpunkte in Schnitt A sind gleich angeordnet wie die 12 Messpunkte in Schnitt B. Die Temperaturen des Stahls werden für 30, 60 und 90 Minuten betrachtet und in den Temperaturverläufen, bezogen auf die Zeit, in Abbildung 7-45 und Abbildung 7-47 dargestellt. Diese werden mit der Einheitstemperaturkurve und der kritischen Stahltemperatur, sowie dem Grenzwert laut Wolfgruber [22] verglichen. Der Stahl ist zur Gänze von Brettschichtholz ummantelt, wobei eine minimale Überdeckung von 5 cm gegeben ist. Daher ist der Stahl anfangs nicht direkt dem Feuer ausgesetzt und somit verkleidet. Dies führt zu einer sehr langsamen Steigerung der Temperatur in den ersten 60 Minuten. Die maximalen Temperaturen nach 30 Minuten liegen bei ca. 48°C und somit bei einer vollen Tragfähigkeit. Nach 60 Minuten werden 150°C erreicht und die Tragfähigkeit des Stahls kann mit ca. 95% angenommen werden. Ab etwa 75 Minuten kommt es zu einem exponentiellen Wachstum der Temperaturen. Dieser Anstieg ist auf einen vollen Abbrand der schützenden Holzschicht und auf einen Abfall der Holzkohleschicht zurückzuführen. Der Stahl ist somit zu diesem Zeitpunkt brandseitig direkt dem Feuer ausgesetzt und kann sich ungehindert erhitzen. Die Temperatur von 500°C, bei der der Stahl bereits 50% seiner Tragfähigkeit eingebüßt hat, wird erstmals nach 84 Minuten erreicht.

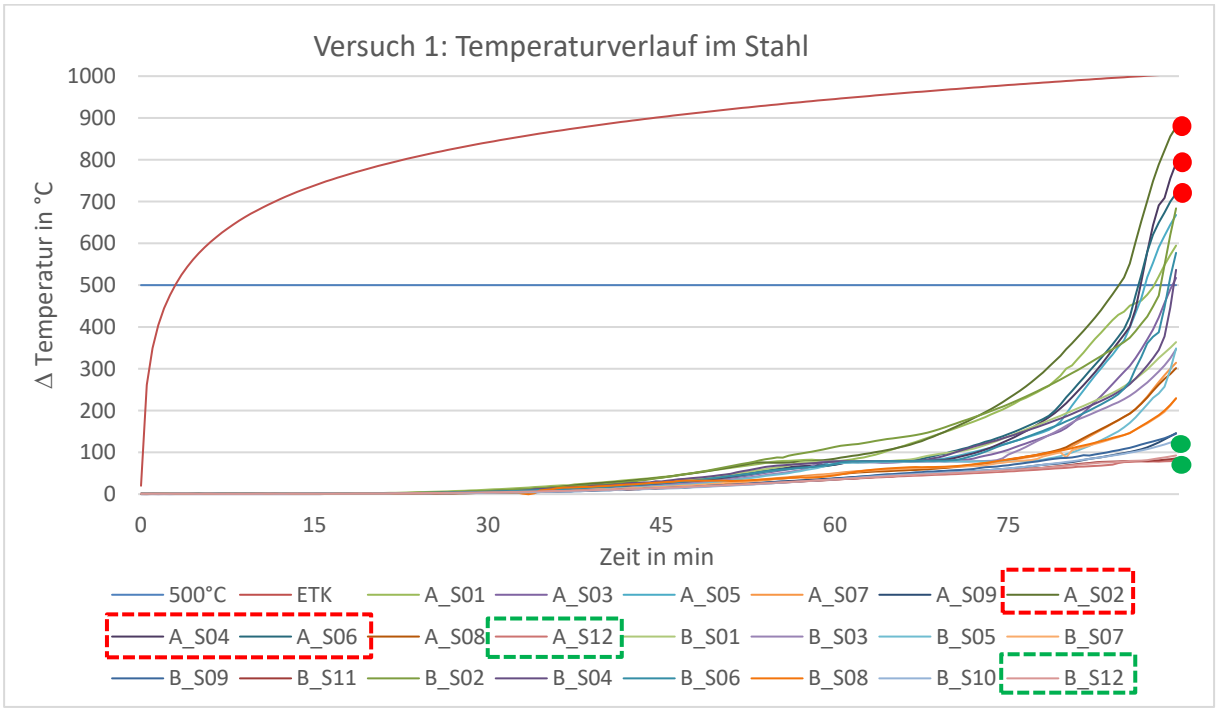


Abbildung 7-45: Temperaturverlauf im Stahl 1ten Brandversuch (13.02.2018)

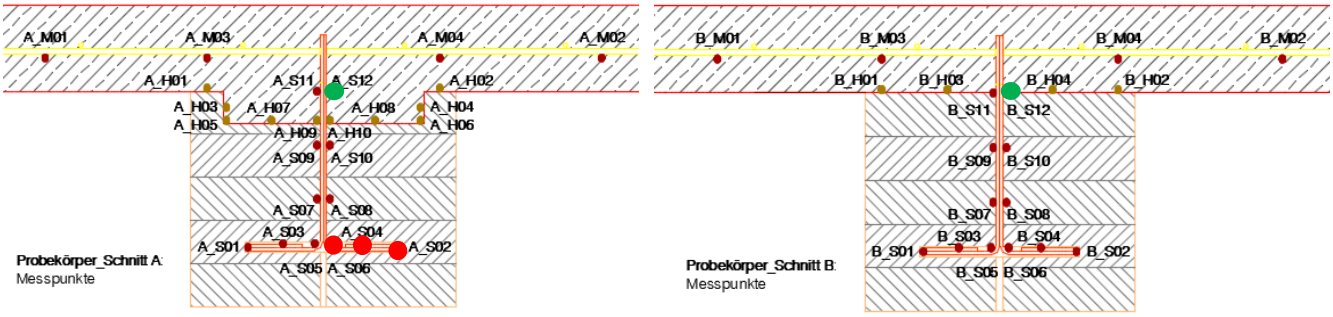


Abbildung 7-46: Maximal- und Minimaltemperaturen im Stahl im 1ten Brandversuch (13.02.2018)

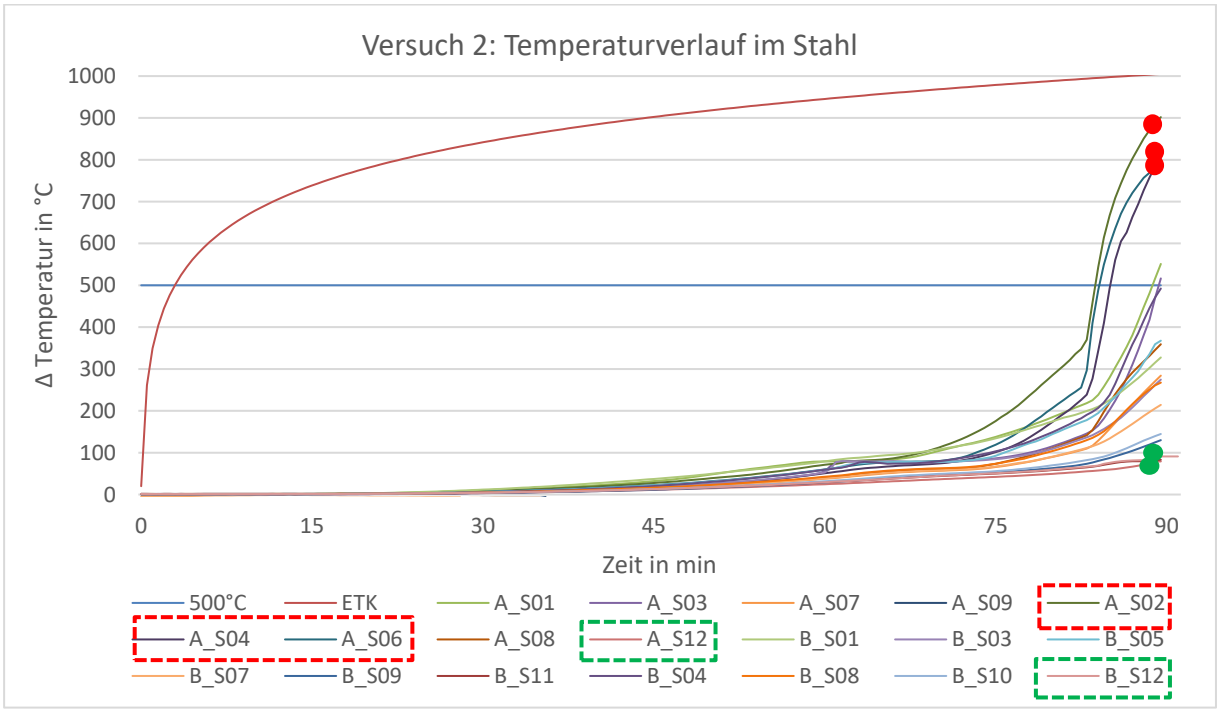


Abbildung 7-47: Temperaturverlauf im Stahl 2ten Brandversuch (28.02.2018)

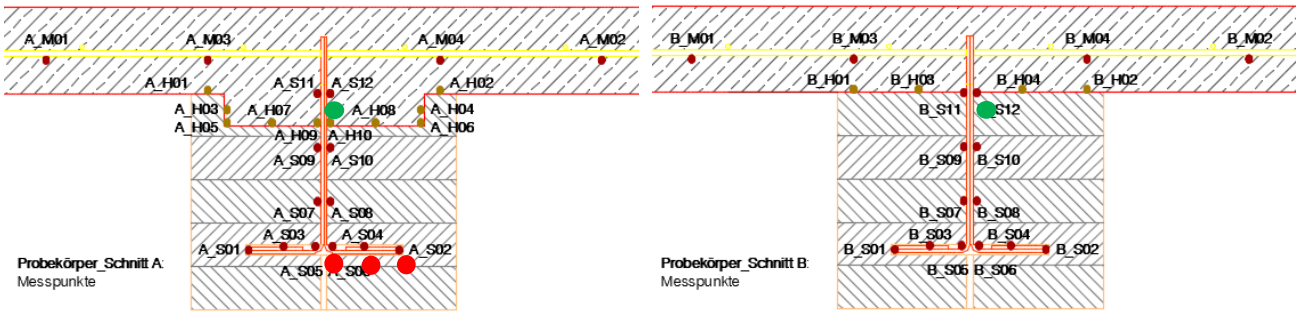


Abbildung 7-48: Maximal- und Minimaltemperaturen im Stahl im 2ten Brandversuch (28.02.2018)

Für die Berechnung wird bei 90 Minuten eine Temperatur von 755 Grad angenommen, was laut Abbildung 3-5 eine Abminderung der Streckgrenze und des E-Moduls auf 10% der ursprünglichen Werte bedeutet. Im Stahl sind keine signifikanten Temperaturunterschiede zwischen den Versuchen festzustellen. In beiden Versuchen wird die Temperatur von 500 Grad ca. nach 84 Minuten erstmals überschritten und die von Wolfsgruber [22] definierten 200°C zwischen 70 und 75 Minuten. Um den Stahl auch für 90 Minuten tragfähig zu machen, müsste die Überdeckung des Holzes erhöht werden, damit es bis zum Ende der Prüfung zu keinem Abfall der schützenden Holz- bzw. Kohleschicht kommt. Aus den Temperaturmesswerten wird ersichtlich, dass die den Beton schützenden Brandschutzplatten keine positiven Auswirkungen auf den Stahlträger haben, allerdings sehr wohl auf die Stahlmatte im Beton.

7.3.3 Stahlbeton

Beim Stahlbeton fallen die Versuche im Gegensatz zum Holz und zum Stahl sehr unterschiedlich aus. Diese Veränderung hat zum einen den Grund, dass im Gegensatz zum ersten Versuch der Beton im zweiten Versuch durch eine Brandschutzplatte geschützt wurde. Diese sollten laut Herstellerliste den Beton für ca. 30 Minuten vor direkter Brandeinwirkung schützen und dadurch ein frühes Abplatzen verhindern. Genauere Beschreibung zu den Unterschieden sind in Kapitel 7.1.2 angeführt. Auch das unterschiedliche Betonalter und die damit verbundene Restfeuchte hat einen Einfluss.

Im ersten Brandversuch kam es, wie in Abbildung 7-23, Abbildung 7-25 und Abbildung 7-50 ersichtlich, zu einer Abplatzung nach ca. 33 Minuten, die zu einem Loch führte. Dies hatte einen extremen Anstieg der Temperatur im Messpunkt A_M01 zur Folge, der sich direkt an der Stelle der Abplatzung befand. Die Temperaturverläufe des ersten Brandversuchs sind in Abbildung 7-49 dargestellt. Da die für die Norm notwendigen Berechnungen ohne Abplatzungen geführt werden, wurde für die weitere Berechnung die maßgebenden Temperaturen vom Messpunkt B_M01 herangezogen, siehe Abbildung 7-51. Dieser weist nach 30 Minuten eine Temperatur von 154 Grad auf, was für die weitere Berechnung und für die R-Stab Modelle laut Eurocode 2 [16] zu einer Minderung der Betondruckfestigkeit von C55/67 auf C50/55 führt. Diese Abminderung trifft auch noch für 60 Minuten mit 298°C zu und wird daher bei der Berechnung angewendet. Nach 90 Minuten hat die Temperatur in diesem Messpunkt 408 Grad erreicht, womit die rechnerische Betongüte auf C45/55 herabgesetzt wurde, dargestellt in Tabelle 7-10 auf Seite 107.

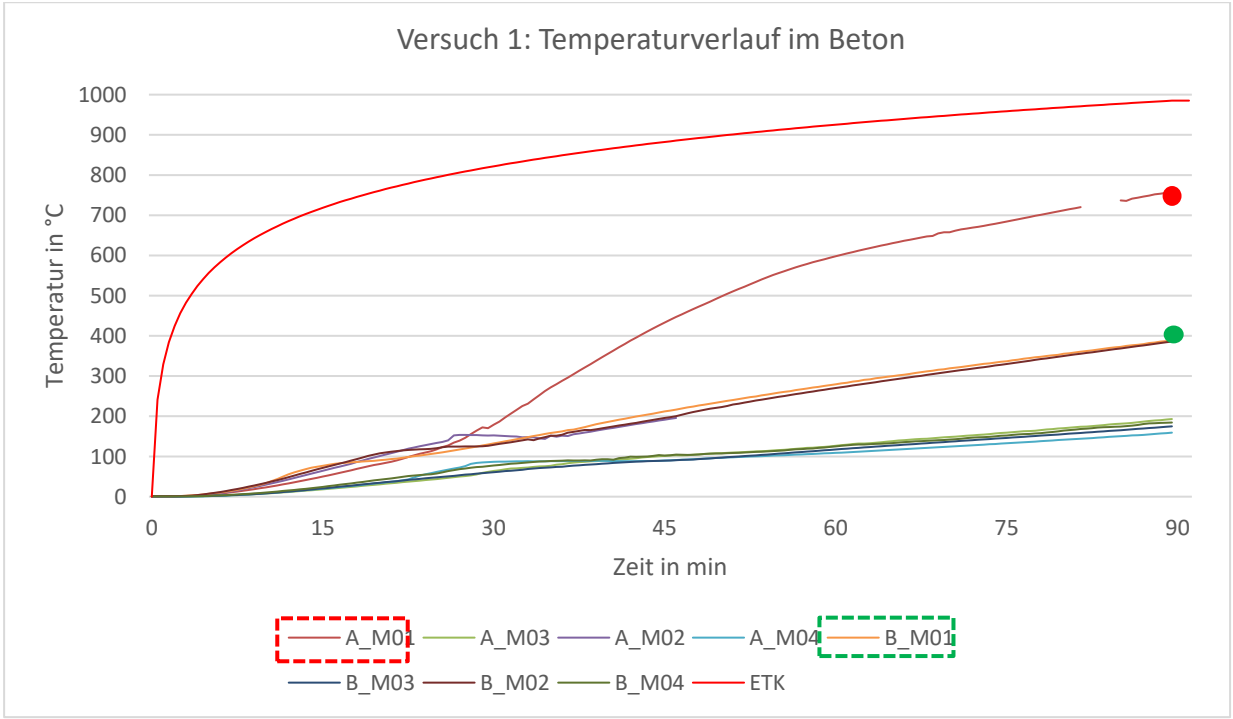


Abbildung 7-49: Temperaturverlauf im Beton im 1ten Brandversuch (13.02.2018)

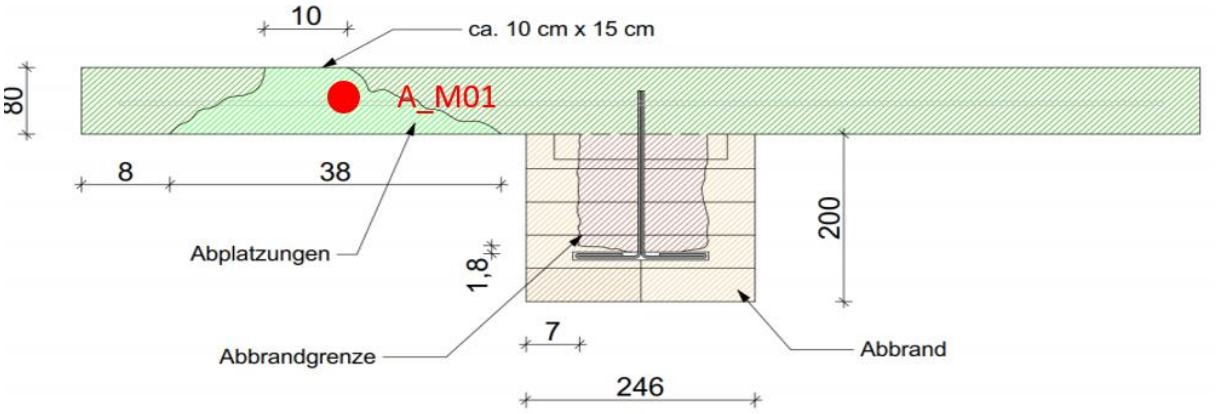


Abbildung 7-50: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im 1ten Brandversuch

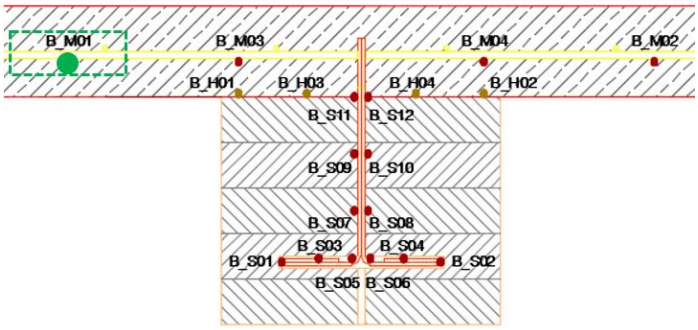


Abbildung 7-51: Lage der für die Berechnung maßgebenden Temperatur im STB

Im zweiten Brandversuch kam es trotz der Brandschutzplatte zu einer großen feuerseitigen Betonabplatzung siehe Abbildung 7-53 und Abbildung 7-54, die zu einer direkten Feuereinwirkung auf die Stahlmatte führte, wobei letztere spiegelverkehrt dargestellt wird. Dies ist auf einen frühen einseitigen Abfall der Brandschutzplatte zurückzuführen, weshalb die betroffenen Messwerte A_M02 und B_M02 vernachlässigt werden, wie in Abbildung 7-52 zu sehen ist. Die sonstigen Werte des 2ten Versuchs wiesen aufgrund der Brandschutzplatten niedrigere Temperaturen als im ersten Versuch auf. Daher wurden die Temperaturen des ersten Versuchs als maßgebend erachtet und gehen in die weiterführenden Berechnungen ein.

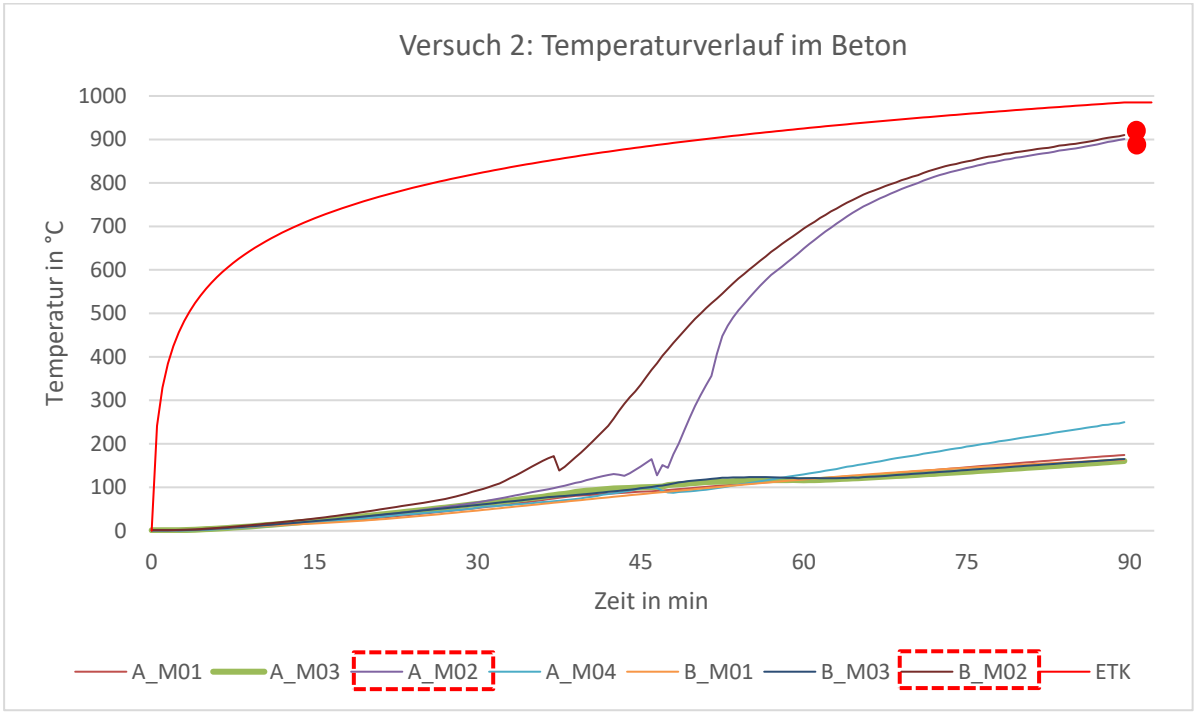


Abbildung 7-52: Temperaturverlauf im Beton im 2ten Brandversuch (28.02.2018)

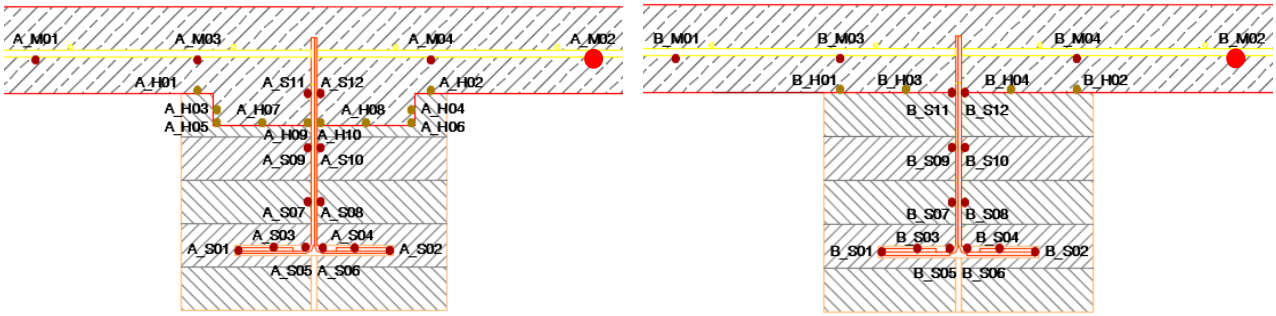


Abbildung 7-53: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im Beton aufgrund der Abplatzungen

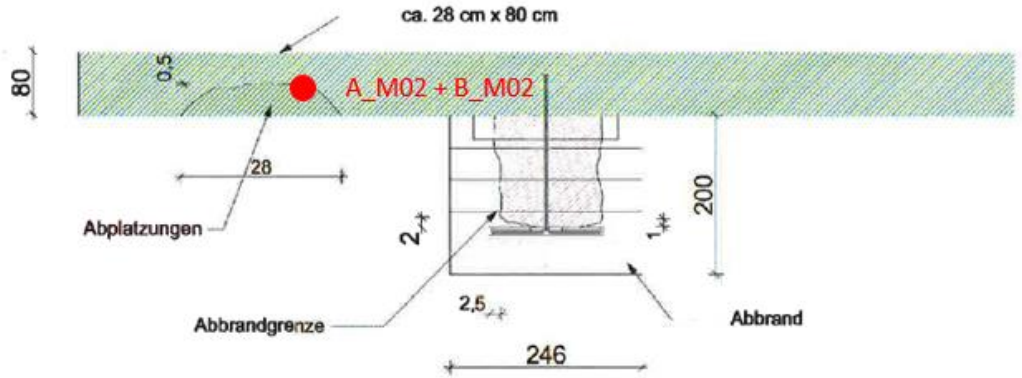


Abbildung 7-54: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im 2ten Brandversuch (spiegelverkehrt)

7.4. Fazit der Versuche

Die drei Materialien weisen sehr ungleichmäßige Temperaturverläufe auf. Dies hängt mit der spezifischen Wärmeleitfähigkeit und mit der unterschiedlichen Lage im Brandraum zusammen. Das Holz weist ein sehr konstantes Abbrandverhalten auf. Nachdem die schützende Kohleschicht abfällt und diese nicht mehr als Dämmung beiträgt, kommt es im Stahl durch die direkte Brandeinwirkung zu einer exponentiellen Temperaturerhöhung. Interessant ist, dass der Stahl trotz seiner hohen Wärmeleitfähigkeit sehr unterschiedliche Temperaturen im selben Querschnitt zum selben Zeitpunkt aufweist. Nach 90 Minuten wurden Werte zwischen 80 und 755 Grad gemessen. Dieser Unterschied ist auf die Abgabe der Temperatur auf die umliegenden Materialien zurückzuführen, wie bereits durch Wolfsgruber [22] beschrieben wurde. Stahl erreicht bei beiden Versuchen erstmals eine Temperatur von 500°C nach etwa 84 Minuten. Die erwähnten maximalen Temperaturmesswerte des Stahls befinden sich am äußersten Punkt des Stahlflansches. Da der Stahl die Lasten auf Holz und Beton umlagern könnte wird eine Resttragfähigkeit von 10% und damit eine Abminderung des E-Moduls und der Streckgrenze auf jeweils 10% für die Berechnung angenommen. Dies stellt eine konservative Annahme dar, da die Temperaturen im Stahl sehr divergent sind.

Die unterschiedlichen Ergebnisse der Brandversuche wurden am Beton aufgund der Abweichung des Betonalters am Deutlichsten gezeigt. Im ersten Versuch am 13.02.2018 kam es zu großen Wasseraustritten und sogar zu einer Lochbildung, auf der dem Feuer abgewandten Betonseite. Beim zweiten Versuch am 28.02.2018 konnten, aufgrund der längeren Aushärtungszeit und des Einsatzes von Brandschutzplatten, signifikant niedrigere Wassermengen an der Oberseite der Probe beobachtet werden. Dennoch kam es zu einer deutlichen einseitigen Abplatzungen an der dem Brand zugewandten Betonoberfläche. Bei Betrachtung der Betondecke wird ersichtlich, dass bei zukünftigen Tests eine längere Austrocknungsphase von Vorteil wäre, um Abplatzungen zu verhindern. Ein weiterer möglicher Schritt wäre es, die laut Eurocode 2 [16] angegebene Mindestdicke des Betons für 90 Minuten von 10 cm einzuhalten.

