

Diploma Thesis

Timber-fiber concrete-composite floors: Theoretical and experimental investigations

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

DIPLOMARBEIT

Zum Einsatz von Holz-Faserbeton-Verbunddecken: Theoretische und experimentelle Untersuchungen

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

von

Alexander Blaha BSc

Matr.Nr.: 1326129

unter der Anleitung von

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

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Alex Müllner BSc**

Institut für Architekturwissenschaften
Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259-02, A-1040 Wien

Wien, im November 2021

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der
Bezeichnung

DIPLOMARBEIT

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten
Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbständig ausgeführt habe und alle
verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

09.11.2021

Datum



Unterschrift

Kurzfassung

Innerhalb dieser Diplomarbeit werden Holz-Faserbeton-Verbunddecken näher untersucht. Dabei liegt der Fokus sowohl auf der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken als auch auf der Untersuchung von Faserbeton als Teil der Verbunddecke. Durch diese Betrachtungen soll aufgezeigt werden, ob Faserbeton eine wirtschaftliche Alternative zu normal bewehrtem Beton in Holz-Beton-Verbunddecken sein kann. Neben dieser Fragestellung wird weiters nach dem Unterschied in der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken in Österreich und Deutschland gefragt. Aus diesem Grund werden die Grundlagen für die Berechnungen ausgearbeitet und für Österreich und Deutschland verglichen. Bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit Hilfe des γ -Verfahrens erfolgt, anhand der Einwirkungen auf den Gesamtquerschnitt, eine Aufteilung der Schnittgrößen auf die einzelnen Querschnittsteile. Danach werden die Nachweise an den Einzelquerschnitten geführt. Für den Holzquerschnitt und die Verbindungsmittel regelt die EN 1995-1-1 [1] die Nachweisführungen im Hochbau, diese unterscheiden sich maximal durch den nationalen Anhang. Hingegen ist die Anwendung von Faserbeton in Normen nicht geregelt. Allerdings existieren Richtlinien für die Bemessung von Faserbeton. In Deutschland ist dies die vom deutschen Ausschuss für Stahlbeton herausgegebene Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] und in Österreich von der österreichischen Bautechnik Vereinigung herausgebrachte Richtlinie „Faserbeton“ [3]. Daher werden die Unterschiede der Richtlinien dargestellt und in weiterer Folge die Auswirkungen in der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken aufgezeigt.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Vor- und Nachteile von Holz-Faserbeton-Verbunddecken aufzuzeigen und damit einen wirtschaftlichen Einsatz zu ermöglichen. Außerdem soll ein Zusammenhang der beiden Richtlinien in Bezug auf Verbunddecken erstellt werden, um für den Einsatz von Faserbeton in unterschiedlichen Ländern, keine zusätzlichen Prüfungen für die Klassifizierung durchführen zu müssen.

In einem ersten Schritt wird der Faserbeton selbst näher beschrieben, dabei wird auf die unterschiedlichsten Arten von Fasern und das Tragverhalten allgemein eingegangen. Dies stellt den Stand der Technik dar und beschreibt die Eigenschaften von Faserbeton. Im zweiten Schritt werden die beiden Richtlinien aus Deutschland und Österreich beschrieben und miteinander verglichen. Hier ist ersichtlich, dass es unterschiedliche Versuchsaufbauten, Klasseneinteilungen und Berechnungsmethoden gibt. Um diese Unterschiede aufzuzeigen, wurden in einem weiteren Schritt experimentelle Untersuchungen mit einem einheitlichen Stahlfaserbeton durchgeführt. Insgesamt 24 Probekörper in Form von Balken wurden anhand von 4-Punkt-Biegeversuchen geprüft und nach der jeweiligen Richtlinie ausgewertet. Dabei gibt es sowohl Unterschiede bei der äquivalenten Biegezugfestigkeit als auch bei den Bemessungswerten der Nachrisszugfestigkeit. Bei den Bemessungswerten wurden zum Teil große Unterschiede festgestellt, obwohl es sich um den gleichen Faserbeton handelt. In einem weiteren Schritt wurde danach überprüft, wie sich diese Differenzen beim Faserbeton auf die Bemessung der Holz-Faserbeton-Verbunddecke auswirken. Anhand von Berechnungen stellte sich heraus, dass die vorher großen Unterschiede der Nachrisszugfestigkeiten wenig Einfluss auf die Tragfähigkeit von Holz-Faserbeton-Verbunddecken haben. Zuletzt wurden für eine Betrachtung der Wirtschaftlichkeit, Vergleiche zwischen Holz-Beton-Verbunddecken mit Stahlfasern und mit herkömmlicher Bewehrung durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass bei Faserbeton die erforderliche Anzahl an Verbindungsmittel größer ist. Allerdings spielt hierbei insbesondere die Dicke der Faserbetonschicht, die Spannweite der Decke und die tatsächliche Auflast eine große Rolle. Beim Einsatz von Stahlfaserbeton ist somit keine zusätzliche Bewehrungsverlegung, allerdings eine größere Verbindungsmittelzahl notwendig. Holz-Faserbeton-Verbunddecken stellen daher vor allem bei Bauen im Bestand eine Alternative zu konventionellem Beton mit Bewehrung dar.

Abstract

Within this diploma thesis, timber-fiber concrete-composite floors are investigated in more detail. The focus is on the design of timber-fiber concrete-composite floors as well as on the investigation of fiber-reinforced concrete as part of the composite floor. These considerations are intended to show whether fiber-reinforced concrete can be an economical alternative to normally reinforced concrete in timber-fiber concrete-composite floors. In addition to this question, the difference in the design of timber-fiber concrete-composite floors in Austria and Germany will also be investigated. For this reason, the basics for the calculations are elaborated and compared for Austria and Germany. In the calculation of timber-fiber concrete-composite floors especially with the γ -method, the forces are distributed to the individual cross-section parts on the basis of the influence on the total cross-section. Afterwards, the verifications are carried out on the individual cross-sections. For the timber cross-section and the connecting elements, EN 1995-1-1 [1] regulates the verification procedures in building constructions, which differ at most by the national annex. Fiber-reinforced concrete, on the other hand, is not regulated in the Eurocode. However, there are guidelines for the design of fiber-reinforced concrete. In Germany, this is the guideline "Steel Fiber Concrete" [2] published by the German Committee for Reinforced Concrete, and in Austria, the guideline "Fiber Concrete" [3] published by the Austrian „Bautechnik Vereinigung“. Therefore, the differences between the guidelines are presented and subsequently the effects in the design of timber-fiber concrete-composite floors are shown.

The aim of this thesis is to work out the advantages and disadvantages of timber-fiber concrete-composite floors to enable their economic use. In addition, a correlation of the two guidelines in relation to composite floors is to be established, in order to avoid additional tests for the classification for the use of fiber-reinforced concrete in different countries.

In a first step, the fiber-reinforced concrete itself will be described in more detail, including the various types of fibers and the load-bearing behavior in general. This represents the state of the art and shows characteristics of fiber-reinforced concrete. In the second step, the two guidelines from Germany and Austria are described and compared. Here it is evident that there are different test setups, classifications and calculation methods. In order to highlight these differences, experimental tests were carried out with a uniform steel fiber concrete in a further step. A total of 24 beams were tested using 4-point bending tests and evaluated according to the respective guideline. There are differences in the equivalent flexural strength as well as in the design values of the post-cracking tensile strength. In some cases, big differences were found in the design values, although the same fiber-reinforced concrete was used. In a further step, it was then examined how these differences in the fiber-reinforced concrete affect the dimensioning of timber-fiber concrete-composite floors. Based on calculations, it was found that the previously large differences in post-cracking tensile strengths have little influence on the load bearing capacity of timber-fiber concrete-composite floors. Finally, for a consideration of the economic efficiency, comparisons were made between composite ceilings with steel fiber concrete and with conventional reinforcement. This showed that the required number of connection elements is higher for fiber-reinforced concrete. However, the thickness of the fiber-reinforced concrete layer, the span of the ceiling and the actual load play a major role here. Thus, when using steel fiber reinforced concrete, no additional reinforcement laying is required, but a larger number of connection elements is necessary. Timber-fiber concrete-composite floors are an alternative to reinforced concrete, especially for constructions in existing buildings.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung.....	3
Abstract.....	4
Inhaltsverzeichnis.....	5
1 Einleitung.....	7
2 Faserbeton.....	9
2.1 Geschichtliche Entwicklung.....	9
2.2 Arten von Fasern.....	10
2.2.1 Stahlfasern	10
2.2.2 Synthetische Fasern	12
2.2.3 Naturfasern.....	14
2.2.4 Keramische Fasern	14
2.3 Herstellung und Verarbeitung von Faserbeton.....	14
2.4 Brandverhalten von Faserbeton.....	16
2.5 Tragverhalten von Faserbeton.....	17
2.5.1 Druck und Zug	17
2.5.2 Biegung und Nachrissbiegezugfestigkeit	19
2.5.3 Schwindverhalten	21
3 Vergleich der Richtlinien für Faserbeton in Österreich und Deutschland.....	23
3.1 Österreichische Richtlinie Faserbeton.....	23
3.1.1 Allgemeines	23
3.1.2 Prüfverfahren	24
3.1.3 Bemessung und Auswertung.....	25
3.2 Deutsche Richtlinie Stahlfaserbeton.....	29
3.2.1 Allgemeines	29
3.2.2 Prüfverfahren	30
3.2.3 Bemessung und Auswertung.....	31
3.3 Tabellarischer Vergleich der österreichischen und deutschen Richtlinie	34
3.4 Faserbetonrichtlinien anderer Länder	36
4 Experimentelle Untersuchungen nach den Richtlinien für Faserbeton.....	37
4.1 Versuchsbeschreibung.....	37
4.2 Auswertung der Ergebnisse	38
4.2.1 Auswertung der Versuche nach ÖBV-Richtlinie	41
4.2.2 Auswertung der Versuche nach DAfStb-Richtlinie	44
4.2.3 Vergleich der Versuche nach ÖBV-Richtlinie mit DAfStb-Richtlinie.....	46
4.3 Auswertung der Druckfestigkeitsprüfungen.....	51
4.4 Auswertung der Faserverteilung in den Prüfkörpern.....	52
4.4.1 Auswertung der Faserverteilung bei den Prüfkörpern nach ÖBV-Richtlinie	53
4.4.2 Auswertung der Faserverteilung bei den Prüfkörpern nach DAfStb-Richtlinie	55

4.5	Diskussion der Ergebnisse	57
5	Auswirkung der Versuchsergebnisse auf Holz-Faserbeton-Verbunddecken	59
5.1	Übersicht über Holz-Beton-Verbunddecken	59
5.1.1	Holzarten bei HBV-Decken.....	62
5.1.2	Betonarten bei HBV-Decken.....	63
5.1.3	Verbindungsmitel bei HBV-Decken	63
5.1.4	Bemessung von HBV-Decken	64
5.1.5	Einsatz von Holz-Faserbeton-Verbunddecken	66
5.2	Nachweisführungen von Holz-Faserbeton-Verbunddecken	67
5.3	Exemplarischer Nachweis einer Dippelbaumdecke mit Faserbeton	68
5.3.1	Materialparameter.....	69
5.3.2	Lastaufstellung	69
5.3.3	Querschnittswerte	70
5.3.4	Schnittgrößen in den Teilquerschnitten.....	70
5.3.5	Spannungen in den Teilquerschnitten	71
5.3.6	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	72
5.3.7	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	74
5.3.8	Nachweise zum Zeitpunkt $t=\infty$	76
5.3.9	Übersicht über die Nachweise der Dippelbaumdecke.....	77
5.4	Vergleich Faserbeton – Normalbeton bei Holz-Beton-Verbunddecken.....	77
5.5	Vergleich der deutschen und österreichischen Richtlinien anhand von HBV-Decken...	79
5.6	Exemplarischer Nachweis einer Tramdecke mit Faserbeton	82
5.7	Vergleich Faserbetonklassen - Anzahl der Verbindungsmitel	84
5.8	Diskussion der Ergebnisse	85
6	Zusammenfassung	86
	Abkürzungsverzeichnis	88
	Formelzeichen.....	89
	Abbildungsverzeichnis	92
	Tabellenverzeichnis	95
	Literaturverzeichnis	96
	Anhang A - Dokumentation zur Probekörperherstellung.....	99
	Anhang B - Beschreibung der Versuchsdurchführung.....	104
	Anhang C - Darstellung der Versuchsergebnisse	107
	Anhang D - Lieferschein des Stahlfaserbetons.....	115
	Anhang E - Berechnungen der Dippelbaumdecke.....	116
	Anhang F - Berechnungen der Tramdecke.....	120

1 Einleitung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird das Thema Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken), insbesondere Holz-Faserbeton-Verbunddecken näher untersucht. Dabei wird der Fokus nicht nur auf den Verbund zwischen den beiden Materialien Holz und Faserbeton gelegt, sondern es wird insbesondere auch auf Faserbeton selbst näher eingegangen. Nachfolgend werden die Gründe hierfür, die wesentlichen Fragestellungen und Zielsetzung dieser Diplomarbeit und die Methodik erläutert.

Die Stadt Wien wächst weiter an und eine steigende Bevölkerungszahl bedeutet, dass mehr Platz an Wohnraum zur Verfügung gestellt werden muss. Da Grund und Boden nicht unbegrenzt zur Verfügung stehen und in Wien einige Altbauten ohne Dachausbau vorhanden sind, bietet sich die Möglichkeit an diese auszubauen und so neuen Wohnraum zu schaffen. Natürlich kann nicht jeder Altbestand ausgebaut werden, da auf die statischen Erfordernisse zu achten ist. Aber oft wird sogar die Sicherheit vor allem gegen Erbeben erhöht. Stand 2018 stehen schätzungsweise ca. 9300 ausbaubare Dächer in Wien zur Verfügung [4]. Hier ist zu sehen, dass noch einiges an Potential zur Verfügung steht und es sich somit lohnen wird, weiter zu forschen, um einen optimalen und wirtschaftlichen Ausbau zu schaffen. Wird die oberste Geschossdecke schubsteif ausgeführt, wird meistens die Erdbebensicherheit des Gebäudes erhöht. Jedoch ist auch zu beachten, dass das zusätzliche Gewicht von den Grundmauern aufgenommen werden muss. Oft wird die oberste Decke als Stahlbetonkonstruktion mit oder ohne Verbund mit einer allenfalls bestehenden Holzdecke ausgeführt. Wird an Stelle der herkömmlichen Bewehrung Faserbeton eingesetzt, könnte das zu einer wirtschaftlicheren Bauweise führen. So können mit Hilfe von Faserbeton und einer bestehenden Doppelbaumdecke Holz-Faserbeton-Verbunddecken im Altbau entstehen, welche zum Beispiel wirtschaftlich errichtet und die Tragsicherheit erhöhen können.

Faserbeton selbst ist normativ wenig bis gar nicht geregelt, es liegen lediglich Richtlinien zum Einsatz von Faserbeton vor. In Österreich ist dies die von der österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) herausgegebene Richtlinie „Faserbeton“ [3] und in Deutschland die vom deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) herausgegebene Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2]. Durch diese bauaufsichtlich eingeführten Richtlinien darf Faserbeton auch angewendet werden. Für den Verbund von Holzbalken und Faserbeton werden Verbindungsmittel, vor allem im Altbau in Form von Schrauben, eingesetzt. Für den Einsatz dieser Schrauben benötigt es bauaufsichtliche Zulassungen. In vorangegangenen Untersuchungen nach Zahirovic [5] wurden Druck-Scher-Versuche durchgeführt, um die Gleichwertigkeit von Faserbeton gegenüber normal bewehrtem Beton zu zeigen. Dabei wurde bestätigt, dass die untersuchten Verbindungsmittel in Faserbeton gleichwertige Ergebnisse hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit liefern. Diese Versuche wurden für Stahlfaserbeton, welcher nach österreichischer Richtlinie qualifiziert wurde, durchgeführt. Da in Deutschland Faserbeton anders bezeichnet und eingeteilt wird, sollen im Rahmen dieser Diplomarbeit Versuche durchgeführt werden, welche den Faserbeton anhand der unterschiedlichen Richtlinien vergleichen. Das Ziel ist, dass die existierenden Zulassungen für Holz-Beton-Verbunddecken, auch für Stahlfaserbeton, sowohl nach der österreichischen als auch deutschen Richtlinie, herangezogen werden können. Daher werden die Unterschiede nicht nur in der Versuchsdurchführung, sondern auch in der Auswertung und Bemessung aufgezeigt. Eine weitere Frage ist die Wirtschaftlichkeit von Faserbeton im Gegensatz zu bewehrtem Beton.

Der Fokus dieser Diplomarbeit liegt beim Einsatz von Faserbeton bei Bauen im Bestand. Da auch im Neubau Holz-Beton-Verbunddecken, meistens ohne Faserbeton, eingesetzt werden, soll überprüft werden, inwieweit Vorteile durch den Einsatz von Faserbeton im Neubau geschaffen werden können.

Anhand der Motivation für diese Diplomarbeit, ergeben sich zwei wesentliche Fragestellungen. Erstens: „Wo ist es sinnvoll Faserbeton im Rahmen einer Holz-Beton-Verbunddecke einzusetzen und was sind die Vorteile bzw. Nachteile im Vergleich zu Beton mit herkömmlicher Bewehrung?“ Ausgehend von der unterschiedlichen Regelung von Faserbeton in Österreich und Deutschland stellt sich die zweite Frage: „Worin besteht der Unterschied bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken in Österreich und Deutschland, kann ein Zusammenhang zwischen den Richtlinien beider Länder hergestellt werden?“.

Aufbauend auf diesen Fragestellungen ergeben sich die Ziele dieser Diplomarbeit. Einerseits soll der wirtschaftliche Einsatz von Faserbeton bei HBV-Decken gegeben sein, durch den Wegfall von herkömmlicher Bewehrung wie Stabstähle und Matten, entstehen auch Nachteile, die Vorteile und Nachteile sind abzuwiegen. Andererseits sollen ein Zusammenhang und die Unterschiede der beiden Richtlinien dargestellt werden. Im Rahmen dessen sollen auch die Unterschiede der jeweiligen Bemessungsmodelle aufgezeigt werden.

Mit diesen Zielen im Hintergrund ist es sinnvoll zuerst Faserbeton selbst näher zu betrachten. Daher geht es in einem ersten Schritt darum den Stand der Technik von Faserbeton zu erfassen und die Grundeigenschaften von Faserbeton zu beschreiben. Dabei wird auf unterschiedlichste Faserarten, das generelle Tragverhalten und die Vor- und Nachteile eingegangen. Danach werden die beiden Richtlinien in Österreich und Deutschland verglichen und die Grundlagen für Versuche und die Anwendbarkeit beschrieben. Für Österreich gibt es von der österreichischen Bautechnik Vereinigung Richtlinien für Faserbeton und HBV-Decken. In Deutschland existiert von dem deutschen Ausschuss für Stahlbeton eine Richtlinie für den Einsatz von Stahlfaserbeton. In anderen europäischen Ländern gibt es ebenfalls diverse Richtlinien für Faserbeton und HBV-Decken, diese werden ergänzend kurz erläutert. Ein weiteres Augenmerk liegt auf der unterschiedlichen Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit bei Faserbeton. Diese werden vor allem bei der Berechnung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken benötigt. Verschieden ermittelte Nachrissbiegezugfestigkeiten bedeuten daher andere Ergebnisse bei den Berechnungen von Holz-Faserbeton-Verbunddecken.

Für die Frage nach dem Unterschied der beiden Richtlinien, sind experimentelle Versuche von Faserbeton durchgeführt worden. Nach der theoretischen Auseinandersetzung mit Faserbeton werden die durchgeführten Versuche beschrieben und nach der österreichischen und deutschen Richtlinie ausgewertet. Anhand dieser Ergebnisse wird auf die Berechnungen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Holz-Faserbeton-Verbunddecken eingegangen. Der Fokus bei den Berechnungen in dieser Arbeit liegt auf stiftförmigen Verbindungsmitteln, im Speziellen Schrauben. Generelle Berechnungsansätze werden kurz vorgestellt und erläutert, wo es sinnvoll ist Faserbeton bei HBV-Decken einzusetzen. Es wird beschrieben, welche Parameter für die Berechnung nötig sind, wie Holz-Faserbeton-Verbunddecken berechnet werden und auch die Unterschiede in den Berechnungsmethoden der verschiedenen Richtlinien werden betrachtet. Die Holz-Faserbeton-Verbunddecke wird mit einer Holz-Stahlbeton-Verbunddecke verglichen und die Vor- und Nachteile herausgearbeitet. Die Berechnungen selbst erfolgen am Beispiel einer Dippelbaumdecke und einer Tramdecke, welche jeweils mit einer Faserbetonschicht die Holz-Faserbeton-Verbunddecken darstellen. Mit Hilfe von unterschiedlichen Optimierungsvarianten werden auch die Auswirkungen auf die Anzahl der Verbindungsmittel aufgezeigt.

Schlussendlich erfolgt eine genauere Analyse der geprüften Probekörper. Dabei wird der Einfluss der Faserverteilung in der Bruchfläche untersucht und ein Zusammenhang mit den Festigkeitseigenschaften des Faserbetons hergestellt.

Aufgrund der Ergebnisse wird ein Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Richtlinien hergestellt und Aussagen über die Wirtschaftlichkeit von Faserbeton beim Einsatz in HBV-Decken getroffen.

2 Faserbeton

Zuerst wird der Stand der Technik von Faserbeton erläutert. Dieses Kapitel dient als Grundlage und soll einen Überblick über Faserbeton verschaffen. Dabei werden die unterschiedlichsten Faserarten aufgelistet, die Herstellung von Stahlfasern und die wichtigsten Eigenschaften, wie Tragverhalten, Verhalten bei Brand und Schwinden beschrieben. Bei den einzelnen Faserarten werden Vor- und Nachteile angeführt und anhand der beschriebenen Eigenschaften werden die Vorteile von Faserbeton ersichtlich.

Beton hat im Vergleich zu seiner Druckfestigkeit eine relativ niedrige Zugfestigkeit. Um diese im Allgemeinen nachteiligen Materialeigenschaften auszugleichen, wird der Beton mit einer Bewehrung oder auch Fasern versehen, um eine ausreichende Sicherheit beim Einsatz zu gewährleisten. Faserbeton unterscheidet sich zu Stahlbeton dadurch, dass keine herkömmliche Matten- bzw. Stabstahlbewehrung vorhanden ist, jedoch Fasern aller Art zum Einsatz kommen. Die wichtigsten Bestandteile von Faserbeton sind Zement, Wasser, Gesteinskörnung und Fasern. Weiters können zur Verbesserung der Eigenschaften von Faserbeton und zur besseren Verarbeitung diverse Zusatzmittel und Zusatzstoffe beigefügt werden. Als Fasern kommen beispielsweise Stahlfasern oder Kunststofffasern zum Einsatz. In der nachfolgenden Abbildung 2.1 ist ein Stahlfaserbeton mit räumlich verteilten Fasern zur besseren Veranschaulichung dargestellt.



Abbildung 2.1: Faserbeton mit räumlich verteilten Fasern

2.1 Geschichtliche Entwicklung

Bereits im Mittelalter wurden spröden Baustoffen wie Lehm Strohfasern oder Tierhaare beigemischt. Ziel war es, das spröde Verhalten der Baustoffe durch gezielte Beigabe von kurzen Fasern zu verbessern. Ab 1874 wurde ein Patent von *Berard* angemeldet, in dem die Zugabe von metallischen Abfällen zum Beton beschrieben wird. In weiterer Folge wurden mehrere Patente angemeldet, wie die Herstellung von Asbestzement oder die Verbesserung der Betonzugfestigkeit durch Zumischen von länglichen Fasern zum Beton. Ab 1970 kamen erste Bemessungsregeln vor allem in den USA und Japan auf und ab 1980 wurde Stahlfaserbeton vor allem bei Industriefußböden, bei Flugbetriebsflächen oder bei wasserundurchlässigem Beton eingesetzt. [6]

Faserbeton wurde vor allem in untergeordneten Bauwerken eingesetzt und bei Bauteilen die überwiegend auf Druck beansprucht sind. Ein Einsatz in Biegeträgern, Platten oder Decken, daher bei tragenden Bauteilen, wurde in diversen Richtlinien ausdrücklich abgelehnt. [7]

2.2 Arten von Fasern

Folgende Faserarten werden nach [6] unterschieden und sind für Faserbeton von Bedeutung:

- Metallfasern
 - * Stahldrahtfasern
 - * Spanfasern
 - * Blechfasern
- Synthetische Fasern
 - * Glasfasern
 - * Kunststofffasern
 - * Kohlenstofffasern
- Naturfasern
 - * Pflanzliche Naturfasern
 - * Mineralische Fasern
- Keramische Fasern

Nachfolgend werden die wichtigsten Faserarten beschrieben.

2.2.1 Stahlfasern

Unter den Begriff Stahlfasern bzw. Metallfasern fallen etliche Fasertypen, wie Stahldrahtfasern, Blechfasern, gefräste Stahlfasern und Edelstahlfasern. Stahlfasern zählen zu den wichtigsten Fasertypen im Bereich Faserbeton, da diese am meisten eingesetzt wurden und die meiste Erfahrung besteht.

Nach ÖNORM EN 14889-1 [8] werden Stahlfasern wie folgt definiert:

„gerade oder verformte Fasern aus kalt gezogenem Stahldraht, gerade oder verformte zugeschnittene Einzelfasern, aus Schmelzgut hergestellte Fasern, von kalt gezogenem Draht gespannte Fasern oder aus Stahlblöcken gehobelte Fasern, die für eine homogene Einbringung in Beton oder Mörtel geeignet sind“

In der ÖNORM EN 14889-1 [8] werden unter anderem die Anforderungen an Stahlfasern geregelt. In der Regel liegen die Längen der Stahlfasern zwischen 6 mm und 70 mm, die Querschnittsabmessungen betragen in etwa 0,1 mm bis 1,5 mm [9]. Die Zugfestigkeit der einzelnen Stahlfasern variieren und sind je nach Hersteller verschieden, in der Regel betragen die Werte zwischen 800 bis 2000 N/mm², meistens wird eine Zugfestigkeit der Fasern mit 1000 N/mm² angegeben [10].

2.2.1.1 Stahldrahtfasern

Stahldrahtfasern werden aus kaltgezogenen Drähten hergestellt. Folgende Faserformen werden unterschieden: [9]

- Gerade Stahldrahtfasern mit glatter bzw. geriffelter Oberfläche (siehe Abbildung 2.2)

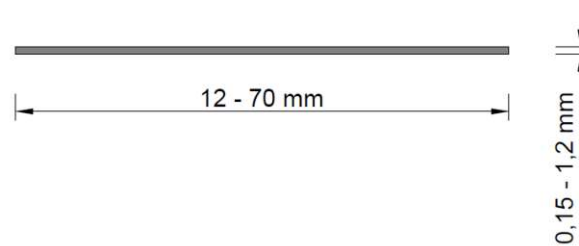


Abbildung 2.2: Gerade Stahldrahtfaser inkl. Abmessungen

Das Problem bei geraden Fasern besteht darin, dass die Verbundwirkung zwischen Stahlfaser und umgebender Betonmatrix relativ gering ist. Mit Hilfe einer geriffelten bzw.

profilierten Oberfläche wird dieser Umstand zwar verbessert, die Zugfestigkeit der Fasern wird dennoch nicht ausgenutzt und die Fasern versagen in der Regel durch Herausziehen aus dem Beton bzw. der Matrix. Profilierte Fasern lassen sich durch eine entsprechende Ausbildung der Walzen relativ leicht herstellen. [6]

- Gewellte Stahldrahtfasern (siehe Abbildung 2.3)

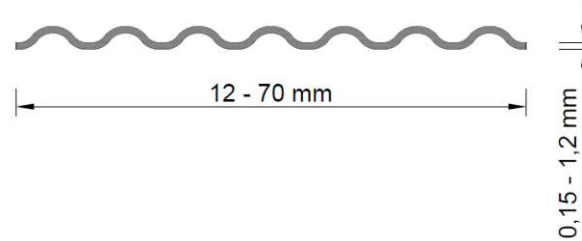


Abbildung 2.3: Gewellte Stahldrahtfaser inkl. Abmessungen

Das Verbundverhalten zwischen dieser Art der Stahlfaser ist durch die gewellte Form besser als bei der geraden Faser. Mit Hilfe von entsprechend ausgebildeten Walzen können diese Fasern hergestellt werden.

- Stahldrahtfasern mit Endverankerungen (siehe Abbildung 2.4)

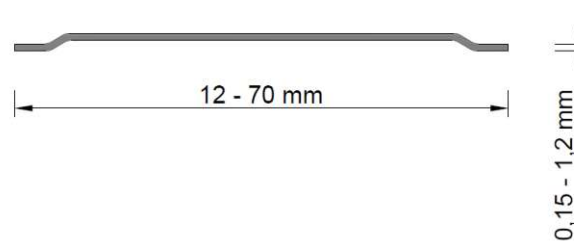


Abbildung 2.4: Stahldrahtfaser mit Endverankerungen

Die Verbundwirkung wird durch die entsprechende Ausbildung der Enden der Fasern verbessert. Diese Art der Faser wurde in den Versuchen, welche innerhalb dieser Diplomarbeit erfolgten, eingesetzt.

- Stahldrahtfasern mit Endverankerungen und geometrischer Querschnittsveränderung (siehe Abbildung 2.5)

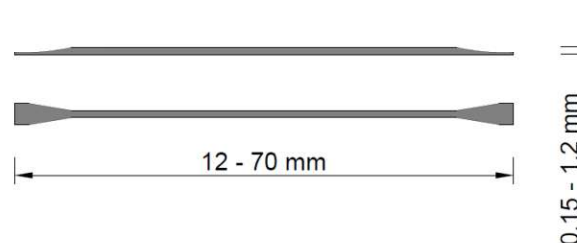


Abbildung 2.5: Stahldrahtfaser mit gestauchten Endverankerungen

Aufgrund der Ausbildung von Endverankerungen wird auch bei diesen Stahlfasern der Verbund mit dem Beton verbessert. Die gestauchte Form der Enden soll eine bessere Verarbeitbarkeit ermöglichen. Dadurch ist ein leichteres Pumpen des frischen Faserbetons möglich und der Verschleiß der Pumpe und Schläuche wird verringert. [10]

- Stahlfaser aus Segmentdrähten
- Verzinkte Stahldrahtfasern
Aufgrund von Korrosion von Stahlfasern kann es vor allem im oberflächennahen Bereich zu Verfärbungen kommen, da die Stahlfasern im äußeren Bereich innerhalb der Depassivierungszone des Betons liegen. Eine allfällige Korrosion von Stahlfasern beeinträchtigt nicht die Trag- bzw. Gebrauchstauglichkeit. Durch Verwendung von verzinkten Stahldrahtfasern können die optischen Beeinträchtigungen der Betonoberfläche vermieden werden, es ist jedoch darauf zu achten, dass der Verbund mit der Betonmatrix durch eine abgestimmte Betonzusammensetzung sichergestellt ist. Aufgrund der Reaktion der verzinkten Stahlfasern mit dem Beton kann es zum Beispiel bei chromatreduzierten Zementen zu einer Blasenbildung kommen. [3]

2.2.1.2 Blechfasern

Blechfasern besitzen im Gegensatz zu Stahldrahtfasern einen rechteckigen Querschnitt und werden aus Blechcoils hergestellt. Wie bei den Stahldrahtfasern kommen hier diverse Prägungen zum Einsatz, um einen verbesserten Verbund in der Betonmatrix zu gewährleisten. Die Blechfasern sind etwas kürzer als Stahldrahtfasern, die Längen betragen üblicherweise 12 mm bis 50 mm. Die Zugfestigkeiten liegen zwischen 270 und 1000 N/mm². Folgende Blechfasern werden unterschieden: [9]

- Gerade Blechfasern
- Gewellte Blechfasern
- Geprägte Blechfasern
- Blechfasern mit Endverankerung

2.2.1.3 Weitere Stahlfasertypen

Zusätzlich zu den oben genannten Stahlfasertypen wird noch zwischen gefrästen Stahlfasern und Edelstahlfasern unterschieden. Gefräste Stahlfasern werden mit Hilfe von Fräsen aus Stahlbrammen hergestellt. Der Querschnitt ist in der Regel sichelförmig, gefräste Stahlfasern sind in etwa 30 mm lang und besitzen eine Zugfestigkeit von 900 N/mm². Edelstahlfasern können entweder aus Stahldraht oder Stahlblech hergestellt werden. Sie besitzen eine hohe Rostbeständigkeit und werden daher bei witterungsexponierten Bauteilen eingesetzt. Sie sind jedoch teurer in der Herstellung. [9]

2.2.2 Synthetische Fasern

Es wird unterschieden zwischen synthetischen Fasern aus anorganischen Rohstoffen und aus natürlichen oder künstlich hergestellten Rohstoffen. Zu den synthetischen Fasern, die aus anorganischen Rohstoffen hergestellt werden, zählen Glasfasern und zu denen aus organisch hergestellten Rohstoffen zählen Kunststofffasern und Kohlenstofffasern. Nahezu alle synthetischen Fasern weisen ein linear-elastisches Materialverhalten auf, die chemischen und mechanischen Eigenschaften sind zum Teil sehr unterschiedlich. [6]

2.2.2.1 Glasfasern

Der Einsatz von Glasfasern (siehe Abbildung 2.6) ist eher vielfältig, sie werden zum Beispiel in der Autoindustrie als glasfaserverstärkte Kunststoffe eingesetzt, finden Anwendung als Lichtwellenleiter aber auch für die Verstärkung von Beton werden sie eingesetzt.