Bei vergleichbaren Brandversuche des LCT Deckensystems wurden laut Tahan [55], die auch eine Betonplatte von 8 cm wählten, siehe Kapitel 8.1.1, größere Probleme aufgrund der Abplatzungen des Betons beoachtet, als wegen des Abbrands der Holzträger.

7.5. Auswertung und Berechnung der gemessenen Ergebnisse

7.5.1 Angepasste Materialeigenschaften

Aufgrund der aus den Brandversuchen gemessenen Temperaturen der einzelnen Querschnitte konnten die Materialeigenschaften von Beton und Stahl laut Eurocode [16] [17] modifiziert werden. Diese werden in Tabelle 3-1 und Abbildung 3-5 dargstellt. Die aus den Brandversuchen bemessenen maßgebenden Temperaturen werden sowohl in den dazugehörenden Temperaturverläufen in Kapitel 7.3 als auch in Tabelle 7-10 dargestellt. Mit den maßgebenden Temperaturen ist es möglich, die Streckgrenze und den E-Modul des Stahls und die Güte des Betons, wie in Kapitel 3.6 und 3.8 beschrieben, abzumindern. Beim Holz wird auf eine Modifizierung der Festigkeit verzichtet, da nur mit den resultierenden tragfähigen Restquerschnittsflächen gerechnet wurde. Diese modifizierten Material- und Querschnittseigenschaften sind in Tabelle 7-10 zu entnehmen.

Tabelle 7-10: Temperaturmodifizierte Materialeigenschaften

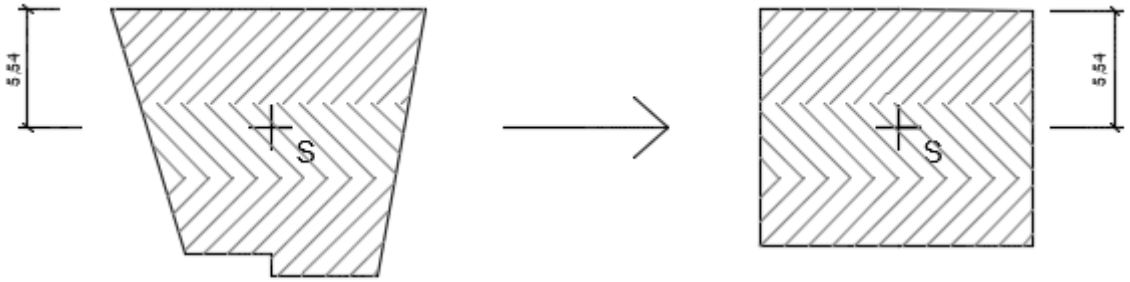
Berechnete Werte für das Modell							
Beton			**Stahl**			**Holz**	
Zeit	**Temperatur**	**Güte**	**Temperatur**	**E-Modul**	**Streckgrenze**	**Temperatur**	**Restquerschnitt**
[min]	[°C]		[°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°C]	[cm²]
0	20	C55/67	20	210000	355	20	466
30	154	C50/60	48	210000	355	61	348
60	298	C50/60	150	198450	335	99	236
90	408	C45/55	755	21000	35,5	173	143

Aufgrund der niedrigen Stahltemperaturen in den ersten 60 Minuten, können die Stahleigenschaften bis zu 30 Minuten als voll tragfähig und nach 60 Minuten mit ca. 95% tragfähig angenommen werden. Mit dem Wegfall der den Stahl schützenden Holzschicht sinken die Werte bis zur 90ten Minute exponentiell ab.

Die zusammengefügten Stahlträger, die aus 2 gefalteten L-Profile bestehen und dadurch unstetige Stahldicken aufweisen, wurden vereinfacht angenommen. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wurde der Abschnitt des Stahlträgers, in der die Puzzleleiste liegt, für die Berechnung vernachlässigt. Daher wird die Höhe des Trägers für die Berechnung mit 15,8 cm angenommen. Die für die Berechnung gewählten Abmessungen des Steges betragen 158x6 mm und des Flansches 140x6 mm. Der Schwerpunkt des entstehenden Stahlprofils liegt dadurch bei 11,1 cm, welcher von der Oberkante des in Abbildung 7-56 illustrierten Stahlprofils gemessen wurde.

Im Gegensatz dazu verliert der Beton seine Festigkeit aufgrund der direkten Beflammung konstant über die Zeit. Die Höhe der Stahlbetonplatte wird für die Dauer des Brandversuches konstant bei 8 cm angenommen und weist damit einen konstanten Schwerpunktabstand zur Oberkante von 4 cm auf.

Der Abbrand des Holzes wird als Konstante angenommen, da nur Messwerte zum Zeitpunkt 0 und zum Zeitpunkt 90 vorhanden waren. Im Zuge einer Vereinfachung der Querschnitte wurden die Restquerschnitte von der komplexen trapezförmigen abgebrannten Realform auf ein äquivalentes Rechteck umgelegt. Bei der gewählte Querschnittsumwandlung wird ein Rechteckquerschnitt mit derselben Fläche und demselben Schwerpunktsabstand zur Oberkante gewählt, wie in Abbildung 7-55 dargestellt wird. Aufgrund der damit leicht herabgesezten Trägheits- und Widerstandmomente liegt die Annahme auf der sicheren Seite.



$A_{gemessen,90} = 142{,}99\ cm^2$
$z_{gemessen,90} = 5{,}54\ cm$
$I_{gemessen,90} = 1575\ cm^4$
$W_{gemessen,90} = 28{,}45\ cm^3$

$A_{verwendet} = 142{,}99\ cm^2$
$z_{verwendet} = 5{,}54\ cm$
$I_{verwendet} = 1460\ cm^4$
$W_{verwendet} = 26{,}41 cm^3$

Abbildung 7-55: Vereinfachung des Restquerschnittes

Die in Tabelle 7-11 angenommen Werte der modifizierten Holzquerschnitte werden in Abbildung 7-56 graphisch dargestellt. Der Schwerpunkt des Holzes wird jeweils für die einzelnen Holzträger gezeigt, um diesen aufgrund der ähnlichen Höhe zum Stahlquerschnitt ersichtlich machen zu können. Während der Stahl- und Betonquerschnitt über die Zeit konstant bleiben, verschiebt sich der Schwerpunkt des Holzquerschnittes mit zunehmendem Abbrand immer weiter nach oben. Es wird angenommen, dass sich der Schwerpunkt immer in der Mitte des rechteckig angenommenen Restquerschnitts befindet, wie in Tabelle 7-11 und in Abbildung 7-56 zu sehen ist.

Die Messwerte z_s, A_i aus Tabelle 7-11 für 30 und 60 Minuten werden durch lineare Interpolation zwischen den Anfangswerten bei 0 Minuten und den nach dem Brandversuchen gemessenen Werten bei 90 Minuten, ermittelt, welche in Tabelle 7-8 zu finden sind. Anhand dieser Querschnittswerte werden in weiterer Folge, die für die Ermittlung der Spannungen notwendigen Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und die äquivalenten Abmessungen des Holzträgers ermittelt.

Tabelle 7-11: Annahme der Querschnittswerte

Material		**h** [mm]	**b** [mm]	**Ai** [mm²]	**zs** [mm]	**W** [mm³]	
Beton		80	1200	96000	40	1280000	Zug/Druck
Stahl	oben	158	6	1621	111,0	38378	Druck
	unten	6	140		47,0	90638	Zug
Holz	t=0	200,0	240,0	46600	100,0	1600000	Zug/Druck
	t=30	170,3	204,4	34803	85,1	987593	Zug/Druck
	t=60	140,5	167,7	23570	70,3	552049	Zug/Druck
	t=90	110,8	129,1	14299	55,4	264055	Zug/Druck

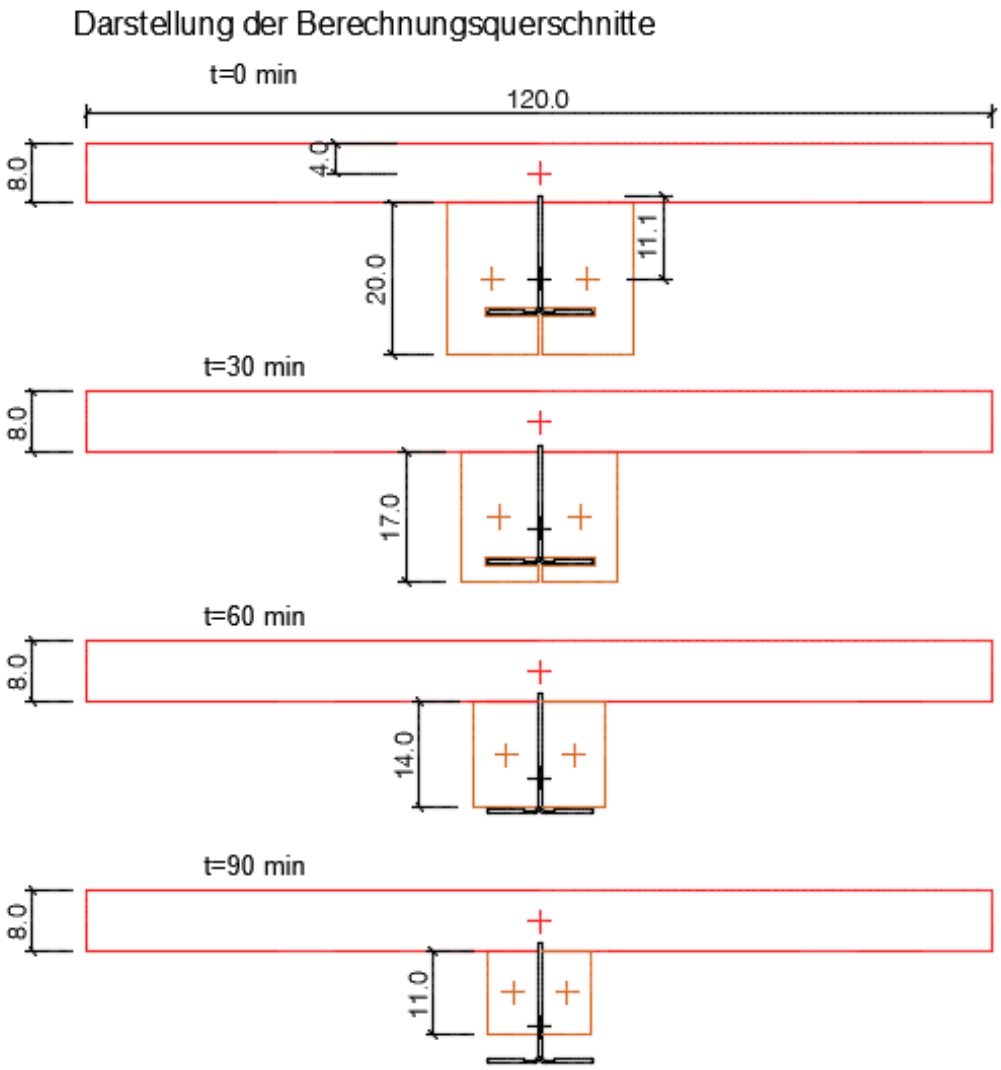


Abbildung 7-56: Darstellung der Berechnungsquerschnitte

7.5.2 Gewählte Belastung im Brandfall

Die Belastung im Brandfall wird je Baustoff in den jeweiligen Normenwerken [16] [17] [24] geregelt und in Gleichung 4 dargestellt. Der Kombinationsbeiwert $\Psi_{2,i}$ der Nutzlast ist für Wohn- und Bürobaugebäude mit 0,3 und für Versammlungsräume und Verkaufsflächen mit 0,6 festgelegt und wird in Tabelle 7-13 dargestellt.

$$E_{d,fi} = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \qquad (4)$$

Aus Tabelle 7-12 wird die Belastungen der einzelnen Nutzlastkategorien ersichtlich. Bürogebäude (B2) weisen eine Nutzlast von 3kN/m² auf, zu dem noch ein Zwischenwandzuschlag von 0,8kN/m² aufgeschlagen wird. Die Belastungen für Flächen mit Personenansammlungen (C3.2, C4, C5) und die Belastungen für Verkaufsflächen (D2) weisen eine Nutzlast von 5kN/m² auf und werden ohne den Zwischenwandezuschlag berechnet. Als ständige Lasten werden in allen Fällen

die aus R-Stab berechneten Eigengewichte von 2,61kN/m [63] und der laut Norm [64] beschriebene Fußbodenaufbau von 1,6kN/m² gewählt, welche in Tabelle 7-13 dargestellt sind. Für die Berechnung des Querschnitts werden die Ergebnisse der Brandversuche auf einen Träger mit 6m Spannweite und 1,2 m Breite umgelegt. Die Darstellungen der gewählten Belastungen werden für Bürogebäude in Abbildung 7-57 und für Flächen mit Personenansammlungen und Verkaufsflächen in Abbildung 7-58 dargestellt.

Tabelle 7-12: Nutzlast Kategorie laut Norm [65]

Nutzlasten Kategorien	kN/m²	Beschreibung
Büroflächen		
Kategorie B2	3,00	Büroflächen in Bürogebäuden
Flächen mit Personenansammlungen		
Kategorie C3.2	5,00	Flächen mit möglicher hohen Personenfrequenz, ohne Hindernisse für die Beweglichkeit von Personen
Kategorie C4	5,00	Flächen mit möglichen körperlichen Aktivitäten
Kategorie C5	5,00	Flächen mit möglichem Menschengedränge
Verkaufsflächen		
Kategorie D2	5,00	Flächen in Kaufhäusern

Tabelle 7-13: Belastungen des Trägers im Brandfall

	Nutzungskategorie B2				Nutzungskategorie C3.2, C4, C5 D2			
	[kN/m²]	[kN/m]	Y	[kN/m]	[kN/m²]	[kN/m]	Y	[kN/m]
EG	-	2,72	1,00	2,72	-	2,72	1,00	2,72
Aufbau	1,60	1,92	1,00	1,92	1,60	1,92	1,00	1,92
Nutzlast	3,80	4,56	0,30	1,37	5,00	6,00	0,60	3,60
Summe		9,20	-	6,01	-	10,64	-	8,24

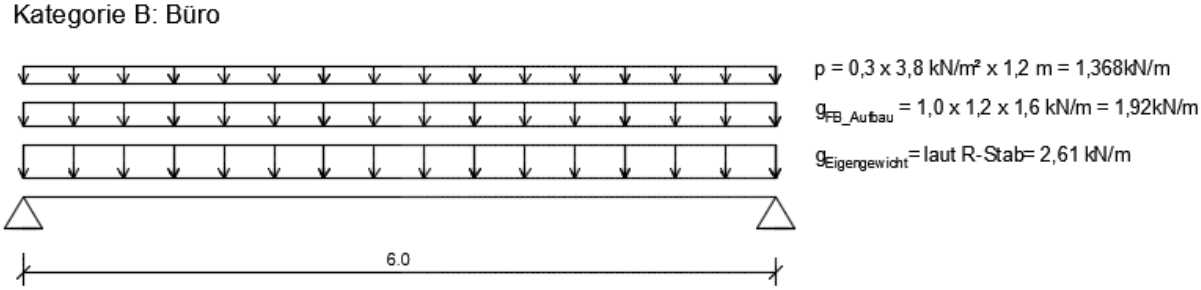


Abbildung 7-57: Belastung im Brandfall für Bürogebäude

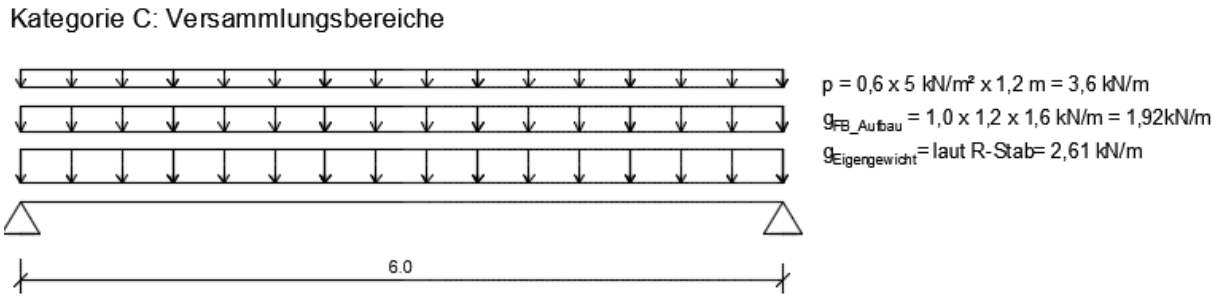


Abbildung 7-58: Belastung im Brandfall für Versammlungsräume

7.5.3 Momenten- und Normalkraftverläufe laut R-Stab

Für die Auswertung dieser Verbundquerschnitte wurden R-Stab Modelle mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften im Zuge einer Diplomarbeit von Froihofer und Völkl generiert [63]. Deren Modell mit einem Teilverbund der einzelnen Materialien wurde an den Brandversuch angepasst, um die Schnittgrößen zu ermitteln. Das dazugehörige Modell wird, wie in Abbildung 7-59 abgebildet, in das Programm R-Stab eingelesen.

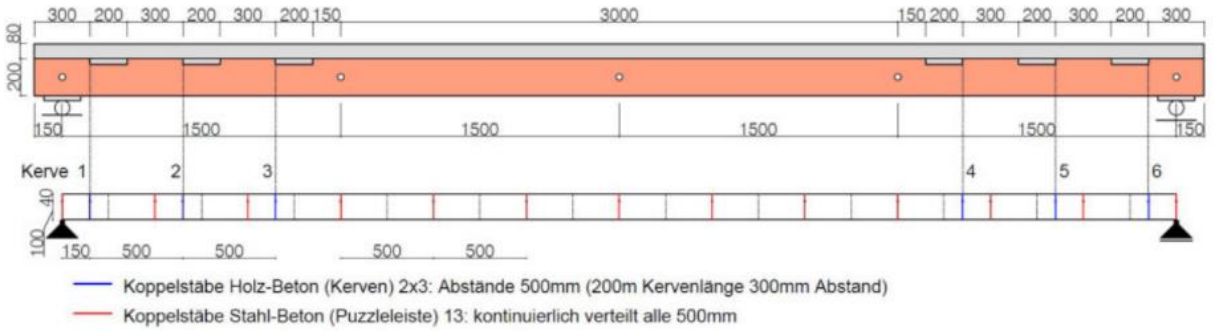


Abbildung 7-59: Anordnung der Koppelstäbe im 6,3 m langen Originalträger. Oben: Original Geometrie unten: Umsetzung des Stabwerkmodells [57]

Mit der in Abbildung 7-57 ersichtlichen Belastung im Brandfall werden mit den R-Stab Modellen mittels modifizierten temperaturabhängigen Parametern aus Tabelle 7-10 die Schnittgrößenverläufe der Materialien bestimmt. Die Normalkraft- und Momentenverläufe werden zu den Zeitpunkten 0, 30, 60, 90 Minuten dargestellt. Die Querkraftverläufe werden für diese Arbeit nicht berücksichtigt, siehe Anhang D.

7.5.4 Momenten- und Normalkraftverläufe

Aus den von dem Programm R-Stab berechneten Schnittkraftverläufen werden, um auf der sicheren Seite zu liegen, die jeweils höchsten Momente und Normalkräfte herausgelesen und für die Berechnung der Spannungen herangezogen. In Tabelle 7-14 werden die jeweils maximalen Momente und Normalkräfte für die Nutzung als Bürogebäude dargestellt und die maximalen Spannungen berechnet. Aus den maximalen Momenten und Normalkräften aus Tabelle 7-15 werden die maximalen Spannungen für die Nutzung in Versammlungsräumen ermittelt. Es

werden die Ausnutzungen der einzelnen Materialien sowohl an der Oberseite als auch an der Unterseite bestimmt. Weiters werden die jeweiligen berechneten Spannungen mit den maximalen charakteristischen Spannungen verglichen, womit der Ausnutzungsgrad errechnet werden kann. Die maximalen Momenten- und Normalkraftverläufe können aus Anhang D entnommen werden.

Tabelle 7-14: Ausnutzung der Materialien nach 0, 30, 60 und 90 Minuten für Bürogebäude (B2)

Holz mit NL 3,8kN/m² (B2)								
Zeit	Lage	N [kN]	M [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	$\sigma_{S_{Norm}}$ [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	66,85	3,74	0,14	-0,23	-0,09	2,76	3,2%
	Unten	66,85	3,74	0,14	0,23	0,38	2,76	13,7%
30	Oben	62,34	2,22	0,18	-0,22	-0,05	2,76	1,7%
	Unten	62,34	2,22	0,18	0,22	0,40	2,76	14,6%
60	Oben	54,46	1,2	0,23	-0,22	0,01	2,76	-0,5%
	Unten	54,46	1,2	0,23	0,22	0,45	2,76	16,2%
90	Oben	84,35	2,1	0,59	-0,80	-0,21	2,76	7,4%
	Unten	84,35	2,1	0,59	0,80	1,39	2,76	50,2%

Beton mit NL 3,8 kN/m ²(B2)								
Zeit	Lage	N [kN]	M [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	$\sigma_{S_{Norm}}$ [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	129,48	3,33	-0,13	-0,26	-0,40	5,5	7,2%
	Unten	129,48	3,33	-0,13	0,26	0,13	0,42	29,8%
30	Oben	133,82	3,82	-0,14	-0,30	-0,44	5	8,8%
	Unten	133,82	3,82	-0,14	0,30	0,16	0,41	38,8%
60	Oben	135,22	4,25	-0,14	-0,33	-0,47	5	9,5%
	Unten	135,22	4,25	-0,14	0,33	0,19	0,41	46,6%
90	Oben	106,71	9,78	-0,11	-0,76	-0,88	4,5	19,4%
	Unten	106,71	9,78	-0,11	0,76	0,65	0,38	Zustand II

Stahl mit NL 3,8 kN/m² (B2)								
Zeit	Lage	N [kN]	M [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	$\sigma_{S_{Norm}}$ [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	62,63	1,83	3,86	-4,77	-0,90	35,50	2,5%
	Unten	62,63	1,83	3,86	2,02	5,88	35,50	16,6%
30	Oben	71,48	2,05	4,41	-5,34	-0,93	35,50	2,6%
	Unten	71,48	2,05	4,41	2,26	6,67	35,50	18,8%
60	Oben	80,76	2,27	4,98	-5,91	-0,93	33,50	2,8%
	Unten	80,76	2,27	4,98	2,50	7,49	33,50	22,3%
90	Oben	22,37	0,65	1,38	-1,69	-0,31	3,55	8,8%
	Unten	22,37	0,65	1,38	0,72	2,10	3,55	59,1%

Tabelle 7-15: Ausnutzung der Materialien nach 0, 30, 60 und 90 Minuten für die Nutzlastkategorien C3.2, C4, C5 und D2

Holz mit NL 5kN/m² (C3.2, C4, C5, D2)								
Zeit	**Lage**	**N** [kN]	**M** [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	σ_{SNorm} [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	91,76	5,14	0,20	-0,32	-0,12	2,76	4,4%
	Unten	91,76	5,14	0,20	0,32	0,52	2,76	18,8%
30	Oben	85,77	3,05	0,25	-0,31	-0,06	2,76	2,3%
	Unten	85,77	3,05	0,25	0,31	0,56	2,76	20,1%
60	Oben	75,07	2,22	0,32	-0,40	-0,08	2,76	3,0%
	Unten	75,07	2,22	0,32	0,40	0,72	2,76	26,1%
90	Oben	116,48	2,9	0,81	-1,10	-0,28	2,76	10,3%
	Unten	116,48	2,9	0,81	1,10	1,91	2,76	69,3%

Beton mit NL 5kN/m² (C3.2, C4, C5, D2)								
Zeit	**Lage**	**N** [kN]	**M** [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	σ_{SNorm} [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	177,72	4,57	-0,19	-0,36	-0,54	5,5	9,9%
	Unten	177,72	4,57	-0,19	0,36	0,17	0,42	40,9%
30	Oben	184,08	5,26	-0,19	-0,41	-0,60	5	12,1%
	Unten	184,08	5,26	-0,19	0,41	0,22	0,41	53,5%
60	Oben	186,37	5,86	-0,19	-0,46	-0,65	5	13,0%
	Unten	186,37	5,86	-0,19	0,46	0,26	0,41	64,3%
90	Oben	147,34	13,5	-0,15	-1,05	-1,21	4,5	26,8%
	Unten	147,34	13,5	-0,15	1,05	0,90	0,38	Zustand II

Stahl mit NL 5kN/m² (C3.2, C4, C5, D2)								
Zeit	**Lage**	**N** [kN]	**M** [kNm]	σ_N [kN/cm²]	σ_M [kN/cm²]	σ [kN/cm²]	σ_{SNorm} [kN/cm²]	σ/σ_{Norm}
0	Oben	85,96	2,74	5,30	-7,14	-1,84	35,50	5,2%
	Unten	85,96	2,74	5,30	3,02	8,33	35,50	23,5%
30	Oben	98,52	3,08	6,08	-8,03	-1,95	35,50	5,5%
	Unten	98,52	3,08	6,08	3,40	9,48	35,50	26,7%
60	Oben	111,31	3,43	6,87	-8,94	-2,07	33,50	6,2%
	Unten	111,31	3,43	6,87	3,78	10,65	33,50	31,8%
90	Oben	30,89	0,9	1,91	-2,35	-0,44	3,55	12,4%
	Unten	30,89	0,9	1,91	0,99	2,90	3,55	81,6%

Die Spannungen aus Tabelle 7-14 und Tabelle 7-15 bestätigen, dass alle Materialien einer Brandbelastung von 60 Minuten mit beiden gewählten Belastungen standhalten können.

Durch die exponentielle Temperaturerhöhung im Stahl zwischen 60 und 90 Minuten werden die Stahleigenschaften laut Kapitel 3.5 von ca. 95% auf 10% herabgesetzt. Da der Stahl zu diesem Zeitpunkt deutlich weniger Kräfte aufnehmen kann, kommt es zu einer Umlagerung auf den Beton und das Holz. Durch diese Umlagerung kann der Spannungsgrenzwert des Stahls trotzdem eingehalten werden. Der Beton hat aufgrund der herabgesetzten Festigkeit und der Umlagerung der Kräfte im Zugbereich einen Ausnutzungsgrad von ca. 175% bei Bürogebäuden und ca. 240% bei Verkaufsflächen und Versammlungsräumen. Dies bedeutet, dass der Beton sich erst jetzt im Zustand 2 befindet.

Aus den Normalspannungsverläufen in Abbildung 7-60 wird ersichtlich, dass an der Oberkante der einzelnen Materialien Druck herrscht und auf der Unterseite Zug. Auffallend ist, dass sich die Spannungen über die ersten 60 Minuten kaum verändern. Unter der Annahme, dass sich die Höhe des Holzes konstant über die Zeit reduziert, kommt es zu einer größeren Spannungsänderung im Holz als in den anderen Materialien, da sich der Schwerpunkt zunehmend nach oben verschiebt. Zwischen der 60ten und 90ten Minute kommt es zu einer deutlichen Veränderung des Spannungszustandes. Da der Stahl aufgrund seiner Temperatur nahezu keine Kräfte mehr aufnehmen kann, kommt es zu einer Spannungsumlagerung der Schnittkräfte auf den Beton und das Holz. Durch die Umlagerungen der Schnittgrößen können die materialspezifischen Grenzspannungen eingehalten werden. Aus Tabelle 7-14 und Tabelle 7-15 wird ersichtlich, dass nach 90 Minuten die Grenzspannungen des Holzes nur zu ca. 50% bzw. 70% erreicht werden.

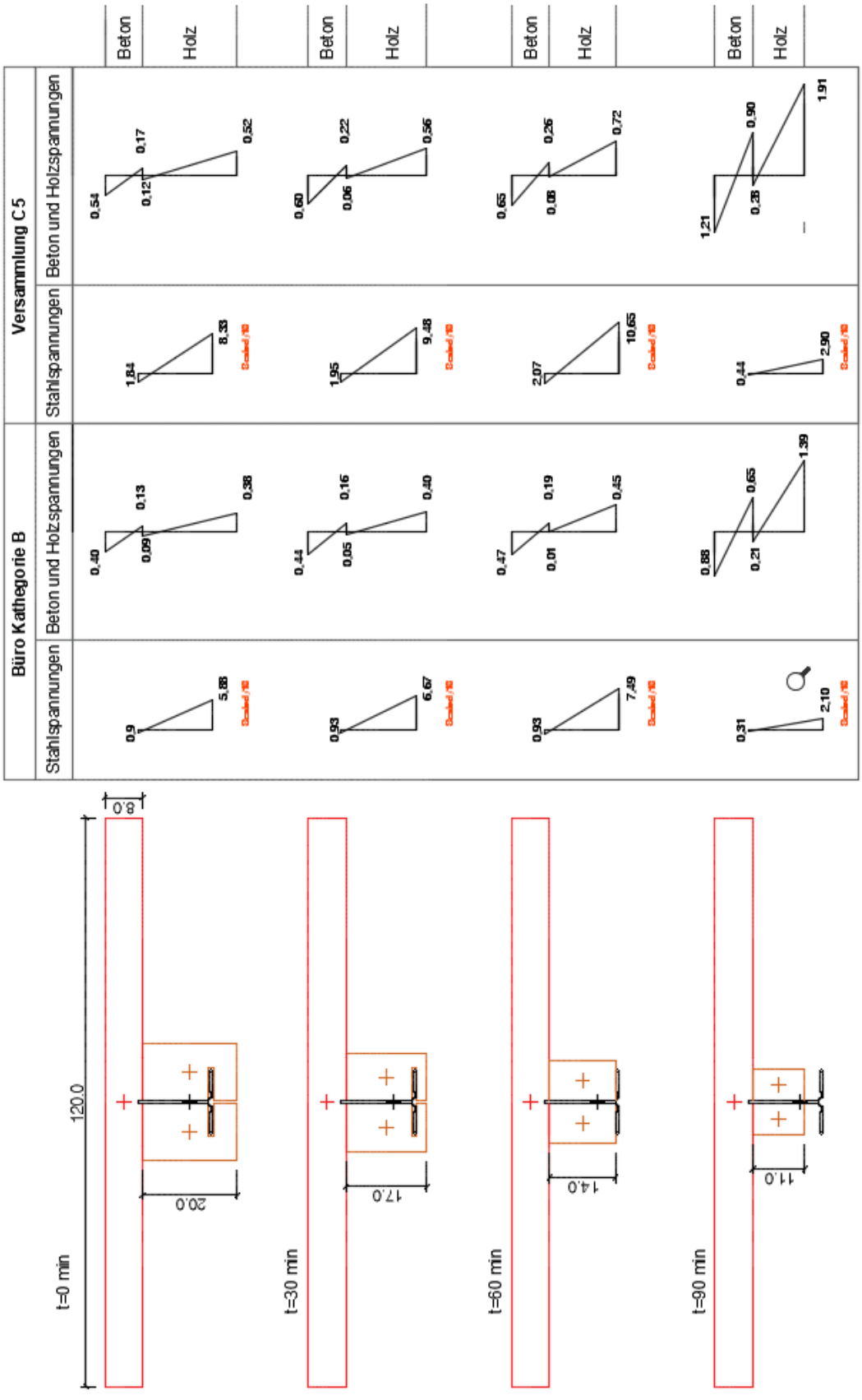


Abbildung 7-60: Spannungsverläufe der Querschnitte im Brandfall

7.6. Allgemeine Erkenntnisse aus den Versuchen

Um auch die Einsetzbarkeit im Brandfall zu erproben und nachzuweisen, wurde die Widerstandfähigkeit der Verbunddecke im Brandfall untersucht und beschrieben. Die Erwartung, dass der Querschnitt die positiven Eigenschaften der Materialien kombiniert, konnte bewiesen werden. Der getestete Querschnitt war auf eine Branddauer von 60 Minuten dimensioniert, allerdings wurde die Tragfähigkeit über 90 Minuten bewiesen.

7.6.1 Erkenntnisse für eine Branddauer von 60 Minuten

Nach 60 Minuten kann die Tragfähigkeit der Materialien uneingeschränkt nachgewiesen werden. Der Ausnutzungsgrad aller Materialien liegt unter 65% womit angenommen werden kann, dass der Querschnitt für den Brandfall von 60 Minuten überdimensioniert ist. Das Holz trägt in dem Fall nicht nur zur Tragfähigkeit der Rippendecke bei, sondern übernimmt, aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit, auch die Schutzwirkung für das Stahlprofil. Diese dämmende Wirkung führt dazu, dass bei den Stahlprofilen nach 60 Minuten noch eine Tragfähigkeit von ca. 95% vorhanden ist. Auch der Beton erfährt aufgrund der gemessenen Temperatur nur geringe Verschlechterungen der Festigkeit. Allerdings wird bei genauerer Betrachtung des Betons ersichtlich, dass die Versuche zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen führten. Dies ist auf die unterschiedlichen Restfeuchten der Proben zurückzuführen. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen ist es schwer Rückschlüsse auf das Betonverhalten zu ziehen. Was gesagt werden kann ist, dass der Querschnitt auf 60 Minuten tragfähig bleibt und es zu keinem Systemversagen kommt. Allerdings kam es im ersten Versuch zum Verlust des Raumabschlusses. Dieser entstand aufgrund einer explosionsartigen Abplatzung nach 34 Minuten, womit nur einen Raumabschluss von E30 gegeben war. Der zweite Versuch hatte aufgrund seiner geringeren Restfeuchte und dem Einsatz einer Brandschutzplatte keinen Verlust des Raumabschlusses nach 60 Minuten zur Folge. Dennoch wurden markante feuerseitige Abplatzungen festgestellt.

7.6.2 Erkenntnisse für eine Branddauer von 90 Minuten

Zwischen Minute 60 und 90 kam es bei beiden Versuchen aufgrund des konstanten Abbrandverhaltens von Holz zu einer Freilegung des Stahlträgers nach etwa 84 Minuten. Danach konnte sich der Stahl ungehindert erhitzen, weshalb der E-modul und die Streckgrenze für die Berechnung auf 10% herabgesetzt wurden. Dadurch kommt es zu einer Umlagerung der Schnittgrößen auf das Holz und den Beton. Die Betongüte und die damit verbunden Druck- und Zugfestigkeit wurden aufgrund der hohen Temperaturen herabgesetzt. Sowohl der Stahl als auch der bereits 70% reduzierte Restquerschnitt des Holzes können die jeweiligen Spannungen aufnehmen. Es kommt aufgrund der Spannungsumlagerungen zu einem Anstieg der Zugspannungen im Beton, womit sich dieser nach 90 Minuten im Zustand II befindet. Diese Zugspannungen können durch die im Beton befindlich Bewehrung aufgenommen werden und

stellen damit keinen Verlust der Tragfähigkeit dar, womit diese für 90 Minuten nachgewiesen werden kann.

Während es im ersten Versuch zu einem Loch und daher zu einem Verlust des Raumabschluss gekommen ist, konnte im 2ten Versuch ein Raumabschluss über 90 Minuten eingehalten werden.

7.6.3 Verbesserungsvorschläge um 90 Minuten Raumabschluss zu erreichen

Um den Raumabschluss von E 30 auf E 90 zu erhöhen müssen noch mehr Brandversuche durchgeführt werden, bei denen der Beton mindestens ein Alter von 28 Tage aufweist. Mit den durchgeführten Versuchen kann noch keine Tendenz festgelegt werden. Allerdings könnte man abgesehen vom Betonalter auch die Betonplattendicken wie in Tabelle 3-2 erhöhen.

7.7. Anwendung des erprobten Hybridquerschnitts im modernen Holzbau

Es konnte in beiden Versuchen eine Tragfähigkeit über 90 Minuten nachgewiesen werden. Da aufgrund der 2 durchgeführten Brandversuche nur Tendenzen und keine gültigen Nachweise erbracht werden können, wird die in dieser Arbeit beschriebe Einsetzbarkeit, nur als mögliche Annäherung betrachtet. Mit den getesteten Querschnittsabmessungen und unter Einhaltung der Austrockenzeit des Betons wäre ein Einbau des Hybridquerschnitts bei Betrachtung der Tragfähigkeit bis zu einer Branddauer von 90 Minuten möglich. Dies würde einen Einbau in der Gebäudeklasse 5, mit bis zu 6 Geschossen, möglich machen. Um den Raumabschluss auf 90 Minuten zu erhöhen müssen die in Kapitel 7.6.3 beschrieben Punkte beachtet werden. Die Wärmedämmung der Bauteile wurde bei den Brandversuchen nicht gemessen, daher wird in dieser Arbeit nicht näher darauf eingegangen.

In Gebäuden der Gebäudeklasse 5 mit mehr als 6 Geschoßen wird eine nicht brennbare Oberfläche vorgeschrieben. Damit ist der Einbau des Querschnitts nur in Kombination mit Kompensationsmaßnahmen möglich. Da die Holzhybriddecke auf eine sichtbare Holzoberfläche abzielt, wäre dafür eine Sprinkleranlage vorzusehen. Bei ähnlichen Projekten wie dem LCT One (GK5) oder dem HoHo (Hochhaus) wurden bereits Holzverbunddecken im Holzhochhausbau mit Sprinklern umgesetzt.

Der Nachteil des vom ITI designten Hybridquerschnitts stellt die, im Vergleich zu herkömmlichen Stahlbetondecken, aufwendigere Herstellung dar. Um diesen Bauteil ökonomisch für das Bauwesen zu machen, müssten die Rippendeckenelemente als vorproduzierte Fertigteile auf die Baustelle geliefert werden. Durch diese vorgefertigten Bauteile könnte die Bauzeit verkürzt und damit die Effizienz erhöht werden. Neben der Fertigung stellen auch die Materialkosten einen Nachtteil dar, welcher in Kapitel 6.3.3 erörtert wurde.

Kapitel 8

Beispiele errichteter mehrgeschossiger Holzbauten

8.1. Mehrgeschossiger Holzbau in Rippenbauweise

In Tabelle 8-1 werden Projekte im mehrgeschossigen Holzbau in Rippenbauweise dargestellt. Das LCT One und das Illwerk Zentrum weisen beide dieselbe HBV Rippenbauweise (LCT-System) auf, weshalb im Zuge dieser Arbeit nur auf das höhere Pionierprojekt, dem LCT One in Dornbirn mit 8 Geschossen, eingegangen wird.

Tabelle 8-1: Randbedingungen des mehrgeschossigen Holzbaus in Rippenbauweise [47]

Bauwerk		Verbundwirkung Deckenkonstruktion	Maximale Spannweite Deckenkonstruktion	Kompensations-maßnahme Deckenkonstruktion
	LifeCycle Tower One Dornbirn, Österreich	Verbundbeton mit stiftförmigen Verbindungsmitteln	ca. 8,10 m	Löschanlage
	Illwerke Zentrum Montafon Vandans, Österreich	Verbundbeton mit stiftförmigen Verbindungsmitteln	ca. 8,10 m	Löschanlage

8.1.1 LCT ONE



Abbildung 8-1: Darstellung des LCT System [66]

Das Gebäude stellt mit 8 oberirdischen Geschoßen und einer Höhe von knapp unter 22m das erste Holzhaus an der Hochhausgrenze in Österreich dar. Im Zuge des Brandschutzes und der aussteifenden Wirkung wurden die Untergeschosse und der Stiegenhauskern in Stahlbeton

ausgeführt. Dieser Kern trägt den Hauptanteil der entstehenden Lasten ab. Die restlichen Obergeschosse sind, abgesehen vom Kern, aus vorgefertigten Holz- bzw. Holzverbundelementen ausgeführt. Die Holzverbunddecke, welche für die Umsetzung des Projkts maßgebend war, erreichte nach der EN 13501 einen Feuerwiderstand von REI 120. Diese wird als Fertigteil auf die Baustelle geliefert und besteht aus einer 8 cm dünnen Betonschicht mit vier 24 x 28 cm großen Brettschichtholzträgern, die eine Spannweite von 8,1 m aufweisen. Die Abmessungen des Fertigteils weisen Maße von 2,7 x 8,1 m auf, welche in Abbildung 8-2 dargestellt sind. Aus brandschutztechnischen Gründen werden die Geschoße effektiv voneinander getrennt. Diese Trennung der Regelgeschoßdecke, durch eine nicht brennbare Betonplatte, verhindert einen Brandüberschlag. Ein außen geführter Sturzträger aus Stahlbeton enkoppelt die Brettschichtholzstützen in der Fassade, womit auch dort eine Trennung erzielt wird. Der Verbund zwischen Beton und Holz wird über Schrauben und Schubkerven hergestellt. [67] [68]

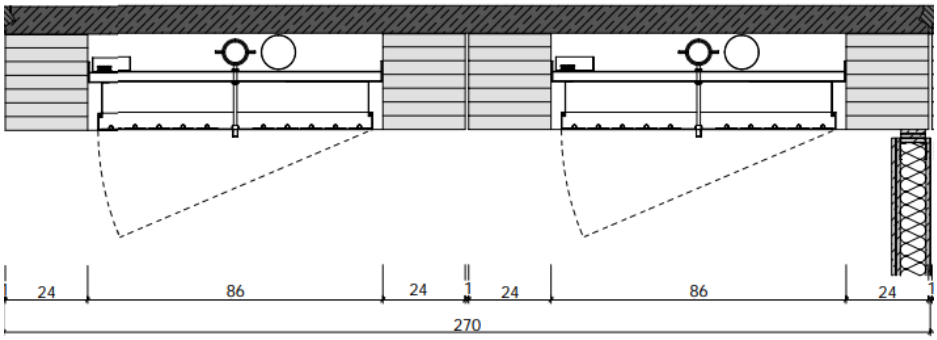


Abbildung 8-2: Querschnitt eines Deckenelements [69]

In Abbildung 8-3 wird gezeigt, dass die Hohlräume zwischen den Brettschichtholzbalken für die Haus und Systemtechnik genutzt werden können, womit diese nicht sichtbar sind.

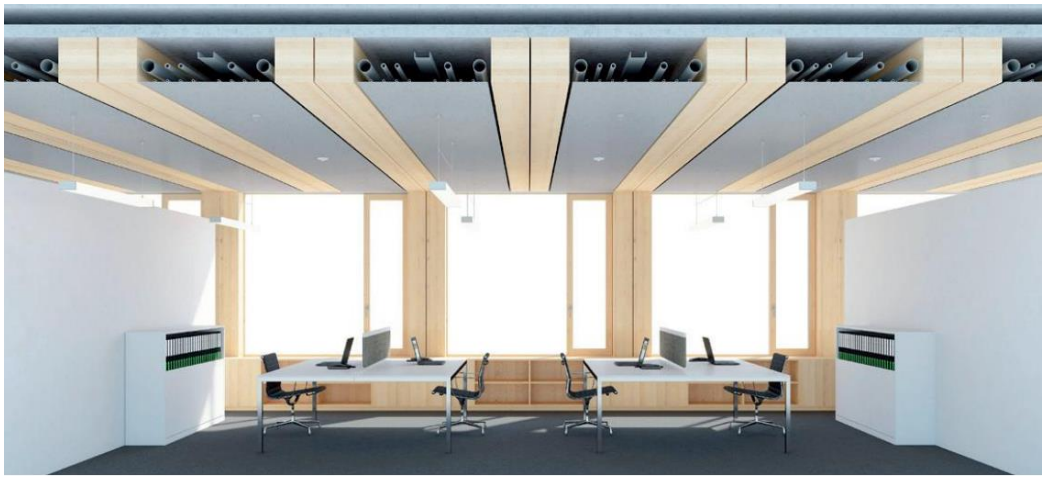


Abbildung 8-3: Schnitt durch Geschoss eines als Büro konzipierten LifeCycle Towers [69]

Anschlüsse des LCT Deckensystems:

In Abbildung 8-4 wird der Anschluss des Deckenelements an den Stahlbeton Kern dargestellt. In diesem wird ersichtlich, dass durch einen außen geführten Sturzträger der Brandüberschlag verhindert wird. Zusätzlich lagern die Decken auf einem L Winkel aus Stahl, welche im Kern verankert sind.

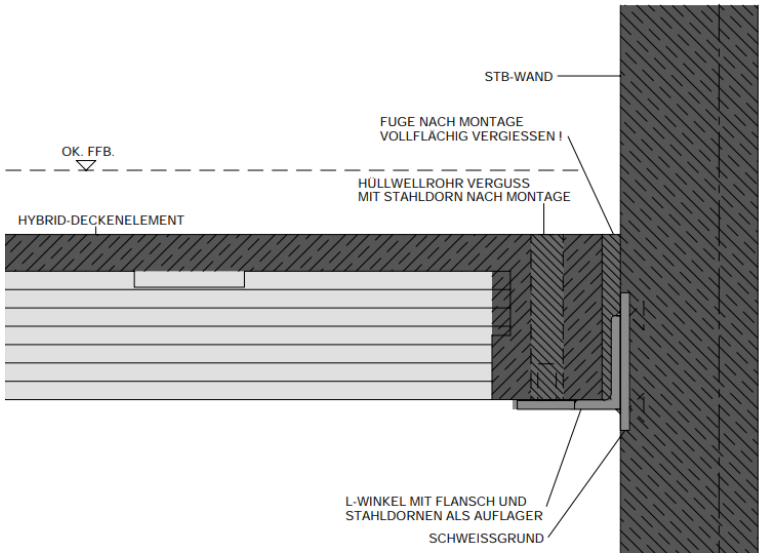


Abbildung 8-4: Anschlussdetail Kern [69]

Auch in Abbildung 8-5 wird der Sturzträger ersichtlich und zusätzlich die Montageabfolge dargestellt, welche auf dem Prinzip einer simplen Steckverbindung beruht. Die Brettschichtholzstützen und der Kern sind mit vertikalen Stahlstiften versehen, in die man die 4 Löcher des Decksystems passgenau stecken kann. Aufgrund der Vorfertigung und der hohen erreichten Präzision und dank dieses einfachen Systems, war es möglich alle acht Ebenen in nur acht Tagen zu errichten.

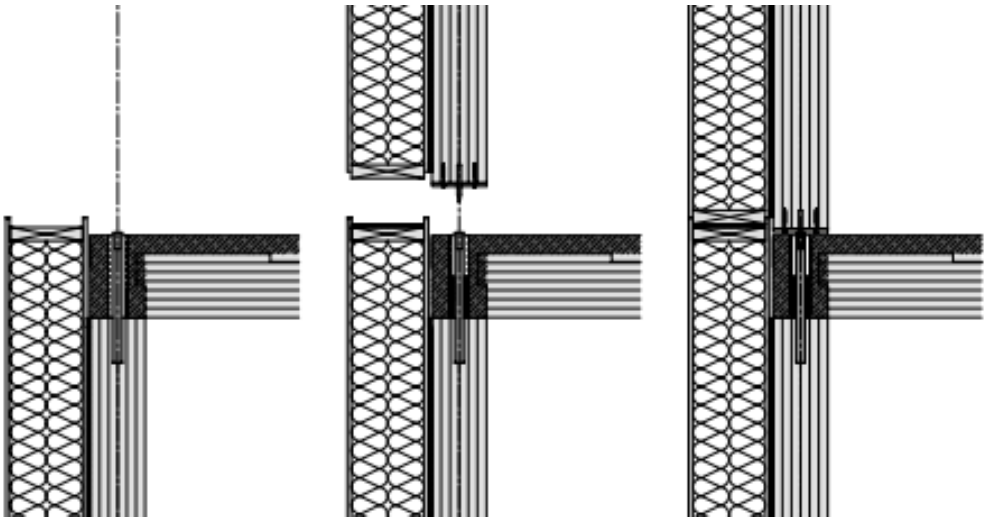


Abbildung 8-5: Montageabfolge des Anschlussdetails Fassade [69]

Um noch mehr Informationen zu erhalten wurde ein Interview mit Dipl.-Ing. Dünser geführt, siehe Anhang C.

Als Kompensationmaßnahme wurde beim LCT One eine Flächendeckende Sprinkleranlage installiert, welche im Nachhinein wieder ausgebaut wurde.

DI Dünser nahm dazu wie folgt Stellung:

„*Im Falle des LTC Towers wurde bei der Abnahme der Behörde beschlossen, dass aufgrund der hohlraumfreien Bauweise und der hohen Feuerwiderstände eine Sprinkleranlage gar nicht notwendig sei, da es im Vergleich zu höheren Gebäuden unverhältnismäßig wäre.*“ [Anhang C]

DI Eder nahm dazu wie folgt Stellung: „*Ich kenne das Gebäude nur vom Hörensagen. Ich habe auch mit dem damaligen Leiter der Brandverhütungsstelle gut zusammengearbeitet. Ich denke mir aber, dass es so eine Vorgehensweise in Wien nicht geben würde. Am Anfang muss ganz klar sein, wie das Projekt ausgeführt werden wird und so wird es auch beurteilt. Da kann man dann nach der Fertigstellung nicht ins Gebäude kommen und sagen, dass alles sehr hübsch ausschaut und dass man das alles gar nicht gebraucht hätte.*“ [Anhang C]

LCT Deckenaufbauten für REI 90 [10]

Der Deckenaufbau des LCT One wird in Abbildung 8-6 dargestellt und in Tabelle 8-2 mit den zugehörigen Schichtstärken für die Abgehängte Decke beschrieben.

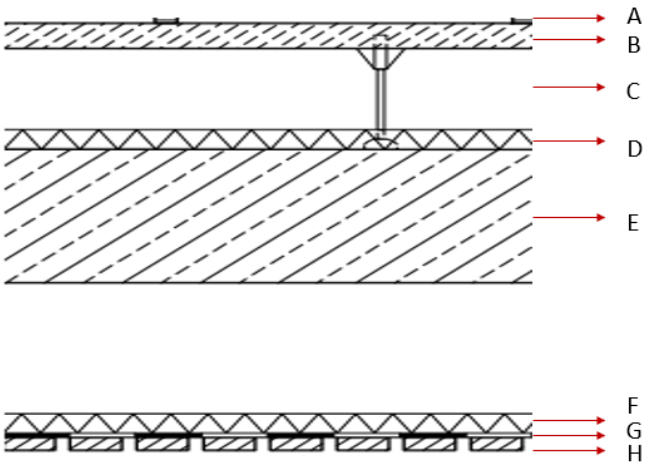


Abbildung 8-6: Abgehängte Decke LCT One

Tabelle 8-2: Deckenaufbau LCT System

	Dicke [mm]	Baustoff	Brandverhaltens-klasse EN
A		Teppich mit Akustikunterlage	
B	38	Mineralstoffplatte faserverstärkt	A1
C	125	Installationsschicht 125 mm mit Hohlraumdämmung,	
D	30	Mineralfaser 30 mm	A1
		Holz-Beton-Rippenverbunddecke:	
E	80	Stahlbeton	A1
	240/280	Rippe Brettschichtholz Fichte	D
		abgehängte Decke:	
F	50	Schalldämmung	
G		Vlies	
H	30/40	Weißtanne	D

Nachhaltigkeit des LCT Systems

Das LCT System schafft im Vergleich zu herkömmlichen Stahlbetonkonstruktionen durch eine effizientere Verwendung von Energie-, Material- und Arbeitseinsatz eine deutliche Verbesserung der CO2-Bilanz. Im Zuge einer durchgeführten Studie kann eine CO2 Reduktion von bis zu 92% erreicht werden. Dieser Wert beruht auf einer Studie, in der die entstehenden Emissionen über eine Nutzungsdauer von 50 Jahren berechnet wurden. Die Demontage und Entsorgung der Materialien wurden ebenfalls berücksichtigt. Diese deutliche Verbesserung beruht maßgeblich auf der verbauten Holzmenge. [67]

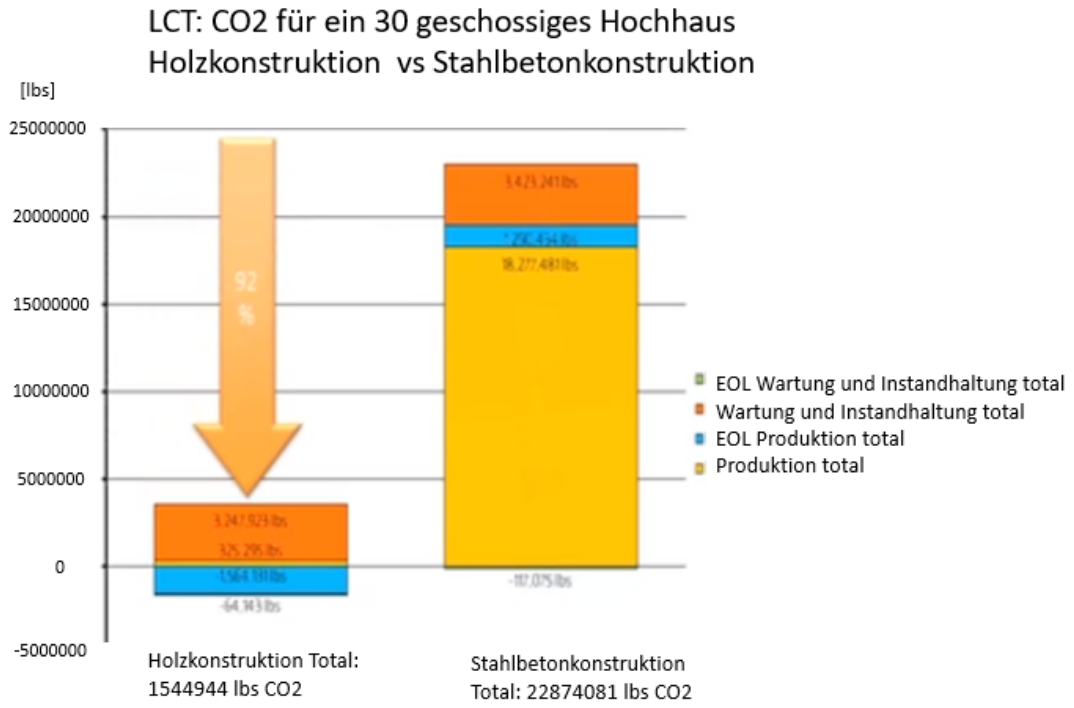
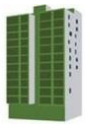


Abbildung 8-7: Vergleich des CO_2 Ausstoßes von einer Holz und STB Konstruktion [55]

8.2. Mehrgeschossiger Holzbau in Massivbauweise

In Tabelle 8-3 werden mehrere umgesetzte HBV Massivbauweisen erörtert. Im Zuge dieser Diplomarbeit wird auf die zwei in Österreich bekanntesten mehrgeschossigen Holzbauten in Massivbauweise eingegangen. Diese ist erstens das derzeit höchste im Bau befindliche Holzbauprojekt der Welt. Bei diesem handelt es sich um das HoHo in Wien, bei dem der Brandschutz mit Sprinkleranlagen erfüllt wird. Das 2te Projekt ist die Wagramerstraße, bei dem der Brandschutz mit dem Einsatz einer Kapselung umgesetzt wurde.