Abbildung 2.6: Glasfasern nach [11]

Für den Einsatz im Beton sollte ausschließlich alkaliresistentes Glas angewendet werden, mit einem Anteil von 15 bis 20 Massenprozent Zirkoniumdioxid, da es ansonsten zu lochfraß-ähnlicher Korrosion kommen kann. Hergestellt werden Glasfasern im Düsenziehverfahren bei einer Temperatur von 1250 – 1350°C. Glasfasern besitzen hohe Zugfestigkeiten im Bereich von 2000 bis 3700 N/mm². Weiters weisen Glasfasern einen sehr guten Verbund mit der umgebenden Betonmatrix auf, da die Zugfestigkeit der Fasern oft ausgenutzt werden kann. Sorgfalt ist während dem Einmischen der Glasfasern in den Beton geboten, da Glasfasern kerb- und ritzempfindlich sind. [6]

2.2.2.2 Kunststofffasern

Zu den Kunststofffasern zählen unter anderem Polypropylenfasern (PP), Polyethylenfasern, Polyacrylfasern, Polyvinylfasern oder Aramidfasern. In Abbildung 2.7 sind einige Kunststofffasern exemplarisch dargestellt. Anforderungen an Polymerfasern und die Konformität wird in ÖNORM EN 14889-2 [12] geregelt.



Abbildung 2.7: Kunststofffasern nach [13]

Abhängig von ihrer Größe werden sie weiter unterteilt in Mikro- und Makrofasern. Mikrofasern haben eine Länge von 5 – 20 mm und einen Durchmesser von 0,02 – 0,20 mm. Durch Mikrofasern kann die Brandbeständigkeit des Faserbetons erhöht werden. Weiters tragen sie zur Verbesserung der Abbindeigenschaften bei, auch die Stoß- und Schlagfestigkeit wird erhöht. Makrofasern haben eine Länge von 30 – 65 mm und einen Durchmesser von 0,4 – 1,2 mm. Sie verbessern vor allem die mechanischen Eigenschaften des Faserbetons. [10]

2.2.2.3 Kohlenstofffasern

Kohlenstofffasern weisen sehr hohe Festigkeiten auf, die Zugfestigkeit liegt zwischen 2000 und 6000 N/mm². Aufgrund der aufwendigen und energieintensiven Herstellung sind diese Fasern relativ teuer und werden eher selten als Fasern dem Beton beigemischt. Ein häufigerer Anwendungsfall ist, dass die Fasern und zu einem Bündel zusammengefasst werden und zum Beispiel als externe Verstärkung an ein vorhandenes Bauteil angeklebt wird. [6]

2.2.3 Naturfasern

Bei den Naturfasern werden pflanzliche, tierische und mineralische Fasern unterschieden. Tierische Fasern kommen für Faserbeton nicht zum Einsatz. Zu den pflanzlichen Fasern zählen vor allem Zellulosefasern aus Holz, Hanf, Bambus, etc. Bei der Verwendung von Zellulosefasern im Beton können jedoch einige Probleme [6] auftreten:

- * Die Alkalibeständigkeit der Zellulosefasern, auf die Betonzusammensetzung ist zu achten, zur Reduzierung des pH-Wertes
- * Enthaltene Glukose wirkt sich nachteilig auf den Erhärtungsvorgang des Betons aus
- * Hohe Wasseraufnahme von unbehandelten Naturfasern, dadurch können starke Quell- und Schwindvorgänge der Fasern auftreten
- * Zerstörung der Fasern durch Pilze oder Bakterien

Zu den mineralischen Fasern zählen etwa Asbestfasern oder Basaltfasern. Asbestfasern werden aufgrund ihrer sehr geringen Größe nicht mehr eingesetzt, da sie lungengängig und krebserregend sind. Eingesetzt werden dürfen hingegen Basaltfasern. Basaltfasern werden aus dem Mineral Basalt hergestellt, im Faserbündel beträgt die Zugfestigkeit etwa 1850 bis 2150 N/mm². Basaltfasern weisen eine gute chemische Beständigkeit gegenüber vielen Alkalien und Säuren auf, es sind jedoch weitere Untersuchungen zu Basaltfasern erforderlich. [6]

2.2.4 Keramische Fasern

Keramische Fasern werden beispielsweise aus Quarzsand hergestellt. Keramikfasern weisen eine Zugfestigkeit von 400 bis 3000 N/mm² auf, besitzen eine hohe Temperaturbeständigkeit und gute chemische Beständigkeit, sie sind jedoch in der Herstellung sehr teuer und werden daher kaum in Verbindung mit Beton eingesetzt. Außerdem ist der entstehende Feinstaub bei der Herstellung von keramischen Fasern krebserregend, daher sind hier besondere Vorkehrungen zu treffen. [6]

2.3 Herstellung und Verarbeitung von Faserbeton

Wie auch bei normalem Beton treten bei der Herstellung und Verarbeitung von Faserbeton Besonderheiten auf. Je nach Faserart sind die Bedingungen anders und es sind die Eigenschaften bzw. Besonderheiten zu beachten. Das Ziel dabei ist es, eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Fasern im fertigen Beton zu erhalten. Faseransammlungen oder Stellen im Beton ohne Fasern sind dabei zu vermeiden. Wesentlichen Einfluss haben, die Faserdosierung im Beton, das Größtkorn bzw. die Sieblinie der Gesteinskörnung und der Feinkornanteil. [14]

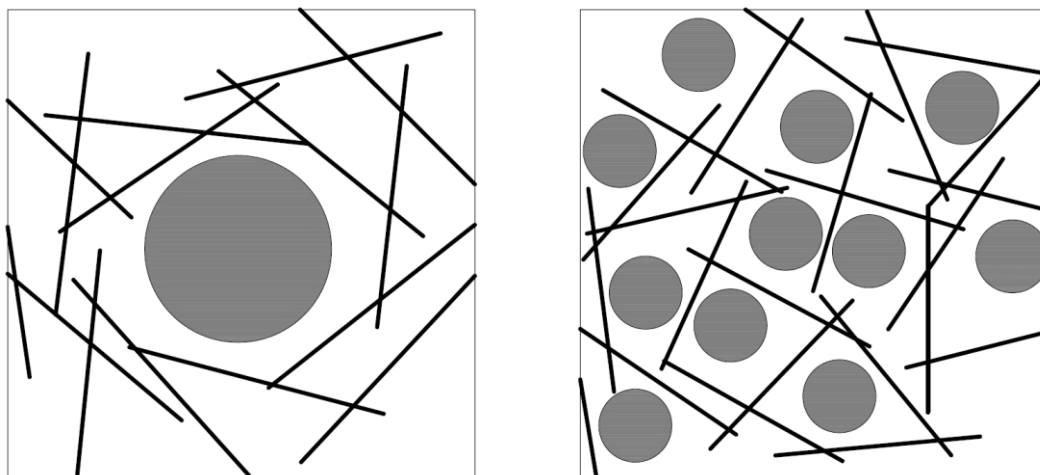


Abbildung 2.8: Einfluss des Größtkorns auf die Faserdistribution und Verarbeitbarkeit

Damit es zu einer homogenen Faserverteilung kommt, sollten die Faserlänge mehr als doppelt so groß wie der Durchmesser des Größtkorns sein. In Abbildung 2.8 ist der Einfluss des Größtkorns auf die Verarbeitbarkeit dargestellt. Bei einem zu großen Durchmesser der Gesteinskörnung besteht die Gefahr, dass die Fasern vom Gesteinskorn verdrängt werden und die Länge der Fasern nicht mehr ausreichend ist, um Risse zwischen den Größtkörnern zu überbrücken. Außerdem kann durch gebrochene Gesteinskörnung und Ausfallkörnung in Verbindung mit einem hohen Fasergehalt die Verarbeitbarkeit beeinflusst werden. [14]

Ein weiterer wesentlicher Einflussfaktor ist die Faserdosierung. Die Faserdosierung sollte nicht zu hoch sein, da es sonst zu Problemen bei der Verarbeitung kommen kann. Dazu zählen vor allem die Verstopfung von Pumpschläuchen bzw. die Anhaftung der Fasern in den Pumpschläuchen. Die Verarbeitbarkeit sinkt je höher der Fasergehalt ist und vor allem bei Stahlfaserbeton kann es zur Igelbildung kommen. Der Fasergehalt darf auch nicht zu gering sein, da ansonsten nicht die gewünschten Anforderungen an die Tragfähigkeit, den Brandschutz oder sonstige Bestimmungen erreicht werden. Generell hängt der Fasergehalt von den statischen Erfordernissen und von dem jeweiligen Material ab. Einen Überblick über häufig eingesetzte Faserdosierungen soll die nachfolgende Tabelle 2.1 bieten. Allerdings finden sich hier durchaus Widersprüche in der Literatur, da in der ÖBV-Richtlinie [3] ein Fasergehalt bei Stahlfasern von 20 – 40 kg/m³ für herkömmliche Betonierverfahren empfohlen wird. Im Rahmen der Faserbetonversuche wurde ein Fasergehalt von 25 kg/m³ verwendet.

Tabelle 2.1: Dosierung bei Faserbeton nach [10]

Fasermaterial	Minstdosierung	übliche Dosierung	
	[kg/m ³]	von [kg/m ³]	bis [kg/m ³]
Kunststoff PP	2,5	3	7
Stahl	30	30	70
Glas	1	1,5	3

Bei Stahlfaserbeton kann es bei falscher Verarbeitung oder bei falscher Betonzusammensetzung zu einer sogenannten Igelbildung kommen. Dabei handelt es sich um faustgroße Klumpen von Stahlfasern, welche sich ineinander verhakt haben. Durch eine geeignete Mischung und geeignetes Mischverfahren kann eine solche Igelbildung verhindert werden. Ein Frischbeton in dem Stahlfaserigel vorhanden sind, sollte nicht eingebaut werden, da es zu Inhomogenitäten kommt und die Stahlfasern nicht überall im Beton verteilt sind. Bei Stahlfasern mit Endhaken tritt dieser Zustand häufiger auf als bei geraden Stahlfasern.

Mit folgenden Verfahren können Fasern in den frischen Beton zugegeben werden: [10]

- Manuelle Zugabe – diese Art der Zugabe sollte jedoch nicht eingesetzt werden, da eine gleichmäßige Verteilung der Fasern nicht gewährleistet werden kann
- Zugabe mit Dosiergerät – mit einem speziellen Gerät werden die Fasern gleichmäßig dem Mischgut zugegeben
- Zugabe mit Einblasgerät – mittels Druckluft werden die Fasern in das trockene Mischgut eingeblasen
- Förderband – für längere Strecken können Fasern mittels Förderband und eingebauter Wiegestation zugegeben werden.

Betreffend den Einsatz von unterschiedlichen Fasern, darf Stahlfaserbeton auch ohne konventionelle Bewehrung eingesetzt werden. Kunststoffmikrofaserbeton dient hauptsächlich dafür das Brand- und Schwindverhalten zu verbessern. Kunststoffmakrofaserbeton kann zwar in Klassen nach der ÖBV-Richtlinie Faserbeton eingeteilt werden, bedarf aber weiterer Untersuchungen. [3]

2.4 Brandverhalten von Faserbeton

Das Brandverhalten von Faserbeton ist stark abhängig von der jeweils verwendeten Faserart. Innerhalb dieses Abschnitts wird das Brandverhalten von Faserbeton mit den Faserarten Kunststofffaser und Stahlfaser näher beschrieben.

Im Beton ist Wasser als freies oder physikalisch gebundenes Wasser vorhanden. Ab ca. 105°C verdampft dieses im Beton enthaltene Wasser, ein Teil diffundiert in den Betonkörper hinein, der andere entweicht aus dem Medium in die Atmosphäre. In weiterer Folge kommt es zu einer Ansammlung des kondensierten Wasserdampfes bis hin zur Bildung einer vollständig gesättigten Ebene. Dadurch kann der weiter entstehende Dampfdruck nicht mehr aus dem Beton entweichen und es kommt zu Abplatzungen aufgrund des großen Porendrucks und der thermischen Spannungen. [6] Dieser Effekt tritt vor allem bei Hochleistungsbetonen und Betonen mit sehr dichtem Gefüge auf. Bei Betonen mit größerer Porosität kann der entstehende Dampfdruck weiterhin durch größere Poren entweichen.

Kunststofffasern

Das Brandverhalten von Faserbetonen mit Kunststofffasern, zum Beispiel Polypropylenfasern (PP), beruht darauf, dass die Fasern schmelzen und dadurch Platz zum Entweichen des Wasserdampfdruckes frei wird. Dabei sollten zwei Kriterien erfüllt werden. Das erste Kriterium besagt, dass ein Teil der PP-Fasern von der umgebenden Zementmatrix absorbiert wird und so Platz für flüssiges Wasser oder Wasserdampf zum Entweichen geschaffen wird. Als zweites Kriterium gilt, dass die Fasern ein zusammenhängendes Netzwerk bilden, dass im Brandfall durchlässiger ist als die umgebende Zementmatrix. Die ideale Faserdosierung ist abhängig von der jeweiligen Art des Betons, bei HPC (high performance concrete) beträgt der ideale Fasergehalt 2 kg/m^3 mit einer Faserlänge von 20 mm. [15]

Stahlfasern

Generell ist zu sagen, dass Beton mit Stahlfasern einen etwas größeren Widerstand gegen hohe Temperaturen aufweist als Normalbeton. Ein Grund hierfür ist der verbesserte Zusammenhalt aufgrund der Stahlfasern. [16] Bei Versuchen mit Stahlfaserbetonplatten [17] wurde weiters gezeigt, dass die Stahlfasern Abplatzungen des Betons verhindern. Allerdings haben Stahlfasern eine sehr gute Wärmeleitfähigkeit, das bedeutet, dass Abplatzungen zwar kurzzeitig verhindert werden können, nach einiger Zeit die Stahlfasern aufgrund der hohen Temperatur aber nachgeben. Ein möglicher Nachteil von Stahlfasern ist, dass die Aufheizgeschwindigkeit des Betons aufgrund der höheren Wärmeleitfähigkeit der Stahlfasern erhöht wird und so der Beginn der Betonzerstörung früher einsetzt [6]. Allerdings trifft dies auch auf Stahlbeton zu, im Gegensatz zu Stahlfaserbeton werden Abplatzungen bei Stahlbeton jedoch nicht verhindert. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass Stahlfasern das Brandverhalten bei Beton verbessern.

Beim Vergleich der beiden Faserarten Kunststofffasern und Stahlfasern treten vor allem bei hochfesten Betonen merkliche Verbesserungen im Brandverhalten des Betons auf. Kunststofffasern besitzen ein etwas besseres Brandverhalten als Stahlfasern aufgrund der Eigenschaft, dass zusätzliche Porenräume geschaffen werden und so Abplatzungen verhindert werden. Treten hingegen Abplatzungen auf, können Stahlfasern diese aber verhindern. Durch eine Kombination der beiden Faserarten kann das Brandverhalten noch einmal verbessert werden, da die Vorteile beider kombiniert werden können.

2.5 Tragverhalten von Faserbeton

Innerhalb dieses Kapitels wird das Tragverhalten von Faserbeton näher beschrieben. Dabei wird auf das Verhalten bei Druck und Zug nur kurz eingegangen und anschließend das Verhalten bei Biegung näher betrachtet. Der Grund hierfür ist, dass bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken die Nachrissbiegezugfestigkeit der wesentliche Einflussfaktor ist. Es wird nur das Verhalten von Stahlfaserbeton näher beschrieben.

Bei Stahlfaserbeton handelt es sich um einen Verbundwerkstoff von Stahlfasern, die in der Betonmatrix eingebettet sind. Entstehende Risse können durch die Stahlfasern begrenzt werden. Entsteht ein Riss werden die Zugkräfte von den Stahlfasern übernommen. Folglich wird zwischen unterschiedlichen Verbundmechanismen und daraus folgenden Versagensarten unterschieden [6]:

- **Adhäsion (Haftverbund)**
Wird die Scherspannung zwischen Stahlfaser und umgebender Matrix überschritten, versagt die Verbindung bzw. es entsteht ein Riss. Diese Art der Verbindung ist bei Stahlfasern eher schwach ausgebildet.
- **Reibung**
Wird die Haftfestigkeit überschritten und ein Riss entsteht, erfolgt der Übergang vom Haftverbund in eine Reib-Schlupf-Beziehung. Die Faser verschiebt sich relativ zur umgebenden Matrix.
- **Formverbund**
Bei Stahlfasern mit Endhaken tritt dieser Effekt nach überschreiten des Haftverbundes und eines großen Schlupfes auf. Die Verbindung versagt, wenn die Endhaken aus dem Verbund ausgezogen werden.

Die jeweiligen Versagensmechanismen sind stark abhängig von der verwendeten Faserart, der Faserdosierung, des Fasertyps und der Faserorientierung.

2.5.1 Druck und Zug

Generell versagt ein Beton der einachsiger auf Druck beansprucht wird, nach Erreichen der Traglast, spröde. Bei reiner Druckbeanspruchung und vor Auftreten von Rissen sind die Stahlfasern noch nicht wirksam. Ab dem Zeitpunkt, wo Risse auftreten, werden auch die Fasern in der Matrix aktiviert und es kann das Entstehen von in Belastungsrichtung auftretenden Lamellen behindert werden. In einer Reihe von experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlfaserbeton bei einachsiger Druckbeanspruchung wurden sowohl Zu- als auch Abnahmen der Zylinderdruckfestigkeit beobachtet. Dies hängt einerseits mit der oben beschriebenen Eigenschaft ab, andererseits führt ein hoher Fasergehalt zu einer schlechteren Verarbeitung. Weiters wurde eine große Streuung der Parameter berichtet. [18]

Durch die Zugabe von Stahlfasern weist Stahlfaserbeton ein deutlich duktileres Materialverhalten auf. Die Druckfestigkeit generell kann allerdings nur geringfügig gesteigert werden. [19]

Hauptsächlich hängt die Druckfestigkeit von der verwendeten Betonsorte ab. Der Vorteil von der Zugabe von Stahlfasern besteht darin, dass ein verbessertes Nachbruchverhalten beobachtet wurde [6]. In nachfolgender Abbildung 2.9 sind Stahlfaserbeton mit unterschiedlichem Fasergehalt dargestellt. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass bei höherem Stahlfasergehalt der abfallende Ast der Arbeitslinie flacher verläuft, daher das Nachbruchverhalten verbessert worden ist.

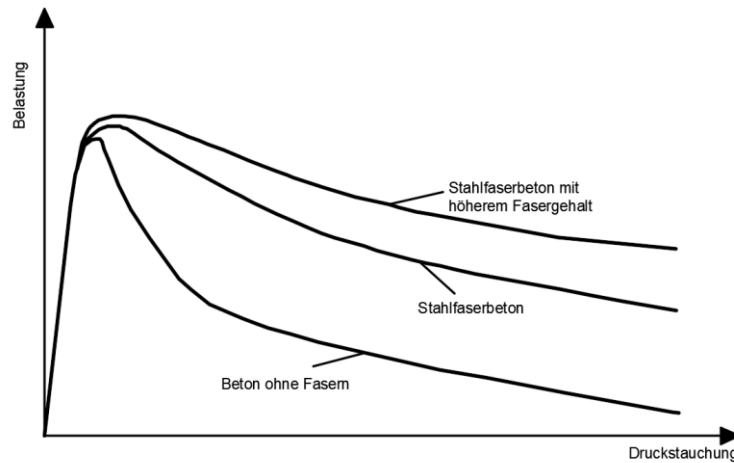


Abbildung 2.9: Einfluss des Fasergehalts auf die Druckfestigkeit nach [6]

Beim Zugverhalten von Stahlfaserbeton wird zwischen entfestigendem („softening behaviour“) und verfestigendem („hardening behaviour“) Materialverhalten unterschieden [20]. In Abbildung 2.10 ist dieser Unterschied qualitativ dargestellt. Im Vergleich zu Beton ohne Bewehrung und Fasern (siehe Abbildung 2.11) weist Stahlfaserbeton ein günstiges Nachrissverhalten auf, daher er versagt nicht spröde. Tritt ein Riss auf versagt der Beton nicht sofort, sondern die Stahlfasern können Kräfte beim Riss übertragen.

Ein entfestigendes Materialverhalten liegt bei Stahlfaserbetonen mit einem Fasergehalt von 20 bis 50 kg/m³ vor. Bei Stahlbeton und bei Stahlfaserbeton mit einem höheren Fasergehalt kann auch ein verfestigendes Materialverhalten erreicht werden. Beim verfestigendem Materialverhalten kommt es nach dem Auftreten des Ersten Risses zu einer Steigerung der Traglast. Ein Fasergehalt über 50 kg/m³ ist jedoch meist nicht wirtschaftlich und kommt nur in Sonderfällen zum Einsatz. Daher ist bei praxisüblichen Stahlfaserbeton eine Erhöhung der Zugfestigkeit kaum zu erreichen, er versagt jedoch nicht spröde was zu einem großen Vorteil gegenüber unbewehrtem Beton führt. [19]

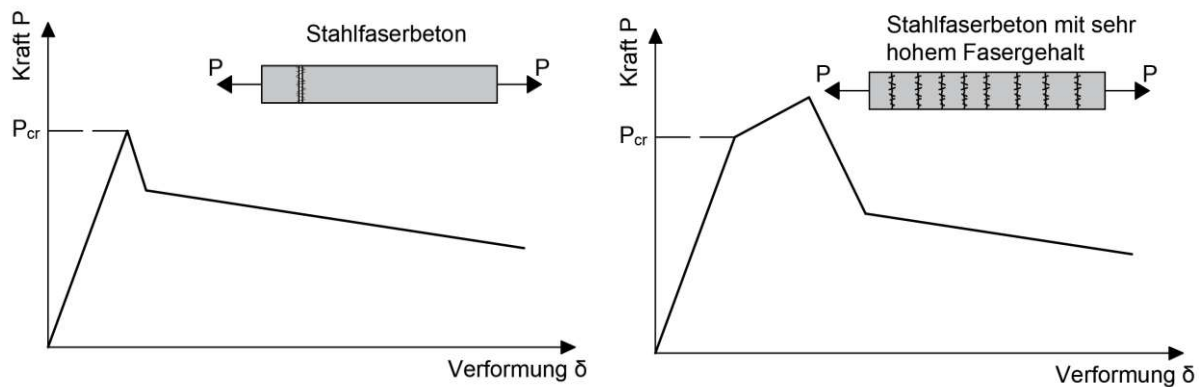


Abbildung 2.10: (links): qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm Stahlfaserbeton (softening behaviour), (rechts): qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm Stahlfaserbeton (hardening behaviour) nach [20]

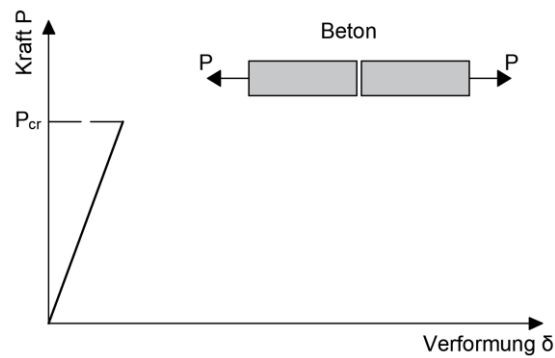


Abbildung 2.11: qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm von Beton ohne Bewehrung

2.5.2 Biegung und Nachrissbiegezugfestigkeit

Im Unterschied zur Druck- und Zugfestigkeit ist bei der Biegezugfestigkeit der Widerstand von Stahlfaserbeton im Vergleich zu Beton ohne Fasern größer [18].

Im Gegensatz zur Zugbeanspruchung sind bei der Biegebeanspruchung Lastumlagerungsmöglichkeiten vorhanden, sodass das aus Stahlfaserbeton bestehende Bauteil nicht beim ersten entstehenden Riss versagt. Weiters können beim Riss über die Stahlfasern Kräfte übertragen werden. Einen wesentlichen Einfluss auf die Nachrisszugfestigkeit besitzt der kritische Fasergehalt. Liegt der Fasergehalt über dem kritischen Fasergehalt so ist die Nachrisszugfestigkeit größer als die Festigkeit, welche beim Erstriss auftritt. Der kritische Fasergehalt ist dadurch definiert, dass die Fasern gerade noch in der Lage sind die im Zuge der Rissbildung entstehenden Zugspannungen aufzunehmen. In Abbildung 2.12 ist der kritische Fasergehalt bei der Biegezugfestigkeit dargestellt. Unterschreitet der Fasergehalt den kritischen Fasergehalt, so kann die Last zwar nicht gesteigert werden, ein gutes Nachrissverhalten ist trotzdem gegeben. Der Probekörper weist ein duktileres Verhalten auf. [6]

Der kritische Fasergehalt beträgt bei Biegebeanspruchung ca. $80 - 120 \text{ kg/m}^3$ [21]. Für einen wirtschaftlichen Einsatz und optimale Verarbeitbarkeit liegt der Fasergehalt in etwa bei 20 bis maximal 40 kg/m^3 . Daher tritt ab Auftreten des ersten Risses keine Lasterhöhung auf und die meisten Probekörper werden ein Verhalten nach dem unterkritischen Fasergehalt aufweisen.

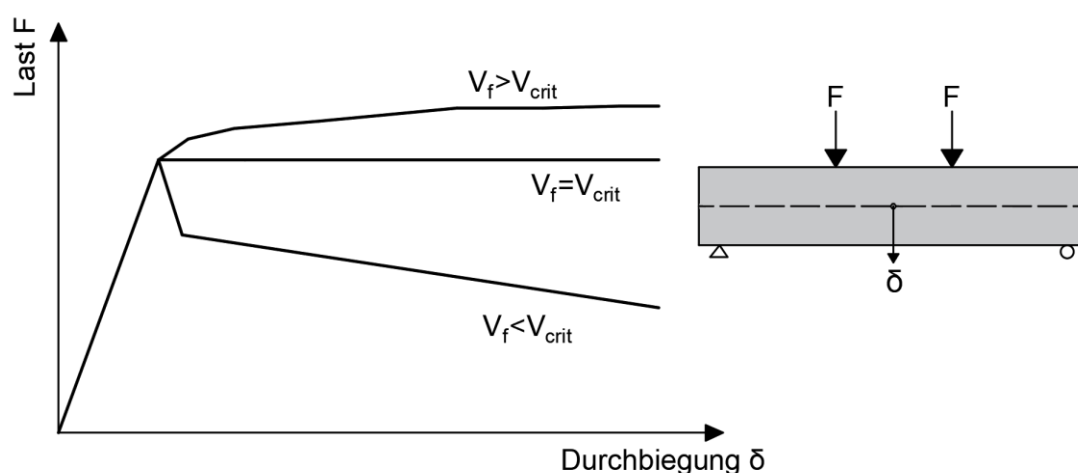


Abbildung 2.12: Kritischer Fasergehalt (qualitativ) nach [6]

Im Zusammenhang mit Holz-Faserbeton-Verbunddecken spielt das Biegeverhalten, insbesondere das Nachrissbiegezugverhalten eine große Rolle. Mit Hilfe von Biegeversuchen

werden die Faserbetone in verschiedenen Klassen eingeteilt und dienen zur Berechnung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken, was in den nachfolgenden Kapiteln erläutert wird.

Im Gegensatz zu den Faserbeton Richtlinien aus Österreich und Deutschland, welche den Faserbeton anhand der Durchbiegung in unterschiedliche Klassen einteilen, klassifiziert der fib Model Code 2010 [20] den Faserbeton anhand der Rissöffnung (Crack Mouth Opening Displacement = CMOD). Der fib Model Code 2010 beinhaltet neue und bestehende Entwicklungen und Ideen zu Betonkonstruktionen und dient als Grundlage für viele Codes und Richtlinien, nationale und internationale Richtlinien und Forscher [22]. Daher wird im Folgenden kurz auf die Biegeversuche nach fib Model Code 2010 eingegangen.

Im fib Model Code 2010 [20] werden die Parameter für die Nachrissbiegezugfestigkeit anhand der Rissöffnungsweite CMOD evaluiert. Das Kraft-Rissöffnungs-Verhältnis wird an einem Balken mit den Abmessungen 550 x 150 x 150 mm in einem 3-Punkt-Biegeversuch hergeleitet. Eine Versuchsdarstellung ist in Abbildung 2.13 dargestellt. Dieser Versuch orientiert sich nach der EN 14651 [23] und ist auch dort näher beschrieben.

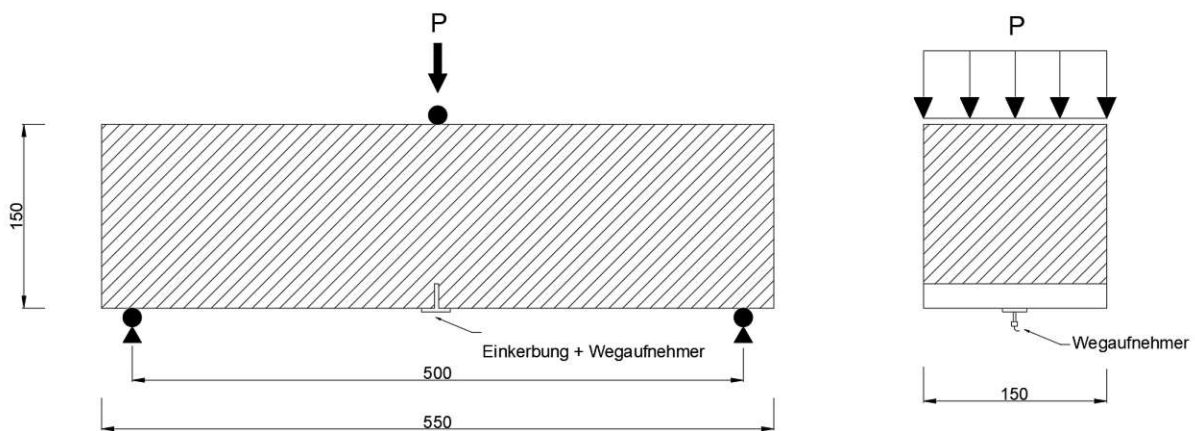


Abbildung 2.13: 3-Punkt-Biegeversuch zur Messung des CMOD nach [20]

In Abhängigkeit des CMOD bzw. der Rissöffnung wird anhand nachfolgender Formel die jeweilige Nachrissbiegezugfestigkeit ermittelt:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2}$$

Dabei sind:

$f_{R,j}$... Nachrissbiegezugfestigkeit zugehörig zu der jeweiligen Rissöffnung

F_j ... zur Rissöffnung zugehörige Kraft

l ... Spannweite

b ... Breite

h_{sp} ... Abstand der Einkerbung zur Spitze der Probe

Für das Nachrissverhalten wird ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen und für die Restfestigkeit zwischen Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Je nach Verhältnis der Werte für Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wird der Faserbeton in unterschiedliche Klassen für die Bemessung eingeteilt. Der fib Model Code 2010 gilt für alle Faserarten, daher ist für die Bemessung auch die verwendete Faserart anzugeben.

Konventionelle Bewehrung kann unter bestimmten Bedingungen entfallen, wenn das Verhältnis der Restfestigkeiten von Tragsicherheit zur Proportionalitätsgrenze größer 0,4 und das Verhältnis der Restfestigkeiten von Gebrauchstauglichkeit zu Tragsicherheit größer 0,5 ist. [20]

Andere Versuchsanordnungen sind unter bestimmten Bedingungen nach EN 14651 ebenfalls zulässig.

Wird nicht die Breite der Rissöffnung, sondern die Durchbiegung gemessen, liefert EN 14651 [23] Formeln zur Umrechnung von Durchbiegung und CMOD.

Es kommt nicht nur der 3-Punkt-Biegeversuch zum Einsatz, sondern auch der 4-Punkt-Biegeversuch. In der Literatur gibt es einige Debatten darüber welcher Test am besten geeignet ist und daran wird auch noch weiter geforscht. Bisher ist zu sagen, dass die Unterschiede nicht sehr groß sind. [24] Beim 4-Punkt-Biegeversuch ist jedoch in der Balkenmitte keine Querkraft vorhanden.

2.5.3 Schwindverhalten

In einem weiteren Schritt wird das Schwindverhalten von Faserbeton näher betrachtet. Das Schwindverhalten ist nicht nur bei Industrieböden mit Faserbeton von Bedeutung, sondern auch beim Einsatz von Faserbeton in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.

Prinzipiell kann zwischen unbehindertem Schwindmaß und behindertem Schwindmaß unterschieden werden. Beim unbehinderten Schwindmaß ist der Einfluss der Fasern auf das Schwindverhalten aufgrund des Anteils der Fasern am Gesamtvolumen kaum bemerkbar. Hingegen sind beim Schwinden als Folge von Zwang und Eigenspannungen positive Einflüsse der Fasern beobachtbar. Entstehende Risse lassen sich durch die Fasern nicht verhindern, es können jedoch die Rissbreiten beschränkt werden. Ein ausreichend hoher E-Modul der Fasern im Vergleich zu Beton ist hierfür Voraussetzung. Festzuhalten ist, dass vor allem bei Kunststofffasern gute Erfolge bei der Rissbreitenreduzierung festgestellt wurden. Aber auch bei Versuchen mit Stahlfaserbeton wurden Verringerungen der maximalen und mittleren Rissbreiten festgestellt. [16]

In [6] wird das Schwindverhalten von Stahlfaserbeton explizit beschrieben. Beim Schwinden trocknet der Beton aus und erfährt eine allseitige Volumenverkürzung. Dadurch entstehen Spannungen unter Zwang und es kommt zur Bildung von Rissen. Die Entstehung eines Risses können Stahlfasern nicht verhindern, doch kreuzt eine Stahlfaser einen Riss wird die Rissbreite beschränkt. Die Stahlfasern können Spannungen aufnehmen, die Risse werden verteilt und geringere Rissbreiten sind die Folge. Allerdings ist ein dichtes Netz der Stahlfasern und eine ausreichende Verbundfestigkeit erforderlich. Noch einmal ist zu sagen, dass sich die Schwindrissbildung mit Kunststofffasern wesentlich effektiver begrenzen lässt. Auch eine Kombination aus Stahlfasern und Kunststofffasern ist denkbar und kann durchaus sinnvoll sein, nicht nur in Bezug auf das Schwindverhalten.

Um das Schwindverhalten von Faserbeton zu klassifizieren, wird in der ÖBV-Richtlinie Faserbeton die Faserbetonklasse FS definiert. Dabei wird festgelegt, dass die Gesamtlänge der Schwindrisse des Faserbetons maximal 20%, in Relation zu einem vergleichenden Beton ohne Fasern, beträgt. Anhand von Versuchen am Schwindring (siehe Abbildung 2.14) wird diese Faserbetonklasse festgestellt. Es werden je zwei Ringe mit und ohne Faserzugabe hergestellt und nach genau definierter Versuchsdurchführung geprüft. Die Versuche dauern zwischen fünf und acht Stunden. Nach dem Versuch werden die Risse bezüglich Lage und Länge bei den zwei Ringen aufgenommen und gegenübergestellt. Diese Versuche sind für die Faserhersteller eine Grundsatzprüfung und gelten als Zulassungsprüfung. [3]

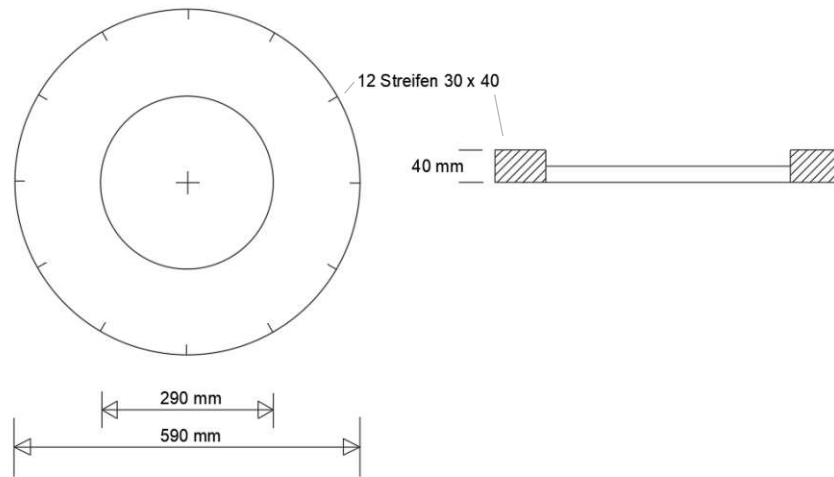


Abbildung 2.14: Schwindring nach [3]

Ergänzend ist zum Kriechen zu sagen, dass Fasern, egal ob Kunststofffasern oder Stahlfasern, einen minimalen, wenn überhaupt, Einfluss auf das Kriechverhalten haben. Bei Versuchen mit bewehrtem Stahlfaserbeton wurden bei den zusätzlich mit Stahlfasern ausgeführten Balken geringere Durchbiegungen als ohne Stahlfasern gemessen. [25]

3 Vergleich der Richtlinien für Faserbeton in Österreich und Deutschland

Im Folgenden werden die Richtlinien bezüglich Faserbeton im Speziellen von Österreich und Deutschland verglichen. Zuerst wird die österreichische Richtlinie „Faserbeton“ näher erläutert, danach die deutsche Richtlinie „Stahlfaserbeton“ und anschließend die wesentlichen Unterschiede dargestellt. Insbesondere wird auf die Nachrissbiegezugfestigkeit eingegangen, da diese wesentlich bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken ist. Daher werden bei der Analyse dieser Richtlinien die Unterschiede herausgearbeitet und dienen als Grundlage für Kapitel 4, den experimentellen Untersuchungen. Abschließend zu diesem Kapitel wird ein kurzer Überblick über Richtlinien zu Faserbeton in anderen Ländern gegeben.

3.1 Österreichische Richtlinie Faserbeton

Die inhaltlichen Ausführungen in diesem Kapitel werden aus [3] übernommen.

Die Richtlinie Faserbeton wurde 2008 von der österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik herausgegeben. Sie umfasst nicht nur den Stahlfaserbeton, sondern geht generell auf diverse Faserbetonarten (z.B.: Kunststofffasern) ein. Beschrieben werden unter anderem die Anforderungen an Faserbeton, die Herstellung, Transport, Verarbeitung, Nachbehandlung, Faserbetonklassen, Bemessung, konstruktive Durchbildung und Prüfverfahren. Nachfolgend werden die wichtigsten Punkte bezüglich Stahlfaserbeton, die Durchführung der Prüfung (Nachrissbiegezugfestigkeit) und die Bemessung erläutert.

3.1.1 Allgemeines

Ausgangsstoffe, wie Zement, Wasser, Fasern, etc., für den Stahlfaserbeton sind nach den entsprechenden ÖNORMEN bzw. europäischen Normen zu verwenden. Zusätzlich sind von den Faserherstellern folgende Angaben bezüglich den Fasern zu machen und im Lieferschein beizulegen:

- Herstellungsart
- Art und Einheit der Verpackung und Lagerungsbedingungen
- Zugfestigkeit
- Elastizitätsmodul bei Makrofasern
- Länge
- Durchmesser und Querschnittsabmessungen
- Oberflächenbeschaffenheit und Verankerung
- Toleranzen
- Sicherheitshinweise

Die Bezeichnung für Faserbeton lautet beispielsweise wie folgt:

C25/30 B2 FaB T 3/ G 3 GK22 F52

Dabei bedeutet folgendes:

- C25/30 die Druckfestigkeitsklasse
- B2 die Expositionsklassen
- T bzw. G die Faserbetonklasse, alternativ kann auch die Biegezugfestigkeitsklasse angegeben werden
- GK22, das Größtkorn (die Kornverteilung ist auf die Faserlänge abzustimmen)
- F52 die Konsistenzklasse

Die Faserdosierung beträgt im Allgemeinen bei Stahlfaserbeton zwischen 20 und 40 kg/m³, wobei die Mindestfaserdosierung mit 20 kg/m³ angegeben wird.

Das Mischen der Fasern hat im Zwangsmischer zu erfolgen, wobei die Mischzeit je nach Mischwirkung zwischen einer und zwei Minuten zu betragen hat und die Fasern kontinuierlich zuzuführen sind. Als Qualitätskontrolle und Dokumentation der Herstellung des Faserbeton dient der Herstellernachweis in dem folgendes anzugeben ist:

- Laufende Herstellerschein-Nummer
- Name, Ort und Adresse der Baustelle
- Datum der Herstellung
- Name des Faserbeton-Herstellers
- Genaue Betonsortenbezeichnung
- Faserbetonklasse
- Fasertyp, Fasermenge
- Menge in m³ des Fahrmischers
- Politisches Kennzeichen des Fahrmischers
- Uhrzeit der Faserzugabe
- Unterschrift von Faserbeton-Hersteller und Übernehmer

3.1.2 Prüfverfahren

In der ÖBV-Richtlinie Faserbeton werden nachstehende Prüfverfahren erwähnt, wobei die Bestimmungen des Nachrissverhaltens und der Biegezugfestigkeit im Anschluss näher beschrieben werden:

- Identifikationsprüfung der Fasern nach ÖNORM EN 14889-1 [8] bzw. ÖNORM EN 14889-2 [12]
- Frisch- und Festbetonprüfungen gemäß ONR 23303 [26]
- Bestimmung des Fasergehalts
- Schwinden am Schwindring
- Prüfung des Nachrissverhaltens (äquivalente Biegezugfestigkeit)
- Ermittlung der Biegezugfestigkeit
- Prüfung des Arbeitsvermögens am Plattenversuch

Bei der Prüfung des Nachrissverhaltens stellt die Biegezugfestigkeit keine Materialkonstante dar, sondern ist abhängig von den jeweiligen Randbedingungen des Versuchs.

Als Probekörper sind Querschnitte mit den Abmessungen von 150 mm x 150 mm zu verwenden. Die Länge variiert zwischen 500 und 700 mm und es sind mindestens 6 Prüfkörper anzufertigen. Die Herstellung erfolgt durch Betonieren in Schalungen. Nach der Herstellung sind die Probekörper geschützt und luftdicht bei 20 ± 2°C zu lagern und bis 24 Stunden auszuschalen. Danach erfolgt die Lagerung der Probekörper im Wasserbad und sie werden drei Stunden vor der Prüfung aus dem Wasserbad genommen.

In der Regel erfolgt die Prüfung 28 Tage nach dem Betonieren. Bei der Prüfung handelt es sich um einen 4-Punkt-Biegeversuch, wobei die Belastung in den Drittpunkten erfolgt. Eine Skizze des Versuchsaufbaues ist in Abbildung 3.1 dargestellt. Die Spannweite bzw. die Auflagerabstände betragen 450 mm und die abgezogene Oberfläche liegt seitlich. Werden Rollen als Auflager bzw. Lastenleitungsstelle verwendet, so ist jeweils eine frei beweglich auszuführen.

Die Prüfung selbst läuft verformungsgesteuert über die Durchbiegung zwischen Auflager und Schwerlinie des Balkens in Balkenmitte und es ist eine ausreichend steife Prüfmaschine zu verwenden (Klasse 1 oder besser). Die Deformationsgeschwindigkeit beträgt bis zu einer Balkendurchbiegung von 0,5 mm, 0,10 mm/min (± 0,05 mm/min) und danach darf die Geschwindigkeit auf 0,20 mm/min (± 0,05 mm/min) erhöht werden.

Aufgezeichnet wird die Last-Nettodurchbiegungskurve mit einer Datenaufzeichnungsfrequenz von 10 Hz bis zum stabilen Bereich und darf danach reduziert werden.

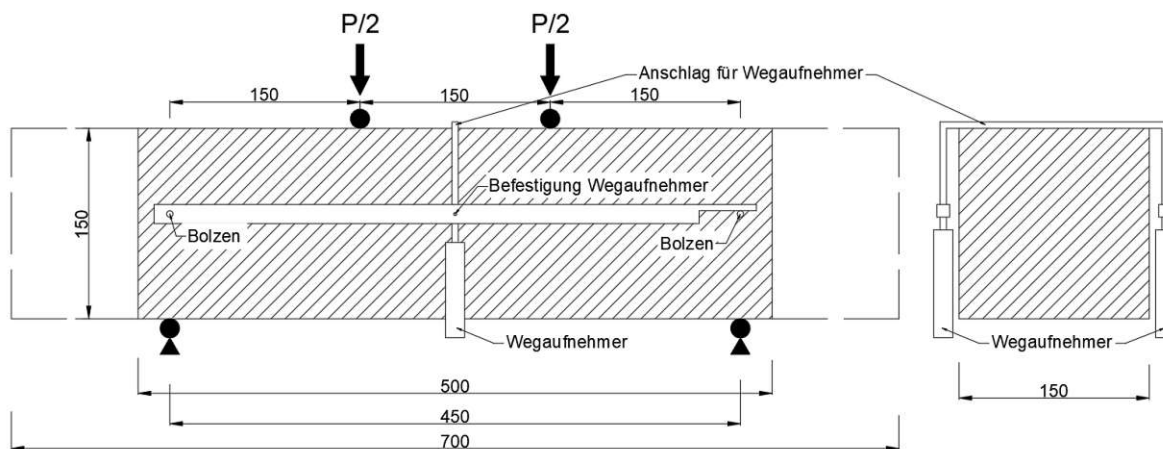


Abbildung 3.1: Versuchsdurchführung Österreich nach [3]

3.1.3 Bemessung und Auswertung

Angewendet werden darf Stahlfaserbeton ohne konventionelle Bewehrung unter anderem bei Druckplatten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dabei ist die Anwendung nur mit einem Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zulässig. Unterschieden wird zwischen Erstrissverhalten und Nachrissverhalten. Beim Erstrissverhalten wird der Faserbeton in Biegezugfestigkeitsklassen und beim Nachrissverhalten in die Klassen T (Tragsicherheit) und G (Gebrauchstauglichkeit) eingeteilt.

Biegezugfestigkeitsklassen beschreiben bei welcher Kraft der Erstriss auftritt. Die Einteilung in diese Klassen spielt daher bei der Bemessung im Zustand I eine wesentliche Rolle. Die Bemessung im ungerissenen Zustand darf jedoch bei statisch relevanten Bauteilen mit Gefährdungspotential für Personen nicht erfolgen. Daher ist bei der Bemessung bei Holz-Faserbeton-Verbunddecken eine Einteilung in die Klassen T und G erforderlich. Der Vollständigkeit halber und zur zusätzlichen Vergleichbarkeit der durchgeführten Versuche wird hier trotzdem kurz auf die Biegezugfestigkeitsklassen BZ eingegangen. Die Einteilung in die Biegezugfestigkeitsklassen erfolgt gemäß Tabelle 3.1, dabei sind die angegebenen Werte Grenzwerte, welche von dem jeweiligen Faserbeton überschritten werden müssen.

Tabelle 3.1: Einteilung der Biegezugfestigkeitsklassen nach [3]

Biegezugfestigkeitsklasse	Mindestwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit [N/mm ²] $f_{ftk,fl}$
BZ 3,0	2,2
BZ 4,5	3,2
BZ 6,0	4,2

Für die Bestimmung der charakteristischen Biegezugfestigkeit sind mindestens sechs Balkenprüfungen durchzuführen. Dabei wird jeweils die maximale Last P_{fp} beim Erstriss bestimmt und anschließend anhand der Balkenabmessungen die Biegezugfestigkeit errechnet:

$$f_{ft,fl} = \frac{P_{fp} * l}{b * h^2}$$

Danach werden der Mittelwert $f_{ftm,fl}$ und Variationskoeffizient berechnet. Ist der Variationskoeffizient kleiner als 0,15 wird die charakteristische Biegezugfestigkeit wie folgt berechnet:

$$f_{ftk,fl} = f_{ftm,fl} * 0,71$$

Ist der Variationskoeffizient größer als 0,15 erfolgt die Berechnung anhand der 5%-Fraktile:

$$f_{ftk,fl} = f_{ftm,fl} * (1 - \text{Schwellenwert} * \text{Variationskoeffizient})$$

Der Schwellenwert wird nach Tabelle 3.2 ermittelt:

Tabelle 3.2: Bestimmung des Schwellenwertes gemäß Anhang 4 nach [3]

Probenzahl	Schwellenwert für t-Verteilung (1- α)
6	1,943
12	1,782
15	1,753
18	1,743
21	1,721
24	1,711
∞	1,645

Anmerkung: Dieselbe Tabelle gilt auch bei der Einteilung der Klassen G und T.

Für den Bemessungswert der Zugspannung wird ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,8 angesetzt, damit errechnet sie sich wie folgt:

$$f_{ftd,fl} = \frac{f_{ftk,fl}}{1,8}$$

Anhand den nachfolgenden Tabelle 3.3 und Tabelle 3.4 erfolgt die Einteilung in Faserbetonklassen nach T- und G-Klassen. Dabei stellen die angegebenen Werte die Mindestwerte dar, welche von dem jeweiligen Faserbeton überschritten werden muss.

Tabelle 3.3: Einteilung der Faserbetonklassen T (Tragsicherheit) nach [3]

Faserbetonklasse	Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Tragsicherheit f_{eqku} [N/mm ²]
T Sonderklasse	> 1,9 unter Angabe von f_{eqku}
T6	1,7
T5	1,4
T4	1,2
T3	0,9
T2	0,7
T1	0,4

Tabelle 3.4: Einteilung der Faserbetonklassen G (Gebrauchstauglichkeit) nach [3]

Faserbetonklasse	Mindestwert der charakteristischen äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit f_{eqks} [N/mm ²]
G Sonderklasse	> 2,2 unter Angabe von f_{eqks}
G6	1,9
G5	1,6
G4	1,4
G3	1,1
G2	0,9
G1	0,5

Ausgehend von mindestens 6 Biegebalkenversuche nach 3.1.2 werden die Last-Verschiebungsdiagramme aufgezeichnet. Anhand dieser Diagramme werden die äquivalenten Biegezugfestigkeiten für die Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ermittelt. In Abbildung 3.2 ist ein schematisches Versuchsdiagramm mit den wesentlichen Werten für die Berechnung dargestellt.

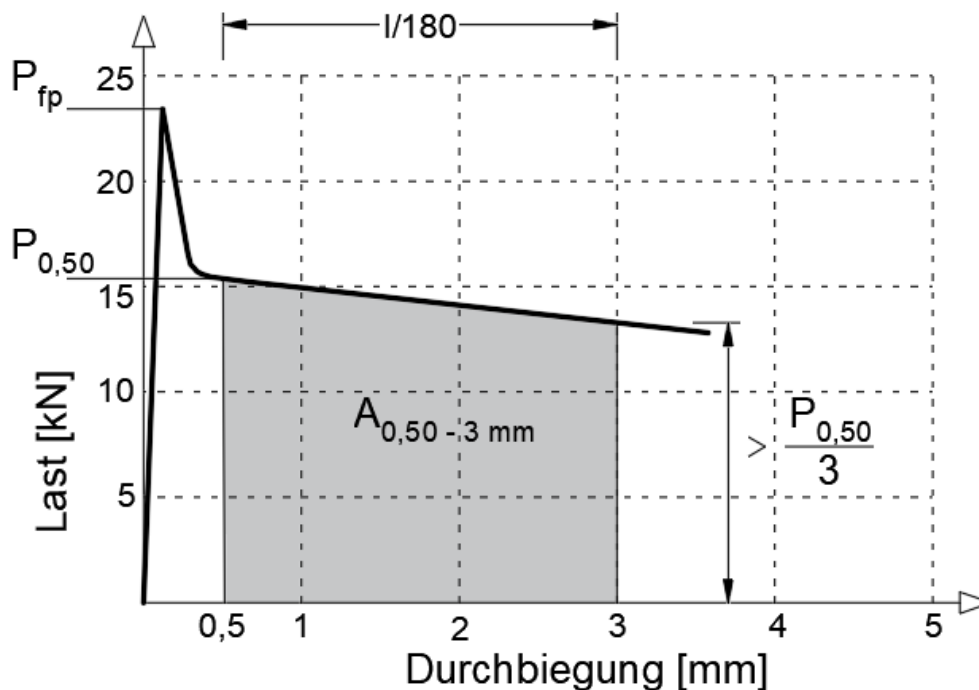


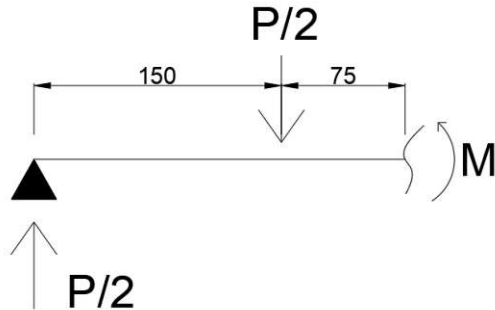
Abbildung 3.2: Versuchsdiagramm für die Nachweise Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach [3]

Für den Nachweis der Tragsicherheit wird die Fläche unter der Versuchskurve zwischen 0,5 und 3,0 mm bestimmt und anschließend durch 2,5 mm (entspricht dem Auflagerabstand 450mm geteilt durch 180) dividiert. Anschließend werden die Mittelwerte gebildet und die äquivalente Biegezugfestigkeit in Balkenmitte berechnet. Nachfolgend finden sich die Formeln für die Berechnung:

$$P_{0,50-3mm} = \frac{A_{0,50-3mm}}{l/180} = \frac{A_{0,50-3mm}}{2,5} [N]$$

$$f_{eqmu} = \frac{P_{0,50-3mm} * l}{b * h^2} [N/mm^2]$$

Die mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqmu} entspricht der Spannung in Balkenmitte, also Moment dividiert durch Widerstandsmoment. Die Formel kann wie folgt hergeleitet werden:



$$M = \frac{P}{2} * \frac{l}{2} - \frac{P}{2} * \frac{l}{6} = \frac{P * l}{6}$$

$$W = \frac{b * h^2}{6}$$

$$\sigma = f_{eqmu} = \frac{M}{W} = \frac{P * l}{b * h^2}$$

Abbildung 3.3: Herleitung äquivalente Biegezugfestigkeit

Anschließend wird aus der äquivalenten Biegezugfestigkeit die charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit gebildet, wobei diese abhängig vom Variationskoeffizienten der Einzelwerte sind. Bei einem Variationskoeffizienten kleiner als 0,25 wird folgende Formel angewendet:

$$f_{eqku} = 0,51 * f_{eqmu}$$

Ansonsten wird die charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit anhand der 5%-Fraktile nach Tabelle 3.2 und der zugehörigen Formel ermittelt.

Danach kann der Faserbeton einer Tragfähigkeitsklasse nach Tabelle 3.3 zugeordnet werden. Für den Nachweis der Tragsicherheit muss die charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit in eine charakteristische Nachrisszugfestigkeit umgewandelt werden:

$$f_{fku} = f_{eqku} * 0,37$$

Der Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit ist schlussendlich:

$$f_{fdu} = f_{fku} * \eta * \frac{1}{\gamma_c}$$

Dabei berücksichtigt η die Geometrie für plattenartige Bauteile mit einem Faserbetonquerschnitt größer als $1m^2$ und Breite-Höhenverhältnis größer als fünf und wird bei derartigen Bauteilen mit 1,4 angenommen. Bei allen anderen Bauteilen ist $\eta=1,0$. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_c beträgt 1,5.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfolgt ähnlich wie bei der Tragsicherheit, jedoch wird für die Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeit die Kraft $P_{0,50}$ (siehe Abbildung 3.2) bei einer Durchbiegung von 0,5mm herangezogen. Die Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit erfolgt nach folgender Formel:

$$f_{eqms} = \frac{P_{0,50} * l}{b * h^2} = \frac{P_{0,50}}{7500} [N/mm^2]$$

Die Umrechnung in die charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit erfolgt analog zu dem Tragsicherheitsnachweis, bei einem Variationskoeffizienten kleiner 0,25 wird nachfolgende Formel angewendet:

$$f_{eqks} = 0,51 * f_{eqms}$$

Ansonsten erfolgt die Berechnung nach Tabelle 3.2 und dazugehörigen Formeln.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird die charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit in eine charakteristische Nachrisszugfestigkeit f_{fks} umgewandelt:

$$f_{fks} = f_{eqks} * 0,45$$

Der Bemessungswert errechnet sich analog zu dem der Tragsicherheit, wobei der Teilsicherheitsbeiwert γ_c gleich 1,0 gesetzt wird:

$$f_{fds} = f_{fks} * \eta * \frac{1}{\gamma_c}$$

Mit den Bemessungswerten f_{fdu} für die Tragsicherheit und f_{fds} für die Gebrauchstauglichkeit werden die jeweiligen erforderlichen Nachweise geführt.

3.2 Deutsche Richtlinie Stahlfaserbeton

Die inhaltlichen Ausführungen in diesem Kapitel werden aus [2] und [27] entnommen. Die DAfStb-Richtlinie wurde 2010 vom deutschen Ausschuss für Stahlbeton herausgegeben und ist Nachfolger des DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“. Im Unterschied zum DBV-Merkblatt, welches keinen Normencharakter aufweist und bauaufsichtlich nicht eingeführt wurde, wurde die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen und besitzt damit Normencharakter. Die Richtlinie führt Änderungen und Ergänzungen zu den Normen DIN 1045-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN EN 206 (Stand 2010) für Stahlfaserbeton durch. Mit der Umstellung auf die Eurocodes 2012, beziehen sich die Teile 1 und 3 nun auf die EN 1992-1-1 [28]. Das bedeutet, dass Regelungen betreffend Stahlfaserbeton die in den erwähnten Normen angeführt sind, nicht noch einmal angegeben werden und zusätzlich Änderungen oder Ergänzungen gemacht werden.

3.2.1 Allgemeines

Im Gegensatz zur ÖBV-Richtlinie Faserbeton beschäftigt sich die deutsche Richtlinie nur mit Stahlfaserbeton. Weiters regelt die deutsche Richtlinie Eigenschaften des Stahlfaserbeton, welche nicht durch die Eurocodes abgedeckt werden.

Die Richtlinie Stahlfaserbeton gliedert sich in drei Teile:

- Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- Teil 3: Hinweise für die Ausführung

Grundsätzlich behandeln alle drei Teile Ergänzungen und Änderungen zu der Norm EN 1992-1-1 [28].

Unterpunkte wie die Inhalte eines Lieferscheines, Prüfungen und Angaben zur Qualitätssicherung werden Großteils durch die angegebenen Normen abgedeckt und nicht explizit in der Richtlinie erwähnt.

Ein wichtiger Punkt sind die Prüfgegenstände der Erstprüfung von Frisch- bzw. Festbetonen. Dabei sind die Konsistenz, Nachrissbiegezugprüfungen an in Formen hergestellten Betonprobekörpern und die Druckfestigkeit zu prüfen.

In der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton wird der Stahlfaserbeton anhand der Nachrissbiegezugfestigkeit in zwei Leistungsklassen definiert. Ein Beispiel für eine Stahlfaserbetonsorte lautet wie folgt:

C30/37 L1,2/0,9 XC1

Dabei bedeuten:

- C30/37 die Druckfestigkeitsklasse des Betons
- L1,2/0,9: Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L1 – 1,2 für die Verformung 1 und Stahlfaserbeton der Leistungsklasse L2- 0,9 für die Verformung 2
- XC1 die Expositionsklasse

Der Prüfbericht für die Nachrissbiegezugfestigkeit nach Anhang O der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton sollte insbesondere folgende Angaben enthalten:

- Prüfende Stelle
- Prüfdatum
- Prüfnummer
- Art des Betonmischers
- Betonzusammensetzung
- Exakte Bezeichnung der Faser, Hersteller, Faserart, Zulassungsnummer
- Beschreibung und zeitliche Erfassung des Mischvorgangs
- Verdichtungsart und Verdichtungsdauer
- Lagerungsbedingungen
- Last-Durchbiegungsdiagramme
- Auswertung mit Angabe der Balkeneinzelergebnisse

3.2.2 Prüfverfahren

Ergänzend zu den angeführten Normen werden in der Richtlinie folgende Prüfverfahren näher beschrieben:

- Bestimmung des Stahlfasergehaltes
- Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeiten

Im Folgenden wird nur auf das Prüfverfahren für die Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit nach deutscher Richtlinie eingegangen. Im Vergleich zur österreichischen Richtlinie werden hier die Abmessungen der Prüfkörper, das Mischen, das Füllen der Schalungen sowie das Verdichten genauer definiert.

Für die Prüfung der Nachrissbiegezugfestigkeit sind mindestens sechs Balken mit den Abmessungen 150x150x700 mm anzufertigen. Für die Gesteinskörnung ist ein maximaler Wert des Größtkorns von 16 mm für Rundkorn und 22 mm für gebrochenes Korn einzuhalten. Die Länge der Stahlfasern hat das 1,5-fache des Größtkorns nicht zu unterschreiten. Bei der Mischung des Frischbetons ist folgende Reihenfolge und dazugehörige Mischzeiten einzuhalten:

- Im Zwangsmischer wird die Gesteinskörnung zugegeben, Mindestmischdauer 30 s
- Zugabe von Zement und Zusatzstoffen, Mindestmischdauer 30 s
- Zugabe von Wasser und Zusatzmittel, Mindestmischdauer 30 s
- Zugabe von Stahlfasern über eine Rinne, Mindestmischdauer 60 s
- Restmischdauer 90 s, bis die Fasern vereinzelt und gleichmäßig verteilt sind.

Für das Befüllen der Formen wird empfohlen mit einer flachen Probenahmeschaufel zuerst die Mitte der Schalungsform zu befüllen und anschließend die Ränder. Das Verdichten des Stahlfaserbetons darf nur über Außenrüttler erfolgen und hat in der Regel 30 s zu betragen.

Direkt nach dem Betonieren sind die Probekörper mit einer Folie abzudecken und im Klimaraum zu belassen. Danach werden die Balken ausgeschalt und bei 100% Feuchte entweder mit einer Folie, im Wasserbad oder im Klimaraum bei 20 ± 5 °C, 28 Tage lang gelagert.

Die Prüfung ist ein 4-Punkt-Biegeversuch mit einem Auflagerabstand von 600 mm, die Lasten werden in den Drittpunkten eingeleitet (siehe Abbildung 3.4).

Die Probekörper werden höchstens 24 Stunden vor der Prüfung aus dem Wasserbad entnommen, bei der Prüfung liegt die Betonoberseite auf der Seite.

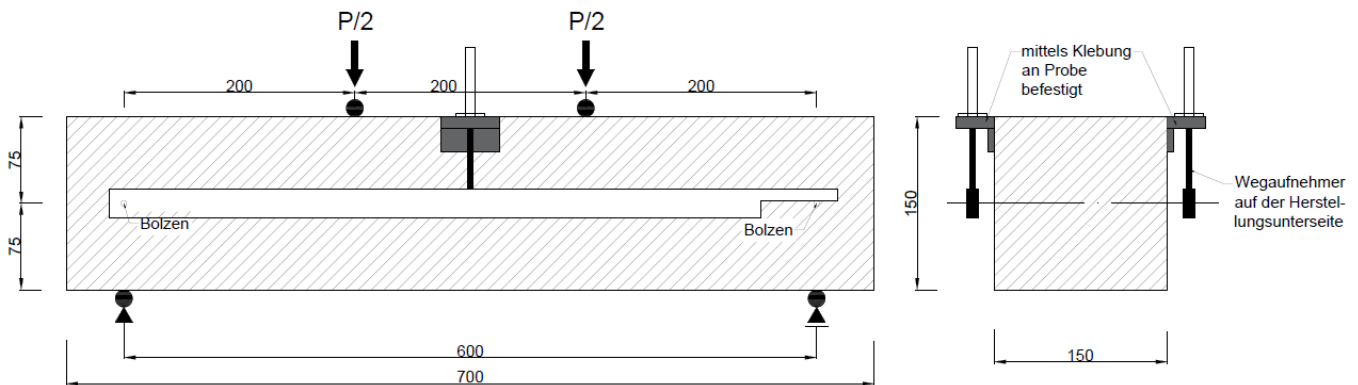


Abbildung 3.4: Versuchsdurchführung Deutschland nach [2]

Mindestens ein Auflager sowie eine Lasteinleitungsrolle ist frei beweglich auszuführen, um eine Überschätzung der Leistungsklasse aufgrund eines sich ausbildenden Druckbogens zu verhindern. Die Prüfung hat weggesteuert zu erfolgen und die Prüfmaschine muss mindestens der Güteklasse 1 entsprechen.

Die Durchbiebungsgeschwindigkeit soll bis zu einer Durchbiegung von 0,75 mm nicht mehr als 0,10 mm/min betragen und darf danach auf bis zu 0,30 mm/min erhöht werden. Die Datenaufzeichnung hat in Schritten von 0,01 mm zu erfolgen.

3.2.3 Bemessung und Auswertung

In diesem Kapitel wird erläutert wie von den Biegeprüfungen an den Versuchskörpern zu den Bemessungswerten der Nachrissbiegezugfestigkeit gelangt wird. Die Auswertung unterscheidet sich in gewissen Punkten von der österreichischen Richtlinie Faserbeton, diese Punkte werden in den nächsten Abschnitten auch aufgezeigt.