Tabelle 8-3: Randbedingungen des mehrgeschossigen Holzbaus in Massivbauweise [47]

Bauwerk		Verbundwirkung Deckenkonstruktion	Maximale Spannweite Deckenkonstruktion	Kompensations-maßnahme Deckenkonstruktion
	Wohnhausanlage Spöttlgasse Wien, Österreich	kein Verbund	ca. 6,00 m	Kapselung
	Wohnhausanlage Mühlweg Wien, Österreich	kein Verbund	ca. 4,60 m	Kapselung
	Wohnhausanlage Wagramer Straße Wien, Österreich	Verbundbeton mit stiftförmigen Verbindungsmitteln	ca. 6,25 m	Kapselung
	Wohnhausanlage Via Cenni Mailand, Italien	kein Verbund	ca. 6,80 m	Kapselung
	Treet Appartments Bergen, Norwegen	kein Verbund	ca. 5,30 m	keine bzw. Kapselung
	Brock Commons Wohnheim Vancouver, Kanada	kein Verbund	ca. 4,00 m	Kapselung
	Holzhochhaus HoHo	Verbundbeton mit Kervenverbindung	ca. 6,70 m	Löschanlage

8.2.1 HOHO



Abbildung 8-8: Darstellung des HoHo [70]

Das derzeit größte im Bau befindliche Holzhochhaus der Welt befindet sich im neuen Wiener Stadtteil Seestadt. Mit einer Höhe von 84 Metern und 24 Stockwerken fällt dieses Gebäude in die Kategorie der Hochhäuser und stellt ein einzigartiges Projekt im mehrgeschossigen Holzbau dar, dargestellt in Abbildung 8-8. Um den Anforderungen der Tragwerksplanung, des Brandschutzes und der effizienten Nutzbarkeit zu genügen, müssen besondere städtebauliche Kriterien eingehalten werden. Das HoHo Wien weist eine Holzhybridbauweise auf, bei der das Fundament, die Untergeschosse und der Kern aus Stahlbeton errichtet werden. Der Holzanteil liegt in den restlichen Obergeschossen bei 75%. In den Obergeschossen werden die Vorteile der einzelnen Materialien kombiniert. Der aussteifende und lastabtragende Kern wird aus Stahlbeton ausgeführt. An diesen wird eine leichte Holzkonstruktion angeschlossen, welche in Abbildung 8-9 illustriert wird. Die Deckenplatten bestehen aus einem Hybridsystem aus Massivholzelementen und einer Stahlbetonplatte und die Stützen aus Brettschichtholz. Zusätzlich wird auch ein Stahlbetonfertigteil als Randträger um die Konstruktion gezogen um einen Brandüberschlag zu vermeiden. Der Aufbau der Anschlussdetails funktioniert laut Mag. Hoffmann wie folgt: *„Der Systemknoten, kurz gesagt der Anschluss von Decke und Wand, funktioniert wie ein Baukastensystem, welches passgenau zusammengefügt wird.“*[Anhang C] Aufgrund dieser sehr einfachen und in allen Stockwerken identen Bauweise kann die Bauzeit im Vergleich zum Massivbau verkürzt werden. Der hohe Grad an sichtbaren Holzelementen soll zu einem angenehmen Raumklima beitragen. Die Qualität der Umsetzung, die Nachhaltigkeit und die Energieeffizienz sind wichtige Kriterien, die mit Hilfe des neuen Bewertungssystems TQB (Total Quality Building) der ÖGNB bewertet werden. Für diese Bewertung werden Bewertungskategorien wie Ressourcenschonung, Verminderung der Belastungen für Mensch und Umwelt, Komfort für NutzerInnen, Langlebigkeit, Sicherheit, Planungsqualität, Errichtungsqualität, Infrastruktur, Ausstattung und Kosten herangezogen. [70] [71] [72]

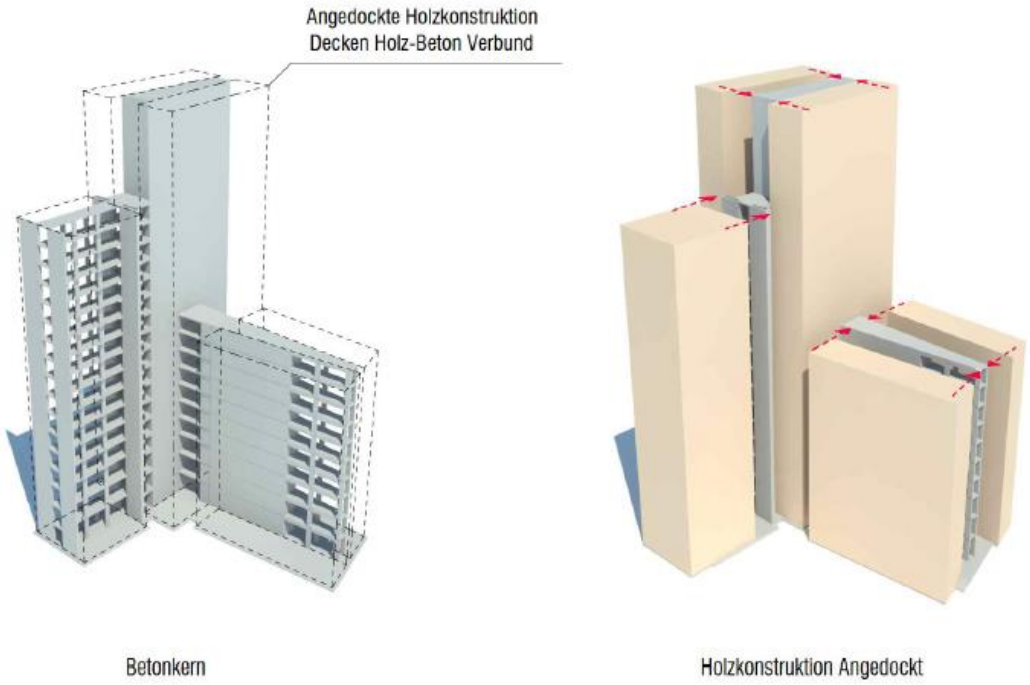


Abbildung 8-9: HoHo Grundkonzept der Tragstruktur [70]

Im Zuge der Brandschutzplanung wurden die Anforderungen laut OIB Richtlinien 2.3 beachtet. [31] Durch die Wahl der Holzhybridbauweise in Kombination mit Kompensationsmaßnahmen (Sprinkleranlagen) konnten sowohl die Konstruktiven- als auch die Brandschutzanforderungen erfüllt werden.

Um einen genaueren Einblick in das laufende Projekt zu bekommen wurde ein Interview mit den zuständigen Brandschutzplanern geführt. [Anhang C]

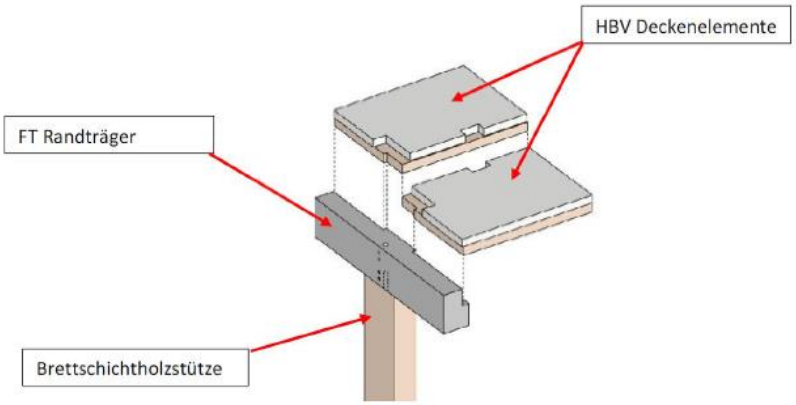


Abbildung 8-10: Montage Prinzip Stütze – Träger- Decke [70]

Brandschutz der Hybriddecke

„Der berechenbare Feuerwiderstand wird im HoHo Wien durch die angemessene Dimensionierung der Holzbauteile und die effiziente Konzeption des Gebäudes erreicht. Verkleidungen mit anderen Materialien sind daher nicht notwendig. Ganz wichtig ist, dass Holz auf diese Weise stets wesentlicher Teil der Innenraumatmosphäre ist.“ [Anhang C]

In Abbildung 8-11 wird die Dimensionierung des rechnerischen Abbrandes nach 90 Minuten dargestellt.

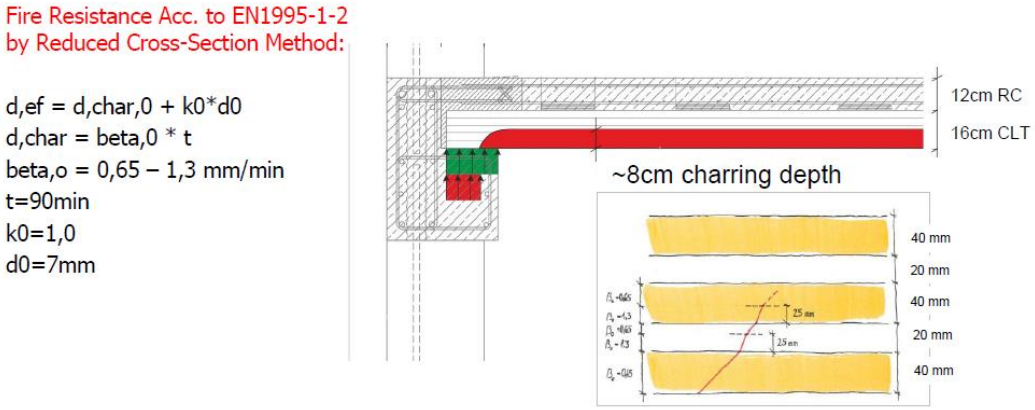


Abbildung 8-11: Hybride Deckenkonstruktion [70]

Um den OIB Richtlinien zu genügen mussten für das Brandschutzkonzept die maßgebenden Komponenten im Zuge eines Brandversuchs getestet werden, siehe Abbildung 8-12, Abbildung 8-13 und Abbildung 8-14. Als Deckenkonstruktion kommt eine 16cm CLT Decke zum Einsatz, die mit 12cm Stahlbeton bedeckt wird. Als maßgebende Stelle wird der Anschluss zwischen der Hybriddecke und dem Randträger auf Höhe einer Stütze gewählt.

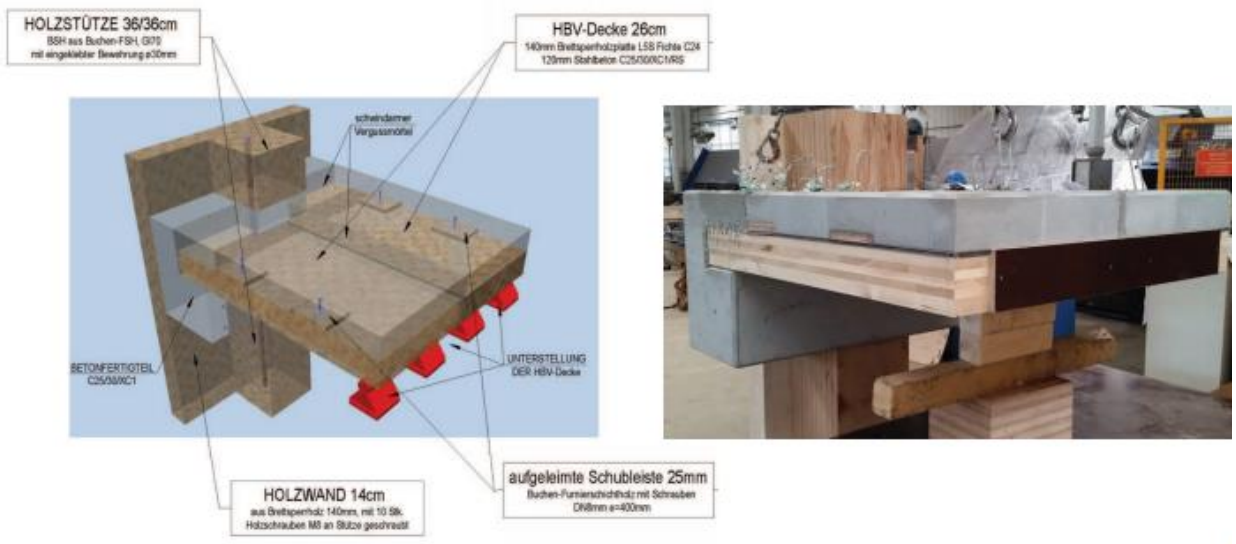


Abbildung 8-12: Deckenaufbau HoHo [73]



Abbildung 8-13: Brandversuche Deckensystem am HoHo [73]

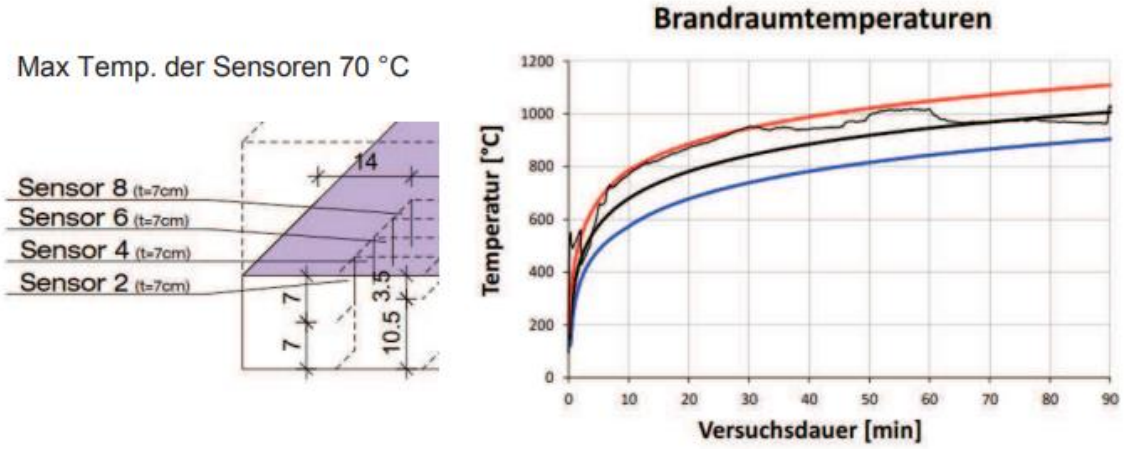


Abbildung 8-14: Auswertung der Brandversuche [73]

Aus den Versuchen wird ersichtlich, dass mit einer maximalen Sensortemperatur von 70°C der Schutz gegenüber einem Brandüberschlag erfüllt wird und die einzelnen Geschosse damit als entkoppelt angesehen werden können. Im Zuge der Nachweisführung wurden noch weitere Versuche durchgeführt um das geforderte Schutzniveau einzuhalten.

Neben den Brandversuchen wurde auch noch eine Risikoanalyse durchgeführt, bei der die besonderen Gefahren herausgearbeitet wurden. Die dafür berücksichtigten Punkte werden wie folgt dargestellt [Anhang C]:

- *Bemessung der tragenden Konstruktion auf Abbrand, sodass im Brandfall eine Standfestigkeit von mehr als 90 Minuten auch ohne Berücksichtigung einer automatischen Löschanlage gegeben ist*
- *Ausführung kleiner Brandabschnitte als Kompensation für die über die Tragkonstruktion zusätzlich eingebrachte Brandlast*
- *Schächte aus nicht brennbaren Baustoffen*
- *Besonders sorgfältige Ausführung von Gebäudefugen, sodass ein Einbrand in die brennbare Konstruktion vermieden wird*
- *Ausführung einer flächendeckenden Brandmeldeanlage zur frühzeitigen Alarmierung*
- *Ausführung einer flächendeckenden Sprinkleranlage mit besonderen Redundanzen. Da die über die Tragkonstruktion zusätzlich eingebrachte Brandlast nur bei einem sehr unwahrscheinlichen Ausfall der Sprinkleranlage aktiviert wird, ergibt sich für das Gebäude durch die kleinteilige Brandabschnittsbildung sogar ein Sicherheitsplus gegenüber herkömmlichen Hochhäusern.*

8.2.2 Wagramerstraße



Abbildung 8-15: Darstellung der Wagramerstraße [74]

Der höchste, österreichische gekapselte Wohnbau in Holzbauweise befindet sich in der Wagramerstraße 151 in Wien, siehe Abbildung 8-15. Das Gebäude besteht aus 7 Obergeschoßen, wovon die 6 Obersten aus einer Massivholzkonstruktion aus Brettschichtholz und das Erdgeschoß aus mineralischen Baustoffen bestehen. Die Brettschichtholzelemente konnten inklusive aller Durchbrüche bereits vorgefertigt auf die Baustelle geliefert werden, womit es zu kurzen Rohbauzeiten kam. Zusätzlich führte die Vorfertigung zu einer geringeren Staubbelastung auf der Baustelle. Um der lauten OIB-Richtlinien vorgeschriebenen, REI90 und A2 Klasse bei mehr als 6 Geschoßen zu genügen, wurde die gesamte Holzkonstruktion gekapselt. Des Weiteren wurden, um eine Aussteifung des Gebäudes und eine Abtragung der Lasten zu garantieren, die Stiegenhäuser in Stahlbeton ausgeführt.

Da das Gebäude mehr als 6 Geschosse aufweist aber unterhalb der Hochhausgrenze liegt, wird laut der OIB-Richtlinie 2, die GK 5 mit mehr als 6 Geschoßen herangezogen. Damit müssen die Anforderungen dieser durch die gewählte Kapselung nachgewiesen werden. Das Holz darf für diese über die 90 Minuten nicht zu brennen beginnen. Nachdem die tragenden Holzbauteile die Brandversuche mit der Einheitstemperaturkurve unbeschadet überstanden haben, durften diese eingebaut werden. Die dafür notwendigen Feuerwiderstände sowie die Kompensationsmaßnahme als Kapselungen werden in Abbildung 8-16 dargestellt. [74] [75]

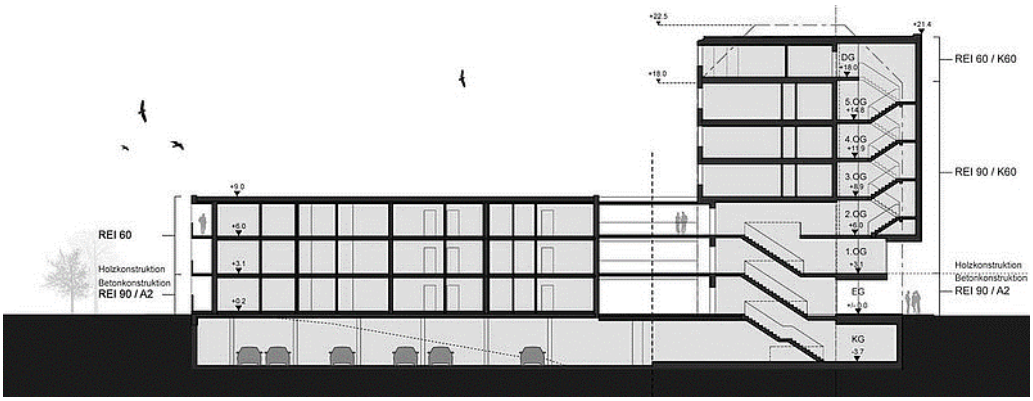


Abbildung 8-16: Darstellung der notwendigen Feuerwiderstände und Kapselungen [65]

Das eingesetzte BBS Brettsperrholz ist ein kreuzweise verleimtes Massivholzelement, dass neben dem maßgebenden Trägermaterial der Gebäudehülle auch die Trennwände bildet. Als horizontale Bauteile kommen abgesehen vom Erdgeschoss und dem obersten Geschoss eine aussteifende HBV Decke zum Einsatz. Im Erdgeschoß wurde, wie in der Wiener Bauordnung vorgeschrieben, eine Stahlbetondecke eingezogen und im Dachgeschoß befindet sich aufgrund des abgeminderten Brandwiderstands eine gekapselte Massivholzdecke mit einer REI 60, wie es in Tabelle 8-4 dargestellt ist. [74]

Tabelle 8-4: Darstellung der Brandschutzanforderungen

	Decke	**Außenwand**	**Trenn/Innenwand**	**Feuermauer**	**Stiegenhaus**
oberstes Geschoss	REI60/K60	REI60/K60	REI60/K60	REI90+A2	REI90 +A2
Regelgeschoss	REI90/K60	REI90/K60	REI90/K60	REI90+A2	REI90 +A2
Erdgeschoss	REI90 +A2	REI90+A2	REI90 +A2	REI90+A2	REI90 +A2

Kapitel 9

Diskussion und Ausblick des mehrgeschossigen Holzbaus

Einleitend wurde im Zuge der Diplomarbeit auf den Stand der Technik im mehrgeschossigen Holzbau eingegangen. Dabei galt dem im Holzbau viel diskutierten Brandschutz ein besonderes Augenmerk. Neben der Aufarbeitung der theoretischen Grundlagen wurden Brandversuche an einem von der TU Wien entwickelten innovativen Holz-Beton-Stahl Verbund Rippendeckensystem durchgeführt. Die bei Brand getesteten Probekörper wiesen das definierte Ziel auf, möglichst ressourceneffizient, nachhaltig und ökologisch zu sein. Das Bestreben der Brandversuche war, neben den bereits vielfältig eingesetzten Holz-Beton Verbundkonstruktionen, weitere interessante Materialkombinationen für den mehrgeschossigen Holzbau zu untersuchen. Dies beruht auf dem Hintergrund, dass laut den interviewten Experten der mehrgeschossige Holzbau klar im Vormarsch gesehen wird. DI Höfer sagte dazu: „*Im innerstädtischen Bereich mit GK 5 steht der Holzbau dem Massivbau um nicht viel nach und ich kann mir durchaus vorstellen, dass dieser immer mehr gebaut werden wird.*“ [Anhang C]

9.1. Diskussion

9.1.1 Brandversuche

Mit der Intention der Ressourceneffizienz wurde im Zuge dieser Diplomarbeit eine Hybriddecke für den Lastfall Brand untersucht. Dabei gilt das Bestreben durch einfache Verbindungsmittel einen kraftschlüssigen Verbund der unterschiedlichen Materialien herzustellen. Um diesen Schubverbund zu generieren, wurden zwischen Holz und Beton eine Kerve und zwischen Beton und Stahl eine Puzzleleiste eingesetzt. Die gewählten Verbindungsmittel konnten bereits aus Langzeitversuchen eine nahezu volle Verbundwirkung bei gleichzeitigem duktilen Verhalten aufweisen. Durch die Schlichtheit der Verbindungsmittel gestaltete sich die Herstellung des Hybrid-Systems als einfacher als erwartet. Dennoch wird von einer Herstellung auf der Baustelle aufgrund der drei anfallenden Gewerke, Holz Beton und Stahl abgeraten. Dies führt zu einer Empfehlung der seriellen Vorfertigung und einer Lieferung des Fertigteils zur Baustelle.

Der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit im Brandfall wurde an einem dem Prüfofen angepassten Probekörper ohne Belastung durchgeführt. Dabei wurden die Temperaturen der einzelnen Materialien über die Zeit gemessen. Mit steigenden Temperaturen verminderten sich die Eigenschaften der Materialien anhand der zugehörigen Normen für den Brandfall [16] [17] [24]. Mit diesen Ergebnissen wurden Statische-Modelle für 0, 30, 60 und 90 Minuten Branddauer

ermittelt, welche wiederum mit zwei Lastfällen untersucht wurden. Diese gewählten Lastfälle stellten einerseits die Nutzlast für Bürogebäude (B2) und andererseits die Nutzlast für Versammlungsräume und Verkaufsflächen (C3.2, C4, C5, D2) dar. Aus den damit gewonnenen Schnittgrößen konnte die Berechnungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit im Brandfall eruiert werden.

Somit wurde ersichtlich, dass die Tragfähigkeit im Brandfall über 90 Minuten für beide Lastfälle gegeben war und damit wäre die Decke als R90 zu klassifizieren. Allerdings sind dafür noch weitere Versuche an den „schwächsten“ Stellen, welche sich im Deckenbereich zumeist an den Anschlüssen zur Wand befinden, notwendig.

Weitere Erkenntnisse aus den Brandversuchen

Im Zuge der Brandversuche konnte gezeigt werden, dass der Verbund der getesteten Materialien positive Auswirkungen auf die Brandeigenschaften aufwies. Neben der erwarteten schützenden Wirkung der Holz- bzw. Kohleschicht wurden aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit bei den Messungen große Temperaturunterschiede im Stahlprofil erkennbar. Diese sind untypisch, da der Stahl eine hohe Wärmeleitfähigkeit aufweist, wodurch eine annähernd symmetrische Erwärmung des gesamten Stahlträgers zu erwarten wäre. Interessanter Weise wurde jedoch Temperaturunterschiede zum selben Brandzeitpunkt von über 650 Grad beobachtet. Daraus wird gefolgert, dass der Stahl die Temperaturen an die umgebenden Materialien abgibt, weshalb die Tragfähigkeit des Stahlträgers erhöht werden könnte.

Als Anwendungsgebiete für das Hybrid-System wären neben dem Geschossdeckenbau auch Einsatzgebiete wie der Brückenbau vorstellbar. Dafür müssten aber weitere Untersuchungen im Bereich von dynamischen und zyklischen Belastungen durchführen werden.

Bei einer ökonomischen Betrachtung der Hybriddecke konnte gezeigt werden, dass im Vergleich zur HBV Rippendecke des LCT Systems Holz eingespart werden könnte, wobei diese Einsparung den hohen Kosten der einzelangefertigten Stahlträger gegenübersteht. Daher sollte man bedenken, dass durch die hohen Materialkosten der Stahlträger die Wirtschaftlichkeit kritisch zu hinterfragen wäre. Der Vergleich mit dem LCT System mit 8,1 m Spannweite zeigt deutlich, dass die Materialkosten trotz einer geringeren Spannweite von nur 6 m um fast 48 % teurer sind. Einsparungsmöglichkeiten wären nur durch eine serielle Produktion der Stahlträger möglich, bei der die Stahlkosten um bis zu 50 % gesenkt werden könnten.

Ökologisch betrachtet erscheint der Einsatz der Hybriddecke im Vergleich mit dem LCT System als nicht zielführend. Diese Erkenntnis beruht darauf, dass die gewählte Betonplatte mit 8 cm Stärke bereits unterhalb der laut Tabelle 3-2 vorgegebenen 10 cm für 90 Minuten Brandeinflussdauer liegt. Das LCT System hat zwar bewiesen, dass 8 cm möglich sind, allerdings

erscheint eine weitere Reduktion dieser Plattenstärke aufgrund der in den Versuchen auftretenden Abplatzungen als nicht sinnvoll. Da eine weitere Reduktion der Betondicke nicht mehr möglich ist, bestünde nur noch die Möglichkeit den Anteil des Holzes im Querschnitt abzumindern. Der Einsatz von Stahl anstelle von Holz entspricht nicht dem erzielten ökologischen Gedanken, weshalb der Einsatz eines Stahlprofils zur Reduktion des Holzanteils als ökologisch nicht zielführend betrachtet werden muss.

Weiterführende notwendige Nachweise um den Brandschutz REI nachzuweisen

Um den Brandschutz nachweisen zu können, wird laut ÖNORM 3800-9 immer der „schwächste" Bauteil für Brandversuche herangezogen. Dafür ist meist der Anschluss zwischen Decke und Wand maßgebend. Die Brandversuche der Hybridrippendecke stellen die ersten effektiven Messwerte für das Brandverhalten dieses Hybridsystems dar. Durch diese Versuchsanordnung konnte nur die Tragfähigkeit und der Raumabschluss der Deckenunterseite bewertet werden. Um sowohl die Tragfähigkeit R, den Raumabschluss E und die Wärmedämmung I des Hybridquerschnitts effektiv nachzuweisen und damit einen Einsatz im Bauwesen möglich zu machen, müssen in Zukunft noch passende Anschlussdetails für die Rippendecke gewählt und durch weitere Brandversuche auf REI90 untersucht werden.

Mögliche Deckenanschlüsse für die Hybridkonstruktion

Im Zuge einer Gegenüberstellung von bereits erfolgreich umgesetzten Holzdecken im mehrgeschossigen Holzbau wurden unterschiedliche Anschlüsse zwischen Decke und Wand bzw. Stütze diskutiert. Dabei werden die Anschlüsse des HoHo, welches eine Holzmassivbauweise aufweist und die Anschlüsse des LCT System als Rippenbauweise dargestellt. Da das LCT System über ein Rippendeckensystem verfügt, dass mit dem von der TU Wien getesteten System vergleichbar ist, wird für erste Untersuchungen empfohlen, die Anschlüsse in Verknüpfung mit den dort bereits umgesetzten Anschlüssen zu wählen. Diese haben bereits bei dem 8 geschossigen Gebäude in Dornbirn Anwendung gefunden und weisen daher ein erprobtes System im „REI90 +A2" Bereich auf.

Das System definiert sich durch eine einfache Steckverbindung an der Fassade, die die Decke mit den Stützen verbindet, siehe Abbildung 8-5. Bei den Anschlüssen mit dem Stiegenhauskern kommen ebenfalls Steckverbindungen zum Einsatz, welche mittels Stahlprofilen befestigt sind. Sinnvoll wäre auch der Einsatz eines Sturzträgers aus Stahlbeton, welcher sowohl beim LCT One als auch beim HoHo eingesetzt wurde. Sturzträger haben den Zweck das Gebäude vor einem Brandüberschlag bzw. einer Brandweiterleitung durch die Holzstützen zu schützen. Damit erfolgt eine effektiv Trennung der Geschosse durch Sturzträger und Betonplatte.

9.1.2 Einsatz der Kompensationsmaßnahmen im Holzbau

Die Notwendigkeit von Kompensationsmaßnahmen ist abhängig von der Gebäudeklasse und den Abweichungen der OIB Richtlinien. Bei Gebäuden bis zu 6 Geschossen ist ein Bauen aus Holz unter Einhaltung der OIB Richtlinie 2 möglich, ohne auf Kompensationsmaßnahmen zurückgreifen zu müssen. Dabei wird allerdings das Stiegenhaus ausgenommen, welches in A2 zu errichten ist. In der GK 5, mit mehr als 6 Geschossen, müssen immer Brandschutzkonzepte erarbeitet werden, welche zumeist Kompensationsmaßnahmen beinhalten. Bis zur Hochhausgrenze und dem damit verbundenen Fluchtniveau von maximal 22 m, ist es zur Einhaltung des Schutzniveaus möglich, Kapselungen oder Löschanlagen einzusetzen.

Der Hochhausbereich, mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m, wird in 3 Abschnitte unterteilt. Alle Abschnitte benötigen ein Brandschutzkonzept, um ein Bauen aus Holz möglich zu machen. Für dieses muss eine Risikoanalyse erstellt werden, welche nachzuweisen hat, dass das geforderte Schutzziel eingehalten werden kann. Aus der OIB Richtlinie 2.3 geht bis zu einem Fluchtniveau von 32m hervor, dass es abgesehen von einzelnen Ausnahmen (Stiegenhaus) möglich ist, die Tragstruktur aus Holz zu errichten, bei der sowohl eine Kapselung als auch eine Löschanlage als Kompensationsmaßnahme eingebaut werden kann.

Ab einem Fluchtniveau von 32m ist eine automatische Löschanlage im Schutzumfang „Vollschutz“ zu errichten, um eine wirksame Einschränkung gegen eine vertikale Brandübertragung zu gewährleisten. In diesem Fall sind alle Brandabschnitte mit einer Sprinkleranlage auszustatten. Ab dieser Höhe ist ein Löschen von außen nicht mehr oder nur sehr eingeschränkt möglich. Somit wird die löschende Wirkung der Sprinkleranlage notwendig, weshalb eine reine Kapselung in Österreich über 32m derzeit nicht zulässig ist.

Weiters muss man bedenken, dass obwohl die Kosten des Einbaus von Sprinkleranlagen mit ca. 35€/m² ähnliche der Kapselung sind, sich jedoch durch den Einbau einer Pumpzentrale und der Wartung der Löschanlage erhöhen.

Trotz der leicht erhöhten Kosten wird nach Abwägung der Vor- und Nachteile ersichtlich, dass die Löschanlage als Kompensationsmaßnahme zu bevorzugen wäre. Dies begründet sich durch eine höhere Sicherheit aufgrund der löschenden Wirkung und auch aufgrund von architektonischen und nachhaltigen Aspekten.

9.1.3 Wirtschaftlichkeit

Ökonomische Vorteile entstehen im Holzbau durch die modulare Bauweise mit einem hohen Vorfertigungsgrad. Die Wirtschaftlichkeit kann somit durch eine verkürzte Bauzeit deutlich erhöht werden. Nachweislich führt eine Erhöhung der Anzahl an Holzbauprojekten aufgrund verbesserter serieller Fertigung zu einer Kostenreduktion. Somit können die Kosten von Projekt zu Projekt gesenkt werden. Auch das Unternehmen hinter dem LCT System, gibt an, ab dem 3.-5. Projekt schwarze Zahlen schreiben zu können. Im Zuge von Untersuchungen der Wirtschaftlichkeit des LCT Systems wurden die Gesamtkosten eines Gebäudes inklusive aller Lebenszykluskosten über 50 Jahre analysiert. Aus dieser geht hervor, dass die Holzbauweise im Vergleich zur Stahlbetonausführung derzeit nur um ca. 10% teurer ist. Dies ist auf die deutlich besseren thermischen Eigenschaften von Holz zurückzuführen, die mit wenig Aufwand Niedrigenergiehäuser oder Passivhäuser ermöglichen. Die Wirtschaftlichkeit eines Bauprojekts wird allerdings meistens über die Baukosten definiert und nicht über den gesamten Lebenszyklus, weshalb der Holzbau im Allgemeinen als teurer angesehen wird.

9.2. Ausblick des mehrgeschossigen Holzbaus

Derzeit leben weltweit ca. 50 % der Bevölkerung in Städten. Prognosen zeigen, dass es bis 2050 voraussichtlich 66 % sein werden. Damit wird Stadtplanern die Aufgabe zu Teil, die Bebauungsdichte zu erhöhen bzw. die Städte zu erweitern. Eine höhere Bebauungsdichten könnte zu einem geringeren Verbrauch an Ressourcen und an Bodenfläche führen. Durch den höheren Stadtbevölkerungsanteil fallen somit kürzere Wege an, welche mit einer Reduktion des CO_2 Ausstoßes pro Kopf verbunden wären. Damit könnte die Urbanisierung die Nachhaltigkeit sogar positiv beeinflussen. Durch den Bau von mehrgeschossigen Holzbauwerken kann der CO_2 Verbrauch im Vergleich zur Massivbauweise um bis zu 92 % reduziert werden. Damit eignet sich Holz ideal für den innerstädtischen Büro- und Wohnhausbau.

Verbesserungspotenzial gibt es auch beim Primärenergieeinsatz für die Errichtung eines Gebäudes, der sogenannten „Grauen Energie“, die 40% der gesamten Energiekosten im Lebenszyklus eines Gebäudes ausmacht. Diese „Grauen Energie“ erhöht sich unverhältnismäßig mit der Höhe des Gebäudes, wodurch der Verbrauch an Rohstoffressourcen ansteigt.

Neben den Vorteilen im architektonischen, ökonomischen und nachhaltigen Bereich stehen dem Holzbau allerdings auch Probleme gegenüber. Diese sind meist bezogen auf die Aussteifung, den Schallschutz und die Einhaltung der Brandschutzvorschriften. Beispielsweise wird der Brandschutz derzeit in hunderten, teilweise widersprüchlichen Normen geregelt. Eine klarere und einheitlichere Formulierungen der Normen könnte zu einer leichteren und besseren Umsetzung der Brandschutzvorschriften beitragen.

Einsatz des Holzbaus in Wien

Der in Wien übliche innerstädtische Wohnbau liegt zumeist in GK3 und GK4. Seit der Überarbeitung der OIB Richtlinie 2015 ist ein Bauen aus Holz in diesen Gebäudeklassen problemlos möglich. Bei Neubauprojekten in den Wiener Außenbezirken kommt es neuerdings zu GK5-Genehmigungen und vereinzelt sogar zur Zulassung von Hochhäusern. In der GK5 ist das Bauen bis zu 6 Geschossen uneingeschränkt möglich, wobei jedoch ein Brandschutzkonzept vorzuweisen ist. Aus dem Gespräch mit DI Eder, Leiterin der MA 37 – KSB (Kompetenzstelle Brandschutz), wird ersichtlich, dass die GK5 mit bis zu 6 Geschossen bis auf weiteres die maximale Höhe im reinen Holzbau darstellt. „*Wir sind beim Maximum. Auch die Holzindustrie sagt, das war es. Alles andere ist individuell zu betrachten. Wenn man mit Leuten aus der Holzbranche spricht, die wirklich im Geschosswohnbau tätig sind, dann sagen diese: Lasst es bei dem, was wir haben und bauen wir mal alles was wir dürfen.*“ *[Anhang C].*

Bei Abweichungen der Brandschutzrichtlinien und bei Gebäuden mit mehr als 6 Geschossen ist die Verwendung von Holz als tragendes Bauteil nur dann möglich, wenn durch Brandschutzkonzepte das von der Baupolizei MA37 geforderte Schutzziel eingehalten wird. Dabei ist während der Planung und der Ausführung besonders auf die brandschutztechnische Wirksamkeit von den gewählten Details zu achten. Den Holzhochhausbau sieht Frau DI Eder in Österreich derzeit noch als *„politisch motiviert“,* da dieser mit erheblichem Mehraufwand verbunden ist.

Ab einer Gebäudehöhe von ca. 6-8 Stockwerken wird der reinen Holzbau auch in der Zukunft nicht zu finden sein. Stattdessen wird auf den Einsatz unterschiedlicher Materialkombinationen gesetzt werden. Die Mischbauweise konnte sich bereits im mehrgeschossigen Holzbau durch einige zugelassene Projekte in Österreich etablieren, welche durch Raffinesse und richtige Kombination von Werkstoffen, die geforderten Anforderungen erfüllten. Die Motivation immer höher zu bauen zwingt dazu, für jedes Holzbauprojekt das geforderte Schutzniveau durch Simulationen und Nachweise zu belegen. Die damit verbundene intensive Forschung könnte die Zukunft des Holzbaus dahingehend verändern, dass bessere, effizientere und kostengünstigere Bauweisen konzipiert werden. Jedes neue mehrgeschossige Gebäude in Holz- oder Holzmischbauweise erhöht die Akzeptanz dieser Bauweise. Dadurch könnten mithilfe des Werkstoffes Holz im Zuge der Urbanisierung nachhaltigere und ökologischere Stadtkonzepte entwickelt werden.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Anteil Holzbau in Österreich [3] 7

Abbildung 2-2: Einteilung von Holzwerkstoffen [9] 10

Abbildung 2-3: Holzbauten von Antike bis Mittelalter [10] 11

Abbildung 2-4: Holzbauten in der Moderne [10] 12

Abbildung 3-1: Feuerdreieck [13] 14

Abbildung 3-2: Brandentwicklungsphasen beim Bemessungsbrand [10] 15

Abbildung 3-3: Struktur des Brandschemas im Bauwesen [14] 16

Abbildung 3-4: Kritische Betontemperaturen [16] 17

Abbildung 3-5: Abminderungsfaktoren für die Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltverformten und warmgewalzten Klasse 4 Querschnitten unter erhöhter Temperatur [18] ... 19

Abbildung 4-1: Legende für Abbildung 4-2 bis Abbildung 4-7 [32] 27

Abbildung 4-2: Gebäudeklasse 1 laut OIB Richtlinie 2 [32] 28

Abbildung 4-3: Gebäudeklasse 2 laut OIB Richtlinie 2 [32] 29

Abbildung 4-4: Gebäudeklasse 3 laut OIB Richtlinie 2 [32] 29

Abbildung 4-5: Gebäudeklasse 4 laut OIB Richtlinie 2 [32] 30

Abbildung 4-6: Gebäudeklasse 5 mit maximal 6 Obergeschossen laut OIB Richtlinie 2 [32] 31

Abbildung 4-7: Gebäudeklasse 5 mit mehr als 6 Obergeschossen laut OIB 2 [32] 31

Abbildung 4-8: Unterschiede der Holzbauvorschriften in Europa [33] 36

Abbildung 5-1: Bearbeitungsschema für die Brandschutzplanung [14] 39

Abbildung 5-2: Wirtschaftliche Optimierung im akzeptablen Bereich [36] 41

Abbildung 5-3: Kapselung einer Decke [38] 42

Abbildung 5-4 Darstellung der Abbrandtiefe in Abhängigkeit von der Zeit für $t_{ch} < t_f$ [24] 42

Abbildung 5-5: Schema einer Nassen und Trockenen Sprinkleranlage [43] 46

Abbildung 5-6: Auslösung einer Sprinkleranlage [45] 47

Abbildung 5-7: Sprinklerampullen mit unterschiedlichen Auslösetemperaturen [45] 47

Abbildung 5-8: Kostenvergleich von unterschiedlichen Deckenaufbauten [47] 49

Abbildung 5-9: OI3- Ökoindex für verschiedene Deckenaufbauten 50

Abbildung 6-1: Balkendecke [49] 53

Abbildung 6-2: Holzrahmendecken [49] 54

Abbildung 6-3: Massivholzdecken [49] 54

Abbildung 6-4: Massivholzdecke mit Splittschüttung [50] 55

Abbildung 6-5: Massivholzdecke mit Kapselung [50] 55

Abbildung 6-6: Vergleich Stahlbetondecke und einer HBV Decke [51] 56

Abbildung 6-7: Art des Holzbauteils [49] 58

Abbildung 6-8: Unterscheidung von HBV-Decken nach der Art der Herstellungsmethode [52] .58

Abbildung 6-9: Detaillierte Gegenüberstellung der Einheitspreise von Deckensystemen [52] 59

Abbildung 6-10: Gegenüberstellung der Einheitspreise von HBV- Brettstapeldecke, HBV-Rippendecken, Brettsperrholzdecke und einer Stahlbetondecke [52] 60

Abbildung 6-11: Darstellung einer Kerve mit wichtigen Kenngrößen [53] 61

Abbildung 6-12: Versagensarten von Puzzleleisten [54] 62

Abbildung 6-13: Kostenvergleich von Holz und STB Konstruktion [55] 65

Abbildung 7-1: Schematischer Aufbau der untersuchten Verbunddecke [57] 66

Abbildung 7-2: Aufriss der Probekörper mit Lage der Querschnitte für den Brandversuch 67

Abbildung 7-3: Darstellung der Unterschiede zwischen Querschnitt A und Querschnitt B 67

Abbildung 7-4: Längsdarstellung der Kerven am 6,3m Träger 68

Abbildung 7-5: Kerve je BSH Träger 69

Abbildung 7-6: Darstellung der verfüllten Fuge mit Holz 69

Abbildung 7-7: Dämmung der Gewindestangen im 1ten Brandversuch (13.02.18) 71

Abbildung 7-8: Dämmung der Gewindestangen im 2ten Brandversuch (28.02.18) 72

Abbildung 7-9: Messpunkte im Querschnitt A 73

Abbildung 7-10: Messpunkte im Querschnitt B 74

Abbildung 7-11: Stahlprofil mit Puzzleleiste 74

Abbildung 7-12: Kerven je Holzträger 75

Abbildung 7-13: Herstellung der Schalung 75

Abbildung 7-14: Einbau der Messgeräte 76

Abbildung 7-15: Montage der Temperatur Messgeräte 76
Abbildung 7-16: Vorbereitungen für das Betonieren 77
Abbildung 7-17: Betonieren der Probekörper 77
Abbildung 7-18: Fertigstellung und Trocknung 78
Abbildung 7-19: Ansicht des dem Prüfofen angepassten Probekörpers 78
Abbildung 7-20: Schnitt des Prüfofens 79
Abbildung 7-21: Eingebauter Probekörper vor dem 1ten Brandversuch (brandraumseitig) [61]80
Abbildung 7-22: Risse und Feuchteaustritte nach 21 Minuten 81
Abbildung 7-23: Abplatzungen nach 33 Minuten 81
Abbildung 7-24: Abstandhalter für die Bewehrungsmatten 82
Abbildung 7-25: Ende des 1ten Brandversuchs nach 90min 82
Abbildung 7-26: Restquerschnitt nach 90 Minuten im 1en Brandversuch (13.02.2018) [61] 83
Abbildung 7-27: Gemessene Temperaturen im Brandraum im 1ten Brandversuch 84
Abbildung 7-28: Gemessener Druck im Brandraum im 1ten Brandversuch 84
Abbildung 7-29: Eingebauter Probekörper vor dem 2ten Brandversuch (brandraumseitig) [62]85
Abbildung 7-30: Dämmung von Steinwolle und Brandschutzdämmplatte 86
Abbildung 7-31: Brandversuch 2 nach 77 Minuten 86
Abbildung 7-32: Ende des 2ten Brandversuchs nach 90min 87
Abbildung 7-33: Restquerschnitte beim 2ten Brandversuch nach 90min (28.02.18) [62] 88
Abbildung 7-34: Gemessene Temperaturen im Brandraum im 2ten Brandversuch 89
Abbildung 7-35: Gemessener Druck im Brandraum im 2ten Brandversuch 89
Abbildung 7-36: Temperaturverlauf im Holz des 1ten Brandversuchs (13.02.2018) 91
Abbildung 7-37: Maximalwerte des 1ten Brandversuchs im Holz 92
Abbildung 7-38: Temperaturverlauf im Holz des 2ten Brandversuchs (28.02.2018) 92
Abbildung 7-39: Maximalwerte des 2ten Brandversuchs im Holz 93
Abbildung 7-40: Haltephase der Temperatur im 1ten Versuch 94
Abbildung 7-41: Haltephase der Temperatur im 2ten Versuch 94
Abbildung 7-42: Darstellung des abgebrannten Brettschichtholzes 95

Abbildung 7-43: Gemessene tragfähige Restquerschnitte ohne Pyrolysezone 97

Abbildung 7-44: Darstellung des maßgebenden Restquerschnitts 99

Abbildung 7-45: Temperaturverlauf im Stahl 1ten Brandversuch (13.02.2018) 100

Abbildung 7-46: Maximal- und Minimaltemperaturen im Stahl im 1ten Brandversuch (13.02.2018).....101

Abbildung 7-47: Temperaturverlauf im Stahl 2ten Brandversuch (28.02.2018) 101

Abbildung 7-48: Maximal- und Minimaltemperaturen im Stahl im 2ten Brandversuch (28.02.2018).....101

Abbildung 7-49: Temperaturverlauf im Beton im 1ten Brandversuch (13.02.2018).....103

Abbildung 7-50: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im 1ten Brandversuch.....104

Abbildung 7-51: Lage der für die Berechnung maßgebenden Temperatur im STB.....104

Abbildung 7-52: Temperaturverlauf im Beton im 2ten Brandversuch (28.02.2018).....105

Abbildung 7-53: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im Beton aufgrund der Abplatzungen 105

Abbildung 7-54: Lage der höchsten gemessenen Temperatur im 2ten Brandversuch (spiegelverkehrt).....105

Abbildung 7-55: Vereinfachung des Restquerschnittes.....108

Abbildung 7-56: Darstellung der Berechnungsquerschnitte.....110

Abbildung 7-57: Belastung im Brandfall für Bürogebäude.....111

Abbildung 7-58: Belastung im Brandfall für Versammlungsräume 112

Abbildung 7-59: Anordnung der Koppelstäbe im 6,3 m langen Originalträger. Oben: Original Geometrie unten: Umsetzung des Stabwerkmodells [57] 112

Abbildung 7-60: Spannungsverläufe der Querschnitte im Brandfall.....116

Abbildung 8-1: Darstellung des LCT System [66] 119

Abbildung 8-2: Querschnitt eines Deckenelements [69].....120

Abbildung 8-3: Schnitt durch Geschoss eines als Büro konzipierten LifeCycle Towers [69].....120

Abbildung 8-4: Anschlussdetail Kern [69] 121

Abbildung 8-5: Montageabfolge des Anschlussdetails Fassade [69] 121

Abbildung 8-6: Abgehängte Decke LCT One.....122

Abbildung 8-7: Vergleich des CO_2 Ausstoßes von einer Holz und STB Konstruktion [55] 123

Abbildung 8-8: Darstellung des HoHo [70] 125

Abbildung 8-9: HoHo Grundkonzept der Tragstruktur [70] 126

Abbildung 8-10: Montage Prinzip Stütze – Träger- Decke [70] 126

Abbildung 8-11: Hybride Deckenkonstruktion [70] 127

Abbildung 8-12: Deckenaufbau HoHo [73] 127

Abbildung 8-13: Brandversuche Deckensystem am HoHo [73] 128

Abbildung 8-14: Auswertung der Brandversuche [73] 128

Abbildung 8-15: Darstellung der Wagramerstraße [74] 130

Abbildung 8-16: Darstellung der notwendigen Feuerwiderstände und Kapselungen [65] 131

Abbildung 10-1: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Holz bei NK B2 166

Abbildung 10-2: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Beton bei NK B2 166

Abbildung 10-3: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Stahl bei NK B2 166

Abbildung 10-4: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30 min im Holz bei NK B2 167

Abbildung 10-5: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Beton bei NK B2 167

Abbildung 10-6: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Stahl bei NK B2 167

Abbildung 10-7: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Holz bei NK B2 168

Abbildung 10-8: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Beton bei NK B2 168

Abbildung 10-9: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Stahl bei NK B2 168

Abbildung 10-10: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Holz bei NK B2 169

Abbildung 10-11: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Beton bei NK B2.....169

Abbildung 10-12: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Stahl bei NK B2.....169

Abbildung 10-13: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Holz bei NK C, D.....170

Abbildung 10-14: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Beton bei NK C, D.....170

Abbildung 10-15: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Stahl bei NK C, D.....170

Abbildung 10-16: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Holz bei NK C, D.....171

Abbildung 10-17: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Beton bei NK C,D.....171

Abbildung 10-18: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Stahl bei NK C, D.....171

Abbildung 10-19: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Holz bei NK C, D.....172

Abbildung 10-20: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Beton bei NK C,D.....172

Abbildung 10-21: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Stahl bei NK C, D.....172

Abbildung 10-22: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Holz bei NK C, D.....173

Abbildung 10-23: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Beton bei NK C,D.....173

Abbildung 10-24: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Stahl bei NK C, D.....173

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Energieaufwand und Treibhauspotenzial bei der Werkstoffherstellung [6] 8

Tabelle 2-2: Chemischer Aufbau von Holz [7] 9

Tabelle 2-3: Chemische Zusammensetzung Holz [8] 10

Tabelle 2-4: Entwicklung des mehrgeschossigen Holzbaus 12

Tabelle 3-1: Abminderung von Betondruckfestigkeit bei erhöhten Temperaturen [16] 18

Tabelle 3-2: Mindestanforderungen des Betons bei Brandeinwirkung [16] 18

Tabelle 3-3 Abminderungsfaktoren für Kohlenstoffstahl für die Bemessung von Klasse 4 Querschnitten unter erhöhter Temperatur [17] 20

Tabelle 3-4: Übersicht über die thermische Zersetzung von Holz in Abhängigkeit der Temperatur [22] 21

Tabelle 3-5: Bemessungswerte des Abbrandes für verschiedene Holzprodukte [24] 22

Tabelle 4-1: Zuordnung der Klassen zur Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen 24

Tabelle 4-2: Zuordnung der Klassen zur Feuerwiderstandsfähigkeit von Produkten 25

Tabelle 4-3: Fluchtniveau in Abhängigkeit der Geräte der Feuerwehr 27

Tabelle 4-4: Allgemeine Anforderungen an den Feuerwiderstand 34

Tabelle 4-5: Anforderungen an das Brandverhalten 35

Tabelle 5-1: Berechnung von Dämm- und Schutzwert von Gipsplatten [38] 44

Tabelle 5-2: Materialien für 90 Minuten Feuerwiderstand [38] 44

Tabelle 5-3: Schadensreduktion durch Sprinkler [46] 48

Tabelle 5-4: Grobkosten von Brandschutzmaßnahmen [46] 48

Tabelle 5-5: Auszug der Kompensationsmaßnahmen nach dem Brandschutzleitfaden 52

Tabelle 6-1: Wirtschaftlichkeit nach Spannweiten der Deckensysteme [49] 53

Tabelle 6-2: Aufbau einer Massivholzdecke mit REI 90 55

Tabelle 6-3: Aufbau einer Massivholzdecke mit REI 90 mit Kapselung 55

Tabelle 6-4: Vergleich verschiedener Balkenquerschnitte [54] 62

Tabelle 6-5: Kostenvergleich von der ITI Rippendecke mit LCT HBV Rippendecken 64

Tabelle 7-1: Zusammensetzung des selbstverdichtenden Betons (SCC) 70

Tabelle 7-2: Eigenschaften des Zements „Der Schwarze“ [58] 70

Tabelle 7-3: Technische Daten Promatect-H Platten [60] 72

Tabelle 7-4: Einheitstemperaturkurve nach ISO 834 79

Tabelle 7-5: Prüfbericht des 1ten Brandversuchs (13.02.2018) [61] 83

Tabelle 7-6: Beobachtungen während des 2ten Brandversuchs (28.02.18) [62] 88

Tabelle 7-7: Berechneter Abbrand bezogen auf den Feuerwiderstand 90

Tabelle 7-8: Gemessene und rückgerechnete Restquerschnitte 98

Tabelle 7-9: Berechnete Restquerschnitte laut Norm 98

Tabelle 7-10: Temperaturmodifizierte Materialeigenschaften 107

Tabelle 7-11: Annahme der Querschnittswerte 109

Tabelle 7-12: Nutzlast Kategorie laut Norm [65] 111

Tabelle 7-13: Belastungen des Trägers im Brandfall 111

Tabelle 7-14: Ausnutzung der Materialien nach 0, 30, 60 und 90 Minuten für Bürogebäude (B2) 113

Tabelle 7-15: Ausnutzung der Materialien nach 0, 30, 60 und 90 Minuten für die Nutzlastkategorien C3.2, C4, C5 und D2 114

Tabelle 8-1: Randbedingungen des mehrgeschossigen Holzbaus in Rippenbauweise [47] 119

Tabelle 8-2: Deckenaufbau LCT System 123

Tabelle 8-3: Randbedingungen des mehrgeschossigen Holzbaus in Massivbauweise [47] 124

Tabelle 8-4: Darstellung der Brandschutzanforderungen 131

Literaturverzeichnis

[1] „http://www.proholz.at,“ [Online]. Available: http://www.proholz.at/co2klimawald/carlowitz/. [Zugriff am 5 2018].