Anhand der aufgezeichneten Last-Durchbiebungsdiagramme pro geprüften Biegebalken werden die Kräfte an den Durchbiebungsstellen bei 0,5 mm und 3,5 mm ermittelt. Dabei ist der Wert bei 0,5 mm maßgebend für die Leistungsklasse 1, der Wert 3,5 mm für die Leistungsklasse 2. Abhängig von dem tatsächlichen Verlauf des Last-Durchbiebungsdiagrammes existieren spezielle Auswertungsregeln, auf welche hier nicht näher eingegangen wird, die jedoch bei den im Rahmen dieser Diplomarbeit ausgeführten Versuchen angewendet und beschrieben werden. Ein beispielhaftes Diagramm ist in Abbildung 3.5 dargestellt.

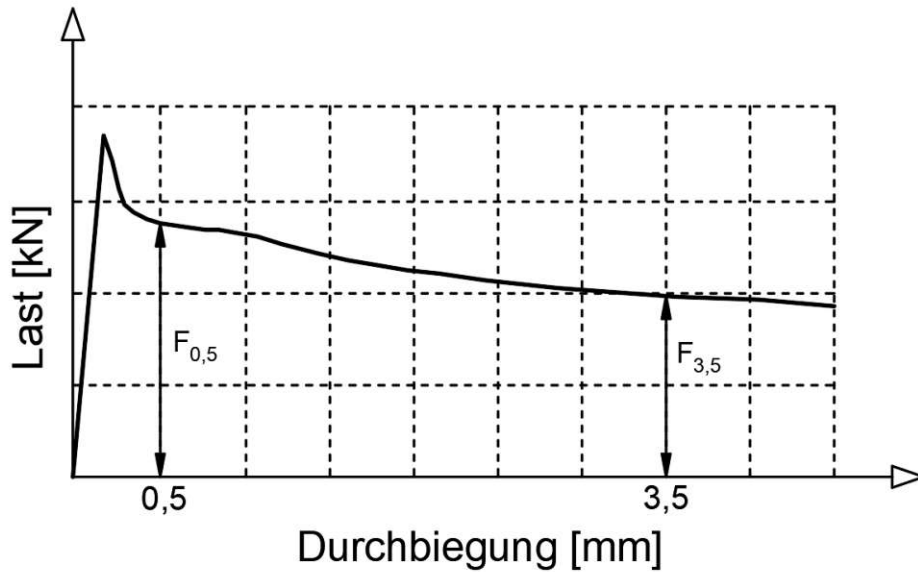


Abbildung 3.5: Last-Durchbiegungsdiagramm für die Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit nach [2]

Aus den Einzelwerten werden die mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten gemäß nachfolgenden Formeln für Leistungsklasse 1 und 2 ermittelt.

$$f_{cfm,L1}^f = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n \frac{F_{0,5,i} * l}{b_i * h_i^2} [N/mm^2]$$

$$f_{cfm,L2}^f = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n \frac{F_{3,5,i} * l}{b_i * h_i^2} [N/mm^2]$$

Folgend werden aus den mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten die charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten errechnet. Im Unterschied zur ÖBV-Richtlinie, welche einen Faktor von 0,51 festlegt, wird in der deutschen Richtlinie dieser Faktor 0,51 als Obergrenze des charakteristischen Wertes definiert. Die Berechnung des charakteristischen Wertes ergibt sich aus der 5%-Fraktile, wobei angenommen wird, dass die Stichprobe der Versuchsergebnisse einer logarithmisch normalverteilten Grundgesamtheit entspricht. Die Vorgehensweise ist für Leistungsklasse 1 und 2 dieselbe. Der charakteristische Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit ergibt sich wie folgt:

$$f_{cfk,Li}^f = e^{(L_{cfm,Li}^f - k_s * L_s)} \leq 0,51 * f_{cfm,Li}^f$$

Dabei sind:

$$L_{cfm,Li}^f = \frac{1}{n} * \sum \ln(f_{cfL,Li,i}^f)$$

$$L_s = \sqrt{\frac{\sum (L_{cfm,Li}^f - \ln(f_{cfL,Li,i}^f))^2}{n - 1}}$$

wobei $L_{cfm,Li}^f$ der Mittelwert der logarithmierten Einzelergebnisse und L_s die Standardabweichung ist. Der Fraktilefaktor k_s wird aus Tabelle 3.5 ermittelt.

Tabelle 3.5: Fraktilefaktor k_s nach [2]

Probenanzahl n	Fraktilefaktor k_s
6	2,336
9	2,141
12	2,048
15	1,991
20	1,932
25	1,895
100	1,760
∞	1,645

Danach erfolgt aufgrund der charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{cf1k,Li}^f$ die Einteilung in die Leistungsklassen 1 und 2 nach folgender Tabelle 3.6.

Tabelle 3.6: Leistungsklassen 1 und 2 nach [2]

Spalte	1	2	3	4
	Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit f_{ct0}^f in N/mm ²			
	Verformung 1		Verformung 2	
Zeile	L1	$f_{ct0,L1}^f$	L2	$f_{ct0,L2}^f$
1	0	<0,16	0	-
2	0,4	0,16	0,4	0,100
3	0,6	0,24	0,6	0,150
4	0,9	0,36	0,9	0,225
5	1,2	0,48	1,2	0,300
6	1,5	0,60	1,5	0,375
7	1,8	0,72	1,8	0,450
8	2,1	0,84	2,1	0,525
9	2,4	0,96	2,4	0,600
10	2,7	1,08	2,7	0,675
11	3,0	1,20	3,0	0,750

In der Tabelle 3.6 sind nicht alle Werte aus der Richtlinie Stahlfaserbeton entnommen, sondern nur die für diese Diplomarbeit relevanten Werte. Zu beachten ist, dass die Werte $f_{ct0,Li}^f$ nur gelten, wenn das Verhältnis von L2/L1 größer als 0,7 ist. Anhand der Umrechnung werden anstatt Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{cf1k,Li}^f$, zentrische Nachrisszugfestigkeiten $f_{ct0,Li}^f$ berechnet. Die Umrechnung erfolgt folgendermaßen:

$$f_{ct0,Li}^f = \beta_{Li} * f_{cf1k,Li}^f$$

mit den Werten $\beta_{L1} = 0,40$ und $\beta_{L2} = 0,25$.

Der Grund für die Umrechnung ist, dass bei der Berechnung von $f_{cfuk, Li}^f$ ein linearer Spannungsverlauf zu Grunde gelegt wird. Tatsächlich ist aber ein anderer Spannungsverlauf vorhanden. Daher werden für die Verformung 1 (Leistungsklasse 1) eine Dehnung an der Unterkante von 3,5 ‰ und für die Verformung 2 (Leistungsklasse 2) 25 ‰ angesetzt. Aufgrund der Spannungs-Dehnung-Beziehung und unter Einhaltung des Momentes ergeben sich die Werte für die Umrechnung.

Die Rechenwerte für die zentrische Nachrisszugfestigkeit ergeben sich aus folgender Formel:

$$f_{ctR, Li}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0, Li}^f$$

Der Faktor κ_G^f berücksichtigt den Einfluss der Bauteilgröße auf den Variationskoeffizienten. Bei kleinen Balkenversuchen ist die Streuung der Ergebnisse viel höher als bei größeren tatsächlichen Bauteilen. Er beträgt:

$$\kappa_G^f = 1,0 + 0,9 * A_c * 0,5 \leq 1,70$$

dabei ist bei Querschnitten aus reinem Faserbeton, A_c die Betonquerschnittsfläche.

Der Faktor κ_F^f berücksichtigt die Faserorientierung, bei ebenen, liegend hergestellten flächenhaften Bauteilen, wie einer Holz-Faserbeton-Verbunddecke darf er mit 1,0 angenommen werden.

Die Bemessungswerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit ergeben unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes und von Langzeiteinwirkungen:

$$f_{ctd, Li}^f = \alpha_c^f * f_{ctR, i}^f / \gamma_{ct}^f$$

mit $\gamma_{ct}^f = 1,25$ und $\alpha_c^f = 0,85$ als Beiwert für Langzeiteinwirkungen.

3.3 Tabellarischer Vergleich der österreichischen und deutschen Richtlinie

Zusammenfassend sind die größten Unterschiede die Auflagerabstände, sowie die damit einhergehende Längen der Balken und die unterschiedliche Einteilung in Leistungsklassen bzw. Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsklassen. Weiters wird für die Ermittlung der charakteristischen Werte in der deutschen Richtlinie eine logarithmische Verteilung zu Grunde gelegt, in der österreichischen Richtlinie eine Student-t-Verteilung. Kleinere Unterschiede finden sich in der Datenaufzeichnung und der Verformungsgeschwindigkeit. Auch gibt es Unterschiede bei der Umrechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit in die Nachrisszugfestigkeit, hier werden in beiden Richtlinien unterschiedliche Werte angesetzt. Schließlich gibt es auch bei den Teilsicherheitsbeiwerten Unterschiede. In Tabelle 3.7 sind die wesentlichsten Unterschiede sowohl bei der Versuchsdurchführung als auch in der Auswertung zusammengefasst. Sie dient als Grundlage für die experimentellen Versuche und als Hilfestellung bei der danach erfolgten Auswertung.

Die Unterschiede in der Bemessung bei Holz-Faserbeton-Verbunddecke werden in Kapitel 5 näher erläutert. Dort werden insbesondere die unterschiedlichen Annahmen der Spannungs-Dehnungslinien dargestellt.

Tabelle 3.7: Unterschied ÖBV-Richtlinie Faserbeton und DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton in Bezug auf die Nachrisszugfestigkeit

	ÖBV	DAfStb
<i>Allgemein</i>		
Bezeichnungsbeispiel	C25/30 B2 FaB T3/G3 GK22 F52	C25/30 L0,9/0,9 XC1 GK22 F52
Einteilung in	Klasse T (Tragfähigkeit) Klasse G (Gebrauchstauglichkeit)	Leistungsklasse 1 (Gebrauchstauglichkeit) Leistungsklasse 2 (Tragfähigkeit)
<i>Prüfverfahren</i>		
Anzahl Probekörper	mind. 6	mind. 6
Abmessungen	150x150x500-700 mm	150x150x700 mm
Auflagerabstand	450 mm	600 mm
Lagerung	28 Tage im Wasserbad bei 20±2 °C	28 Tage im Wasserbad, Klimaraum, Folie bei 20±5 °C
Art der Prüfung	4-Punkt-Biegeversuch	4-Punkt-Biegeversuch
Steuerung	verformungsgesteuert	verformungsgesteuert
Deformations- geschwindigkeit	bis 0,5 mm: 0,10 mm/min (±0,05 mm/min) ab 0,5 mm: 0,20 mm/min (± 0,05 mm/min)	bis 0,75 mm: max. 0,10 mm/min ab 0,75 mm: max. 0,30 mm/min
Datenaufzeichnungs- frequenz	10 Hz bis zum stabilen Bereich	In Schritten von 0,01 mm
<i>Auswertung + Bemessung</i>		
Tragsicherheit	$P_{0,50-3mm} = \frac{A_{0,50-3mm}}{2,5}$ $P_{0,50-3mm,m} = \frac{\sum P_{0,50-3mm,i}}{n}$ $f_{eqmu} = \frac{P_{0,50-3mm,m} * l}{b * h^2}$	$f_{cfm,L2}^f = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n \frac{F_{3,5,i} * l}{b_i * h_i^2}$
charakteristischer Wert	Bei Var. < 0,25: $f_{eqku} = 0,51 * f_{eqmu}$ Bei Var. > 0,25: $f_{ftk,fl} = f_{ftm,fl} * (1 - \text{Schwellenwert} * \text{Var.})$	$f_{cfk,Li}^f = e^{(L f_{cfm,Li}^f - k_s * L_s)} \leq 0,51 * f_{cfm,Li}^f$
Umrechnung Nachrisszugfestigkeit	$f_{fku} = f_{eqku} * 0,37$	$f_{ct0,Li}^f = \beta_{Li} * f_{cfk,Li}^f$
Bemessungswert	$f_{fds} = f_{fks} * \eta * \frac{1}{\gamma_c}$	$f_{ctR,Li}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,Li}^f$ $f_{ctd,Li}^f = \alpha_c^f * f_{ctR,i}^f / \gamma_{ct}^f$
Gebrauchstauglichkeit	wie bei Tragsicherheit, jedoch mit: $f_{eqms} = \frac{P_{0,50} * l}{b * h^2}$ $f_{fks} = f_{eqks} * 0,45$	wie Tragsicherheit nur mit $f_{cfm,L1}^f = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n \frac{F_{0,5,i} * l}{b_i * h_i^2}$

3.4 Faserbetonrichtlinien anderer Länder

Neben den beschriebenen Faserbetonrichtlinien aus Deutschland und Österreich, werden nun weitere Richtlinien vor allem aus Nachbarländern von Österreich kurz beschrieben.

Für die Anwendung von Faserbeton in Italien finden einige Normen Anwendung, darunter die „UNI 11039-1:2003 Steel fibre reinforced concrete – Definitions, classification and designation“, die „UNI 11039-2:2003 Steel fibre reinforced concrete – Test method for determination of first crack strength and ductility indexes“, sowie die „UNI 11188:2007 Design, Production and Control of Steel Fiber Reinforced Structural Elements“. Vom nationalen Forschungsrat (CNR) wurde eine Richtlinie für die Gestaltung und Konstruktion von Faserbetonbauteilen herausgegeben. Der nationale Forschungsrat in Italien ist eine öffentliche Forschungseinrichtung, welche vom zuständigen Ministerium beaufsichtigt wird. Er führt und fördert wissenschaftliche Forschungsprojekte und hat das Ziel die Wettbewerbsfähigkeit zu fördern. [29]

In dieser Richtlinie finden sich allgemeine Inhalte zu unterschiedlichen Fasertypen, Nachweiskonzepte für die Tragsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit, Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, sowie einiges mehr. Im Anhang finden sich Beschreibungen von Versuchen zur Untersuchung des Materialverhaltens. Wie bei der österreichischen und deutschen Richtlinie werden auch hier 4-Punkt-Biegeversuche beschrieben, mit dem Unterschied, dass auch eingekerbte Biegebalken beschrieben werden. Eine Einteilung in Leistungsklassen bzw. Klassen für die Tragsicherheit ist in dieser Richtlinie nicht ersichtlich. [30]

In der Schweiz stellt als Grundlage für die Anwendung von Faserbeton die vom schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein herausgegebene Norm SIA 162/6 dar. Laut Titelblatt handelt es sich hierbei um eine Schweizer Norm [31]. Inhalt sind unter anderem Berechnung und Bemessung im Grenzzustand der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, Ausführung und Verarbeitung, außerdem werden im Anhang die Belastungsversuche näher erläutert. Mit 20 Seiten ist diese Norm jedoch relativ kurz gehalten, im Gegensatz zu den Richtlinien aus Österreich und Deutschland. Nach Pfyl [18] sind aufgrund der Einführung der SIA 162/6 „Stahlfaserbeton“ die gängigen 4-Punkt-Biegeversuche am Biegebalken um sogenannte Kreisplattenversuche erweitert worden. Im Gegensatz zu der hohen Streuung der Ergebnisse von Biegebalkenprüfungen ist diese bei den Kreisplattenversuchen eher gering. Daher werden zusätzlich zu den Biegeprüfungen am Balken auch Kreis- bzw. Quadratplattenversuche verlangt.

Weiters gibt es diverse Richtlinien und Publikationen vom American Concrete Institut (ACI) bzw. einige technische Standards von ASTM International. Eine Auswahl an weiteren europäischen und internationalen Richtlinien ist in Tabelle 3.8 aufgelistet.

Tabelle 3.8: Auflistung weiterer ausgewählter Regelwerke zu Faserbeton nach [19]

Land	Regelungswerk
Japan	JCI-SF4: Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Fibre Reinforced Concrete, 1984.
Niederlande	CUR 35: Bestimmung der Biegezugfestigkeit, die Biegezugfähigkeit und die äquivalente Biegezugfestigkeit aus Stahlfaserbeton, 1994. <i>(übersetzt)</i>
Schweden	Betong rapport 104
USA	ACI 544.4R-88: Design Considerations for Steel Fibre Reinforced Concrete, Reapproved, 2009.

Die Richtlinien in Österreich und Deutschland sind diesbezüglich relativ umfangreich im Vergleich mit anderen Ländern. Eine Erweiterung der Versuche um Quadratplattenversuche wäre sinnvoll, um eine kleinere Streuung zu bekommen, diese sind allerdings sehr aufwändig und würden in der Praxis schwer anzuwenden sein.

4 Experimentelle Untersuchungen nach den Richtlinien für Faserbeton

In diesem Kapitel werden die ausgeführten Versuche nach österreichischer [3] und deutscher Richtlinie [2] beschrieben und ausgewertet. Die Ergebnisse aus Kapitel 3, sprich die unterschiedlichen Auswertungen der Richtlinien, werden hier berücksichtigt und angewendet. Ziel der Versuche ist, anhand desselben Faserbetons mit 25 kg/m^3 Stahlfasern, den Unterschied der beiden Richtlinien aufzuzeigen und einen eventuellen Zusammenhang der Versuchsergebnisse zu finden, um zukünftig mehrfache Versuche einsparen zu können. Der Hintergrund hierfür ist, dass Faserbetonversuche relativ teuer und zeitaufwändig sind, ein Versuch eines Probekörpers dauert in etwa 20 Minuten und für eine Prüfung sind mindestens sechs Probekörperprüfungen vorgeschrieben.

Daher werden zu Beginn die durchgeführten Versuche kurz beschrieben, im Anschluss daran ausgewertet und am Ende dieses Kapitels werden die Ergebnisse diskutiert und Aussagen getroffen.

4.1 Versuchsbeschreibung

Die Prüfungen fanden bei der Firma SCHMID Schrauben Hainfeld GmbH in Hainfeld statt. Im Rahmen dieser Diplomarbeit erfolgte auch die Organisation und Vorbereitungsarbeit der Prüfungen. Der gesamte Versuchsablauf wurde nach folgendem Zeitplan (siehe Tabelle 4.1) durchgeführt:

Tabelle 4.1: Zeitplan Versuchsdurchführung

Datum	Beschreibung
21.04.2021	Herstellung der Schalungen
28.04.2021 13:00	Betonieren der Prüfbalken
30.04.2021 09:00	Ausschalen und Lagerung in Wasserbad
27.05.2021	Durchführung der Prüfungen
28.05.2021	Durchführung der Prüfungen
31.05.2021	Prüfung der Druckfestigkeit

Nachfolgend werden die einzelnen Schritte beschrieben, danach erfolgt die Versuchsauswertung und im folgenden Kapitel wird auf die Bemessung und die Auswirkung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken eingegangen.

Für den Vergleich wurden insgesamt 24 Probekörper hergestellt. Jeweils 12 nach der österreichischen Richtlinie und 12 nach der deutschen Richtlinie. Da die Abmessungen nach der ÖBV-Richtlinie variabel sind, wurde eine Länge von 550 mm für die Versuchsbalken gewählt. Diese Länge ergibt sich aus dem Auflagerabstand von 450 mm und zweimal 50 mm Überstand bei den Auflagern. In der deutschen Richtlinie beträgt der Überstand ebenfalls 50 mm. Der Fasergehalt wurde mit 25 kg/m^3 festgesetzt, das entspricht einer wirtschaftlichen Verarbeitbarkeit. Ein höherer Stahlfasergehalt macht vor allem bei Holz-Faserbeton-Verbunddecken im Altbau im Dachgeschoss aufgrund der verminderten Pumpbarkeit wenig Sinn. Für die Datenaufzeichnung wurde eine Frequenz von 10 Hz gewählt. Die Durchbiegungsgeschwindigkeit wurde bei allen Versuchen einheitlich mit 0,1 mm/min bis 0,75 mm Durchbiegung und 0,25 mm/min bis 4,0 mm festgelegt.

Nähere Beschreibungen zur Herstellung der Schalung, Betonieren und Lagerung der Betonkörper und zum Versuchsaufbau sind im Anhang A - Dokumentation zur Probekörperherstellung enthalten. Die Versuchsdurchführung wird im Anhang B - Beschreibung der Versuchsdurchführung näher erläutert.

Die Prüfung selbst dauerte pro Faserbetonbalken 20,5 min. Diese Zeit ergibt sich aus den Verformungsgeschwindigkeiten von 0,1 mm/min bis 0,75 mm und 0,25 mm/min bis 4 mm. Für einen besseren Vergleich wurden alle Probekörper bis 4 mm Durchbiegung geprüft und anschließend wurde der Versuch beendet. Danach wurden die Proben „händisch“ in der Mitte gebrochen, um die Anzahl der Fasern in der Bruchfläche zu zählen und auszuwerten. Auszugsweise ist ein bis 4 mm Durchbiegung nach deutscher Richtlinie geprüfter Balken mit bereits abgenommener Messeinrichtung in Abbildung 4.1 zu sehen.



Abbildung 4.1: Abgeschlossene Faserbetonprüfung nach DAfStb-Richtlinie

Zusätzlich zur Nachrissbiegezugfestigkeit wurde auch die Druckfestigkeit anhand vier Würfelproben mit einer Kantenlänge von 15 cm ermittelt. Die Durchführung der Prüfungen erfolgte an der Camillo Sitte Versuchsanstalt für Bautechnik. Die Prüfungen fanden am 31.05.2021 statt und erfolgten mit einer Druckfestigkeitsprüfmaschine von walter+bai.

4.2 Auswertung der Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Biegebalkenversuche und abschließend die Druckfestigkeitsprüfungen ausgewertet. In einem ersten Schritt werden die gewonnenen Daten analysiert und aufbereitet, dies geschieht in gleicher Weise für die beide Richtlinien. Anschließend erfolgt die Auswertung der kleinen Probekörper nach ÖBV-Richtlinie und der größeren Probekörper nach DAfStb-Richtlinie. Die Ergebnisse werden verglichen und die Unterschiede aufgezeigt. Danach erfolgt eine genauere Betrachtung der Ergebnisse, inwieweit es Sinn macht die jeweilige Auswertungsmethode auf die jeweils andere Versuchsabmessung anzuwenden und wie groß die Unterschiede der beiden Richtlinien sind. Anhand der Diskussion der Ergebnisse wird die Strategie bei der Auswertung nochmals erläutert und auf die wichtigsten Ergebnisse

eingegangen. Im darauffolgenden Kapitel werden die Auswirkungen auf die Holz-Faserbeton-Verbunddecke beschrieben.

Bei jedem Probekörper wurden die Durchbiegung anhand von zwei Messtaster, die aufgebrachte Kraft und die Versuchszeit gemessen. Die Versuche starteten mit den Biegebalken nach ÖBV-Richtlinie. Bei den ersten zwei Versuchen betrug die Messfrequenz 10 Hz, danach wurde sie auf 20 Hz erhöht. Beim ersten Versuch wurden die Aluwinkel, welche als Anschlag für die Messtaster dienten mit einem 2-Komponenten-Kleber aufgeklebt. Jedoch löste sich ein Winkel nach dem Erstriss ab, sodass eine Steuerung über die Wegaufnehmer nicht mehr möglich war und der Versuch abgebrochen werden musste. Infolgedessen wurden bei allen weiteren Versuchen die Aluwinkel mit einem Dübel mit den Abmessungen 5x30 mm an den Biegebalken verschraubt. Des Weiteren ist bei dem fünften Versuch nach ÖBV-Richtlinie der Versuch ebenfalls fehlgeschlagen, da kein vollständiges Kraft-Durchbiegungs-Diagramm erstellt werden konnte. Bei diesem Versuch kam es nach dem Erstriss zu einem plötzlichen Abfall der Kraft und der Versuch wurde vorzeitig beendet. Im Rahmen der Auswertung der ÖBV-Richtlinie wird nochmals darauf eingegangen. Aus diesen Gründen existieren für die Versuche nach ÖBV-Richtlinie nur zehn vollständige Prüfungen, bei den Versuchen nach DAfStb-Richtlinie waren alle zwölf Versuche erfolgreich. Die Versuche nach der ÖBV-Richtlinie werden mit Probe K1-12 und die nach DAfStb-Richtlinie mit Probe G1-12 beschriftet und nummeriert.

Generell ist zu sagen, dass bei den Kraft-Durchbiegungs-Diagrammen Schwingungen nach dem Erstriss und dem Kraftabfall zu beobachten sind. In Abbildung 4.2 ist exemplarisch ein Diagramm dargestellt, in dem die Abweichungen ersichtlich sind.

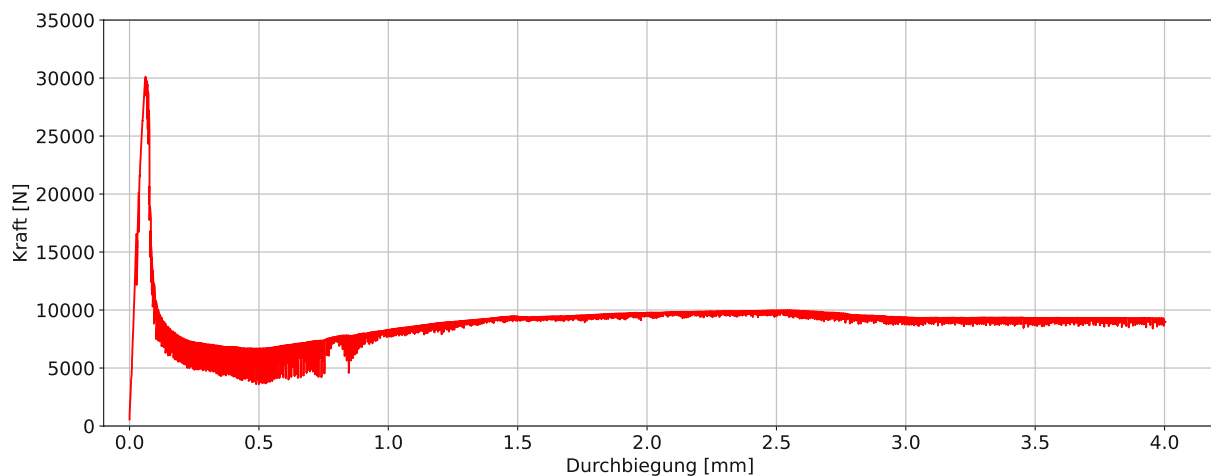


Abbildung 4.2: Auswertung des Kraft-Durchbiegungsdiagramm Probe K8

Um diese „Schlaufen“ bzw. Schwingungen näher zu betrachten, ist in Abbildung 4.3 ein Ausschnitt des obigen Diagramms dargestellt, wobei es sich um ein Diagramm mit interpolierten Linien handelt.

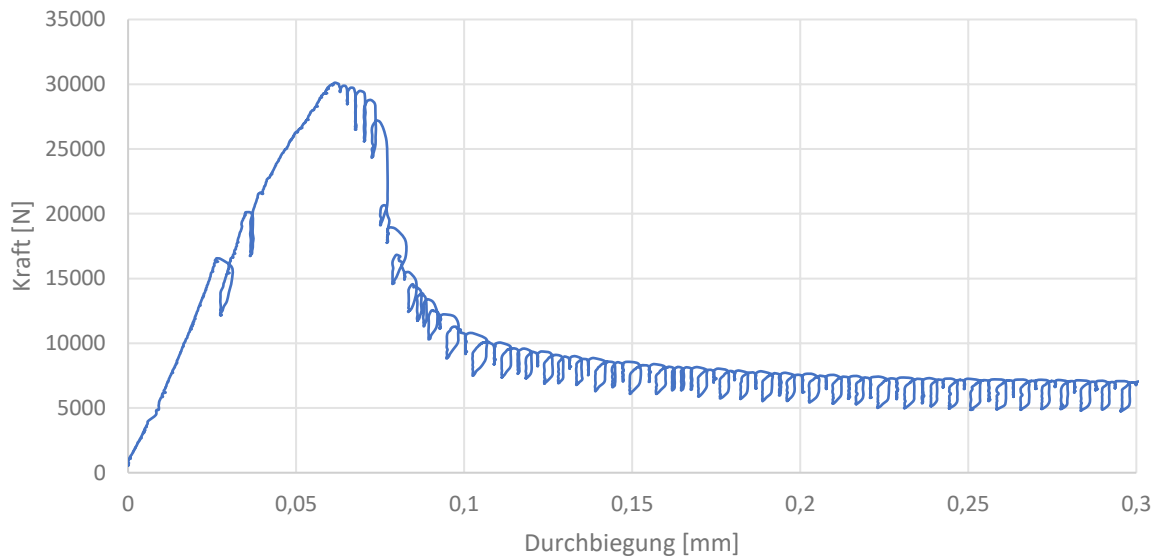


Abbildung 4.3: Ausschnitt aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm Probe K8 mit interpolierten Punkten

Dabei ist zu erkennen, dass in einem Bereich von 0,005 mm die Durchbiegung sehr schnell anwächst, obwohl die Kraft leicht vermindert wird. Es handelt sich um einen verformungsgesteuerten Versuch mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,10 mm/min und aus den Messdaten ist ersichtlich, dass innerhalb von 50 Millisekunden die Durchbiegung um 0,0037 mm größer wird und die Kraft um 40,95 N sinkt. Daher beträgt die Verformungsgeschwindigkeit in diesem Bereich 4,40 mm/min. In weiterer Folge wird die Kraft verringert und die Durchbiegung wird folglich weniger. Danach wird die Kraft wieder erhöht und in einem gewissen Bereich kommt es erneut zu einem plötzlichen Anstieg der Durchbiegung. In Abbildung 4.4 ist dieser Effekt nochmals näher dargestellt, wobei die roten Linien die großen Verformungsgeschwindigkeiten in diesem Bereich darstellen.

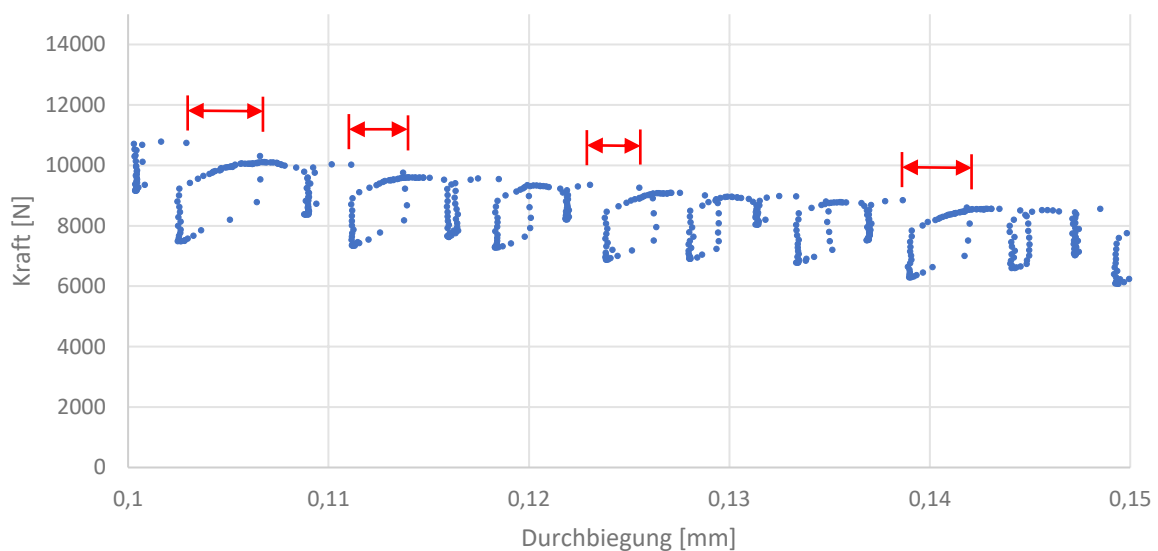


Abbildung 4.4: Ausschnitt aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm Probe K8, Punktdiagramm

Dieser Effekt tritt bei fast allen geprüften Probekörpern, sowohl bei den kleineren als auch den größeren auf. Der Grund für diesen Effekt dürfte das Regel-Steuer-Verhalten der Maschine gewesen sein. Für zukünftige Tests wäre vorher eine Rücksprache mit dem Maschinenhersteller

notwendig. Für eine bessere Vergleichbarkeit und Darstellung der Versuche in Diagrammen untereinander werden die Kurven nachfolgend geglättet. Dabei werden in einem gewissen kleinen Bereich nur die Maximalwerte herangezogen. Anhand der Probe K8 wie in den vorherigen Abbildungen werden in der Abbildung 4.5 die Rohdaten mit der geglätteten Kurve gegenübergestellt. Im Anhang C - Darstellung der Versuchsergebnisse sind alle Diagramme des gesamten Versuchs sowohl mit Rohdaten als auch geglätteten Daten aufgeführt.