[2] „http://www.proholz.at,“ [Online]. Available: http://www.proholz.at/wald-holz/wald-in-zahlen/. [Zugriff am 05 2018].

[3] www.proholz.at. [Online]. Available: http://www.proholz.at/wald-holz/wald-in-zahlen/. [Zugriff am 05 2018].

[4] A. D. Merl, *Dissertation - Bau- Ressourcenmanagement in urbanen Räumen,* Graz, 2005.

[5] E. European Comission, Roadmap to a Resource Efficient Europe, Brüssel: EC, 2011.

[6] D.-I. C. Müller, D.-I. Eichhorn, D. r. n. D. Krug und D.-I. A. Weber, *Holzwerkstoffe in technischen Anwendungen.*

[7] O. Bartlomé, „Chemischer Aufbau von Holz,“ Lignum, 2010.

[8] R. Mombächer und H. Augustin, Holz-Lexikon: Nachschlagewerk für die Holz und Forstwirtschaft, Bd. 1, DRW-Verlag Stuttgart, 1988.

[9] P. Niemz, „Einsatzmöglichkeiten von Holzwerkstoffen im Bauwesen,“ Schweizer Zeitschrift für Forstwesen, Schweiz, 2003.

[10] H. Kaufmann, S. Krötsch und S. Winter, Atlas Mehrgeschossiger Holzbau, München: Detail Business Information GmbH, 2017.

[11] G. Grüll, *Zur Geschichte der Brandverhütung und Schadenversicherung in Oberösterreich,* Jahrbuch des Oberösterreichischen Musealvereins, 1966, pp. 355-398.

[12] A. Aluthwala, D. K. S. Wickramarathne, R. K. M. J. B. Wijeratne und M. T. R. Jayasinghe, „Fire Safety in High Rise Buildings,“ 2007.

[13] „www.talo.ch,“ [Online]. Available: www.talo.ch/de/Feuerwehr/Physik. [Zugriff am 30 8 2018].

[14] U. Schneider, J. Franssen und C. Lebeda, Baulicher Brandschutz, Bauwerk Verlag, GmbH, 2008.

[15] C. Riccabona und T. Bednar, „Baukonstruktionslehre 4," MANZ Verlag Schulbuch GmbH, Wien, 2008.

[16] *ÖNORM B 1992-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1992-1-2 und nationale Erläuterungen,* 2011.

[17] *ÖNORM B 1993-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall,* 2007.

[18] F. Riola Parada, *Dissertation - Timber- Steel Hybrid Beams for Multi-Storey Buildings,* Wien, 2016.

[19] U. Lohmann, Holz Handbuch, Rosenheim: DRW-Verlag, 1990.

[20] A. Frangi, Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, Zürich, 2001.

[21] H. Neuhaus, Ingenieurholzbau, Bd. 4. Auflage, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2017.

[22] D. J. Wolfsgruber, *Untersuchungen der Prinzipien des Brandverhaltens von Holz-Stahl Verbundkonstruktion,* Wien, 2011.

[23] Fischer, Jenisch, Stohrer, Homann, Freymuth, Richter und Häupl, Lehrbuch der Bauphysik, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2008.

[24] *ÖNORM B 1995-1-2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1995-1-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen,* 2011.

[25] *ÖNORM EN 13501-1: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten,* 2017.

[26] *ÖNORM EN 13238: Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten - Konditionierungsverfahren und allgemeine Regeln für die Auswahl von Trägerplatten,* 2010.

[27] Österreichisches Institut für Bautechnik, *Begriffsbestimmungen OIB-330-014/15,* 2015.

[28] Österreichisches Institut für Bautechnik, *OIB Richtlinie 2 - Brandschutz OIB-330.2-011/15,* 2015.

[29] Österreichisches Institut für Bautechnik, *OIB Leitfaden zu OIB Richtlinie 2 - Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte OIB-330.2-019/15,* 2015.

[30] Österreichisches Institut für Bautechnik, *OIB Richtlinie 2.3 - Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m OIB-330.2-014/15,* 2015.

[31] Ö. I. f. Bautechnik, *OIB-Richtlinie 2.3: Brandschutz bei Gebäuden mit einem Fluchtniveau von mehr als 22 m,* März 2015.

[32] M. Teibinger, „Brandschutzvorschriften in Österreich, Anforderungen nach OIB Richtlinie 2," *Zuschnitt,* Juni 2015.

[33] H. Austria, The Building Regulation, TU München, 2010.

[34] „www.quadriga-news.de," 05 2006. [Online]. Available: http://www.quadriga-news.de/www.quadriga-news.de/data/media/1818/23_28_Schopbach.pdf. [Zugriff am 06 2018].

[35] Ö. I. f. Bautechnik, *OIB-Richtlinie 2, Leitfaden: Abweichungen im Brandschutz und Brandschutzkonzepte,* 2015.

[36] K. Fischer, J. Kohler, M. Fontana und M. H. Faber, *Wirtschaftliche Optimierung im vorbeugenden Brandschutz,* ETH Zürich, 2012.

[37] A. Pech, A. Kolbitsch und F. Zach, Baukonstruktionen Band 5 - Decken, Springer Wien New York, 2006.

[38] T. G. Lignum, *Bauteile in Holz – Decken, Wände und Bekleidungen mit Feuerwiderstand,* 2007.

[39] *Fire safety in timber buildings – Technical guideline for Europe. SP Report 2010:19,* 2010.

[40] *ÖNORM B 3800-9 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen,* 2011.

[41] Hausladen, Giertlová und Nowak, *Holzbau der Zukunft, Teilprojekt 4,* 2007.

[42] „https://de.wikipedia.org," [Online]. Available: https://de.wikipedia.org/wiki/Sprinkleranlage. [Zugriff am 10 2018].

[43] „http://www.bosy-online.de," Minimax, [Online]. Available: http://www.bosy-online.de/Sprinkler-System.htm. [Zugriff am 10 2018].

[44] IBS und I. f. B. u. Sicherheitstechnik, „Sprinkleranlagen - Information über Schutzziele und Funktionsweisen," Linz; Österreich.

[45] „https://accuro.at," [Online]. Available: https://accuro.at/de/technologie/sprinkleranlagen.html. [Zugriff am 10 2018].

[46] P. D. M. Fontana, *Möglichkeiten des Brandschutzes,* ETH Zürich, 2010.

[47] A. Müllner, *Entwicklung eines ganzheitlichen Bewertungssystems für Deckenkonstruktionen bei Holzhochhäusern,* Wien, 2018.

[48] Brandschutzleitfaden für Gebäude des Bundes, Deutsches Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2006.

[49] „http://www.proholz.at," [Online]. Available: http://www.proholz.at/zuschnitt/54/holzdecken/. [Zugriff am 10 2018].

[50] „www.dataholz.eu," [Online]. Available: https://www.dataholz.eu/bauteile/geschossdecke.htm. [Zugriff am 10 2018].

[51] R. Bahmer und S. Hock, *Holz-Beton-Verbund, Aktueller Vergleich der Verbindungsmittel,* 2015.

[52] *HÖLZL, S.: Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken..*

[53] *K. Kudla. „Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken". Dissertation.,* 2017.

[54] S. Heinemeyer, J. Gallwoszus und J. Hegger, *Verbundträger mit Puzzleleisten und hochfesten Werkstoffen,* Stahlbau 81 (2012), Heft 8.

[55] N. Tahan, Regisseur, *LCT one: Case Study of an eight storie wood office building.* [Film].

[56] Schluder Architektur ZT GmbH, „Möglichkeiten eines vielgeschossigen Holzbaus im urbanen Raum mit Zielrichtung auf acht oder mehr Geschosse," Bundesministerium für Verkehr Technologie und Technologie, 2009.

[57] L. Bettineli, *„Modellierungsprozess für Biegeversuche an Holz-Stahl-Beton Rippendeckenelementen".Bachelorarbeit. Technische Universität Wien, (unveröffentlicht), 2018..*

[58] „http://www.lafarge.at/uploads/tx_templavoila/PDB_DER_SCHWARZE_REI_2018.pdf," [Online].

[59] „http://www.lafarge.at/uploads/tx_templavoila/PDB_DER_FLUAMIX_MDF_2018.pdf," [Online].

[60] Promat, „Brandschutz für Tragwerke aus Stahl/Beton T2," 2016.

[61] MA-39, „Laborbericht über den Feuerwiderstand eines Probekörpers aus einem Verbund aus Beton, Stahl und Holz (Prüfung vom 13.Februar 2018)," TU Wien, Wien, 2018.

[62] MA-39, „Laborbericht üer den Feuerwiderstand eines Probekörpers aus einem Verbund aus Beton, Stahl und Holz (Prüfung vom 28.Februar 2018," Wien, 2018.

[63] Froihofer und Völkl, *Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum,* Wien, 2018 (unveröffentlicht).

[64] *ÖNORM B 1991-1-1 Einwirkungen auf Tragwerke,* 2017.

[65] *ÖNORM EN 1990-1-1 Grundlage der Tragwerksplanung,* 2013.

[66] U. Forster, „Neue Prozesse im Holzbau – Bauen und Produzieren für zukünftige Märkte," 18. Internationales Holzbau-Forum 2012, 2012.

[67] M. W. Lennartz, „Bürogebäude - Nachhaltig in die Höhe," www.mikado-online.de, 07.2012.

[68] H. Kaufmann, *LCT ONE – LifeCycle Tower, Dornbirn,* 2012.

[69] „https://www.hkarchitekten.at," [Online]. Available: https://www.hkarchitekten.at/v5/wp-content/uploads/2016/05/10_21-plaene.pdf. [Zugriff am 09 2018].

[70] D.-I. D. t. R. Woschitz, „HoHo Building - world`s highest wooden building,“ in *EFI Annual Conference*, 2016.

[71] R. Woschitz, „Holzhochhaus HoHo Wien,“ 21. Internationales Holzbau Forum, 2015.

[72] „https://www.oegnb.net,“ [Online]. Available: https://www.oegnb.net/tqb/tqkrit.htm. [Zugriff am 10 2018].

[73] D. D. R. Woschitz, HoHo - 24 Stockwerke in HolzMischbauweise, 2015.

[74] „http://www.proholz.at,“ [Online]. Available: http://www.proholz.at/architektur/detail/wohnhaus-wagramer-strasse/. [Zugriff am 11 2018].

[75] M. Schluder, „Urbanes Bauen mit Holz – am Beispiel Wien, Wagramer Straße,“ 18. Internationales Holzbau-Forum, 2012.

Anhang

Anhang A

Brandschutz in der Wiener Bauordnung:

3. Abschnitt, Brandschutz

Allgemeine Anforderungen

§ 91. Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass der Gefährdung von Leben und Gesundheit von Personen durch Brand vorgebeugt sowie die Brandausbreitung wirksam eingeschränkt wird.

Tragfähigkeit des Bauwerkes im Brandfall

§ 92. (1) Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass bei einem Brand die Tragfähigkeit mindestens für den Zeitraum erhalten bleibt, der für die sichere Fluchtmöglichkeit oder Rettung der Benutzer des Bauwerks erforderlich ist. Es sind dabei alle für die sichere Flucht oder Rettung maßgeblichen Umstände zu berücksichtigen, insbesondere die Größe und der Verwendungszweck des Bauwerkes sowie die Zugangsmöglichkeiten für die Rettungsmannschaften.
(2) Sollte es auf Grund der Lage und Größe des Bauwerkes erforderlich sein, muss darüber hinaus gewährleistet werden, dass nicht durch Einsturz des Bauwerks oder von Bauwerksteilen größere Schäden an der auf Nachbargrundstücken zulässigen Bebauung entstehen können.

Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerkes

§ 93. (1) Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass bei einem Brand die Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb des Bauwerkes begrenzt wird.
(2) Bauteile zur Abgrenzung von Nutzungseinheiten, zB. Decken oder Wände zwischen Wohnungen, müssen einen Feuerwiderstand aufweisen, der

1. die unmittelbare Gefährdung von Personen in anderen Nutzungseinheiten ausschließt und

2. die Brandausbreitung wirksam einschränkt. Dabei ist der Verwendungszweck und die Größe des Bauwerkes zu berücksichtigen.

(3) Bauwerke sind in Brandabschnitte zu unterteilen, wenn es auf Grund des Verwendungszweckes oder der Größe des Bauwerkes zur Sicherung der Fluchtwege und einer wirksamen Brandbekämpfung erforderlich ist. Insbesondere ist eine zweckentsprechende Größe

und Anordnung der Brandabschnitte erforderlich. Die den einzelnen Brandabschnitt begrenzenden Bauteile müssen die Brandausbreitung wirksam einschränken.
(4) Als eigene Brandabschnitte müssen jedenfalls eingerichtet werden:

1. Räume, von denen auf Grund ihres Verwendungszweckes eine erhöhte Brandgefahr ausgeht, wie zB Heizräume oder Abfallsammelräume,

2. Räume mit besonderen sicherheitsrelevanten Einrichtungen, wie zB Notstromanlagen. Die in diesen Räumen verwendeten Baustoffe, wie zB Fußbodenbeläge, Wand- und Deckenverkleidungen einschließlich der Dämmstoffe, dürfen die Brandentstehung und -ausbreitung nicht begünstigen.

(5) Fassaden, einschließlich der Dämmstoffe, Unterkonstruktion und Verankerungen, müssen so ausgeführt sein, dass bei einem Brand ein Übergreifen auf andere Nutzungseinheiten und eine Gefährdung von Rettungsmannschaften weitestgehend verhindert werden. Dabei ist die Bauwerkshöhe zu berücksichtigen.
(6) Hohlräume in Bauteilen, zB in Wänden, Decken, Böden oder Fassaden, dürfen nicht zur Ausbreitung von Feuer und Rauch beitragen. Haustechnische Anlagen, zB Lüftungsanlagen, dürfen nicht zur Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch beitragen.
(7) Feuerungsanlagen sind in allen Teilen so anzuordnen und auszuführen, dass keine Brandgefahr, insbesondere durch eine Erwärmung von Bauteilen, entsteht.
(8) Um die Ausbreitung eines Brandes im Entstehungsstadium bekämpfen zu können, müssen ausreichende und geeignete Einrichtungen für die erste und erweiterte Löschhilfe vorhanden sein; dabei müssen Lage, Größe und Verwendungszweck des Bauwerkes oder Bauwerksteiles berücksichtigt werden. Überdies müssen geeignete Brandschutz- einrichtungen, wie zB automatische Brandmeldeanlagen, ortsfeste Löschanlagen, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen, vorhanden sein, wenn dies auf Grund der Brandaktivierungsgefahr oder der Brandlast erforderlich ist.

Ausbreitung von Feuer auf andere Bauwerke

§ 94. (1) Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass der Ausbreitung von Feuer auf andere Bauwerke vorgebeugt wird.
(2) Die Außenwände von Bauwerken müssen so ausgeführt werden, dass das Übergreifen eines Brandes auf andere Bauwerke verhindert wird oder, sofern dies auf Grund der Größe und des Verwendungszweckes der Bauwerke genügt, ausreichend verzögert wird. Eine solche Ausführung der Außenwände ist nicht erforderlich, wenn die Bauwerke in einem entsprechenden Abstand voneinander errichtet werden. Dabei ist auch die zulässige Bebauung auf Nachbargrundstücken zu berücksichtigen.
(3) Dacheindeckungen, Dachaufbauten und lichtdurchlässige Elemente in Dächern (zB Dachflächenfenster, Lichtkuppeln, Lichtbänder) müssen so ausgeführt und angeordnet sein,

dass eine Brandentstehung durch Flugfeuer oder Wärmestrahlung vermieden wird. Für Dachaufbauten und lichtdurchlässige Elemente in Dächern gilt Abs. 2 sinngemäß.
(4) Die Herstellung von Öffnungen in Feuermauern ist bei Einhaltung der Brandschutzanforderungen mit Zustimmung des Eigentümers der Nachbarliegenschaft zulässig. Bei der Beurteilung, ob ein Großbauvorhaben (§ 7b) oder ein Einkaufszentrum (§ 7c) vorliegt, gelten durch Öffnungen jeglicher Größe in Feuermauern verbundene Räume und andere Anlagenteile als eine Einheit.

Fluchtwege

§ 95. (1) Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass bei einem Brand den Benutzern ein rasches und sicheres Verlassen des Bauwerkes möglich ist oder sie durch andere Maßnahmen gerettet werden können.
(2) Bauwerke müssen Fluchtwege im Sinne des Abs. 3 aufweisen, soweit dies unter Berücksichtigung des Verwendungszweckes, der Größe und der Anwendbarkeit von Rettungsgeräten für ein rasches und sicheres Verlassen des Bauwerkes erforderlich ist.
(3) Die in Fluchtwegen verwendeten Baustoffe, wie zB Fußbodenbeläge, Wand- und Deckenverkleidungen, müssen so ausgeführt sein, dass bei einem Brand das sichere Verlassen des Bauwerkes nicht durch Feuer, Rauch oder brennendes Abtropfen beeinträchtigt wird. Auf Grund der Größe und des Verwendungszweckes des Bauwerkes können zusätzliche Maßnahmen erforderlich sein, wie zB Brandabschnittsbildung, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen oder Fluchtweg-Orientierungsbeleuchtung.

Erfordernisse für Rettung und Löscharbeiten im Brandfall

§ 96. (1) Bauwerke müssen so geplant und ausgeführt sein, dass bei der Brandbekämpfung die Sicherheit der Löschkräfte und der Rettungsmannschaften weitestgehend gewährleistet ist und wirksame Löscharbeiten möglich sind.
(2) Unter Berücksichtigung von Größe, Lage und Verwendungszweck des Bauwerkes müssen die für die Rettungs- und Löscharbeiten erforderlichen Zugänge, Aufstellflächen und Bewegungsflächen sowie sonstige technische Einrichtungen (zB Löschwasserleitungen, Feuerwehraufzüge) vorhanden sein.

Anhang B

Definition der Gebäudeklassen laut OIB Richtlinie 2

Gebäude der Gebäudeklasse 1 (GK1)

Freistehende, an mindestens drei Seiten auf eigenem Grund oder von Verkehrsflächen für die Brandbekämpfung von außen zugängliche Gebäude mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen, mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,00 m und insgesamt nicht mehr als 400 m² Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße, bestehend aus nicht mehr als zwei Wohnungen oder einer Betriebseinheit.

Gebäude der Gebäudeklasse 2 (GK2)

(a) Gebäude mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,00 m von insgesamt nicht mehr als 400 m² Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße, (b) Reihenhäuser mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,00 m, bestehend aus Wohnungen bzw. Betriebseinheiten von jeweils nicht mehr als 400 m² Bruttogrundfläche der oberirdischen Geschoße,

(c) Freistehende, an mindestens drei Seiten auf eigenem Grund oder von Verkehrsflächen für die Brandbekämpfung von außen zugängliche Gebäude mit ausschließlicher Wohnnutzung mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,00 m von insgesamt nicht mehr als 800 m² Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße.

Gebäude der Gebäudeklasse 3 (GK3) Gebäude mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,00 m, die nicht in die Gebäudeklassen 1 oder 2 fallen.

Gebäude der Gebäudeklasse 4 (GK4)

(a) Gebäude mit nicht mehr als vier oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 11 m, bestehend aus mehreren Wohnungen bzw. mehreren Betriebseinheiten von jeweils nicht mehr als 400 m² Nutzfläche der einzelnen Wohnungen bzw. Betriebseinheiten in den oberirdischen Geschoßen,

(b) Gebäude mit nicht mehr als vier oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 11 m, bestehend aus einer Wohnung bzw. einer Betriebseinheit ohne Begrenzung der Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße.

Gebäude der Gebäudeklasse 5 (GK5) Gebäude mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 22 m, die nicht in die Gebäudeklassen 1, 2, 3 oder 4 fallen.

Anhang C

Dipl.-Ing. Dünser, Planer und Projektleiter LCT One

Interview 1

Wie ist die lichte Höhe Raumhöhe des LCT?

Die Geschoßhöhe ist 3,3m und Lichte Raumhöhe liegt bei 2,8m.

Wie werden die Brandschutzanforderungen erfüllt?

Als Kompensationsmaßnahme wurde eine Sprinkleranlage eingebaut und es wurden eigene Aufbauten konzipiert und auf Brand getestet. Als Decke wurde ein Deckenhybridsystem mit einer REI 120 verwendet.

Wovon ist es abhängig welche Kompensationsmaßnahme zulässig ist?

Ein ausgeklügeltes Brandschutzkonzept sollte erarbeitet werden und wird in weiterer Folge von den Behörden überprüft und im besten Fall abgesegnet.

Wie hoch ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein Sprinklersystem ausfällt und wie könnte man diese verringern?

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Sprinklersystem im Brandfall ausfällt ist sehr gering und liegt zwischen 1-2%. Diese Wahrscheinlichkeit kann durch eine redundante Pumpanlage verringert werden. Im Falle des LTC Towers wurde bei der Besichtigung der Behörde beschlossen, dass aufgrund der hohlraumfreien Bauweise und der hohen Feuerwiderstände eine Sprinkleranlage gar nicht notwendig sei, da es im Vergleich zu höheren Gebäuden unverhältnismäßig wäre. Eine Sprinkleranlage stellt das höchste Maß an Kompensationsmaßnahmen dar und würde, wenn es in diesem Fall zu einer Vorschreibung gekommen wäre, zu einen Ausschluss des Bauens von höheren Gebäude aus Holz führen. Daher wurde die Sprinkleranlage nach Fertigstellung wieder ausgebaut, was meiner Meinung nach die falsche Strategie war.

Sie haben noch ein 2tes unverwechselbares Holzbauprojekt in Kanada gebaut. Wie ist dort die Lichte Raumhöhe und die Geschoßhöhe*?*

Die Geschoßhöhe liegt dort bei 2,81m und Lichte Raumhöhe ist 2,48m.

Wie wurden die Decken ausgeführt?

Die Decken sind CLT Decken mit einer Betonschüttung von 14cm, die aber nur als Schallschutz und nicht für Brandschutzmaßnahmen dient.

Wie wurden die Kompensationsmaßnahmen ausgeführt?

Der Bauherr hat sich für eine Kapselung entschieden, die 120 Minuten den Flammen standhalten kann. Zusätzlich wurde auch eine Sprinkleranlage eingebaut.

Warum wurde in diesem Fall eine Kapselung vorgezogen und auf sichtbare Holzoberflächen verzichtet?

CLT ist in British Columbia doppelt so teuer wie bei uns, da es nur 2 Anbieter gibt, daher wurde auf Holz in Sichtbauweise verzichtet. Außerdem muss man Holz in sichtbauweise jährlich streichen, was bei einem Studentenwohnheim einen enormen Mehraufwand verursachen würde.

Mag Romana Hoffmann, Presseabteilung Kerbler Gruppe

Interview 2:

Wie haben sie sich mit der Behörde auf ein Brandschutzkonzept geeinigt?

Nicht die Behörden haben sich an uns angepasst, sondern wir an die behördlichen Vorgaben. Gemeinsam mit Architekt Rüdiger Lainer, Brandschutzplaner Alexander Kunz und Tragwerksplaner Richard Woschitz wurde während der Planungsphase die Machbarkeit des HoHo Wien genauest untersucht.

Wie haben die behördlichen Brandschutztests ausgesehen?

Der erste behördliche Brandschutztest im Frühjahr 2016 hat alle überrascht! Unsere Holzkonstruktion ist top! Als brennbarer Baustoff kämpft Holz in den meisten Ländern, besonders in Österreich, mit strengeren Brandschutzvorschriften als Stahl oder Beton. Die Brandlast ist zwar eine höhere, da die Tragstruktur zu brennen beginnt, Holz ist deswegen jedoch nicht unsicherer! Durch Bildung einer Oxidationsschicht (Verkohlungsschicht) und der entsprechenden Überdimensionierung des jeweiligen Querschnitts wird der Abbrand verzögert und kontrollierbar. Stahl ist nicht brennbar, aber es verliert unter Hitzeeinfluss seine Festigkeit schlagartig, auch in Stahlbetonträgern.

Wie wird der Brandschutz erreicht?

Der berechenbare Feuerwiderstand wird im HoHo Wien durch die angemessene Dimensionierung der Holzbauteile und die effiziente Konzeption des Gebäudes erreicht. Verkleidungen mit anderen Materialien sind daher nicht notwendig. Ganz wichtig ist, dass Holz auf diese Weise stets wesentlicher Teil der Innenraumatmosphäre ist.

Das bewusst „einfache“ System des HoHo Wien verwendet die Stapelung vier vorgefertigter, serieller Bauelemente: Stützen, Unterzug, Deckenplatten und Fassadenelemente. Die Neuheit bei den Holz-Beton-Verbund-Deckenelementen für das HoHo Wien resultiert vorwiegend am stark reduzierten Anteil an Stahlverbindungsmitteln und dem hohen Vorfertigungsgrad, realisiert durch den Einsatz neuartiger Verbindungen zwischen Holz und Beton. Der Systemknoten, kurz gesagt der Anschluss von Decke & Wand, funktioniert wie ein Baukastensystem, welches passgenau zusammengefügt wird.

Welche Maßnahmen wurden für die Einhaltung des Brandschutzkonzeptes getroffen?

Grundlage für die nun geplanten Maßnahmen des vorbeugenden Brandschutzes war eine Risikoanalyse. Hier wurden die besonderen Gefahren, resultierend aus der Verwendung von Holz für die Tragkonstruktion herausgearbeitet.

- Bemessung der tragenden Konstruktion auf Abbrand, sodass im Brandfall eine Standfestigkeit von mehr als 90 Minuten auch ohne Berücksichtigung einer automatischen Löschanlage gegeben ist
- Ausführung kleiner Brandabschnitte als Kompensation für die über die Tragkonstruktion zusätzlich eingebrachte Brandlast
- Schächte aus nicht brennbaren Baustoffen
- Besonders sorgfältige Ausführung von Gebäudefugen, sodass ein Einbrand in die brennbare Konstruktion vermieden wird
- Ausführung einer flächendeckenden Brandmeldeanlage zur frühzeitigen Alarmierung
- Ausführung einer flächendeckenden Sprinkleranlage mit besonderen Redundanzen. Da die über die Tragkonstruktion zusätzlich eingebrachte Brandlast nur bei einem sehr unwahrscheinlichen Ausfall der Sprinkleranlage aktiviert wird, ergibt sich für das Gebäude durch die kleinteilige Brandabschnittsbildung sogar ein Sicherheitsplus gegenüber herkömmlichen Hochhäusern.

Interview 3

Dipl.-Ing. Irmgard Eder, Leiterin der MA 37 – KSB (Kompetenzstelle Brandschutz)

Wie sind die Anforderungen vorgeschrieben?