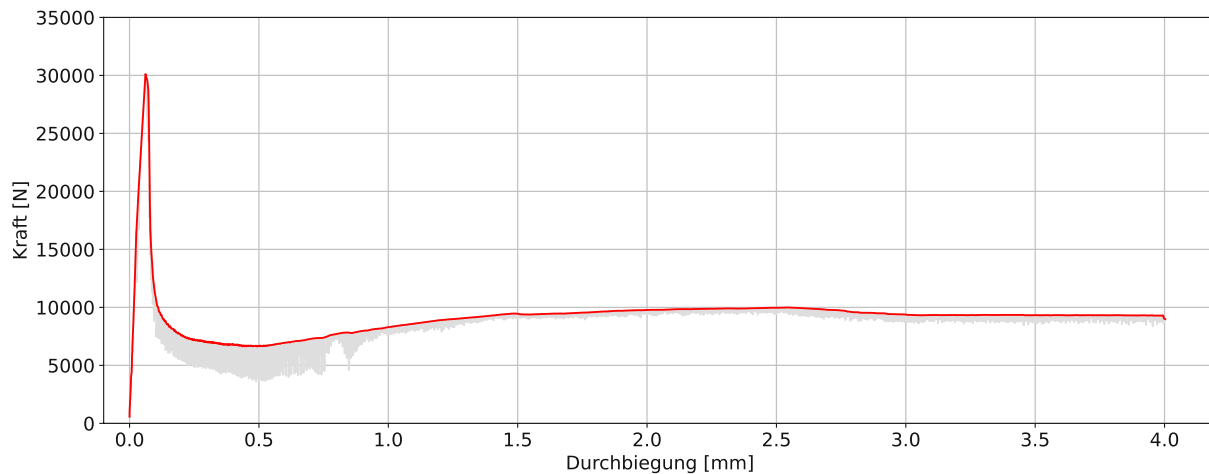


Abbildung 4.5: Vergleich der geglätteten Kurve (rot) mit den Rohdaten (grau)

Die Prüfungssteuerung war bei beiden Versuchsreihen ident, nur der Auflagerabstand und der Abstand der Lasteinleitungsrollen war unterschiedlich. Alle Balken wurden bis 4 mm Durchbiegung geprüft und danach wurde der Versuch beendet. Anschließend wurden die Balken außerhalb der Prüfmaschine durchgebrochen, sodass die Anzahl der Fasern in der Bruchfläche ersichtlich war. Die Fasern wurden gezählt und werden in Kapitel 4.4 ausgewertet, inwieweit die Anzahl der Fasern in der Zugzone eine Auswirkung auf die Bruchfestigkeit bzw. Nachrisszugfestigkeit hat. Nachfolgend wird mit der Auswertung nach der ÖBV-Richtlinie begonnen.

4.2.1 Auswertung der Versuche nach ÖBV-Richtlinie

Insgesamt wurden zwölf Probekörper mit den Abmessungen 150 x 150 x 550 mm geprüft. Wie bereits erwähnt, löste sich beim ersten Versuch (Probe K1) der Alu-Winkel einseitig ab und auch ein weiterer Versuch (Probe K12) wurde vorzeitig beendet. Daher sind nur zehn vollständige Kurven des Kraft-Durchbiegungsdiagramm vorhanden. Bei einem weiteren Versuch (Probe K9) gab es beim Anstieg große Sprünge, die Kraft stieg an und nach einer gewissen Durchbiegung (vor Erreichen der Maximalkraft) sank die Kraft auf beinahe Null ab. Dieser Versuch wurde danach abgebrochen und neu gestartet. Es gab keinen sichtbaren Riss, beim neuerlichen Versuch wurde die entstandene Maximalkraft jedoch nicht erreicht. Für die Auswertung wurden die Daten vor und nach dem Neustart zusammengefasst, sodass eine Auswertung vor allem in Bezug auf die Nachrisszugfestigkeit möglich ist.

Bei den zehn Versuchen wurden die Kurven der besseren Übersicht halber geglättet und miteinander verglichen. Der Vergleich der Versuche ist in Abbildung 4.6 dargestellt.

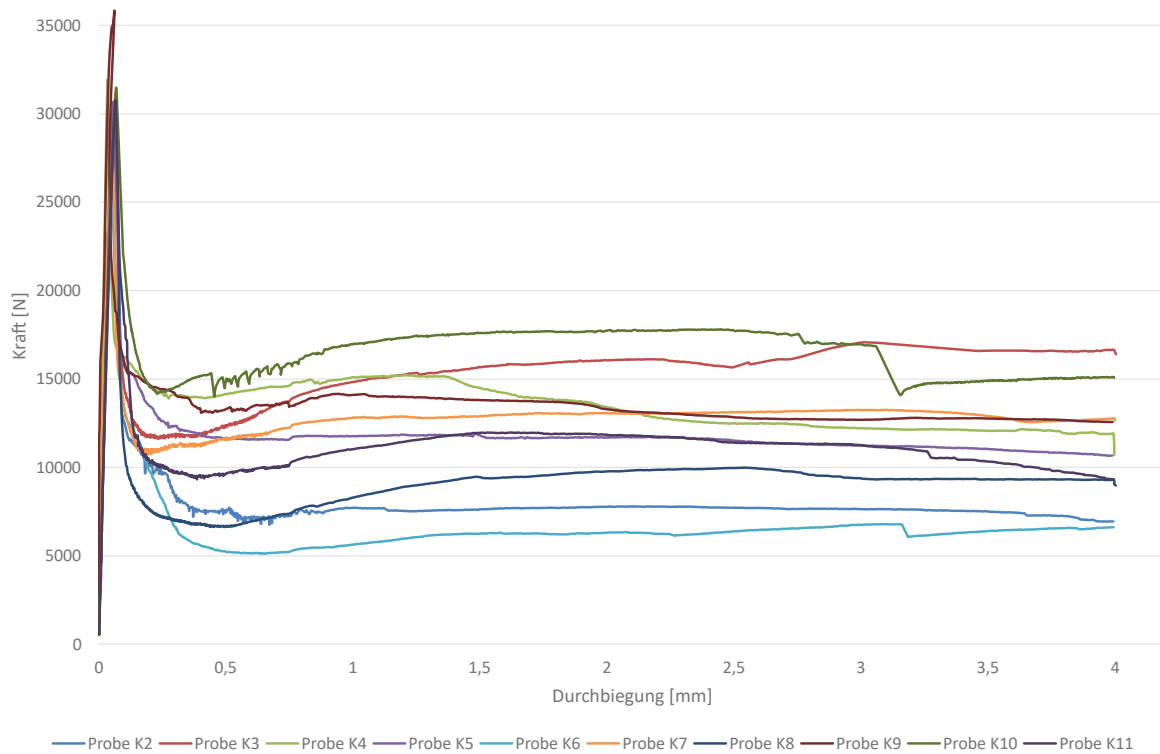


Abbildung 4.6: Vergleich aller Versuche nach ÖBV-Richtlinie

Dabei ist zu erkennen, dass die Versuche eine große Streuung aufweisen. Der Variationskoeffizient beträgt bei diesen Versuchen knapp 30 Prozent. Der Erstriss bzw. die maximale Kraft tritt bei allen Versuchen innerhalb von 0,1 mm Durchbiegung auf. Nach dem Kraftabfall und ab circa 0,5 mm Durchbiegung ist auch bei allen Versuchen ein leichter Anstieg der Kraft zu beobachten. Durchschnittlich tritt der Erstriss bei 30256,7 N auf. Die für die Nachrissbiegezugfestigkeit relevanten Werte, wie die Kräfte bei einer Durchbiegung von 0,5 und 3,0 mm bzw. die Fläche unter der Kurve zwischen 0,5 und 3,0 mm, sind in Tabelle 4.2 aufgelistet.

Tabelle 4.2: Kenngrößen zu den Versuchen nach ÖBV-Richtlinie

	Maximum [N bzw. Nmm]	Minimum [N bzw. Nmm]	Mittelwert [N bzw. Nmm]	Standardabweichung σ [N bzw. Nmm]	Variationskoeffizient COV [-]
P_{\max}	35749,95	26237,20	30256,73	2637,198	0,087
$P_{0,5}$	14869,57	5266,877	10710,17	3284,610	0,307
$P_{3,0}$	16974,35	6748,124	11838,74	3427,010	0,289
$P_{3,5}$	16598,79	6386,974	11386,73	3156,336	0,277
$A_{0,5-3,0}$	42991,90	15197,73	29514,79	8573,189	0,290

Nur bei der Kraft beim Erstriss ist der Variationskoeffizient geringer, das liegt daran, dass hier der Beton reißt und die Streuung bei Beton geringer ist. Bei Faserbeton ist die Festigkeit stark abhängig von der Verteilung der Fasern, daher ergibt sich der relativ hohe Variationskoeffizient. Auch ist die Kraft bei einer Durchbiegung von 3,0 mm fast bei allen Probekörpern größer als bei einer Durchbiegung von 0,5 mm.

Die nachfolgende Auswertung beruht auf den Formeln aus Kapitel 3.1.3 und ist in Tabelle 4.3 dargestellt.

Tabelle 4.3: Auswertung nach ÖBV-Richtlinie

	$P_{0,5}$ [N]	$A_{0,5-3,0}$ [Nmm]	f_{eqs} [N/mm ²]	f_{equ} [N/mm ²]
Balken K1				
Balken K2	7568,02	19034,93	1,009	1,015
Balken K3	12394,51	37941,22	1,653	2,024
Balken K4	14164,09	34351,29	1,889	1,832
Balken K5	11644,32	28984,02	1,553	1,546
Balken K6	5266,88	15197,73	0,702	0,811
Balken K7	11605,15	32120,02	1,547	1,713
Balken K8	6679,95	22726,53	0,891	1,212
Balken K9	13257,86	33514,87	1,768	1,787
Balken K10	14869,57	42991,90	1,983	2,293
Balken K11	9651,32	28285,39	1,287	1,509
Balken K12				
Anzahl n	10	10		
Schwellenwert k	1,782	1,782		
f_{eqms} bzw. f_{eqmu}	1,428	1,574	[N/mm ²]	
Standardabweichung	3284,61	8573,19	[N/mm ²]	
Variationskoeffizient	0,307	0,290		
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	0,648	0,759	$f_{eqmu} * (1-k*Var.)$	
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	0,728	0,803	$f_{eqmu} * 0,51$	
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	0,6476	0,7593	[N/mm²]	
	0,45	0,37		
f_{fks} bzw. f_{fku}	0,2914	0,2810	[N/mm ²]	
f_{fds} bzw. f_{fdu}	0,2914	0,1873	[N/mm²]	
f_{fds} bzw. f_{fdu}	0,4080	0,2622	[N/mm²] mit $\eta=1,4$ (plattenartige Bauteile)	

Für die Berechnung und zur besseren Vergleichbarkeit der 2 Richtlinien wurde der Schwellenwert k mit 1,782 angenommen, was einer Versuchszahl von 12 gleichkommt.

Bei den durchgeführten Faserbetonversuchen ergeben sich nach ÖBV-Richtlinie der Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit für den Nachweis der Tragsicherheit zu 0,1873 bzw. 0,2622 N/mm² bei Berücksichtigung der Geometrie. Die Bemessungswerte der Gebrauchstauglichkeit ergeben sich zu 0,2914 bzw. 0,4080 N/mm². Somit ergibt sich ein Faserbeton der Klasse T2 für den Nachweis der Tragsicherheit und der Klasse G1 für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

4.2.2 Auswertung der Versuche nach DAfStb-Richtlinie

Wie bei den Versuchen nach ÖBV-Richtlinie wurden zwölf Probekörper mit den Abmessungen 150 x 150 x 700 mm geprüft. Alle Versuche liefen erfolgreich ab, bei dem Versuchskörper G4 ist jedoch im Nachhinein aufgefallen, dass er etwas schief („wackelig“) auf den Auflagerrollen aufgelegt ist. In der nachfolgenden Abbildung 4.7 sind die ebenfalls geglätteten Kurven dargestellt.

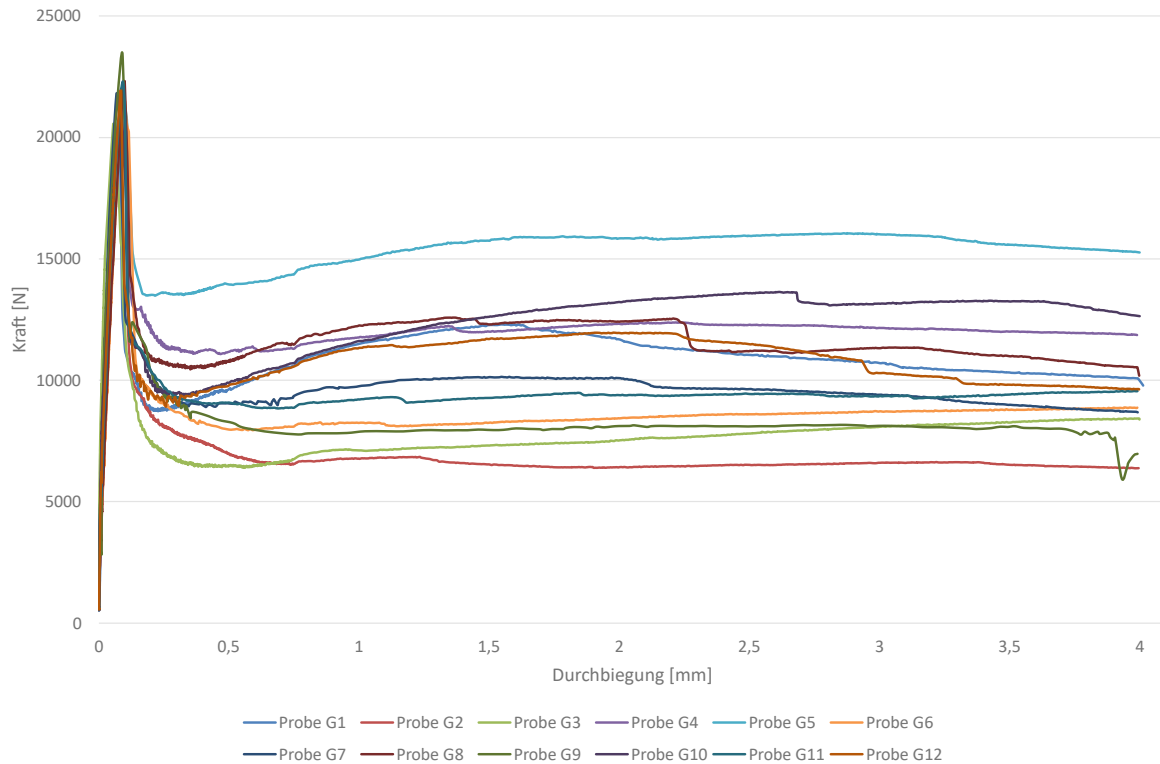


Abbildung 4.7: Vergleich aller Versuche nach DAfStb-Richtlinie

Bei den Versuchen nach DAfStb-Richtlinie ist ebenfalls eine große Streuung des Nachrissverhaltens erkennbar. Der Variationskoeffizient beträgt nicht ganz 25 Prozent. Die maximale Kraft vor dem Erstriss beträgt durchschnittlich 21739,29 N und der Erstriss tritt bei allen Versuchen innerhalb der ersten 0,1 mm Durchbiegung auf. Nach dem Kraftabfall ist ab ca. 0,2 – 0,3 mm Durchbiegung wieder ein Anstieg der Kraft bei allen Versuchen zu erkennen, danach besitzen die Probekörper teils unterschiedliche Verläufe und ab ca. 3,5 mm ist bei allen Versuchen ein abfallender Ast im Kraft-Durchbiegungsdiagramm ersichtlich. Wesentliche Kenngrößen sind in Tabelle 4.4 aufgelistet.

Tabelle 4.4: Kenngrößen zu den Versuchen nach DAfStb-Richtlinie

	Maximum [N bzw. Nmm]	Minimum [N bzw. Nmm]	Mittelwert [N bzw. Nmm]	Standardabweichung σ [N bzw. Nmm]	Variationskoeffizient COV [-]
P_{\max}	23346,01	20504,55	21739,29	805,15	0,037
$P_{0,5}$	13962,10	6444,79	9420,18	2005,75	0,213
$P_{3,0}$	16014,25	6601,86	10326,24	2577,87	0,250
$P_{3,5}$	15592,00	6519,63	10168,78	2492,84	0,245
$A_{0,5-3,0}$	38661,87	16400,39	25757,32	6412,69	0,249

Der Variationskoeffizient ist nur bei der Maximalkraft geringer, ansonsten ist er in etwa bei 25 Prozent und für Faserbeton in dieser Größenordnung so zu erwarten. Die Fläche unter der Kurve zwischen einer Durchbiegung zwischen 0,5 und 3,0 mm ist für eine bessere Vergleichbarkeit der beiden Richtlinien angegeben. Wie auch bei den Versuchen nach der österreichischen Richtlinie ist die Kraft bei 3,0 mm Durchbiegung größer als bei 0,5 mm, bei 3,5 mm Durchbiegung wird sie wieder etwas geringer.

In der Tabelle 4.5 ist die tabellarische Auswertung angeführt, dabei wurden die Formeln aus Kapitel 3.2.3 nach DAfStb-Richtlinie verwendet.

Tabelle 4.5: Auswertung nach DAfStb-Richtlinie

	$P_{0,5}$ [N]	$P_{3,5}$ [N]	$f_{cf1,L1}$ [N/mm ²]	$f_{cf1,L2}$ [N/mm ²]
Balken G1	9610,57	9610,57	1,709	1,709
Balken G2	6959,76	6519,63	1,237	1,159
Balken G3	6444,79	8258,79	1,146	1,468
Balken G4	11173,10	11173,10	1,986	1,986
Balken G5	13962,10	13962,10	2,482	2,482
Balken G6	7970,79	8782,26	1,417	1,561
Balken G7	9055,24	8991,33	1,610	1,598
Balken G8	10768,86	10768,86	1,914	1,914
Balken G9	8368,29	8077,14	1,488	1,436
Balken G10	9897,91	13255,34	1,760	2,357
Balken G11	9082,89	9408,85	1,615	1,673
Balken G12	9747,88	9747,88	1,733	1,733
	$\ln(f_{cf1,L1})$	$Lf_{clm,L1}-\ln(f_{cf1,L1})$	$\ln(f_{cf1,L2})$	$Lf_{clm,L2}-\ln(f_{cf1,L2})$
Balken G1	0,5356	0,0016	0,5356	0,0000
Balken G2	0,2129	0,0798	0,1476	0,1559
Balken G3	0,1361	0,1292	0,3841	0,0251
Balken G4	0,6863	0,0364	0,6863	0,0207
Balken G5	0,9091	0,1711	0,9091	0,1344
Balken G6	0,3486	0,0216	0,4455	0,0094
Balken G7	0,4761	0,0004	0,4690	0,0054
Balken G8	0,6494	0,0237	0,6494	0,0114
Balken G9	0,3972	0,0096	0,3618	0,0326
Balken G10	0,5651	0,0049	0,8572	0,0990
Balken G11	0,4792	0,0003	0,5144	0,0008
Balken G12	0,5498	0,0030	0,5498	0,0001

Leistungsklasse	L1	L2	
Anzahl n	12	12	
Fraktilenfaktor k_s	2,048	2,048	
$f_{cflm,Li}$	1,675	1,756	[N/mm ²]
$Lf_{clm,Li}$	0,495	0,542	
L_s	0,2092	0,2121	
$f_{cflk,Li}$	1,0693	1,1141	
$f_{cflk,Li}$	0,8541	0,8958	$f_{cflm,Li} * 0,51$
$f_{cflk,Li}$	0,8541	0,8958	[N/mm²]
β_{Li}	0,4	0,25	
$f_{ct0,Li}$	0,3416	0,2239	[N/mm ²]
$f_{ctR,Li}$	0,3451	0,2262	[N/mm²] mit $\kappa_G=1,01$ (Einfluss Bauteilgröße)
$f_{ctd,Li}$	0,2933	0,1538	[N/mm²]

Der Faktor für die Berücksichtigung des Variationskoeffizienten abhängig von der Bauteilgröße (κ_G) wurde mit 1,01 angenommen, das entspricht einer Betonquerschnittsfläche von 150 x 150 mm. Der Faktor für Langzeiteinwirkungen beträgt 0,85 laut DAfStb-Richtlinie und der Beiwert β_{L2} 0,25. Somit ergeben sich nach DAfStb-Richtlinie ein Bemessungswert für die Gebrauchstauglichkeit (Leistungsklasse 1) von 0,2933 N/mm² und für die Tragfähigkeit (Leistungsklasse 2) von 0,1538 N/mm².

Der Beiwert β_{L2} zur Ermittlung der Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit darf gemäß Teil 2 Anhang P der Stahlfaserbetonrichtlinie [2] vom DAfStb genauer wie folgt ermittelt werden:

$$\beta_{L2} = 0,18 * L2/L1 + 0,17 \text{ mit } 1,0 < L2/L1 \leq 1,5$$

Da das Verhältnis der Leistungsklassen L2 zu L1 1,0488 beträgt, ergibt sich β_{L2} nach genauerer Ermittlung:

$$\beta_{L2} = 0,18 * 1,0488 + 0,17 = 0,3588$$

und in weiterer Folge ergibt sich:

$$f_{ct0,L2} = 0,8958 * 0,3588 = 0,3214 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctR,L2} = 0,3214 * 1,01 = 0,3246 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd,L2} = 0,3246/1,25 * 0,85 = 0,2207 \text{ N/mm}^2$$

Somit ergibt sich ein Bemessungswert für die Tragfähigkeit von 0,2207 N/mm². Bei Einteilung in Leistungsklassen werden die Ergebnisse auf zwei Nachkommastellen gerundet und daraus ergibt sich für die Gebrauchstauglichkeit die Leistungsklasse L1-0,6 und für die Tragfähigkeit L2-0,9.

4.2.3 Vergleich der Versuche nach ÖBV-Richtlinie mit DAfStb-Richtlinie

Zuerst werden die Ergebnisse der beiden Versuchsreihen miteinander verglichen und anschließend die jeweilige Versuchsreihe nach der anderen Richtlinie ausgewertet, sodass zusätzliche Unterschiede aufgezeigt und ein Schluss auf die Anwendbarkeit gezogen werden kann. Tabelle 4.6 fasst die wesentlichen Ergebnisse aus den vorherigen Kapiteln der beiden Versuchsreihen nochmals zusammen.

Tabelle 4.6: Vergleich der wesentlichen Ergebnisse der beiden Richtlinien

Kenngröße	ÖBV-Richtlinie	DAfStb-Richtlinie	Abweichung* in %
Mittelwert P_{\max} [N]	30256,7	23346,0	29,6
Variationskoeffizient von P_{\max}	0,087	0,037	135,1
Mittelwert $P_{0,5}$ [N]	10710,2	9420,2	13,7
Variationskoeffizient von $P_{0,5}$	0,307	0,213	44,1
Mittelwert $P_{3,5}$ [N]	11386,7	10168,8	12,0
Variationskoeffizient von $P_{3,5}$	0,277	0,245	13,1
mittlerer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit Tragfähigkeit [N/mm ²]	1,574	1,756	-10,4
mittlerer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit Gebrauchstauglichkeit [N/mm ²]	1,428	1,675	-14,7
charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit Tragfähigkeit [N/mm ²]	0,7593	0,8958	-15,2
charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit Gebrauchstauglichkeit [N/mm ²]	0,6476	0,8541	-24,2
Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit Tragfähigkeit m. Berücksichtigung der Geometrie [N/mm ²]	0,2622	0,2207 (0,1538)**	18,8 (70,5)
Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit Gebrauchstauglichkeit m. Berücksichtigung der Geometrie [N/mm ²]	0,4080	0,2933	39,1
Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit Tragfähigkeit o. Berücksichtigung der Geometrie [N/mm ²]	0,1873	0,2185 (0,1523)**	-14,3 (23,0)
Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit Gebrauchstauglichkeit o. Berücksichtigung der Geometrie [N/mm ²]	0,2914	0,2904	0,0

*wird wie folgt berechnet: $\text{ÖBV-Wert}/\text{DAfStb-Wert} - 1$

**ermittelt mit einem β -Wert von 0,25 ohne Berücksichtigung des Verhältnisses $L2/L1$

Dabei ist zu erkennen, dass der Mittelwert der Maximalkraft bei der ÖBV-Richtlinie deutlich größer ist. Dies hängt mit der geringeren Spannweite bei den Probekörpern nach ÖBV-Richtlinie zusammen. Im Gegensatz dazu liegen die Werte bei einer Durchbiegung von 0,5 mm nicht so weit auseinander, der Unterschied beträgt hier lediglich 13,7 %. Daraus folgt, dass der charakteristische Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei der Gebrauchstauglichkeit bei der

DAfStb-Richtlinie um 24,2 % größer ist. Bei den Bemessungswerten für die Gebrauchstauglichkeit ist dieser Unterschied allerdings nicht mehr erkennbar.

Auch der für die Tragfähigkeit relevante Wert $P_{3,5}$ weicht um 12,0 % ab, wobei dieser Wert bei der ÖBV-Richtlinie nicht berücksichtigt wird. Beim Vergleich der charakteristischen Werte für die Tragfähigkeit ist auch ein deutlicher Unterschied erkennbar. Hingegen weicht der Bemessungswert für die Tragfähigkeit bei genauer Ermittlung von β_{L2} nach der DAfStb-Richtlinie um 18,8% von dem Wert nach ÖBV-Richtlinie ab, der Wert nach der DAfStb ist jetzt geringer.

Anhand der charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeiten können die jeweiligen Faserbetone in Klassen für Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit bzw. in Leistungsklassen L1 und L2 eingeteilt werden. Hierfür ergeben sich für den getesteten Faserbeton die Klassen G1 und T2 nach der ÖBV-Richtlinie Faserbeton und die Klassen L1-0,6 und L2-0,9 nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. Für die Tragsicherheitsklasse T2 ergibt sich nach Richtlinie ein Bemessungswert für plattenartige Bauteile von $0,24 \text{ N/mm}^2$ und für den Bemessungswert der Gebrauchstauglichkeit $0,32 \text{ N/mm}^2$. Für die Leistungsklasse L2 ergibt sich unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,25 und des Beiwerts für Langzeiteinwirkungen von 0,85 der Bemessungswert zu $0,153 \text{ N/mm}^2$ und für die Leistungsklasse L1 ein Wert von $0,204 \text{ N/mm}^2$. Anhand dieser Werte sind deutliche Unterschiede der beiden Richtlinien zu erkennen, wobei das auf die unterschiedliche Einteilung der Klassenstufen zurückzuführen ist.

Anschließend werden die Versuchsreihen nach der jeweils anderen Richtlinie ausgewertet und miteinander bzw. mit den bisherigen Ergebnissen verglichen. Das Ziel ist, die Unterschiede zu verdeutlichen, gleiche Ergebnisse bei den jeweiligen Versuchsreihen würde bedeuten, dass die Auswertung in gleicher Weise erfolgt. Tabelle 4.7 zeigt die Ergebnisse der größeren Probekörper ausgewertet nach der österreichischen Richtlinie.

Tabelle 4.7: Auswertung der größeren Probekörper nach ÖBV-Richtlinie

	$P_{0,5}$ [N]	$A_{0,5-3,0}$ [Nmm]	f_{eqs} [N/mm ²]	f_{equ} [N/mm ²]
Balken G1	9610,57	28306,36	1,709	2,013
Balken G2	6959,76	16400,39	1,237	1,166
Balken G3	6444,79	18444,97	1,146	1,312
Balken G4	11173,10	30005,05	1,986	2,134
Balken G5	13962,10	38661,87	2,482	2,749
Balken G6	7970,79	20845,05	1,417	1,482
Balken G7	9055,24	24210,98	1,610	1,722
Balken G8	10768,86	29723,54	1,914	2,114
Balken G9	8368,29	19876,31	1,488	1,413
Balken G10	9897,91	31254,19	1,760	2,223
Balken G11	9082,89	23111,34	1,615	1,643
Balken G12	9747,88	28247,81	1,733	2,009
Anzahl n	12	12		
Schwellenwert k	1,782	1,782		
f_{eqms} bzw. f_{eqmu}	1,6747	1,8316	[N/mm ²]	
Standardabweichung	2005,7491	6412,6944	[N/mm ²]	
Variationskoeffizient	0,2129	0,2490		
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	1,0393	1,0190	$f_{eqmu} * (1-k*Var.)$	
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	0,8541	0,9341	$f_{eqmu} * 0,51$	
f_{eqks} bzw. f_{eqku}	0,8541	0,9341	[N/mm²]	
	0,45	0,37		
f_{fks} bzw. f_{fku}	0,3843	0,3456	[N/mm ²]	
f_{fids} bzw. f_{fidu}	0,3843	0,2304	[N/mm²]	
f_{fids} bzw. f_{fidu}	0,5381	0,3226	[N/mm²] mit $\eta=1,4$ (plattenartige Bauteile)	

Bei dieser Auswertung fällt auf, dass der charakteristische Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit für die Gebrauchstauglichkeit exakt übereinstimmt mit der Auswertung nach DAfStb-Richtlinie. Allerdings der Bemessungswert ist ein anderer, das liegt daran, dass einerseits die Umrechnung von der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeit in die Nachrisszugfestigkeit anders geschieht und andererseits plattenartige Bauteile mit einem konstanten Faktor von 1,4 nach ÖBV beaufschlagt werden, in der deutschen Richtlinie dieser Faktor von der tatsächlichen Größe des Bauteils abhängig ist. Bei der Tragsicherheit weichen die charakteristischen Werte f_{eqku} und $f_{cflk,L2}$ etwas voneinander ab, was an der unterschiedlichen Ermittlung der beiden Werte liegt.

Nachfolgend werden in Tabelle 4.8 die kleineren Versuchskörper nach der DAfStb-Richtlinie ausgewertet.

Tabelle 4.8: Auswertung der kleineren Probekörper nach DAfStb-Richtlinie

	$P_{0,5}$ [N]	$P_{3,5}$ [N]	$f_{cf,L1}$ [N/mm ²]	$f_{cf,L2}$ [N/mm ²]
Balken K2	7568,02	7519,40	1,009	1,003
Balken K3	12394,51	16598,79	1,653	2,213
Balken K4	14164,09	12080,91	1,889	1,611
Balken K5	11644,32	11046,78	1,553	1,473
Balken K6	5266,88	6386,97	0,702	0,852
Balken K7	11605,15	12907,78	1,547	1,721
Balken K8	6679,95	9323,69	0,891	1,243
Balken K9	13257,86	12763,30	1,768	1,702
Balken K10	14869,57	14904,52	1,983	1,987
Balken K11	9651,32	10335,16	1,287	1,378
	$\ln(f_{cf,L1})$	$Lf_{clm,L1}-\ln(f_{cf,L1})$	$\ln(f_{cf,L2})$	$Lf_{clm,L2}-\ln(f_{cf,L2})$
Balken K2	0,0090	0,0882	0,0026	0,1424
Balken K3	0,5024	0,0385	0,7944	0,1718
Balken K4	0,6358	0,1087	0,4767	0,0094
Balken K5	0,4399	0,0179	0,3872	0,0001
Balken K6	-0,3535	0,4350	-0,1606	0,2923
Balken K7	0,4365	0,0170	0,5429	0,0265
Balken K8	-0,1158	0,1780	0,2177	0,0264
Balken K9	0,5697	0,0695	0,5317	0,0230
Balken K10	0,6844	0,1431	0,6868	0,0941
Balken K11	0,2522	0,0029	0,3206	0,0035
Leistungsklasse	L1	L2		
Anzahl n	10	10		
Fraktilefaktor k_s	2,048	2,048		
$f_{cfm,Li}$	1,4280	1,5182	[N/mm ²]	
$Lf_{clm,Li}$	0,3061	0,3800		
L_s	0,3494	0,2962		
$f_{cfk,Li}$	0,6639	0,7973		
$f_{cfk,Li}$	0,7283	0,7743		
$f_{cfk,Li}$	0,6639	0,7743	$f_{cfm,Li} * 0,51$	
β_{Li}	0,4	0,3799	[N/mm ²]	
$f_{ct0,Li}$	0,2656	0,2942	<i>Genaue Ermittlung von β</i>	
$f_{ctR,Li}$	0,2682	0,2971	[N/mm ²]	
$f_{ctd,Li}$	0,2280	0,2020	[N/mm ²] mit $\kappa_G=1,01$ (Einfluss Bauteilgröße)	
			[N/mm ²]	

Beim Vergleich der charakteristischen Werte $f_{ctk,L1}$ und f_{eqks} unterscheidet sich der Wert nur geringfügig. Der Grund liegt darin, dass nach österreichischer Richtlinie für die Verteilung eine t-Verteilung und bei der deutschen Richtlinie eine logarithmisch normalverteilte Verteilung angenommen wird. Für die Bemessungswerte ergeben sich jedoch andere Werte. Auch bei der Tragsicherheit unterscheiden sich die charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeiten nicht allzu sehr, jedoch bei der Auswertung zu den Bemessungswerten ist der Unterschied doch größer.

4.3 Auswertung der Druckfestigkeitsprüfungen

Ergänzend wurden Druckfestigkeitsprüfungen durchgeführt, da sie im Rahmen der DAfStb-Richtlinie bei Erstprüfungen von Stahlfaserbeton erforderlich sind. Daher dienen diese Prüfungen als Ergänzung und zur Verifikation des eingesetzten Betons. Die Versuche wurden nach DIN EN 12390-3 [32] durchgeführt und laut ÖNORM B 4710-1 [33] ausgewertet und anschließend einer Druckfestigkeitsklasse zugeordnet. Die Rissbilder der Versuche (als Beispiel siehe Abbildung 4.8) weisen an allen vier Seiten einen etwa gleichen Rissbefall auf, die Kontaktflächen mit den Druckplatten sind nicht beschädigt. Alle vier Probekörper weisen ein zufriedenstellendes Rissbild nach DIN EN 12390-3 [32] auf.

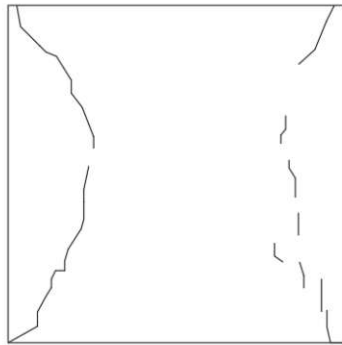


Abbildung 4.8: Rissbild nach der Druckprüfung

Laut ÖNORM B 4710-1 [33] ist für eine Einzelprüfung bei der Konformitätsprüfung für einen Beton der Festigkeitsklasse C25/30 eine Mindestdruckfestigkeit von 29 N/mm^2 zu erreichen. Dieser Wert gilt allerdings nur bei einer Lagerung gemäß ONR 23303 [26], die vorliegenden Probekörper wurden allerdings nach der Ausschalung durchgehend wassergelagert. Da bei der Wasserlagerung die Poren Großteils mit überschüssigem Wasser gefüllt sind und die Luftlagerung weniger als vier Tage dauerte, ist mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, dass noch Wasser in den Poren des Festbetons vorhanden war. Bei Druckfestigkeitsprüfungen wirken aufgrund des Zusammendrückens der mit Wasser gefüllten Poren zusätzliche Druckkräfte auf das Betongefüge und der Beton versagt früher. Aus diesem Grund kann der Einzelwert bei Konformitätsprüfungen wie folgt berechnet werden:

$$f_{ci} \geq (f_{ck} - 4) = 30 - 4 = 26 \text{ N/mm}^2$$

Die Daten der Versuche werden in Tabelle 4.9 aufgelistet.

Tabelle 4.9: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung

	Kraft [kN]	f_{cd} [N/mm ²]
Würfel 1	593,8	26,391
Würfel 2	603,5	26,822
Würfel 3	622,7	27,676
Würfel 4	628,8	27,947
Mittelwert m_x	612,2	27,209
Standardabweichung s_x	16,331	0,726

Keiner der Werte unterschreitet den Grenzwert von 26 N/mm², daher kann der untersuchte Faserbeton einem Beton der Festigkeitsklasse C25/30 zugeordnet werden. Der Mittelwert unterschreitet den nach ÖNORM B 4710-1 Tab. 32 [33] geforderten Mittelwert zwar, allerdings ist anzunehmen, dass die Probekörper Großteils wassergesättigt waren und daher geringere Festigkeiten bei der Prüfung herauskamen. Laut Lieferschein (siehe Anhang D - Lieferschein des Stahlfaserbetons) des Betonlieferanten war der gelieferte Beton ein C25/30 XC2 GK8 F52 ZG1 mit einem Fasergehalt von 25 kg/m³ Stahlfasern.

4.4 Auswertung der Faserverteilung in den Prüfkörpern

In diesem Kapitel werden die geprüften Faserbetonkörper im Hinblick auf die Faserverteilung näher analysiert. Es soll überprüft werden, ob ein Zusammenhang zwischen Nachrisszugfestigkeit und Faseranzahl hergestellt werden kann.

Anschließend an die Biegeprüfung wurden die Probekörper in zwei Teile gebrochen und die Bruchfläche war somit sichtbar. An der Bruchfläche wurden alle Fasern markiert, sodass die Anzahl der Fasern und auch die Faserverteilung ermittelt werden konnte (siehe Abbildung 4.9). Dieses Vorgehen erfolgte bei allen Prüfkörpern bei beiden Bruchflächen.

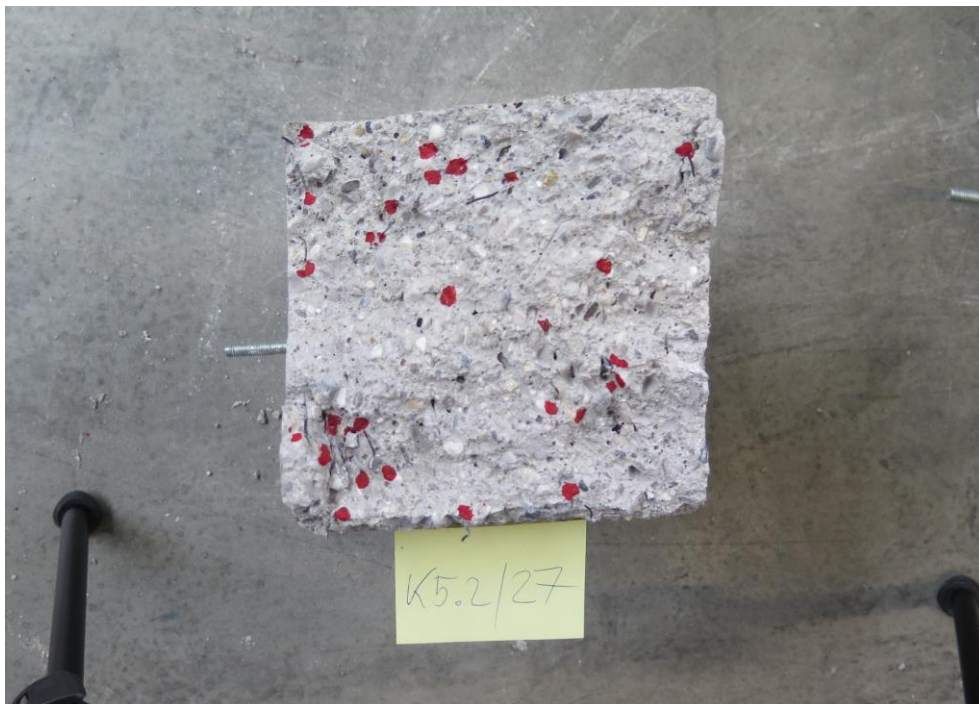


Abbildung 4.9: Beispiel der markierten Faserverteilung in der Bruchfläche

Direkt neben bzw. bei den Fasern markiert ein roter Punkt die Stelle der Faser, somit ist auch auf Fotos die Faser sofort erkennbar. Auch die Anzahl der Fasern wurde vor Ort ermittelt und notiert.

Für die Auswertungen werden die Anzahl der Fasern im gesamten Querschnitt, in der unteren Hälfte und im Bereich, der 90% der Fläche von unten ausmacht, gezählt. Diese Werte werden anschließend mit der Festigkeit, sprich der aufnehmbaren Kraft bei den Versuchen ermittelt. Die unteren 50% der Querschnittsfläche entsprechen dabei der Zugzone bei einer linearen Spannungsverteilung und die unteren 90% entsprechen in etwa der Zugzone bei einer konstanten Spannungsverteilung nach der österreichischen und deutschen Richtlinie.

Einzigste Unsicherheit bei den Auswertungen ist, dass beim Zählen und Markieren der Fasern Fehler passieren können, da durchaus Fasern gerissen, gebrochen oder herausgezogen waren. Da auch zwei Bruchflächen vorhanden sind, werden die Anzahl der Fasern der beiden Bruchflächen addiert, sollten zwei Fasern an der jeweils selben Stelle in der Bruchfläche sein wurden diese von der Anzahl abgezogen, dies ist jedoch schwierig zu erkennen und mit einer gewissen Unsicherheit behaftet.

Nachfolgend werden die Auswertungen für die österreichische und deutsche Richtlinie jeweils getrennt durchgeführt.

4.4.1 Auswertung der Faserverteilung bei den Prüfkörpern nach ÖBV-Richtlinie

Die nachfolgende Tabelle 4.10 führt für jeden Balken die maximale Kraft, sprich die Kraft beim Erstriss, sowie die Fläche unter der gemessenen Kraft zwischen 0,5 und 3,0 mm an. Letzter Wert ist maßgebend für die Tragsicherheit, daher wird dieser Wert mit der Anzahl an Fasern verglichen. Es wird die Gesamtzahl an Fasern in der Bruchfläche, die Faseranzahl in der unteren Hälfte, sowie die Faseranzahl in den unteren 90% der Bruchfläche angegeben.

Tabelle 4.10: Kennwerte und Faseranzahl der Prüfkörper nach ÖBV-Richtlinie

Probennummer	P_{\max} [N]	$A_{0,5-3,0}$ [Nmm]	Fasern gesamt	Fasern 50%*	Fasern 90%*
Balken K2	27874,8	19034,9	37	17	29
Balken K3	30132,0	37941,2	53	24	46
Balken K4	31789,4	34351,3	65	26	48
Balken K5	30698,4	28984,0	49	28	44
Balken K6	26237,2	15197,7	30	12	25
Balken K7	27750,0	32120,0	45	24	40
Balken K8	30116,7	22726,5	37	17	31
Balken K9	35749,9	33514,9	53	33	46
Balken K10	31477,3	42991,9	67	32	60
Balken K11	30741,5	28285,4	52	27	45

*die %-Zahl gibt die untere Fläche des Querschnitts an

In Abbildung 4.10 werden die Faseranzahl im gesamten Querschnitt mit der Kraft beim Erstriss verglichen. Ein direkter Zusammenhang ist nicht erkennbar. Das ist erklärbar, da der Erstriss hauptsächlich von der Zugfestigkeit des Betons abhängt und die Fasern hier nur einen geringen Einfluss haben.

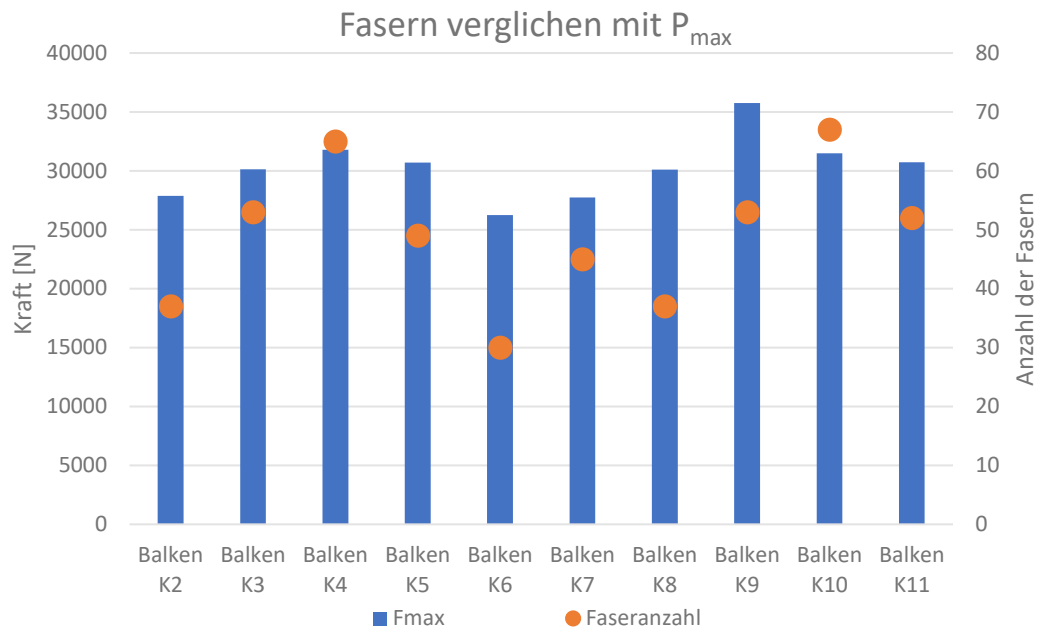


Abbildung 4.10: Gesamtzahl an Fasern verglichen mit der Maximalkraft beim Erstriss (Probekörper ÖBV)

Weiters wird nun der maßgebende Wert der Tragsicherheit, die Fläche zwischen 0,5 und 3,0 mm, mit der Faseranzahl in der Zugzone verglichen. Dabei wird in Abbildung 4.11 die Faseranzahl im halben Querschnitt dargestellt, der halbe Querschnitt entspricht einer linearen Spannungsverteilung im gesamten Querschnitt, welche bei der Ermittlung des charakteristischen Wertes der Nachrissbiegezugfestigkeit relevant ist. Hingegen stellt Abbildung 4.12 die Faseranzahl in 90% der Querschnittshöhe dar, dies entspricht einer ebenso großen Zugzone, wie sie in der österreichischen und deutschen Richtlinie bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Nachrisszugfestigkeit angenommen wird.

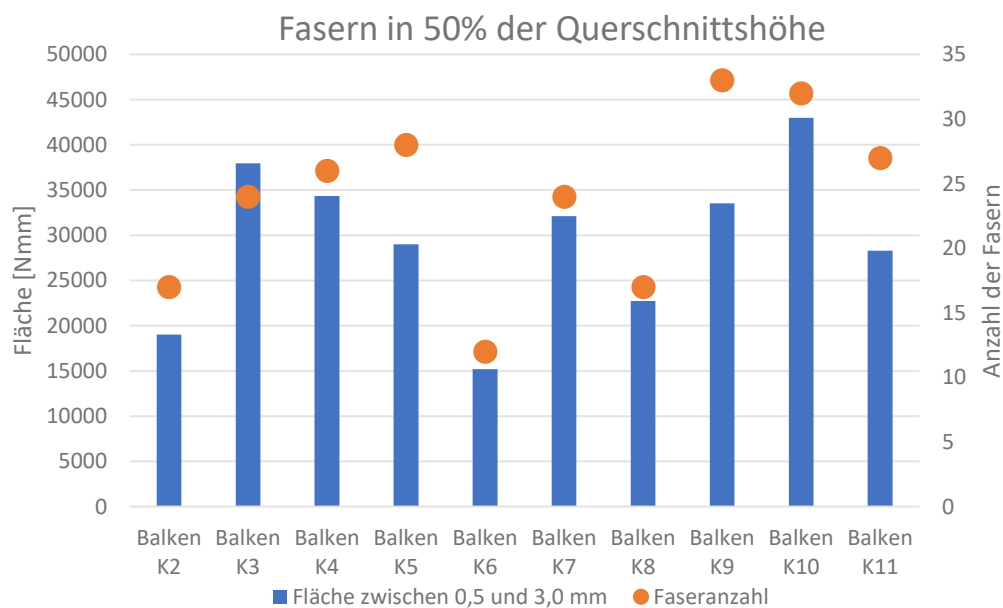


Abbildung 4.11: Faseranzahl verglichen mit dem maßgebenden Wert der Tragsicherheit (ÖBV Probekörper)

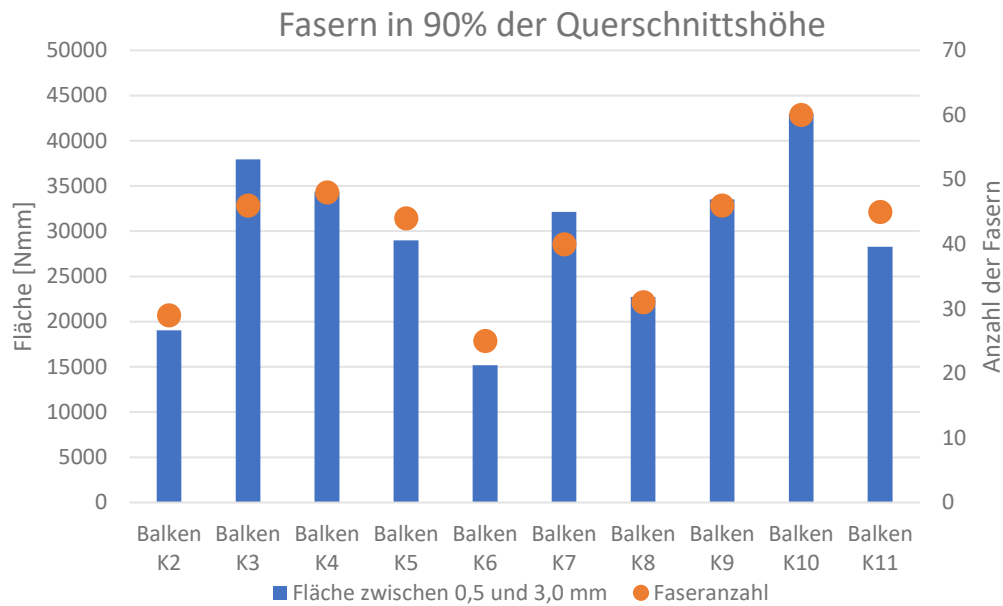


Abbildung 4.12: Faseranzahl verglichen mit dem maßgebenden Wert der Tragsicherheit (ÖBV Probekörper)

Vor allem bei der Annahme einer Zugzone von 90% der Querschnittshöhe ist ein guter Zusammenhang mit der Faseranzahl in diesem Bereich zu erkennen.

4.4.2 Auswertung der Faserverteilung bei den Prüfkörpern nach DAfStb-Richtlinie

Die Auswertungen werden ähnlich zu den Prüfkörpern, welche nach ÖBV-Richtlinie erstellt worden sind, geführt. Der Unterschied ist der maßgebende Wert der Tragfähigkeit, dieser stellt hier die Kraft bei 3,5 mm Durchbiegung dar. Daher wird in den nachfolgenden Abbildung 4.14 und 4.15 die Faseranzahl mit der Kraft bei einer Durchbiegung von 3,5 mm verglichen. In der Tabelle 4.11 sind die wesentlichen Kennwerte und die jeweilige Faseranzahl aufgeführt.

Tabelle 4.11: Kennwerte und Faseranzahl der Prüfkörper nach DAfStb-Richtlinie

Probennummer	P_{\max} [N]	$P_{3,5}$ [N]	Fasern gesamt	Fasern 50%*	Fasern 90%*
Balken G1	20685	9611	54	26	51
Balken G2	22254	6520	42	21	33
Balken G3	20505	8259	60	19	47
Balken G4	20929	11173	74	39	63
Balken G5	22009	13962	71	35	59
Balken G6	21583	8782	56	28	48
Balken G7	21810	8991	56	24	50
Balken G8	22324	10769	60	31	55
Balken G9	23346	8077	58	26	51
Balken G10	21275	13255	63	32	57
Balken G11	22306	9409	68	29	58
Balken G12	21846	9748	59	31	52

*die %-Zahl gibt die untere Fläche des Querschnitts an

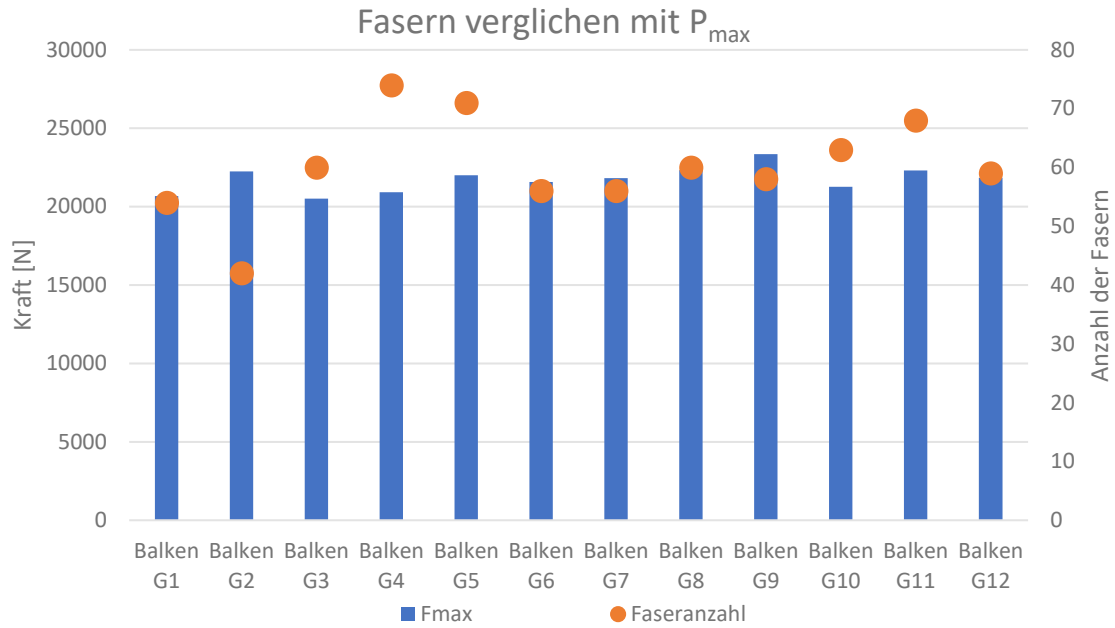


Abbildung 4.13: Gesamtzahl an Fasern verglichen mit der Maximalkraft beim Erstriss (Probekörper DafStb)

In der obigen Abbildung 4.13 ist ebenso kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen Faseranzahl und maximaler Kraft beim Erstriss erkennbar.

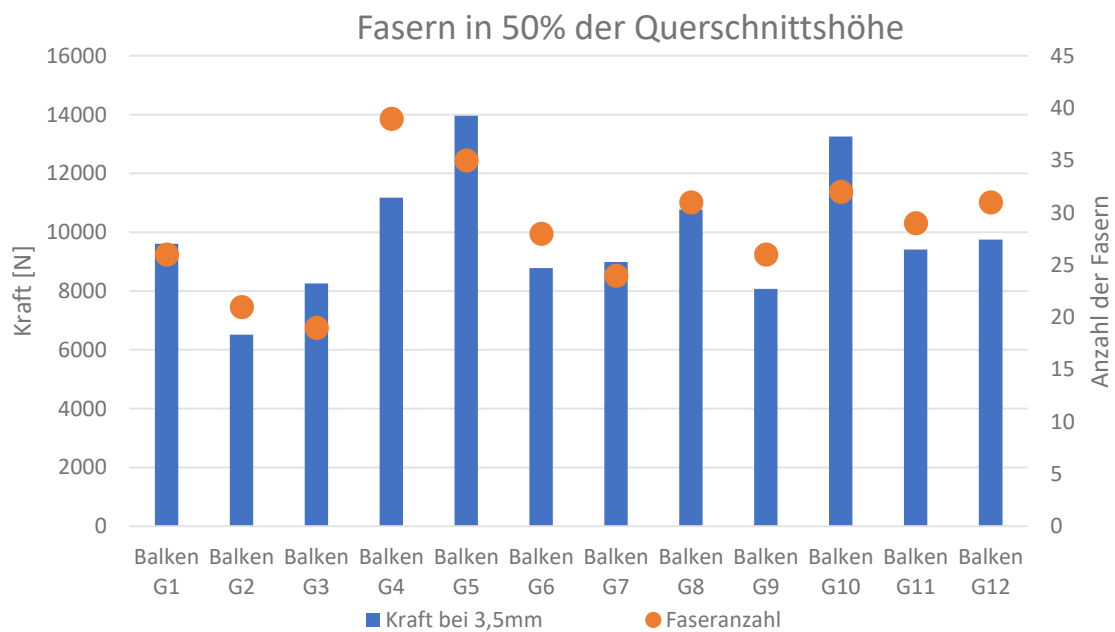


Abbildung 4.14: Faseranzahl verglichen mit maßgebendem Wert der Tragsicherheit (DafStb Probekörper)

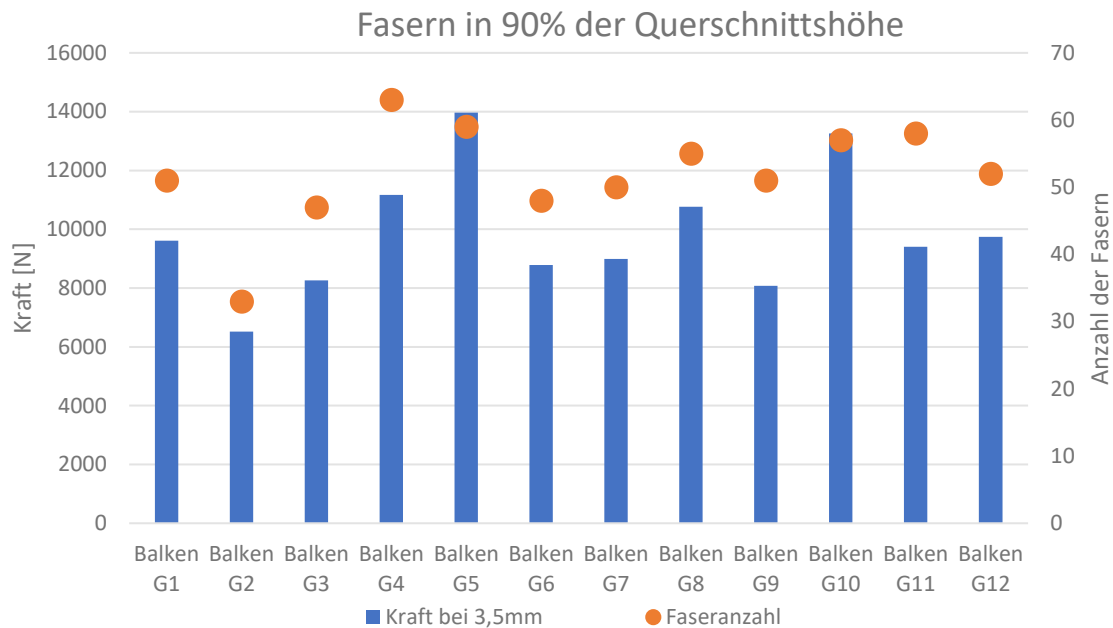


Abbildung 4.15: Faseranzahl verglichen mit maßgebendem Wert der Tragsicherheit (DAfStb Probekörper)

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sowohl bei den Prüfkörpern, die nach ÖBV-Richtlinie hergestellt wurden, als auch bei den Prüfkörpern nach DAfStb-Richtlinie, ein Zusammenhang zwischen Nachrissbiegezugfestigkeit und Faserverteilung bzw. Faseranzahl zu erkennen ist. Am stärksten ist dieser Zusammenhang beim Vergleich der Faseranzahl über eine Querschnittshöhe von 90% mit dem maßgebenden Wert der Tragsicherheit. Etwas besser sichtbar ist dieser Zusammenhang bei den ÖBV-Prüfkörpern sichtbar.

Auch bei der durchschnittlichen Anzahl an Fasern im Bruchquerschnitt ist ein Zusammenhang zwischen österreichischer und deutscher Richtlinie ersichtlich. Durchschnittlich ist die Anzahl der Stahlfasern um 10 bei den Prüfkörpern nach deutscher Richtlinie größer als bei den Prüfkörpern nach österreichischer Richtlinie. Das wäre ein möglicher Grund, warum die charakteristischen Werte bei den Versuchen nach DAfStb-Richtlinie größer sind.

4.5 Diskussion der Ergebnisse

Innerhalb dieses Kapitels werden Nachrissbiegezugfestigkeitsversuche von Stahlfaserbeton mit einem Fasergehalt von 25 kg/m^3 beschrieben. Außerdem werden Druckfestigkeitsversuche ausgewertet und die Faserverteilung im Bruchquerschnitt untersucht. Ziel ist es, einen Zusammenhang der Versuchsergebnisse unterschiedlicher Richtlinien herauszufinden. Wieweit hängen die beiden Richtlinien zusammen und ist es ausreichend, ausschließlich nach einer Richtlinie zu prüfen und Rückschlüsse auf die andere Richtlinie ziehen zu können. Daher werden zuerst die Ergebnisse nach der jeweiligen Richtlinie miteinander verglichen und anschließend die jeweilige Versuchsreihe nach der anderen Richtlinie ausgewertet. Würden bei letzterem Punkt gleiche Ergebnisse herauskommen, kann der Schluss gezogen werden, dass die Versuchsauswertung dieselbe ist, dies gilt allerdings auch für einzelne Ergebnisse. Aus all diesen Erkenntnissen werden die Unterschiede betrachtet und Gemeinsamkeiten bzw. Differenzen herausgearbeitet.

Aus Kapitel 3 folgt, dass es einerseits Abweichungen bei den Teilsicherheitsbeiwerten gibt und andererseits auch bei der Bauteilart, ob platten- oder balkenartige Bauteile bemessen werden. Insofern sind daher hier Gegensätze bei den Bemessungswerten zu erwarten. Aus diesem Grund werden zuerst die mittleren Nachrisszugfestigkeiten verglichen, da diese Faktoren hier nicht

eingehen und sie ausschließlich von der Belastung und den Balkenabmessungen abhängen. Die Abweichung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beträgt 14,7%, das bedeutet, dass die Belastung bei einer Durchbiegung von 0,5 mm bei den Probekörpern nach deutscher Richtlinie größer ist. Die Berechnung dieses Wertes ist bei beiden Richtlinien ident. Die Abweichung im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt bei 10,4%, auch hier ist der Wert bei den Versuchskörpern nach deutscher Richtlinie größer. Allerdings liegt hier eine jeweils unterschiedliche Berechnung vor, da bei der deutschen Richtlinie die Belastung bei 3,5 mm und bei der österreichischen die Belastung zwischen 0,5 und 3,0 mm herangezogen wird. Evident ist, dass die Auswertungsmethode nach der ÖBV-Richtlinie tendenziell kleinere Werte ergibt.

Unter Berücksichtigung der Streuung der Versuche werden die charakteristischen Werte ermittelt. Dies erfolgt bei beiden Richtlinien annähernd gleich, der einzige Unterschied ist die zu Grunde gelegte Verteilung. Da die Streuung bei den Probekörpern nach deutscher Richtlinie kleiner ist, werden die Werte nicht so stark abgemindert und der Unterschied der charakteristischen Werte ist sowohl bei der Tragfähigkeit als auch bei der Gebrauchstauglichkeit größer. Anhand der charakteristischen Werte erfolgt die Einteilung in Klassen nach der jeweiligen Richtlinie. Für ein und denselben Faserbeton ergibt sich in diesem Fall eine Tragfähigkeitsklasse T2 und eine Klasse G1 für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach ÖBV-Richtlinie. Bei der DAfStb-Richtlinie ergeben sich die Leistungsklassen L1-0,6 und L2-0,9. Zu erkennen ist, dass bei beiden Richtlinien die Klasse für die Tragfähigkeit größer ist. Mit Hilfe dieser Zuordnung können die Nachweise für den Faserbeton geführt werden (siehe Kapitel 5).

Da der Fokus dieses Kapitels auf dem Vergleich beider Richtlinien liegt, werden mit den charakteristischen Werten die Bemessungswerte berechnet. Die Bemessungswerte beinhalten Teilsicherheitsbeiwerte, Geometriefaktoren und Faktoren für Langzeiteinwirkungen, sowie die Bauteilgröße. Diese Faktoren sind bei beiden Richtlinien unterschiedlich, den größten Unterschied macht der Geometriefaktor aus. Bei Berücksichtigung dieses Faktors von 1,4 bei der ÖBV-Richtlinie beträgt der Unterschied beim Bemessungswert der Tragfähigkeit 18,8 % und bei der Gebrauchstauglichkeit 39,1 %. Der Bemessungswert der ÖBV-Richtlinie ist in beiden Fällen der Größere. Wird die Geometrie nicht berücksichtigt, ist der Bemessungswert für die Gebrauchstauglichkeit nahezu ident und bei der Tragfähigkeit in der deutschen Richtlinie um 14,3% größer. Daraus folgt, dass die charakteristischen Werte in der deutschen Richtlinie deutlich mehr abgemindert werden.

Auf Grund der durchgeführten Versuche entspricht der Faserbeton C25/30 XC2 GK8 F52 ZG1 mit einem Stahlfasergehalt von 25 kg/m^3 den Klassen T2 und G1 nach ÖBV-Richtlinie und L1-0,6 bzw. L2-0,9 nach DAfStb-Richtlinie. Anhand dieser Einteilungen ergeben sich bei der deutschen Richtlinie geringere Bemessungswerte. Wird also ein Faserbeton nach österreichischer Richtlinie mit den Klassen T2 und G1 klassifiziert und nach der deutschen Richtlinie mit den Klassen L1-0,6 und L2-0,9 bemessen, ist eine ausreichende Sicherheit vorhanden. Im umgekehrten Sinne gilt dies allerdings nicht, da die Bemessungswerte der deutschen Richtlinie deutlich geringer sind.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass für den gleichen Faserbeton deutlich unterschiedliche Bemessungswerte nach deutscher und österreichischer Richtlinie zu erwarten sind. Sowohl bei der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragsicherheit unterscheiden sich die charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten teils erheblich. Daher sind bei der Umrechnung dieser Werte in die Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeiten die Formeln der Richtlinien auf den jeweiligen Versuch angepasst. Die Auswertung einer Versuchsreihe nach der jeweils anderen Richtlinie macht wenig Sinn, da zwar die charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeiten nahezu ident sind, jedoch der Bemessungswert, welcher maßgebend ist, ein anderer ist. Weiters streuen die Werte der einzelnen Versuche sehr stark, was einen allgemeinen Zusammenhang der beiden Richtlinien erschwert. Generell werden die Versuchsergebnisse bei der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ mehr abgemindert, somit liegt diese Richtlinie auf der konservativeren Seite als die österreichische Richtlinie.