Das ist in den OIB Richtlinien ganz klar festgelegt Gebäudeklasse 5 maximal 6 Oberirdische Geschosse, mehr als 6 oberirdische Geschosse und dann haben wir noch die Gebäudeklasse über 22m, wo grundsätzlich alles 90 Minuten und A2 ist. Wenn ich davon abweichen möchte, dann kann ich das gemäß Paragraph 2 der wieder Bautechnik Verordnung machen, wenn ich oder jemand Befugter wie ein Brandschutzplaner nachweist, dass sie mit entsprechenden Zusatzmaßnahmen dasselbe Schutzniveau erreichen wie bei Einhaltung der OIB Richtlinien.

Wer definiert, dass es eingehalten wurde? Bzw. wer gibt die Gebäude dann frei?

Da wird etwas geschrieben, argumentiert, berechnet und dann kommen die Brandschutzplaner wieder zu uns und wir definieren dann ob es schlüssig und nachvollziehbar ist oder ob noch etwas nachjustiert werden muss. Wir sind in dem Fall die letzte Instanz, die sagt ob es passt oder eben nicht.

Kann man es immer klar darstellen ob es passt beziehungsweise werden die Entscheidungen auch mit Bauchgefühl getroffen?

Es ist natürlich derzeit noch ein bisschen ein Bauchgefühl, das gebe ich schon durchaus zu. Wenn jemand allerdings eine schlüssige Begründung liefert, wenn jemand schlüssig mit irgendeinem Nachweis rechnet, simuliert, dann sind das alles Assets, die gewürdigt werden und dann kann man damit es dadurch begründen. Es ist allerdings auch nie eine Einzelentscheidung einer Person. Normalerweise bespricht man alles mit einem Mitarbeiter der Chefin oder der Feuerwehr. Als hängt nicht alles von dem Gutding einer einzelnen Person ab.

Im Zuge meiner Recherche habe ich mit dem Planer des LCT One Tower in Dornbirn gesprochen. Denen wurde im Zuge der Planung eine Sprinkleranlage, aber keine Kapselung vorgeschrieben. Bei der Endabnahme wurde diesen dann mitgeteilt, dass es aufgrund der Bauweise und dem geringen Hohlraumanteil eigentlich nicht nötig gewesen wäre eine Sprinkleranlage einzubauen, weil diese die höchste mögliche Kompensationsmaßnahme darstellt. Daraufhin wurde die Sprinkleranlage aufgrund der Wartungskosten ausgebaut und schlussendlich gibt es jetzt eigentlich keine der klassischen Kompensationsmaßnahme mehr im Gebäude.

Ich kenne das Gebäude nur vom Hörensagen und auch schon davon gehört. Ich habe auch mit dem damaligen Leiter der Brandverhütungsstelle gut zusammengearbeitet. Ich denke mir aber, dass es so eine Vorgehensweise in Wien nicht geben würde. Am Anfang muss ganz klar sein wie das Projekt ausgeführt werden wird und so wird es auch beurteilt. Da kann man dann nach der

Fertigstellung nicht ins Gebäude kommen und sagen, dass alles sehr hübsch ausschaut und dass man das alles gar nicht gebraucht hätte.

Aber es ist ja interessant, dass man im 8 geschossigen Bereich ist und bei einem Holzbau im Endeffekt keine Kompensationsmaßnahmen hat stimmt das?

Wie gesagt, nachdem ich nicht ganz genau weiß wie das Gebäude wirklich im Detail aussieht ist es natürlich ein bisschen schwierig eine Aussage zu treffen. Letzten Endes muss es eine Abweichung von den OIB Richtlinien sein und die ist dann scheinbar verbal argumentiert worden. Irgendein Abweichungskonzept muss es sicher gegeben haben.

Ist es leichter zu Kapseln oder einen Sprinkler einzubauen? Bzw. was ist derzeit üblicher?

Aufgrund der wenigen Projekte die Im Holzhochhausbau bis dato realisiert wurden, kann man das so noch nicht beantworten. Wir haben alle Varianten gehabt. Die berühmte Wagramerstraße die in Kapselung ausgeführt wurde. Seit damals haben sich die Vorschriften laut OIB Richtlinien 2015 allerdings ein bisschen erleichtert. Laut denen kann man bis zu 6 oberirdischen Geschosse das Holz eigentlich sichtbar machen. Natürlich nicht überall, wie in den Treppenhäusern allerdings überall wo es möglich ist.

Wäre es in Österreich theoretisch möglich Stiegenhäuser auch zu Kapsel und damit einen reinen Holzbau zu schaffen?

Nein, nicht in der Gebäudeklasse. In der GK 3 oder GK4 geht es noch aber drüber nicht. Es geht ja nicht nur um den Brandschutz, sondern die Leute jammern viel mehr über den Schallschutz. Daher wird die Bauweise eher im Holzhybridbau zu finden sein.

Gibt es in Wien abgesehen von der Wagramerstraße noch andere gekapselte Hochhäuser?

Mir ist keine bewusst, aber es ist möglich, dass es partiell irgendwo welche gegeben hat. In der Breitenfurterstraße gab es eines in GK4 und beim Eurogate im 3ten Bezirk Aspangstraße, dort wurde für die Außenwände Holz verwendet und dort wurde auch gekapselt.

Zu den OIB Richtlinien. Ist ihrer Meinung nach der Holzbau ein bisschen benachteiligt?

Ich finde es insofern nicht benachteiligt, weil wir haben versucht die Anforderungen in den OIB Richtlinien Baustoffneutral zu formulieren, so gut als möglich. Die nicht Brennbarkeit hat schon einen Grund, natürlich hat man an der ein oder anderen Stelle aufgrund der Erfahrung bewusst das Holz beim Namen genannt. Genauso wie man auch an einigen Stellen das EPS und XPS in den Anforderungen erwähnt. Ich finde es weder bevorzugt noch benachteiligt.

In den letzten Jahren wurde durch jede neue Richtlinie die Anforderungen an das Holz herabgesetzt. Erwarten Sie, dass sich dieser Trend fortsetzt?

Nein. Wir sind beim Maximum. Auch die Holzindustrie sagt, dass war es. Ja und alles andere ist individuell zu Betracht. Wenn man mit Leuten aus der Holzbranche spricht die wirklich im Geschosswohnbau tätig sind, dann sagen die: lasst es bei dem was wir haben und bauen wir mal alles was wir dürfen. Das habe ich schon vor der OIB Richtlinie 2015 gesagt, dass wir das bauen was wir dürfen.

Nachdem der mehrgeschossige Holzbau sehr neu ist, gibt es da große Probleme mit Planung und Ausführung?

Richtig, und lange Transportwege stellen auch ein Problem dar.

Letzte Frage noch einmal zur Nichtbrennbarkeit? Wird diese immer bleiben?

An der werden wir nicht rütteln, aber wie gesagt, Ausnahmen mit entsprechender Argumentation oder mit entsprechenden politischem Wunsch es umzusetzen, wird es immer geben.

Interview 4

Dipl.-Ing. Tanja Höfer, Brandschutz bei kppk ZT GmbH

Wann wird gesprinkelt, wann wird gekapselt?

Sprinkler hat sich bei uns noch nicht ganz durchgesetzt, es ist eher mehr im Kommen und kommt aus den skandinavischen Ländern. Sprinklern ist mit den OIB Richtlinien 2.3 über 22m Hochhausbereichs. Da hat man es eigentlich schon drinnen zur Behinderung des Brandüberschlags. Sonst wüsste ich nicht wo man Sprinklern soll. Die Glasfassaden sind zu Verhinderung des Brandüberschlags.

Warum wird beispielsweise im Hoho gesprinkelt*?*

Das ist im Hochhausbereich zur Verhinderung des Brandüberschlags. Weil sonst muss man den Brandüberschlag mit E90 Bauteilen behindern. Das ist mit massiven Kosten verbunden, da man über 4-5 Meter Abstand, das heißt du schaffst den baulichen Brandüberschlag nicht und baust stattdessen Sprinkler ein. Das braucht man allerdings sowieso, egal ob Massiv oder Holzbau.

Kann man die unterschiedlichen Kosten von Sprinklern und Kapsel abschätzen?

Der Sprinkler kostet laut der Firma Accuro derzeit ca. 35 Euro am m² plus ca. 100000 Euro für die Pumpenzentrale abhängig von der Brandabschnittsgröße. Die High- Fog Anlagen kosten sogar 45 Euro pro m².

Die Kapselung hat mehrere Vor und Nachteile. Du musst das Holz schützen und dann hast du noch die Vorsatzschale, in denen du die Leitungen laufen hast, daher kommen dadurch relativ hohe Preise heraus. Wenn man die Leitungsführung geschickt machen kann ist es jedenfalls eine gute Alternative zur Sprinklerung.

In Deutschland hast du das Kapselkriterium noch zusätzlich. Man hat also nicht nur E60 sondern auch noch K60. K90 gibt es nicht, weil es keine definierte Prüfung dafür gibt. Bei uns gibt es die ÖNORM B3800 Teil 9 in der sich die Frau Eder überlegt wie das Thema Eurogate war, weil sie dort mit Holz höher Bauen wollten und dafür wurde diese Ö-Norm geschaffen. Überlegung dahinter war, dass der Gesetzgeber sich gedacht hat, dass wegen A2 der laut OIB 2.3 gefordert hat, dass das Holz keinen Beitrag zum Brand leisten darf. Dann haben sie sich Prüfungen überlegt, in der an der Oberfläche vom Holz hinter der Kapselung eine maximale Temperatur von 270 Kelvin gemessen werden darf. Auf gut Deutsch muss man zeigen, dass nach er Prüfung und einer bestimmten Zeit, das Holz nicht angekokelt ist, dann erfüllt man die Anforderungen.

Warum sind Richtlinien weltweit sehr unterschiedlich?

Dies ist auf unterschiedliche zusätzliche Ersatzmaßnahmen und unterschiedlich definierte Schutzziele zurückzuführen. Die variierenden Randbedingungen sind zB. Größe der maximalen Brandabschnitt, Fluchtwegslängen, Materialien, Entfernung der Einsatzkräfte. Bzw. gewachsene Strukturen wie zum Beispiel die Wiener Bauordnung von 1800 bis heute, da bleiben viele Sachen einfach drinnen stehen.

Ist es viel teurer im Holzbau den Brandschutz zu herzustellen als in Massivbauweise?

Leider sind die Kosten nicht mein Fachgebiet aber die Holzbaukosten mit ihren Kompensationsmaßnahmen sind in den letzten 10 Jahren im Vergleich deutlich gesunken, da einfach schon mehr auch in Holz gebaut wird.

Gibt es Ihrer Meinung nach noch Probleme im Raum Wien mit den Kompetenzen der Fachkräfte im Bereich des Holzhochhausbaus?

Nicht jeder Zimmerer kann dir so ein Haus hinstellen, aber mittlerweile gibt es die großen wie Graph Holztechnik und Rubner, die international tätig sind und dadurch genug Knowhow haben.

Was halten Sie von Kapselung in Fluchtwegen?

Im Fluchtwegbereich geht es weniger um das EI sondern mehr um das Brandverhalten, daher ist A2 als Oberfläche vorgeschrieben, wodurch Kapselung durchaus möglich ist.

Wie ist die Zukunft des Holzhochhausbaus?

Von der Effizienz her rechnen sich mehr als 6 Geschosse nicht aufgrund der Kompensationsmaßnahmen. Aber auch aufgrund der Tragfähigkeit und der dadurch sehr breiten Stützen. Von dem her sehe ich es als nicht sehr sinnvoll nur in die Höhe zu bauen. Ich glaube, dass das jetzt einmal ein Hype ist und das dann einfach einmal geschaut wird wo man kostenmäßig hinkommt. Hinsichtlich Ökologie und Ressourcen Nutzung kann ich mir schon vorstellen, dass es starke Punkte sein werden um die Holzhochbau reinzusetzten bzw. die Erkenntnis aus den letzten Jahren zu lernen und zu Profitieren. Die Kosten werden sich sicher immer besser anpassen, weil einfach die Erfahrung und das Knowhow und die Umsetzungen immer besser werden. Daher kann ich mir schon vorstellen das es zu immer mehr Holzhochäusern kommen wird. Die Grenzen in Österreich sehe ich bei 7-8 Geschossen.

Wie sehen sie die Entwicklung in Bezug auf den Massivbau?

Im innerstädtischen Bereich mit GK 5 steht der Holzbau dem Massivbau um nicht viel nach und ich kann mir durchaus vorstellen, dass dieser immer mehr gebaut werden wird.

Ist die Brandausbreitungswahrscheinlichkeit bei Holzbau höher als bei herkömmlichen Bauweisen?

Meiner Meinung nach nicht obwohl es Studien gibt aus denen herauskommt, dass die immobilen Brandlasten durchaus einen Unterschied machen. Aber wenn man sich die Zündquellen anschaut sind das meist Gebrauchsgegenstände die Feuer fangen und nicht die Konstruktion.

Zu den OIB Richtlinien. Ist ihrer Meinung nach der Holzbau ein bisschen benachteiligt?

Also wenn man unter den 22m ist, bzw. bei maximalen 6 Geschossen ist man auf jeden Fall schon einmal gleichwertig. In der OIB 2.3 bist du jedenfalls benachteiligt, weil da steht eindeutig drinnen, dass du es nicht machen darfst. Bei mehr als 6 Geschossen in GK 5 3800 Teil 9 kann man sich behelfen. Nur wir haben jetzt einen Dachgeschossausbau unter Berücksichtigung von dem. Die haben 4 neue Geschosse. Bis maximale 3 neue Geschosse hat man vereinfachte Anforderungen. Bei 4 ist die OIB 2.3 voll anzuwenden. Das hatte einen wahnsinnigen planerischen Aufwand mit sich gezogen und mit den Baufirmen war es auch eine Katastrophe. Im Prinzip bist du ein bisschen überfordert, denn wir haben das gemeinsam mit einem Stahlbauer eingereicht, weil viele Probleme im Holzbau einfach noch nicht lösbar sind. Die ausführende Firma kann die komplexen Details oft gar nicht ausführen. Aber anders ist es einfach nicht möglich die Grundanforderungen zu erfüllen.

Wie hoch ist die Wahrscheinlichkeit, dass die Kompensationsmaßnahmen versagen?

Eine genaue Zahl weiß ich nicht bei den Sprinklern, aber es ist auf viele Gründe zurück zu führen, wie dass die Sprinkler verhängt, abgeschirmt oder kaputt sind und dadurch nicht einmal auslösen. Die Versagenswahrscheinlichkeit liegt dadurch eher nicht auf der Anlagenseite, da diese auch regelmäßig kontrolliert wird, sondern im Fehlverhalten der Nutzer und Bewohner. Bei der Kapselung ist man auf einer sehr sicheren Seite, weil sowohl der Bauteil als auch die Installationsebene gekapselt ist und daher ist die Sicherheit gegeben. Wenn die Leitungen aber innerhalb des Bauteils führst kann durch kleine umbauten oder eingriffe die Kapselungen verletzt werden. Aber generell würde ich die Versagenswahrscheinlichkeit ziemlich gleich einschätzen.

Anhang D

Schnittgrößen bei Nutzlast B2: 0 Min

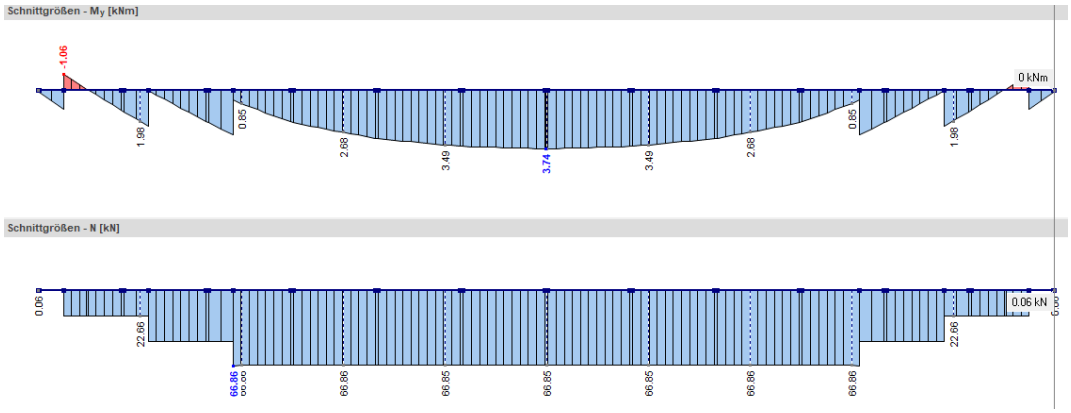


Abbildung 10-1: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Holz bei NK B2

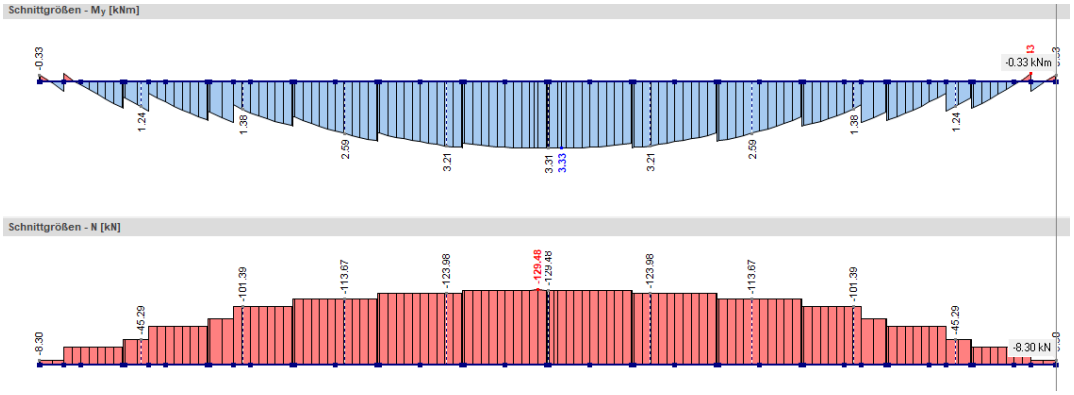


Abbildung 10-2: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Beton bei NK B2

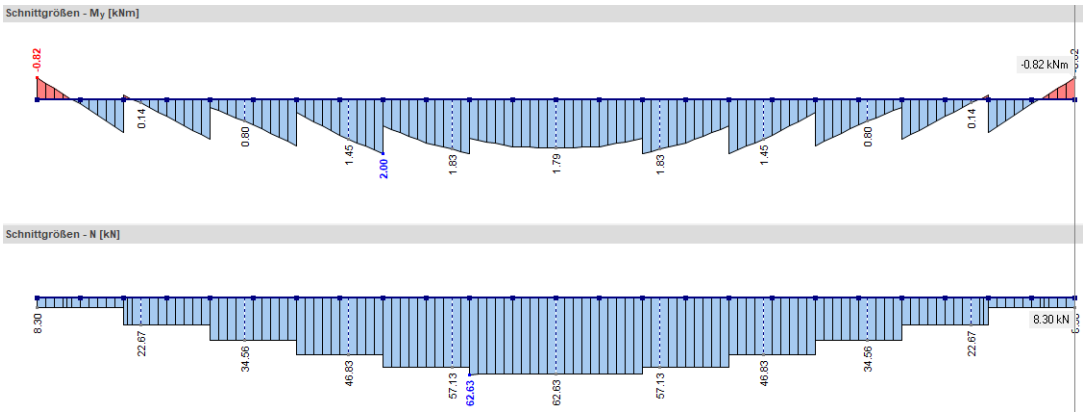


Abbildung 10-3: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Stahl bei NK B2

Schnittgrößen bei Nutzlast B2: 30 Min

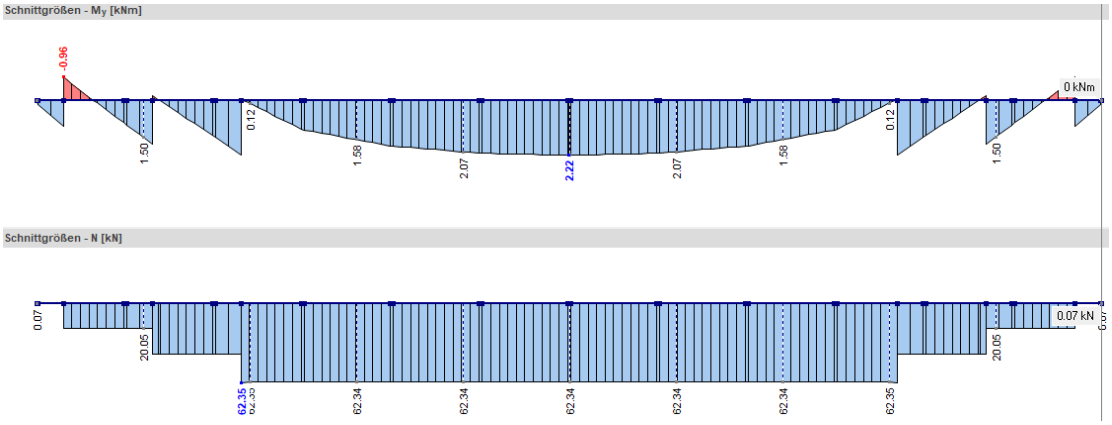


Abbildung 10-4: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30 min im Holz bei NK B2

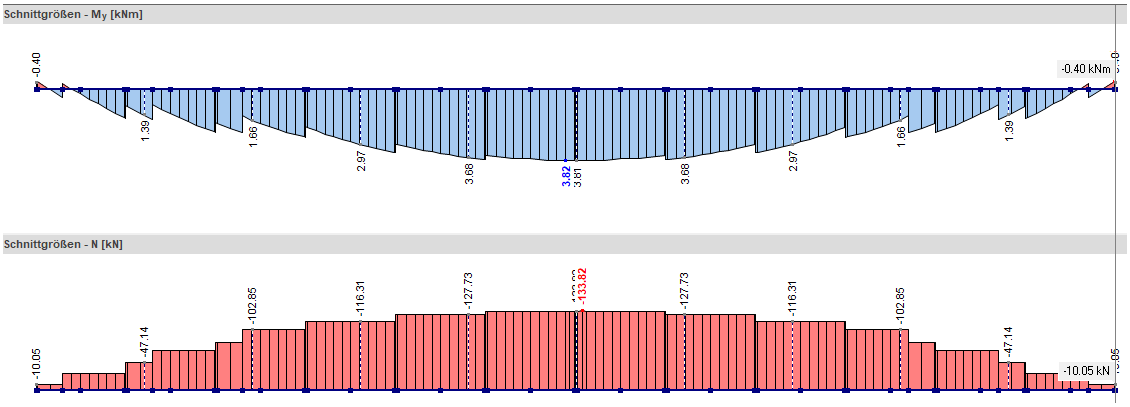


Abbildung 10-5: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Beton bei NK B2

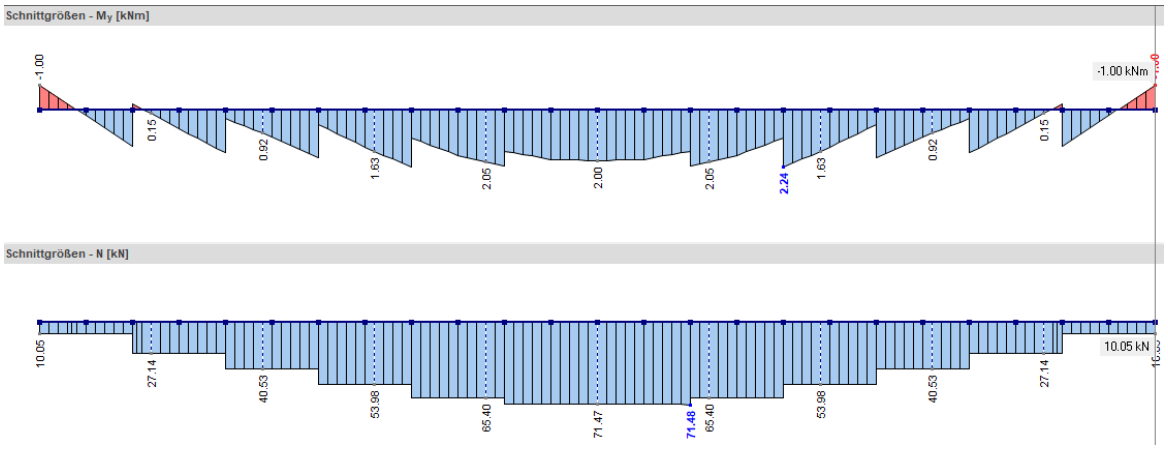


Abbildung 10-6: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Stahl bei NK B2

Schnittgrößen bei Nutzlast B2: 60 Min

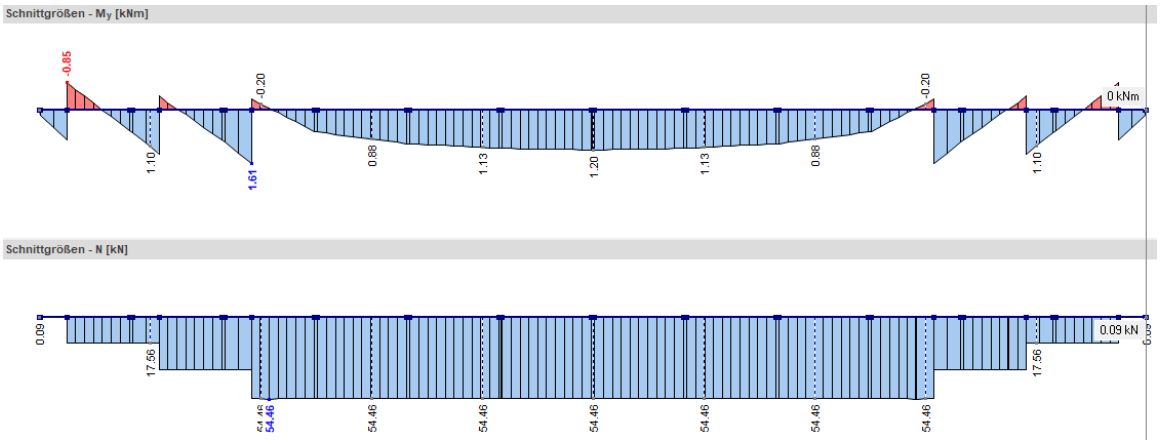


Abbildung 10-7: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Holz bei NK B2

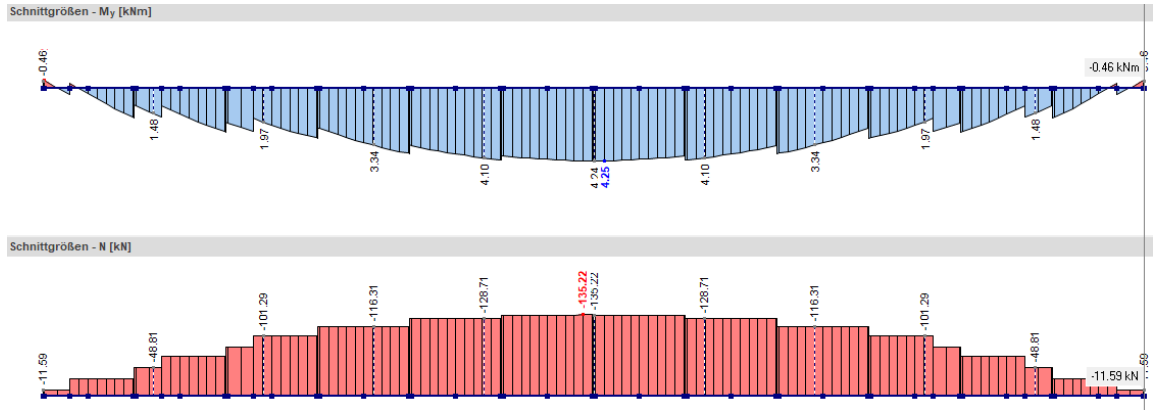


Abbildung 10-8: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Beton bei NK B2