5 Auswirkung der Versuchsergebnisse auf Holz-Faserbeton-Verbunddecken

Die vorherigen Kapitel beschreiben den Faserbeton selbst und dessen Regelungen in Deutschland und Österreich. Nun wird in diesem Kapitel allgemein auf Holz-Beton-Verbunddecken eingegangen und anschließend anhand der Ergebnisse aus dem vorherigen Kapitel die Auswirkungen auf Holz-Faserbeton-Verbunddecken erarbeitet. Dabei wird im ersten Teil aufgezeigt, wo es sinnvoll ist Faserbeton einzusetzen, infolgedessen werden zwei Verbunddecken ausgewählt und an diesen maßgebende Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im zweiten Teil geführt. Daraus ergeben sich die Unterschiede der beiden Richtlinien in der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken. In weiterer Folge wird ein herkömmlicher bewehrter Stahlbeton mit dem Faserbeton als Aufbeton verglichen, sodass die Vor- bzw. Nachteile ersichtlich werden. Bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken wird in dieser Arbeit ausschließlich auf den Einsatz von stiftförmigen Verbindungsmitteln eingegangen.

5.1 Übersicht über Holz-Beton-Verbunddecken

Ein besonderes Augenmerk liegt auf Holz-Faserbeton-Verbunddecken, aber auch ein genereller Überblick über sämtliche Arten von Holz-Beton-Verbunddecken wird dargelegt. Zuerst wird eine Übersicht über Holz-Beton-Verbunddecken gegeben, danach auf die einzelnen Bestandteile eingegangen, Bemessungsmethoden aufgezeigt und die Vor- und Nachteile von Holz-Faserbeton-Verbunddecken aufgelistet. Abschließend werden Beispiele für den sinnvollen Einsatz von Faserbeton bei Verbundkonstruktionen gebracht. Ziel dieses Kapitels ist es, wie bei Faserbeton, den Stand der Technik darzustellen und es bildet die Grundlage für die Berechnungen von HBV-Decken. Außerdem gibt es einen Überblick, wo Faserbeton eingesetzt werden kann, und betrachtet den wirtschaftlichen Einsatz von diesem.

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden die Vorteile von beiden Baustoffen kombiniert. Dabei wird der Beton überwiegend auf Druck und Holz auf Zug bzw. Biegung beansprucht. Anhand Abbildung 5.1 wird ein qualitativer Zusammenhang der Spannungen an einer Tramdecke dargestellt. Des Weiteren ist die Verbunddecke in der Lage größere Kräfte aufzunehmen als der reine Holzquerschnitt. Der Verbund zwischen den beiden Materialien wird durch geeignete Verbindungsmittel sichergestellt. Somit können die Vorteile von beiden Baustoffen in bauphysikalischer, wirtschaftlicher und statischer Sicht kombiniert werden. Verbunddecken können sowohl im Neubau als auch im Altbau eingesetzt werden.

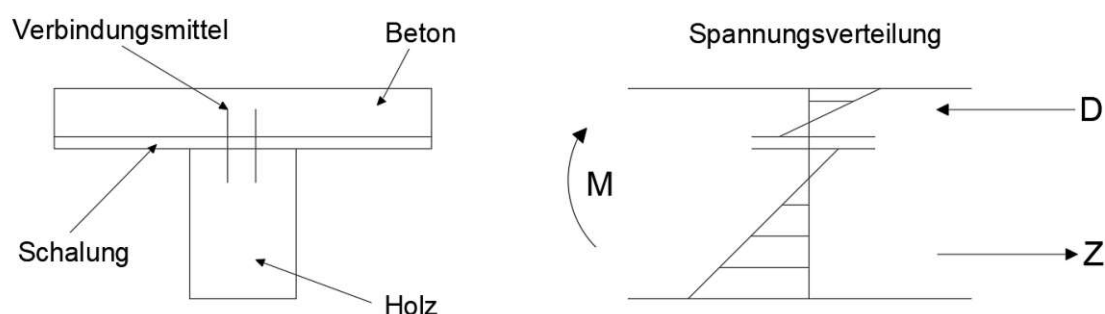


Abbildung 5.1: Verbundquerschnitt mit qualitativer Spannungsverteilung nach [34]

Eine Einteilung der Holz-Beton-Verbunddecken kann nach einigen Arten erfolgen. Mögliche Einteilungsarten sind anhand von Querschnittsanordnungen, Art der Herstellung (Fertigteil im

Werk oder vor Ort), Art der Anwendung (Neubau oder Altbau), Verbindungssysteme und einigen mehr. Generell gibt es eine große Vielfalt an unterschiedlichsten Verbundsystemen, von unterschiedlichen Betonarten, Holzarten und Verbindungsmittel bis hin zu diversen Querschnittsformen, gibt es großes Potential an Kombinationsmöglichkeiten. Ziele von unterschiedlichsten Ausführungsformen sind sowohl die wirtschaftliche und bauphysikalische Optimierung als auch die auf die Art der Nutzung angepasste größtmögliche Tragfähigkeit. Ein weiterer wesentlicher Punkt hierbei ist eine möglichst die Umwelt schonende Bauweise im Hinblick auf den Lebenszyklus eines Bauteils zu finden. Hier spielt nicht nur die Herstellung, sondern auch die Entsorgung und Recycling eine wichtige Rolle. Nachfolgend werden die Holz-Beton-Verbunddecken anhand der Querschnittsform eingeteilt, dabei wird unterschieden zwischen Rippendecken und Plattendecken.

Es werden unter anderem folgende Verbunddecken unterschieden: [35], [36]

HBV-Rippendecke

Die HBV-Rippendecke ist eine Kombination aus Holzbalken und Betonplatte mit geeigneten Verbindungsmittel. Es können diverse Betonarten und Verbindungsmittel zum Einsatz kommen. Sie kommt hauptsächlich im Neubau vor, eine Vorfertigung im Werk ist möglich. Weiters kann die Unterseite mit abgehängten Trockenbauelementen bestückt werden, um Vorteile hinsichtlich des Schallschutzes zu bekommen. Ein Querschnitt dieser Decke ist in Abbildung 5.2 dargestellt.

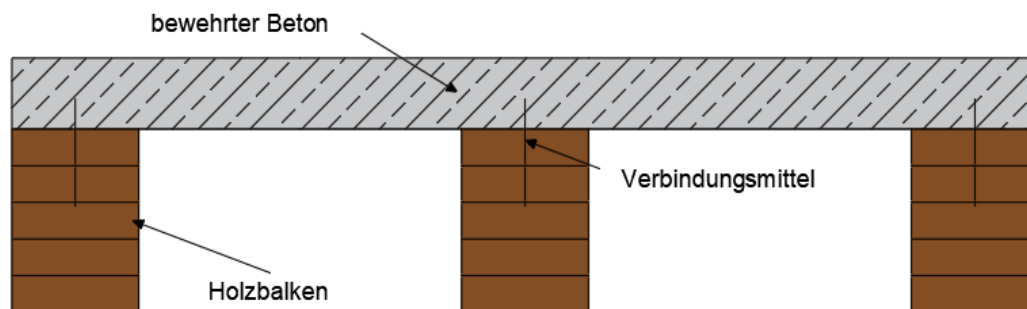


Abbildung 5.2: schematischer Querschnitt einer HBV-Rippendecke

Die Verwendung von Faserbeton macht bei dieser Deckenart weniger Sinn, da bei einer Vorfertigung im Werk, der Aufwand für die Bewehrungslegung im Vergleich zum Altbau sehr gering ist.

HBV-Rippendecke mit verlorener Schalung

Die HBV-Rippendecken mit verlorener Schalung sind eine weitere Ausführungsvariante. Eingesetzt werden sie bis zu einer Spannweite von 10 m. Sie zeichnet sich durch ein geringes Eigengewicht gegenüber der Stahlbetondecke aus und auch ein hoher Vorfertigungsgrad ist möglich. Zum Einsatz kommt diese Decke sowohl im Altbau als auch im Neubau. Unter der Betonplatte befindet sich eine Schalung, somit zeigt sich von der Unterseite betrachtet eine reine Holzbalkendecke. Ein qualitativer Querschnitt dieser Decke ist in Abbildung 5.3 dargestellt.

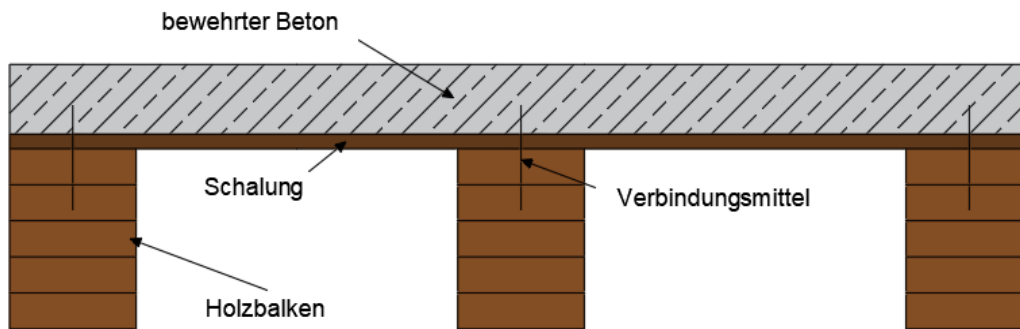


Abbildung 5.3: schematischer Querschnitt einer HBV-Balkendecke

Weiters gibt es einige Ausführungsvarianten dieser Verbunddeckenart. Ein Beispiel hierfür ist die HBV-TT-Decke [35], dieses Deckensystem kombiniert fertige Elementdecken mit Holzbalken. Die Elementdecken liegen dabei auf dem Holzbalken auf, geeignete Verbindungsmittel stellen den Verbund sicher und für die fertige Decke ist nur mehr Bewehrung und Aufbeton vonnöten.

Im Altbau kommen diese Decken als Tramdecken vor und können auch unter anderem mit Faserbeton kombiniert werden.

HBV-Kastendecke

Die HBV-Kastendecke wird bei großen Spannweiten eingesetzt. Diese Decke besteht aus einer Betonplatte, Holzbalken, an welchen an der Unterseite ein statisch wirksames Zugband in Form einer 3-Schichtplatte angebracht ist. Die Unterseite wird meist verklebt ausgeführt, an der Oberseite befindet sich eine Holzwerkstoffplatte wodurch das Kastenelement kriecht wird. Über geeignete Verbindungsmittel wird der Kraftfluss sichergestellt. In den Kasten-elementen können diverse spezielle Materialien, wie Wärmedämmung oder spezielle Akustikelemente, eingesetzt werden, um optimale bauphysikalische Eigenschaften zu erzielen. In Abbildung 5.4 ist ein schematischer Querschnitt angeführt.

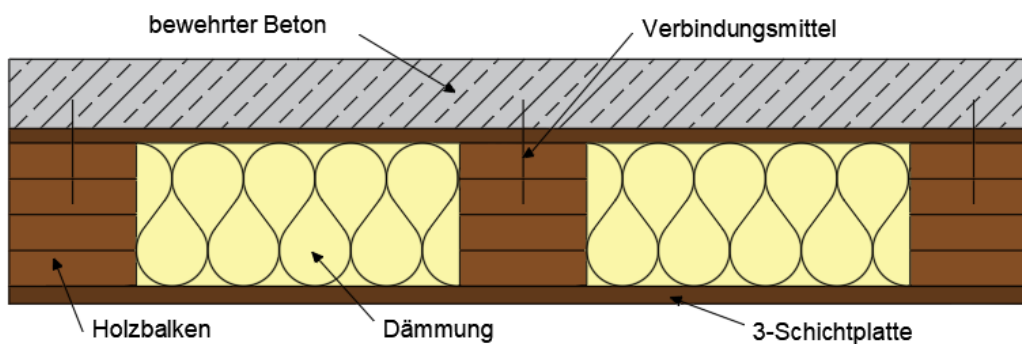


Abbildung 5.4: schematischer Querschnitt einer HBV-Kastendecke

Faserbeton als Ersatz zu bewehrtem Beton, kann in diesem Beispiel durchaus sinnvoll sein. In der Literatur finden sich allerdings keine Ausführungsbeispiele für diese Variante.

HBV-Plattendecke

Die HBV-Plattendecke besteht aus einer unterseitigen Holzplatte, welche schubfest mit der oberseitigen Betonplatte verbunden ist. Diese Deckensysteme eignen sich bis ca. 12 m Spannweite. Die Holzelemente können aus Brettschichtholz, Brettstapel, Brettsperrholz oder Furnierschichtholz bestehen. In der nachfolgenden Abbildung 5.5 ist ein Querschnitt dieser Decke abgebildet.

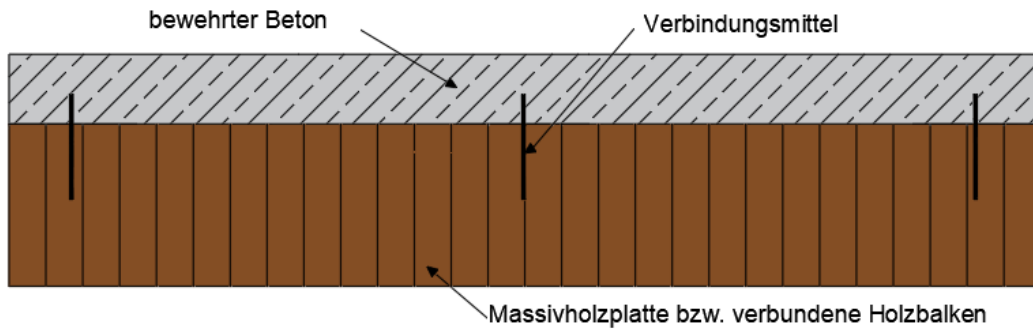


Abbildung 5.5: schematischer Querschnitt einer HBV-Plattendecke

Zu diesen Deckensystemen zählen auch die im Altbau vorhandenen Dippelbaumdecken, wobei hier die Dippelbäume durch Dübel miteinander verbunden sind. Die Betonplatte wird durch geeignete Verbindungsmittel mit den Dippelbäumen verbunden, dadurch entsteht die Verbundkonstruktion. Ausführungsbeispiele mit Faserbeton finden sich unter anderem bei Bölcskey und Billes [34].

Weitere Deckensysteme, die hier nicht näher erläutert werden, sind zum Beispiel die HBV-Hohlkastendecke, die HBV-Variodecke oder die HBV-Akustikdecke. [36]

Im Folgenden wird auf die einzelnen Deckenbestandteile der Verbundkonstruktionen näher eingegangen.

5.1.1 Holzarten bei HBV-Decken

Zum Einsatz bei Holz-Beton-Verbunddecken kommen verschiedenste Holzarten und Holzwerkstoffe in Frage, die im Rahmen von Verbundkonstruktionen eingesetzt werden können. Im Folgenden wird kurz auf die wichtigsten Eigenschaften eingegangen und eine Übersicht über Holzarten und Holzwerkstoffe gegeben.

Holz ist ein nachwachsender Rohstoff, die Holzverwendung ist CO₂-neutral und belastet die Umwelt daher nicht. Da bei der Photosynthese Kohlenstoffdioxid aufgenommen wird und Kohlenstoff als Bestandteil der Biomasse umgewandelt wird, tragen langlebige Holzprodukte zur Kohlenstoffspeicherung und zur Reduzierung des CO₂-Anstieges bei. Daher ist es sinnvoll Holz als Baustoff einzusetzen. Als natürlich gewachsener Rohstoff besitzt Holz ein anisotropes Materialverhalten, daher die Eigenschaften sind richtungsabhängig. Eine weitere wesentliche Eigenschaft ist die Holzfeuchte. Damit sind bedeutende Eigenschaften wie die Rohdichte, Eigenspannungen, Schwinden und Quellen verknüpft. All diese Charakteristika sind bei der Bemessung von bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen zu berücksichtigen und Großteils normativ geregelt. Ebenfalls entscheidend ist der Verwendungsort und das Nutzungsverhalten. Bei Altbaudecken, wie Dippelbaum- oder Tramdecken, kann davon ausgegangen werden, dass das Holz bereits ausgetrocknet ist, sofern durch die Nutzung kein Feuchteintrag entsteht. [37]

Für Baukonstruktionen kommen hauptsächlich Nadelhölzer, vereinzelt auch Laubhölzer wie Eiche oder Buche zum Einsatz. Für tragende Zwecke im Rahmen einer Verbundkonstruktion kommen folgende Bauhölzer zum Einsatz:

- Vollholz
- Brettschichtholz
- Balkenschichtholz
- Furnierschichtholz

Für die Berechnung sind die Festigkeitsklassen für Vollholz in ÖNORM EN 338 [38], für Brettschichtholz und Balkenschichtholz in ÖNORM EN 14080 [39] und für Furnierschichtholz in ÖNORM EN 14374 [40] angeführt.

5.1.2 Betonarten bei HBV-Decken

Nach der Beschreibung von Faserbeton als eine mögliche Betonart, wird nun auf andere Betonarten eingegangen. Ein wichtiger Faktor bei Beton ist das zeitabhängige Materialverhalten, vor allem Schwinden und Kriechen. Schwinden ruft bei behinderter Verformung Zugkräfte im Beton hervor, welche aufgenommen werden müssen. Können diese Kräfte nicht aufgenommen werden, entstehen Risse im Beton, meist wird daher eine Bewehrung für Schwinden erforderlich. Eine herkömmliche Bewehrung ist bei nahezu allen Holz-Beton-Verbunddecken ausgenommen mit Faserbeton erforderlich. Folgende Betonarten können bei Holz-Beton-Verbunddecken eingesetzt werden:

- Leichtbeton
- Normalbeton
- Hochfester- bzw. ultrahochfester Beton
- Faserbeton

Aufgrund der hohen Kosten von ultrahochfestem Beton wird dieser eher selten verwendet. Die Wahl des einzusetzenden Betons hängt von mehreren Faktoren ab. Entscheidend können die Spannweite, die aufzunehmende Last, die Deckenhöhe oder sonstige Gesichtspunkte sein. Vorteil von Leichtbeton ist das geringere Eigengewicht, Faserbeton benötigt nicht zwingend eine zusätzliche Bewehrung und mit hochfesten Betonen können geringe Deckenaufbauten realisiert werden.

5.1.3 Verbindungsmittel bei HBV-Decken

Verbindungsmittel stellen den Verbund und somit die Kraftübertragung zwischen Beton und Holz her. Beim Verbund der beiden Materialien kann theoretisch zwischen drei verschiedenen Verbundarten unterschieden werden. In Abbildung 5.6 sind die Spannungszustände der drei Arten, loser, nachgiebiger und starrer Verbund dargestellt.

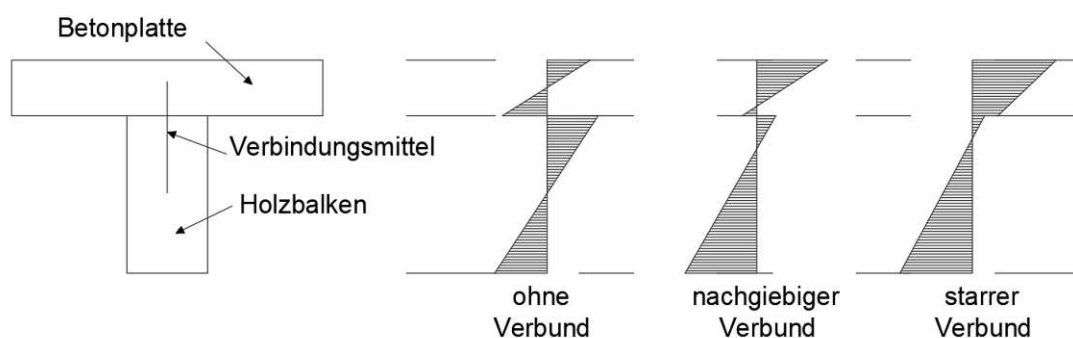


Abbildung 5.6: schematische Darstellung unterschiedlicher Spannungsverteilungen bei HBV-Decken nach [41]

Dabei kommt in der Praxis hauptsächlich der nachgiebige Verbund zur Anwendung. Kein Verbund bedeutet, dass beide Querschnitte getrennt voneinander betrachtet werden und jeweils auf Biegung beansprucht werden. Hingegen wirken beim starren Verbund die zwei Querschnitt wie ein Querschnitt mit unterschiedlichem Elastizitätsmodul.

Die Wahl des Verbindungsmittels ist dem Planer überlassen, eine Übersicht über Verbindungsmittel ist im Folgenden ersichtlich:

- Schraubenverbindungen
- Nägel
- Kopfbolzendübel
- Dübelleisten
- Kerven
- Schubleche
- Verklebungen
- Diverse Sonderformen (zum Beispiel Schrauben mit Betonnocken)

Die Verbindungsmittel müssen den Schubfluss zwischen Holz und Beton aufnehmen können. Wesentliche Kennwerte, wie Tragfähigkeit, Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel sind aus entsprechenden Zulassungen der Verbindungsmittel zu entnehmen. Für die eingesetzten Verbindungsmittel müssen daher entsprechende Nachweise geführt werden.

Beim Einsatz von Faserbeton sind die Anzahl der Verbindungsmittel aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen auf ein Minimum zu reduzieren und gleichzeitig eine größtmögliche Steifigkeit anzustreben. Anhand von Versuchen bei HBV-Balkendecken hat sich eine Kombination aus Holzschraube, Betonnocke und Einpressdübel als besonders kostengünstig erwiesen. [41]

5.1.4 Bemessung von HBV-Decken

Im Folgenden werden gängige Berechnungsverfahren bei Holz-Beton-Verbunddecken aufgelistet und kurz beschrieben. Eine detaillierte Berechnung nach dem γ -Verfahren findet sich in Kapitel 5.2 wo eine Dippelbaumdecke exemplarisch bemessen wird.

Aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel sind die beiden Teilquerschnitte Beton und Holz nicht steif miteinander verbunden, sondern es treten Relativverschiebungen zwischen den Querschnitten auf. Das Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes ist somit nicht gegeben und eine grundlegende Bedingung der technischen Biegetheorie nicht erfüllt. Somit wurden Näherungsverfahren entwickelt, um die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten zu bestimmen und anhand dieser die jeweiligen Nachweise führen zu können. [42]

Ergänzend wird hier auch erwähnt, dass bereits ein Entwurf einer Norm besteht, welcher die Bemessung und Berechnung von Holz-Beton-Verbundteilen regelt. Dieser wird voraussichtlich Ende des Jahres veröffentlicht. [43]

γ -Verfahren

Das γ -Verfahren ist in der ÖNORM EN 1995-1-1 [1] geregelt und darf grundsätzlich auch auf Holz-Beton-Verbunddecken angewendet werden. Als Grundlage für dieses Verfahren dient die Differentialgleichung des Biegeträgers, welche um Gleichgewichtsbetrachtungen und Verformungen erweitert wird. Weiters wurden die Randbedingungen eines kontinuierlichen Schubverbund, statisch bestimmt gelagerte Einfeldträger und eine Belastung, welche ein sinusförmig verlaufendes Moment erzeugt, zu Grunde gelegt. [42]

Mit diesen Annahmen können eine effektive Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts, sowie der Faktor γ errechnet werden. Mit Hilfe von diesen Werten können laut ÖNORM EN 1995-1-1

Anhang B [44] die Normalspannungen und Schubspannungen im jeweiligen Querschnitt, sowie die Beanspruchung der Verbindungsmittel berechnet werden. Wesentliche Querschnittsabmessungen und die Verteilung der Biegespannungen sind in Abbildung 5.7 dargestellt. Die genaue Vorgangsweise, sowie Formeln finden sich in Kapitel 5 wieder.

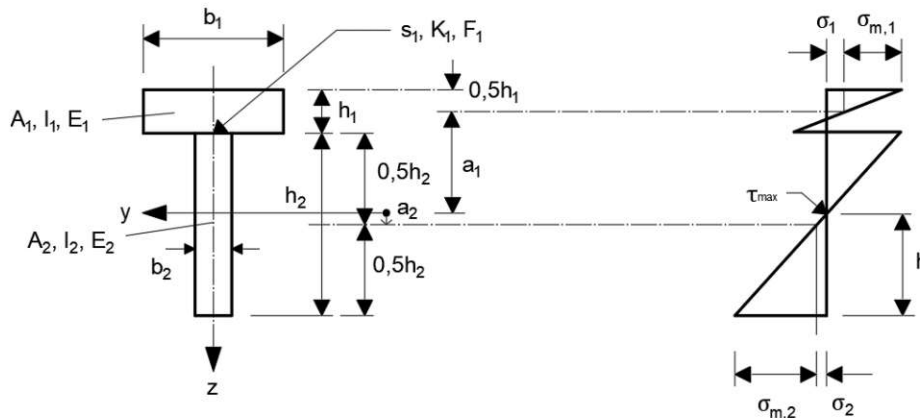


Abbildung 5.7: Querschnittsabmessungen und Biegespannungen bei Verwendung des γ -Verfahren nach [44]

Schubanalogieverfahren

Beim Schubanalogieverfahren wird die HBV-Decke in zwei Teilsysteme aufgeteilt (siehe Abbildung 5.8), welche mit dehnstarrten Pendelstäben miteinander gekoppelt sind. Träger A wird dabei die Biegesteifigkeit der beiden Teilquerschnitte zugewiesen und Träger B stellt die Verbundwirkung des Gesamtsystems über eine effektive Biegesteifigkeit und die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel über eine effektive Schubsteifigkeit dar. [45]

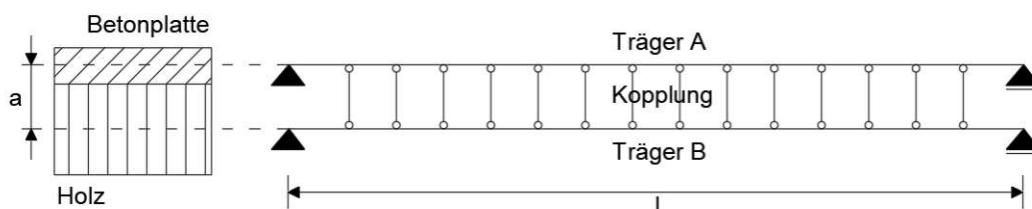


Abbildung 5.8: Trägersystem nach dem Schubanalogieverfahren nach [45]

Anschließend erfolgt die Berechnung mit einem Stabwerksprogramm. Aus dem Moment und der Querkraft von Träger A lassen sich die Teilquerschnittsmomente und die Querkräfte der Teilquerschnitte ermitteln. Anhand des Moments von Träger B errechnet sich die aus der Verbundwirkung entstehende Normalkraft und aus der Querkraft der Schubfluss in der Verbundfuge. [45]

Berechnung mit Hilfe eines Stabwerkmodells

Beim Stabwerkmodell werden die Teilquerschnitte Betonplatte und Holzträger als Stabelemente modelliert. Die Stabelemente bilden dabei die jeweilige Stabachse ab. An möglichst vielen Punkten werden die beiden Stäbe durch Fachwerkelemente gekoppelt, um gleiche Durchbiegungen zu erhalten. An den Stellen eines Verbindungsmittels werden Fachwerkelemente

mit einem Gelenk in Höhe der Verbundfuge modelliert und die Schubnachgiebigkeit des Verbindungsmittels wird durch die Biegesteifigkeit der Stabelemente abgebildet.

Dieses Modell eignet sich besonders bei einer diskontinuierlichen Verteilung der Verbindungsmittel (siehe Abbildung 5.9). [42]

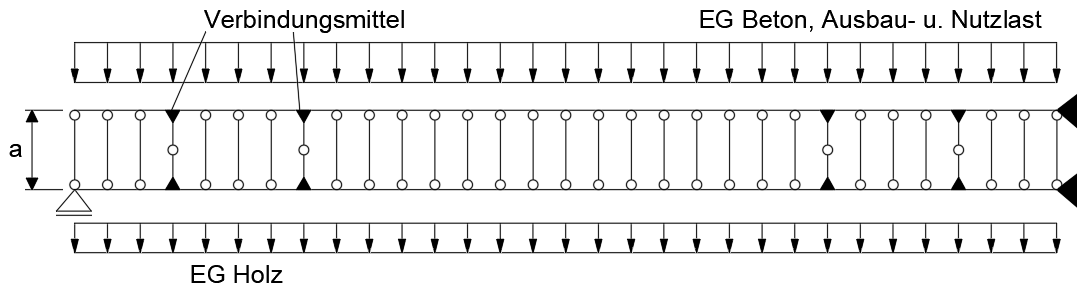


Abbildung 5.9: Beispiel Stabwerkmodell nach [42]

FE-Modellierung

Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung sind Finite-Elemente-Methoden, es handelt sich hierbei um ein numerisches Lösungsverfahren. Bei der FE-Modellierung werden die Teilquerschnitte in einem Finite-Elemente-Programm modelliert. Hier lassen sich komplexe Strukturen berechnen, auch das Langzeitverhalten kann berechnet werden.

5.1.5 Einsatz von Holz-Faserbeton-Verbunddecken

Nach der allgemeinen Beschreibung von Holz-Beton-Verbunddecken, wird nun im Speziellen auf Holz-Faserbeton-Verbunddecken eingegangen. Es werden kurz Anwendungsgebiete erläutert und abschließend die Vor- bzw. Nachteile von Holz-Faserbeton-Verbunddecken behandelt.

Holz-Faserbeton-Verbunddecken können sowohl im Neubau als auch im Altbau eingesetzt werden. Die Anwendung im Altbau bringt jedoch einige Vorteile mit sich. Im Gegensatz zu bewehrtem Normalbeton ist die Tragfähigkeit bei Faserbeton geringer, jedoch wird die Zeit, welche für den Einbau der Bewehrung benötigt wird, eingespart. Vor allem in der Altbausanierung, bei üblichen Deckenspannweiten von 4,5 – 6,0 m [46], ist der Faserbeton als Aufbeton eine wirtschaftliche Alternative. Außerdem stellen die oftmals engen Platzverhältnisse vor allem im Treppenhaus, Erschwernisse beim Transport von Bewehrung dar. Sowohl bei bewehrtem Normalbeton als auch bei Faserbeton sind Verbindungsmittel notwendig. Bei Faserbeton ist die Anzahl der Verbindungsmittel jedoch abhängig von der Deckenspannweite und der Belastung. Es ist eine möglichst steife Verbindung anzustreben, um das auftretende Moment im Beton möglichst zu reduzieren. Im Neubau hingegen fällt der Aspekt der beengten Platzverhältnisse meist weg, die Vorteile von Stahlfasern im Gegensatz zu normaler Bewehrung bleiben aus, da wesentlich weniger Zugkraft aufgenommen werden kann. Hingegen bieten zum Beispiel Kunststofffasern einen Vorteil sowohl beim Brandverhalten als auch beim Schwinden. Stahlfasern sind zwar in diesen Bereichen auch vorteilhaft, im Vergleich mit Kunststofffasern aber deutlich schlechter. Selbiges gilt auch bei der Vorfertigung von Elementen im Fertigteilwerk.

Ein Ausführungsbeispiel von Holz-Faserbeton-Verbunddecken ist die Sanierung von zwei Wohnhäusern in Leipzig bzw. Thüringen [41]. In beiden Fällen erfolgte die Ertüchtigung von Holzbalkendecken (Tramdecken) mit Stahlfaserbeton. Die maximalen Deckenspannweiten betragen 6,60 und der maximale Balkenabstand 80 cm. Als Betonplatte wurde ein Faserbeton der Festigkeitsklasse C20/25 mit einer Fasermenge von 50 kg/m^3 eingesetzt, die Dicke betrug 48 mm. Als Verbindungsmittel kam eine Kombination aus Holzschraube, Einpressdübel und Betonbocke

zur Anwendung. Dabei erfolgte die Herstellung der Betonnocken durch das kreisrunde Ausschneiden der Schalung im Bereich der Schrauben. Weiters wurden die Balken während der Betonage im Feldmitte überhöht, um geringere Verformungen zu erhalten. In diesem Zusammenhang wurden Versuche zur Durchbiegung mit Wassertanks vor und nach der Ertüchtigung durchgeführt. Nach der Sanierung wurden deutlich geringere Durchbiegungen gemessen. Zusammenfassend konnte nicht nur die Steifigkeit der Decke deutlich erhöht werden, sondern auch die Bauzeit verkürzt werden. Die Bauzeitverkürzung ergab sich, weil sowohl die Schüttung als auch die vorhandene Schalung in der Deckenkonstruktion verbleiben konnte. Es wurde somit nur eine Faserbetonschicht mit Verbindungsmittel aufgebracht und die Decke konnte deutlich verstärkt werden. [41]

Abschließend zu diesem Kapitel liegen die Vorteile von Holz-Faserbeton-Verbunddecken vor Allem beim Einsatz im Altbau in der Deckensanierung, aufgrund des Wegfalls der herkömmlichen Bewehrung. Eine mögliche Kombination mit Leichtbeton würde auch das Eigengewicht der Deckenkonstruktion reduzieren, hier sind aber noch weitere Untersuchungen notwendig. Ein möglicher Nachteil liegt in der Verarbeitbarkeit, da es ab einer gewissen Menge Stahlfasern zu Igelbildung und Pumpschwierigkeiten kommen kann. Bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken ist meistens der Faserbeton am meisten ausgenutzt, auch ist eine relativ große Verbindungsmittelzahl für eine ausreichend steife Verbindung notwendig, die Verbindungsmittel selber werden dabei aber nicht voll ausgenutzt.