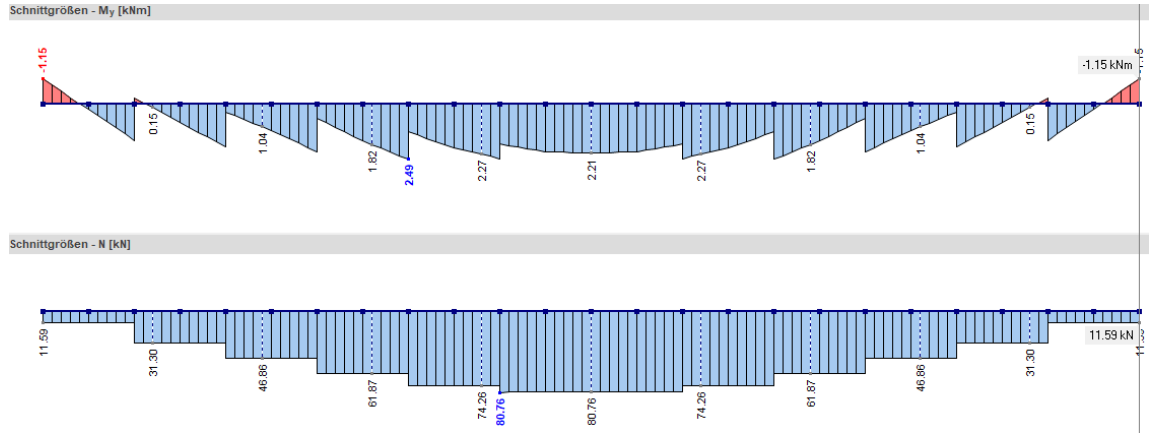


Abbildung 10-9: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60 min im Stahl bei NK B2

Schnittgrößen bei Nutzlast B2: 90 Min

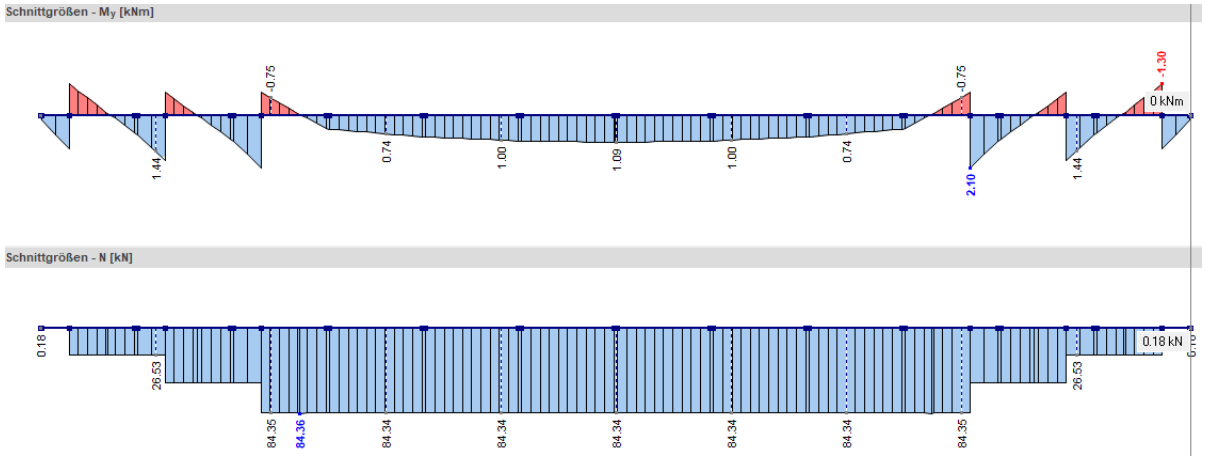


Abbildung 10-10: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Holz bei NK B2

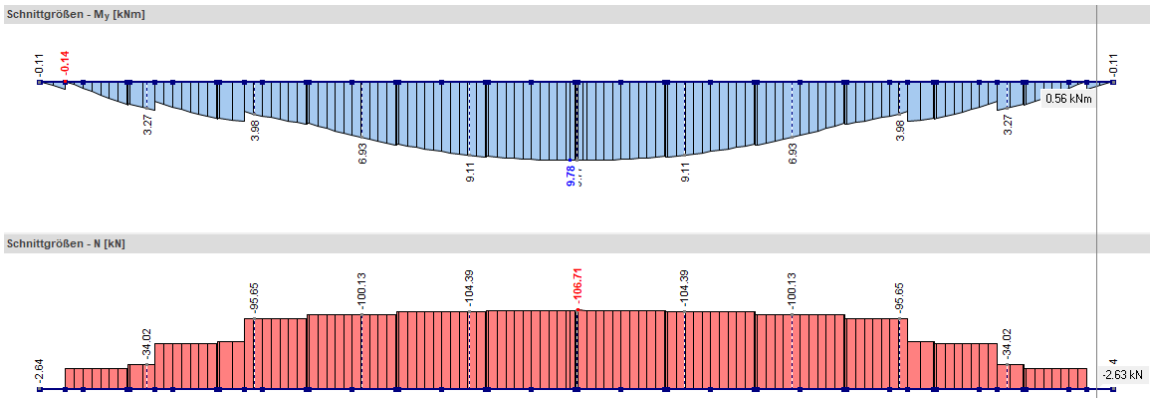


Abbildung 10-11: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Beton bei NK B2

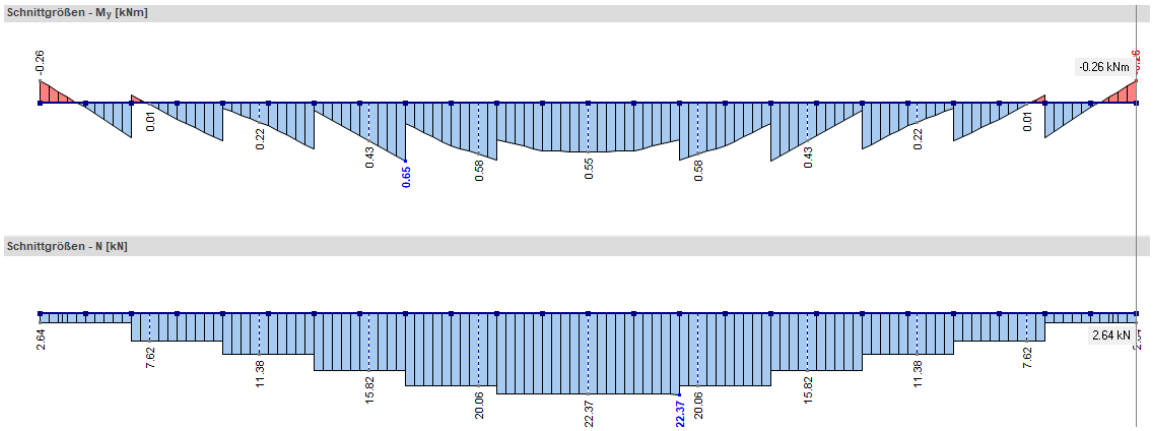


Abbildung 10-12: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90 min im Stahl bei NK B2

Schnittgrößen bei Nutzlast C3.2, C4, C5, D2: 0 Min

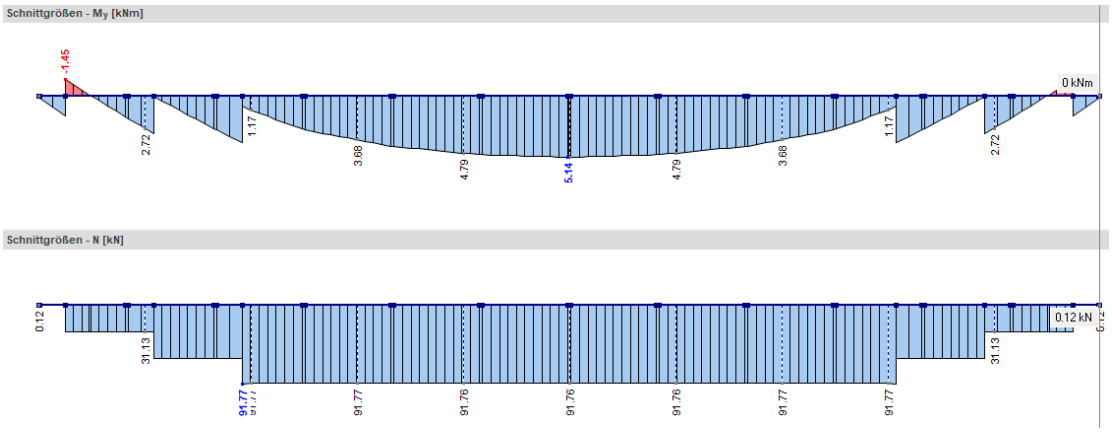


Abbildung 10-13: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Holz bei NK C, D

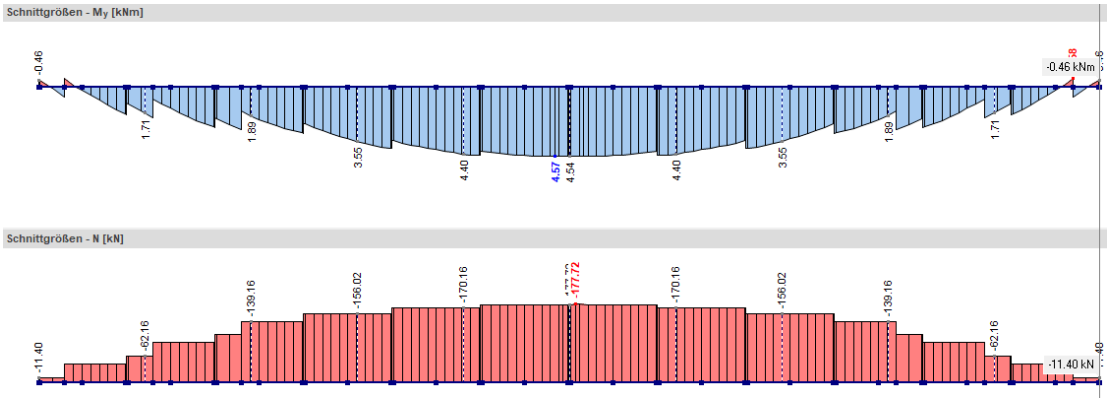


Abbildung 10-14: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Beton bei NK C, D

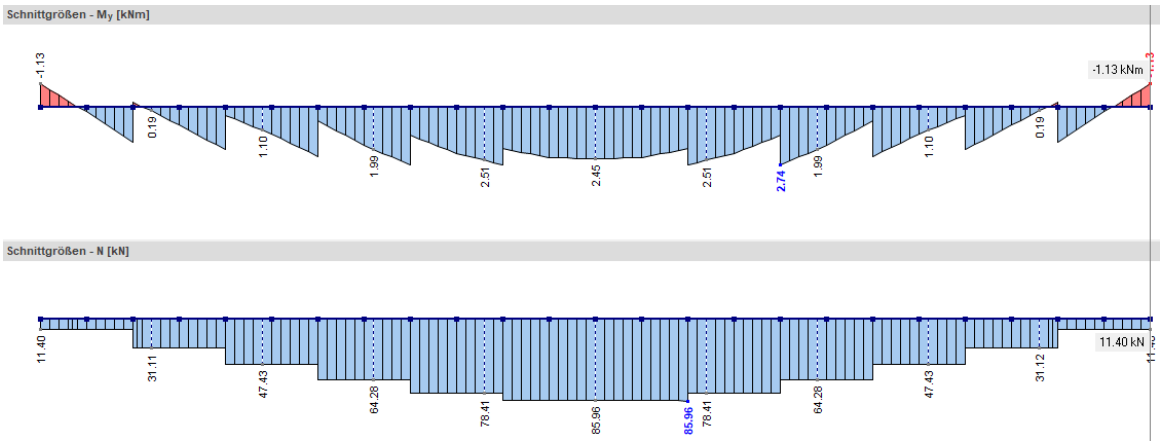


Abbildung 10-15: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=0min im Stahl bei NK C, D

Schnittgrößen bei Nutzlast C3.2, C4, C5, D2: 30 Min

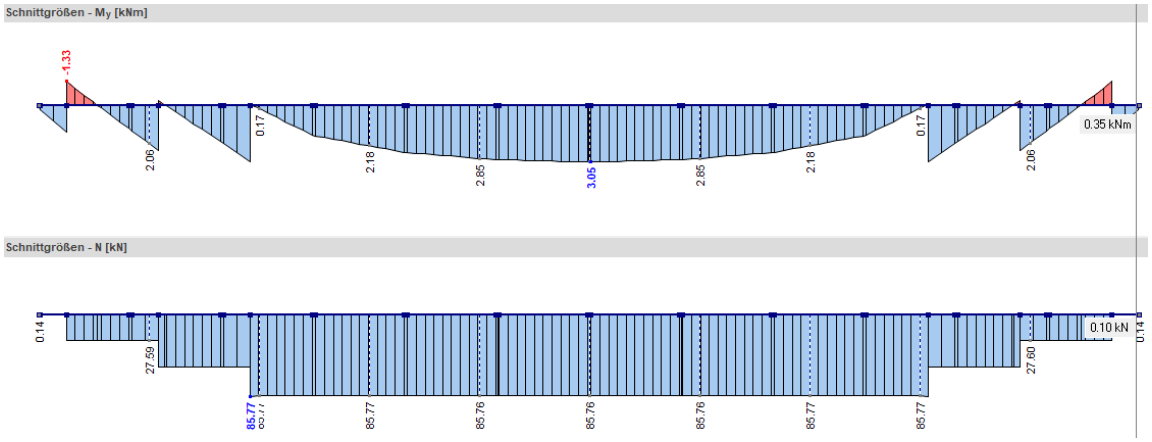


Abbildung 10-16: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Holz bei NK C, D

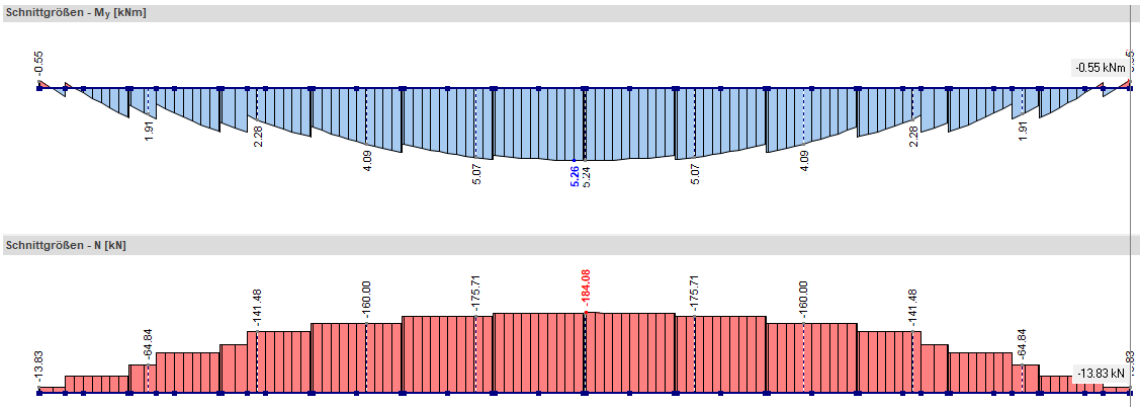


Abbildung 10-17: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Beton bei NK C,D

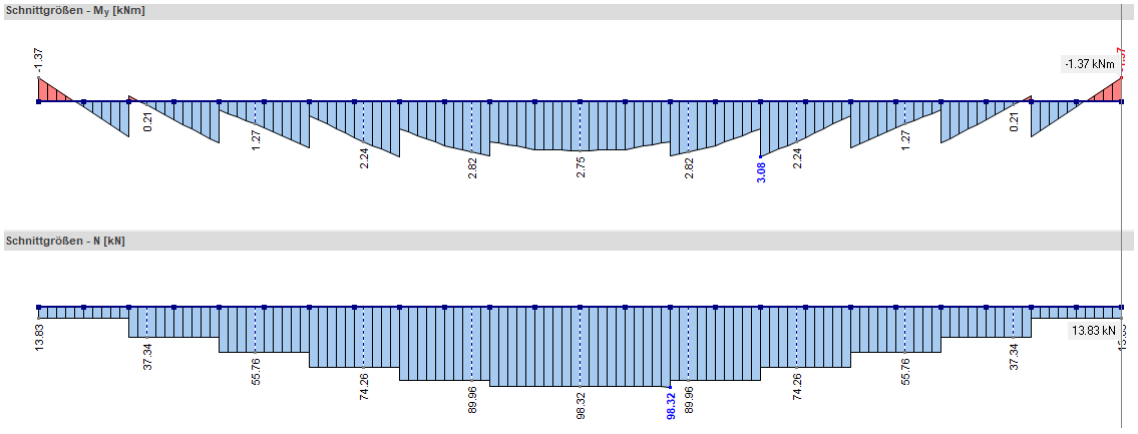


Abbildung 10-18: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=30min im Stahl bei NK C, D

Schnittgrößen bei Nutzlast C3.2, C4, C5, D2: 60 Min

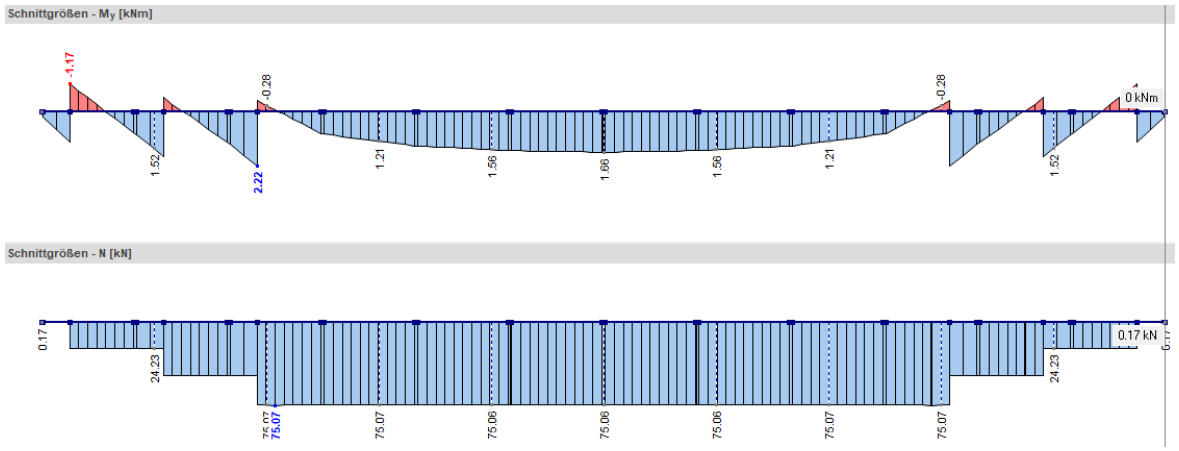


Abbildung 10-19: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Holz bei NK C, D

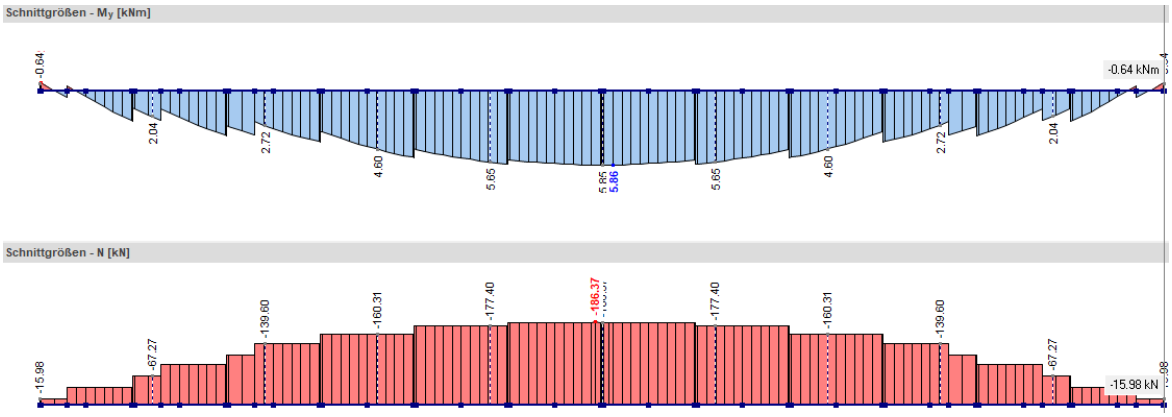


Abbildung 10-20: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Beton bei NK C,D

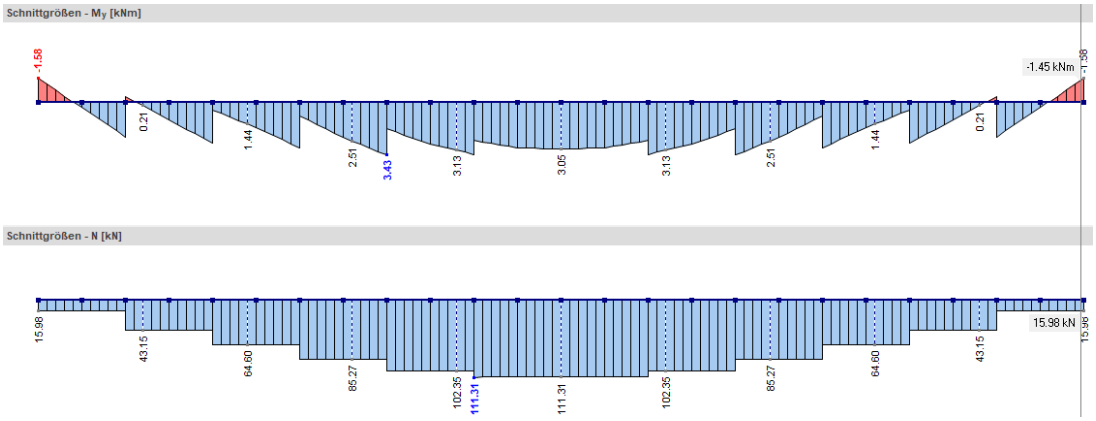


Abbildung 10-21: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=60min im Stahl bei NK C, D

Schnittgrößen bei Nutzlast C3.2, C4, C5, D2: 90 Min

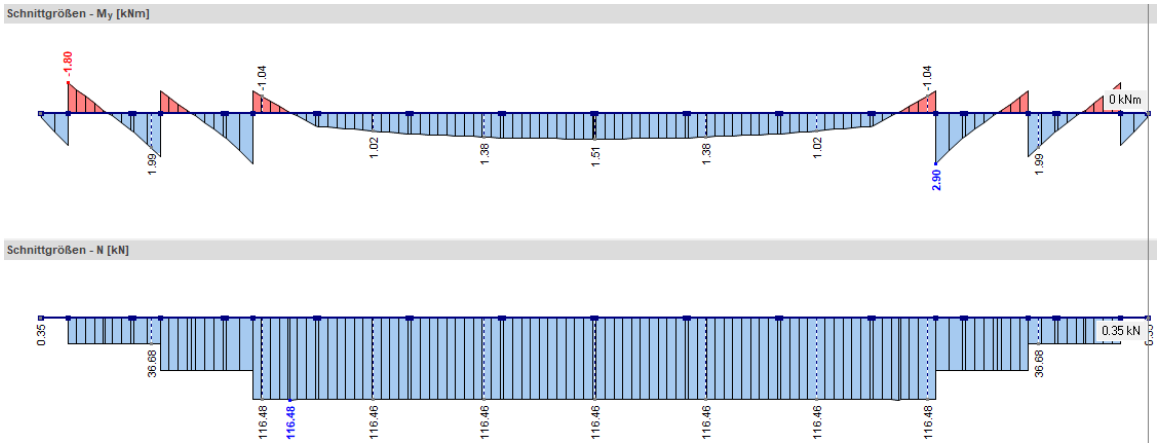


Abbildung 10-22: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Holz bei NK C, D

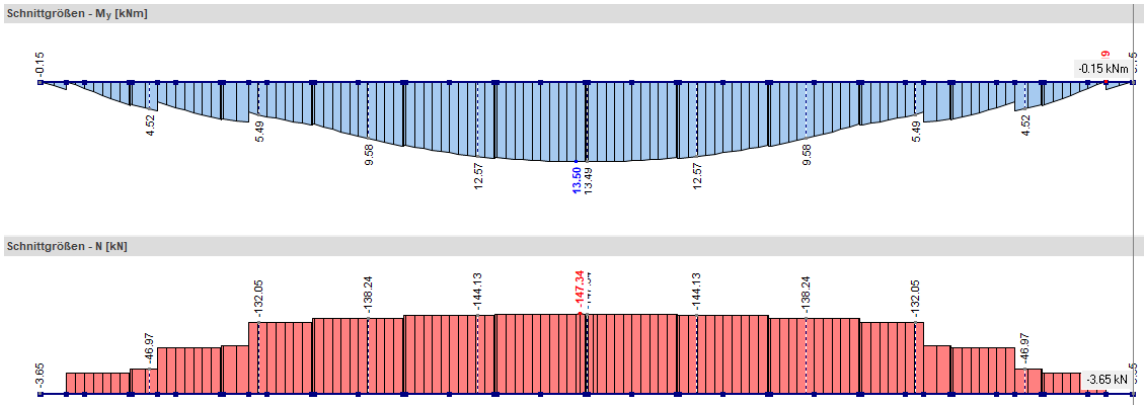


Abbildung 10-23: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Beton bei NK C,D

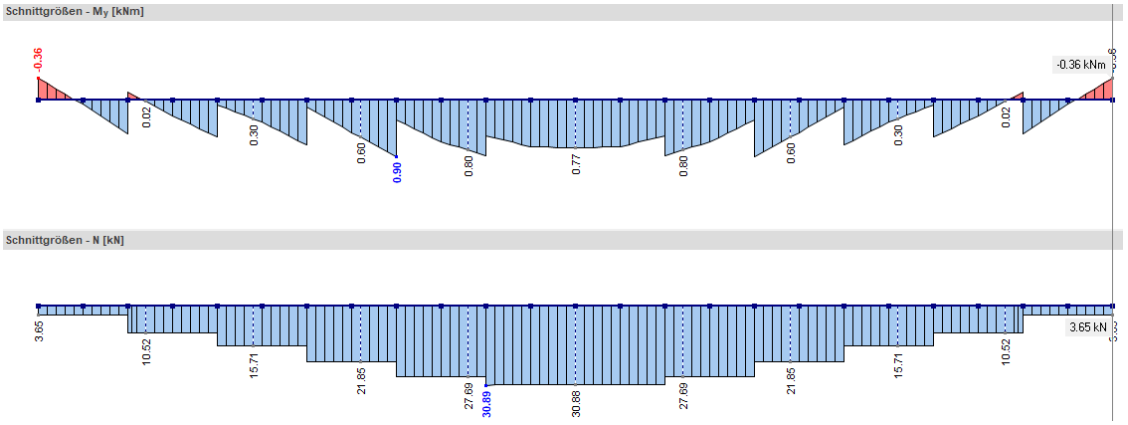


Abbildung 10-24: Momenten- und Normalkraftverlauf zum Zeitpunkt t=90min im Stahl bei NK C, D