5.2 Nachweisführungen von Holz-Faserbeton-Verbunddecken

In Kapitel 5.1 werden verschiedene Holz-Beton-Verbunddecken beschrieben und Vorteile von Faserbeton vor allem beim Einsatz bei Bauen im Bestand angeführt. Daher werden nun die HBV-Rippendecke und HBV-Plattendecke innerhalb dieses Kapitels näher untersucht, da diese zwei Deckenarten in Form von Tramdecken und Dippelbaumdecken häufig im Altbau vorkommen. Die Verbundkonstruktion ergibt sich dabei aus der jeweiligen Decke, dem Verbindungsmittel und der Betonplatte. Die Idee ist, dass anhand der ermittelten Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeit aus dem vorhergehenden Kapitel nun die Auswirkungen auf die Holz-Faserbeton-Verbunddecke dargestellt werden. Da die Unterschiede in den Bemessungswerten sehr deutlich sind, wird nun untersucht, ob die Unterschiede auch bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken vorhanden sind. Weiters wird der Unterschied zwischen einer Faserbeton- und Normalbeton-Verbunddecke, sowie der Unterschied der Berechnung des Betonquerschnitts bei beiden Richtlinien aufgezeigt. Folgend werden Auswirkungen auf die Anzahl der Verbindungsmittel mit unterschiedlichen Faserbetonarten näher betrachtet. Damit soll der wirtschaftliche Einsatz von Faserbeton dargestellt werden. Die Verbindungsmittelart wird hier auf stiftförmige Verbindungsmittel beschränkt.

Da ein wesentlicher Vorteil von Faserbeton das Weglassen der Bewehrung und der damit verbundenen verringerten Arbeitszeit ist, werden die Berechnungen exemplarisch anhand einer Dippelbaumdecke mit Aufbeton und einer Tramdecke mit Aufbeton durchgeführt. Bei Holz-Beton-Verbunddecken gibt es im Allgemeinen eine Reihe an Einflüssen, welche Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion haben, so ruft beispielsweise ein verringerter Verbindungsmittelabstand andere Spannungen im Beton- und Holzquerschnitt hervor. Daher handelt es sich bei dem Beispiel der Dippelbaumdecke um eine exemplarische Nachweisführung und soll vor allem den Weg der Nachweisführung und den Vergleich beider Richtlinien ermöglichen.

Die Berechnungen erfolgen nach ÖNORM EN 1995-1-1 [1], EN 1992-1-1 [28], Richtlinie Faserbeton [3], Richtlinie „Holz-Beton-Verbunddecke“ [47] und DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2]. Die Berechnung der Spannungen von nachgiebig verbundenen Biegestäben erfolgt nach EN 1995-1-1 Anhang B [44].

5.3 Exemplarischer Nachweis einer Dippelbaumdecke mit Faserbeton

Folgende Annahmen werden für die Berechnung getroffen:

- Abmessungen der Dippelbäume (siehe auch Abbildung 5.10): Breite = 20 cm, Höhe = 20 cm und der Ausrundungsradius = 20 cm (*Die Abmessungen werden so gewählt, dass sich ein Nachweis mit den durchgeführten Prüfungen ausgeht*)
- Spannweite des Einfeldträgers: 6 m, die Berechnung erfolgt für ein 1 m breites Deckenfeld
- Nutzungsklasse 1
- Nutzungskategorie Wohngebäude
- Höhe der Aufbetonschichte: 7 cm
- Holzklasse der Dippelbäume: C24
- Betonfestigkeitsklasse anhand der Versuche C25/30
- Verbindungsmittel Verbundschrauben ACC 8,0 x 165 mit einem Winkel von 45° verschraubt, pro Dippelbaum 1 Schraubenreihe (siehe Abbildung 5.11)

In der nachfolgenden Abbildung 5.10 ist der Deckenquerschnitt dargestellt. Für die weitere Berechnung werden die Querschnitte der Dippelbäume in einen äquivalenten Rechteckquerschnitt bezogen auf einen 1 m-breiten Streifen umgerechnet.

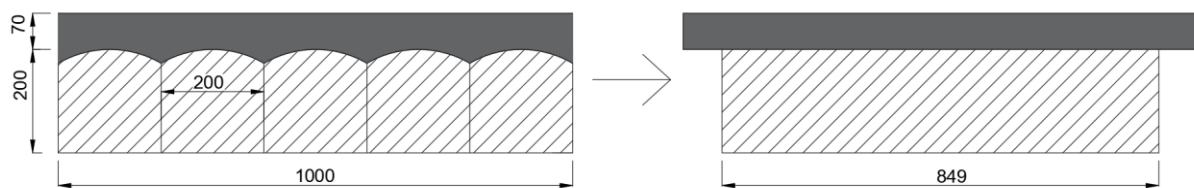


Abbildung 5.10: Abmessungen der Dippelbaumdecke (Maße in mm)

Pro Dippelbaum wird die Fläche, das Trägheitsmoment und die Widerstände errechnet und die mit einem Rechteck derselben Höhe und unterschiedlichen Breiten verglichen. Anschließend wird, um auf der sicheren Seite zu bleiben, das Rechteck mit der geringsten Breite für die weiteren Nachweise ausgewählt und mit der Anzahl der Dippelbäume multipliziert. Für das gleiche Widerstandsmoment oben ergibt sich somit eine effektive Breite von 84,9 cm.

Nachfolgend ist die Berechnung angeführt, wobei die einzelnen Schritte und Annahmen erläutert werden. Exemplarisch werden die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt $t=0$ geführt. Die vollständigen Nachweise sind im Anhang angeführt und die maßgebenden Ergebnisse in Tabelle 5.2 angeführt. Die Nachweise für den Zeitpunkt $t=\infty$ erfolgen in gleicher Weise unter Berücksichtigung der Langzeiteffekte. Schwinden wird im Rahmen des γ -Verfahrens mit Hilfe einer Ersatzlast berücksichtigt.

In einem ersten Schritt erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis, danach der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere der Durchbiegungen.

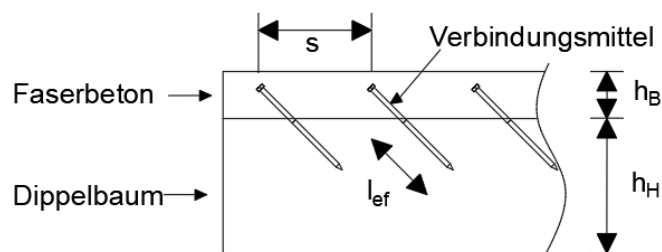


Abbildung 5.11: Skizze zu den Anordnungen der Verbindungsmittel

5.3.1 Materialparameter

In der nachfolgenden Tabelle 5.1 sind die relevanten Parameter für die weitere Berechnung angeführt.

Tabelle 5.1: Materialparameter für die Berechnung der Holz-Faserbeton-Verbunddecke

Material	Vollholz C24	Faserbeton C25/30
Wichte	5,50 kN/m ³	25,00 kN/m ³
Elastizitätsmodul	1100 kN/m ²	3100 kN/cm ²
Verbindungsmittel Schrauben		
Federsteifigkeit K_u	48 kN/cm	
Verschiebesteifigkeit K_{ser}	72 kN/cm	

Die Verschiebesteifigkeit K_{ser} errechnet sich nach der europäischen Technischen Bewertung ETA-18/1144 [48] für die angeführten Verbindungsmittel mit einer Einschraubtiefe von 10 cm wie folgt:

$$K_{ser} = 72 * l_{ef}$$

wobei l_{ef} die Einschraubtiefe des Schraubengewindes im Grundmaterial ist.

Die Federsteifigkeit K_u beträgt zwei Drittel von K_{ser} .

5.3.2 Lastaufstellung

In der anschließenden Auflistung sind die relevanten Lasten angegeben. Als ständige Auflast wurde ein Fußbodenaufbau mit einem Gewicht von 2,0 kN/m² angenommen. Zusätzlich ergibt sich aus den Zwickeln der Dippelbäume ein zusätzliches Gewicht aus dem Beton von 0,22 kN/m. Die Lasten beziehen sich auf einen Deckenstreifen von einem Meter Breite:

- Eigengewicht der Decke:
 - o 2,68 kN/m
- Fußbodenaufbau:
 - o 2,0 kN/m
- Zwickellast:
 - o 0,22 kN/m
- Nutzlast:
 - o 2,0 kN/m
- Trennwandzuschlag:
 - o 0,8 kN/m

Unter der Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte von 1,35 für ständige und 1,5 für veränderliche Lasten ergibt sich die maßgebende Lastkombination zu 10,82 kN/m.

Daraus ergeben sich die maximalen Schnittgrößen zu:

- Einwirkendes Moment:
 - o 48,69 kNm/m
- Einwirkende Querkraft:
 - o 32,46 kN/m

5.3.3 Querschnittswerte

Die Querschnittswerte werden nach dem γ -Verfahren ermittelt. Die Querschnittsflächen für Beton und die Dippelbäume ergeben sich wie folgt:

$$A_B = 700 \text{ cm}^2, A_H = 1697 \text{ cm}^2$$

Der Index B bezieht sich auf den Faserbeton und H auf die Dippelbäume. Die Flächenträgheitsmomente betragen:

$$I_B = 2858 \text{ cm}^4, I_H = 56580 \text{ cm}^4$$

Weiters ist für die Berechnung von γ der Schraubenabstand vonnöten. Die Schrauben werden mit einem minimalen Abstand von 15 cm und einem maximalen Abstand von 60 cm kontinuierlich verteilt angenommen. Dabei ist der geringste Abstand über dem Auflager und der Randabstand beträgt 4cm. Der effektive Schraubenabstand beträgt somit:

$$s = 0,75 * 15 + 0,85 * 60 = 26,25 \text{ cm}$$

Die Anzahl der Verbindungsmittel nebeneinander beträgt 5 Stück pro Meter.

Daher lässt sich γ berechnen:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_B * A_B * \pi^2}{\left(\frac{5 * K_u}{s}\right) * l^2}} = 0,1332 ; \gamma_2 = 1,0$$

Die Schwerpunktabstände ergeben sich zu:

$$a = \frac{7}{2} + \frac{20}{2} = 13,5 \text{ cm}$$

$$a_1 = a * \frac{E_H * A_H}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 11,69 \text{ cm}$$

$$a_2 = a * \frac{E_B * A_B * \gamma_1}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 1,81 \text{ cm}$$

Und daraus die effektive Biegesteifigkeit des Querschnitts:

$$EI_{eff,ULS} = E_B * I_B + E_H * I_H + a^2 * \frac{E_B * A_B * \gamma_1 * E_H * A_H}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 11672 \text{ kNm}^2$$

5.3.4 Schnittgrößen in den Teilquerschnitten

Mit Hilfe der Querschnittskennwerte von oben können nun die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten berechnet werden:

- Die Normalkraft im Holz bzw. Beton beträgt

$$-N_B = N_H = 48,69 * \frac{E_B * A_B * a_1 * \gamma_1}{EI_{eff,ULS}} = 140,96 \text{ kN}$$

- Das Moment im Betonquerschnitt:

$$M_B = 48,69 * \frac{E_B * I_B}{EI_{eff,ULS}} = 3,70 \text{ kNm}$$

- Das Moment im Holzquerschnitt:

$$M_H = 48,69 * \frac{E_H * I_H}{EI_{eff,ULS}} = 25,96 \text{ kNm}$$

5.3.5 Spannungen in den Teilquerschnitten

Nachfolgend werden die Längsspannungen an den Randfasern der jeweiligen Querschnitte sowie die maximale Schubspannung und der Schubfluss in der Verbundfuge berechnet.

- Normalspannungen im Beton:

$$\sigma_{n,B} = \frac{N_B}{A_B} = -0,201 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,B} = \pm \frac{M_B}{I_B} * z_B = \pm 0,453 \text{ kN/cm}^2$$

- Normalspannungen im Holz:

$$\sigma_{n,H} = \frac{N_H}{A_H} = 0,083 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,H} = \pm \frac{M_H}{I_H} * z_H = \pm 0,459 \text{ kN/cm}^2$$

Daraus ergeben sich die Spannungen in den Randfasern zu:

- Längsspannung im Beton oben bzw. unten:

$$\sigma_{B,o} = \sigma_{n,B} - \sigma_{m,B} = -0,654 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{B,u} = |\sigma_{n,B} + \sigma_{m,B}| = 0,252 \text{ kN/cm}^2$$

- Längsspannungen im Holz oben bzw. unten:

$$\sigma_{H,o} = \sigma_{n,H} - \sigma_{m,H} = -0,376 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{H,u} = \sigma_{n,H} + \sigma_{m,H} = 0,542 \text{ kN/cm}^2$$

Die größte Schubspannung im Holz ergibt sich zu:

$$\tau_{xz,H} = \frac{1}{2} * 32,46 * \frac{E_H * \left(a_2 + \frac{h_H}{2}\right)^2}{EI_{eff,ULS}} = 0,021 \text{ kN/cm}^2$$

und der maximale Schubfluss in der Verbundfuge beträgt:

$$t_d = 32,46 * \frac{E_B * A_B * \gamma_1 * a_1}{EI_{eff,ULS}} = 0,940 \text{ kN/cm}$$

Somit könne die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden.

5.3.6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nachweis für den Faserbetonquerschnitt erfolgt anhand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms im Zustand II [3]. Aus den Versuchen hat sich die Leistungsklasse T2 ergeben, daraus folgt ein Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit f_{fdu} zu $0,24 \text{ N/mm}^2$, für den Beton wird die Festigkeitsklasse C25/30 angenommen. Daher ergibt sich der Bemessungswert der Druckfestigkeit zu $16,67 \text{ N/mm}^2$. Weiters wird eine maximale Dehnung in der Zugzone ε_t von $0,9\text{‰}$ angenommen. Der Nachweis ist erbracht, wenn das aufnehmbare Moment größer als das einwirkende Moment ist. Alternativ kann der Nachweis auch über ein Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagramm erfolgen.

Anschließend wird der Nachweis nach dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm im Zustand II (siehe Abbildung 5.12) erläutert und durchgeführt: [47]

Dabei entspricht $M_{sd} = M_B$ und $N_{sd} = N_B$, wobei in der Abbildung 5.12 ganz links der Betonquerschnitt, danach die Dehnungslinie, die Spannungsverteilung und schließlich das Kräftegleichgewicht im Faserbetonquerschnitt dargestellt ist. Im Bereich der Zugzone werden die Spannungen als Spannungsblock und im Druckbereich linear dargestellt.

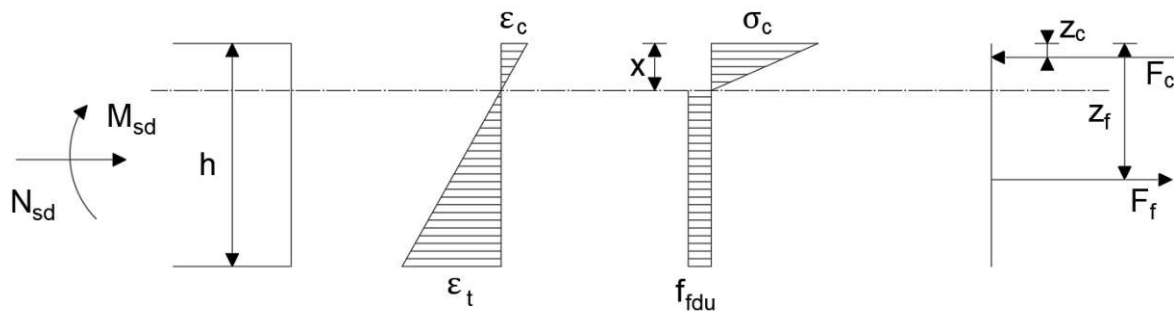


Abbildung 5.12: Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Kräftegleichgewicht nach [47]

Anhand dieser Beziehungen können folgende acht Gleichungen aufgestellt werden:

- 1) Das eindimensionale hookesche Gesetz:

$$\sigma_c = E_c * \varepsilon_c$$

- 2) Anhand der Dehnungslinie gilt folgende Beziehung:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_t * x}{h - x}$$

- 3) Die Zugkraft ergibt sich aus dem Spannungsblock:

$$F_f = b * (h - x) * f_{fdu}$$

- 4) Die Druckkraft ergibt sich aus dem linearen Spannungsverlauf:

$$F_c = \frac{1}{2} * b * x * \sigma_c$$

- 5) Aus dem Kräftegleichgewicht folgt:

$$N_{sd} = F_c - F_f$$

- 6) Das aufnehmbare Moment ist gleich der Summe der Momente um den obersten Punkt:

$$M_{Rd} = F_f * z_f + N_{sd} * \frac{h}{2} - F_c * z_c$$

- 7) Der Angriffspunkt der Zugkraft ergibt sich aus der Geometrie:

$$z_f = \frac{h - x}{2} + x = \frac{1}{2} * (x + h)$$

- 8) Die Druckkraft greift im Schwerpunkt der Spannungslinie an:

$$z_c = \frac{x}{3}$$

Durch Einsetzen der ersten vier Gleichungen in die fünfte Gleichung ergibt sich:

$$N_{sd} = \frac{1}{2} * b * x^2 * E_c * \frac{\varepsilon_t}{h - x} - b * (h - x) * f_{fdu}$$

Daraus kann die Höhe der Druckzone x berechnet werden und ergibt für dieses Beispiel:

$$x = \frac{n_{sd} + 2 * b * h * f_{fdu} \pm \sqrt{n_{sd}^2 + 2 * b * h * E_c * \varepsilon_t * n_{sd} + 2 * b * h^2 * E_c * \varepsilon_t * f_{fdu}}}{2 * b * f_{fdu} - b * E_c * \varepsilon_t}$$

$$= 22,72 \text{ mm}$$

Somit ergeben sich die Zug- bzw. Druckkraft zu:

$$F_f = 100 * (7 - 2,27) * 0,024 = 11,35 \text{ kN}$$

$$F_c = 140,96 + 11,35 = 152,31 \text{ kN}$$

Schlussendlich ergibt sich das aufnehmbare Moment:

$$M_{Rd} = 11,35 * 4,64 + 140,96 * \frac{7}{2} - 152,31 * 0,76 = 430,27 \text{ kNcm} = 4,30 \text{ kNm}$$

Der Nachweis des Faserbetonquerschnitts ist erfüllt und die Ausnutzung beträgt 85,9%.

$$M_{Rd} = 4,30 \geq 3,70 = M_B \text{ Nachweis erfüllt!}$$

Anschließend erfolgen die Nachweise für den Holzquerschnitt, hierfür werden zunächst die Bemessungswerte der Zugfestigkeit, Biegefestigkeit und der Schubfestigkeit ermittelt. Danach erfolgt die Nachweisführung.

Der Bemessungswert für die Zugfestigkeit lautet:

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k} * k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{14,0 * 0,8}{1,3} = 8,62 \text{ N/mm}^2$$

Der Bemessungswert für die Biegefestigkeit lautet:

$$f_{m,y,d} = \frac{f_{m,y,k} * k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{24,0 * 0,8}{1,3} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis erfolgt somit:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,083}{0,862} + \frac{0,459}{1,477} = 0,41 \leq 1 \text{ Nachweis erfüllt!}$$

Der Nachweis für die Schubspannung erfolgt analog:

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} * k_{mod}}{\gamma_m} = 1,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{xt,H} = 0,21 \leq 1,42 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis erfüllt!

Abschließend wird der Nachweis der Schubtragfähigkeit der Verbindungsmittel beim Auflager geführt, wobei der Bemessungswert der Schraube aus den Herstellerangaben [48] entnommen wurde:

$$T_d = \frac{t_d * s}{n} = \frac{94 * 0,15}{5,0} = 2,82 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = \frac{11,3 * 0,8}{1,3} = 6,95 \text{ kN}$$

$$2,82 \leq 6,95 \text{ kN Nachweis erfüllt!}$$

5.3.7 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Anschließend soll gezeigt werden, dass auch die Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind. Da die Bemessungswerte der Gebrauchstauglichkeit von der Nachrissbiegezugfestigkeit bei beiden Richtlinien unterschiedlich sind, dient dieser Unterpunkt dazu, die Unterschiede aufzuzeigen. Insbesondere ist zu erkennen, dass die Biegezugfestigkeit in die Berechnungen nicht eingeht.

Anhand der obigen Lastaufstellung und unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte von 1,0 ergibt sich eine charakteristische Linienlast von:

$$g_k + q_k = 7,70 \text{ kN/m}$$

Mit der Verschiebesteifigkeit K_{ser} von 72 kN/m und einem effektiven Schraubenabstand von 26,25 cm kann der γ_1 -Wert berechnet werden:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_B * A_B * \pi^2}{\left(\frac{5,0 * K_{ser}}{s}\right) * l^2}} = 0,1873 ; \gamma_2 = 1,0$$

Die Schwerpunktabstände ergeben sich zu:

$$a = \frac{7}{2} + \frac{20}{2} = 13,5 \text{ cm}$$

$$a_1 = a * \frac{E_H * A_H}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 11,086 \text{ cm}$$

$$a_2 = a * \frac{E_B * A_B * \gamma_1}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 2,414 \text{ cm}$$

Und daraus die effektive Biegesteifigkeit des Querschnitts:

$$EI_{eff,SLS} = E_B * I_B + E_H * I_H + a^2 * \frac{E_B * A_B * \gamma_1 * E_H * A_H}{E_B * A_B * \gamma_1 + E_H * A_H} = 13194 \text{ kNm}^2$$

Die elastische Anfangsdurchbiegung errechnet sich unter der Berücksichtigung des Eigengewichts wie folgt:

$$w_{inst} = \frac{5 * (g_k + q_k) * l^4}{384 * EI_{eff,SLS}} = 9,85 \text{ mm}$$

Bei Begrenzung der Durchbiegung auf $l/300$ nach ÖNORM B 1995-1-1 [44] lautet der Nachweis wie folgt:

$$w_{inst} = 9,85 \leq \frac{6000}{300} = 20 \text{ mm}$$

Somit ist der Nachweis erfüllt.

Nachfolgend werden die Schwingungsnachweise nach ÖNORM B 1995-1-1 [44] angeführt. Dabei sind das Frequenzkriterium, sowie das Steifigkeitskriterium zu erfüllen und gegebenenfalls der Nachweis der Schwingbeschleunigung zu führen.

Für die angegebene Decke wird eine Deckenklasse II gewählt. Die Breite des Deckenfeldes wird mit 10 m und der Dämpfungsgrad mit 0,030 angenommen. Aus der Lastaufstellung ergibt sich eine Masse m mit $465,25 \text{ kg/m}^3$. Die Biegesteifigkeit in Deckenspannrichtung beträgt wie oben:

$$EI_l = 13194 \text{ kNm}^2$$

Die Biegesteifigkeit der Decke rechtwinkelig zur Deckenspannrichtung beträgt:

$$EI_b = 886 \text{ kNm}^2$$

Daraus folgt, dass eine Querverteilung gegeben ist, da das Verhältnis der Biegesteifigkeiten 0,067 beträgt und größer als 0,05 ist.

Die erste Eigenfrequenz kann wie folgt berechnet werden:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 * l^2} * \sqrt{\frac{EI_l}{m}} * \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 * \frac{EI_b}{EI_l}} = 7,38 \text{ Hz}$$

Beim Nachweis der Deckenklasse II gilt, dass die erste Eigenfrequenz größer als 6 Hz sein muss, daher ist dieser Nachweis erfüllt und der Nachweis der Schwingbeschleunigung muss nicht geführt werden.

Für den Nachweis des Steifigkeitskriteriums wird die mitwirkende Breite benötigt, diese berechnet sich wie folgt:

$$b_F = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{1,1} * \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}} \\ \text{Deckenbreite } b \end{array} \right. = 2,78 \text{ m}$$

Daraus errechnet sich die größte vertikale Anfangsdurchbiegung infolge einer vertikal wirkenden Einzellast von 1kN zu:

$$w_{stat} = \frac{F * l^3}{48 * EI_l * b_F} = 0,12 \text{ mm}$$

Der Grenzwert für das Steifigkeitskriterium beträgt für die Deckenklasse II 0,50 mm, daraus folgt, dass auch dieser Nachweis erfüllt ist.

An dieser Stelle sollte auch erwähnt werden, dass die Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit vor allem bei der Begrenzung der Rissbreiten im Zusammenhang mit konventioneller Bewehrung eine wichtige Rolle spielen. Bei der Durchbiegung und allen anderen Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit bei den Holz-Beton-Verbunddecken spielt dieser Wert nur eine untergeordnete Rolle.

5.3.8 Nachweise zum Zeitpunkt $t=\infty$

Der Unterschied der Nachweise beim Zeitpunkt $t=\infty$ zum Nachweis zum Zeitpunkt $t=0$ ist, dass Kriechen und Schwinden bzw. Quellen berücksichtigt werden müssen. Dies gilt für den Nachweis der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Kriechen wird bei der Abminderung der Materialkennwerte wie dem Elastizitätsmodul, dem Schubmodul, und dem Verschiebungsmodul berücksichtigt. Die Abminderung erfolgt mit Hilfe eines Beiwerts zur Bestimmung der Kriechverformung anhängig von der jeweiligen Nutzungsklasse nach ÖNORM B 1995-1-1 [44]. Im Rahmen der hier angeführten Beispiele wird der Einsatz von Verbunddecken bei Bauen im Bestand beschrieben, daher wird davon ausgegangen, dass die Holzdecke bereits vollständig ausgetrocknet ist und die Schwinddehnung von Holz somit vernachlässigbar ist. Daher muss nur das Schwinden des Faserbetons berücksichtigt werden. Das Schwinden wird mit Hilfe einer fiktiven Last nach Schänzlin [49] bestimmt. Die fiktive Last berechnet sich dabei aus dem Produkt eines Lastfaktors und dem Differenzendschwindmaß:

$$p_{sID} = \Delta\varepsilon_{sID} * C_{p,sID}$$

und der Lastfaktor wird wie folgt berechnet:

$$C_{p,sID} = a * \frac{\pi^2 * E_B * A_B * E_H * A_H * \gamma_1}{l^2 * (E_B * A_B + E_H * A_H)}$$

Das Endschwindmaß von Beton ist im Allgemeinen zwischen 0,1 und 0,6 ‰ [50] und hängt von der tatsächlichen Zusammensetzung des Betons ab. Stahlfasern haben im Allgemeinen keinen allzu großen Einfluss auf das Schwindverhalten im Gegensatz zu Kunststofffasern. Daher wird das Endschwindmaß für Faserbeton in diesem Beispiel mit $\Delta\varepsilon_{sID} = 0,4$ ‰ angenommen.

Der Steifigkeitsbeiwert wird unter anderem mit Hilfe der Ersatzlast für Schwinden und einer dauernd wirkenden Last q_d berechnet:

$$C_{I,sID} = \frac{p_{sID} + q_d}{\frac{E_B * A_B + E_H * A_H}{E_B * \gamma_1 * A_B + E_H * A_H} * p_{sID} + q_d}$$

Die effektive Biegesteifigkeit errechnet sich somit wie folgt:

$$EI_{eff,sID} = EI_{eff} * C_{I,sID}$$

Mit Hilfe dieser Biegesteifigkeit werden die weiteren Nachweise zum Zeitpunkt $t=\infty$ geführt, sie ist jeweils für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit getrennt zu ermitteln.

Sämtliche Nachweise wurden geführt und sind im Anhang E - Berechnungen der Dippelbaumdecke angeführt.

5.3.9 Übersicht über die Nachweise der Dippelbaumdecke

Eine Übersicht über die maßgebenden Nachweise wird in Tabelle 5.2 dargestellt. Dabei wurden alle Nachweise auf der sicheren Seite durchgeführt.

Tabelle 5.2: Übersicht über Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise einer beispielhaften Dippelbaumdecke mit Aufbeton

<i>Dippelbaumdecke: Spannweite 6m, 7cm Aufbeton, 20x20mm starke Dippelbäume (Ausrundungsradius 20mm), 5 Verbindungsmittelreihen, Verbindungsmittel ACC 8,0x165, min/max Abstand: 15/60cm, Belastung ständige Auflast 2,0 kN, Nutzlast 2,8 kN</i>			
	Einwirkung	Widerstand	Ausnutzung
Nachweise im GZT			
Moment Faserbetonquerschnitt ÖBV $M_{Rd,0,t=0}$	3,70 kNm	4,30 kNm	86%
Moment Faserbetonquerschnitt DAfStb $M_{Rd,D,t=0}$	3,70 kNm	4,18 kNm	89%
Moment Faserbetonquerschnitt ÖBV $M_{Rd,0,t=\infty}$	1,97 kNm	4,40 kNm	45%
Moment Faserbetonquerschnitt DAfStb $M_{Rd,D,t=\infty}$	1,97 kNm	4,27 kNm	46%
Druckspannung Faserbeton ÖBV $\sigma_{d,0,t=\infty}$	13,6 N/mm ²	16,7 N/mm ²	81%
Druckspannung Faserbeton DAfStb $\sigma_{d,D,t=\infty}$	13,4 N/mm ²	14,2 N/mm ²	94%
Ausnutzung Biegung und Zug Holz $t=0$			41%
Ausnutzung Biegung und Zug Holz $t=\infty$			46%
Schubspannungen Holz $f_{v,d,t=0}$	0,21 N/mm ²	1,42 N/mm ²	15%
Schubspannungen Holz $f_{v,d,t=\infty}$	0,24 N/mm ²	1,42 N/mm ²	17%
Querkrafttragfähigkeit Beton $V_{Ed,t=0}$	5,37 kN	55,7 kN	10%
Querkrafttragfähigkeit Beton $V_{Ed,t=\infty}$	4,11 kN	56,4 kN	7%
Verbindungsmittel $T_{d,t=0}$	2,82 kN	6,95 kN	41%
Verbindungsmittel $T_{d,t=\infty}$	2,90 kN	6,95 kN	42%
Nachweise im GZG			
Elastische Anfangsdurchbiegung w_{inst}	9,85 mm	20 mm	49%
Gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$	22,27 mm	24 mm	93%
Schwingungsnachweis Deckenklasse II			
Frequenzkriterium f_1	7,38 Hz	6 Hz	erfüllt
Steifigkeitskriterium w_{stat}	0,12 mm	0,50 mm	24%

5.4 Vergleich Faserbeton – Normalbeton bei Holz-Beton-Verbunddecken

Bei Verwendung von Normalbeton ohne Bewehrung der Betonsorte C25/30 ergibt sich für den Betonquerschnitt folgende Nachweisführung.

Wird keine Bewehrung verwendet, muss der Beton im ungerissenen Zustand I berechnet werden, daher liegt eine lineare Spannungsverteilung zu Grunde. In Bezug auf das oben angeführte Beispiel lauten die Schnittgrößen wie folgt:

- Die Normalkraft im Beton beträgt

$$N_B = 48,69 * \frac{E_B * A_B * a_1 * \gamma_1}{EI_{eff,ULS}} = -140,96 \text{ kN}$$

- Das Moment im Betonquerschnitt beträgt:

$$M_B = 48,69 * \frac{E_B * I_B}{EI_{eff,ULS}} = 3,70 \text{ kNm}$$

Nach Umrechnung ergeben sich gemäß dem obigen Beispiel folgende Spannungen in den Randfasern:

- Längsspannung im Beton oben bzw. unten:

$$\sigma_{B,o} = \sigma_{n,B} - \sigma_{m,B} = -0,654 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{B,u} = |\sigma_{n,B} + \sigma_{m,B}| = 0,251 \text{ kN/cm}^2$$

Die Widerstände lauten:

- Maximal aufnehmbare Druckspannung:

$$f_{c,d} = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

- Maximal aufnehmbare Zugspannung:

$$f_{ct,d} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Daher ergibt sich folgende Nachweisführung:

$$|\sigma_{B,o}| = 6,54 \leq 16,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{B,u} = 2,51 \geq 1,2 \text{ N/mm}^2$$

An der unteren Randfaser des Betons wird die Zugfestigkeit überschritten. Das bedeutet, dass der Tragsicherheitsnachweis mit Normalbeton im Gegensatz zu Faserbeton nicht erfüllt ist, die Ausnutzung beträgt 209%.

Im Nachfolgenden wird ein Vergleich mit bewehrtem Beton anstatt Faserbeton durchgeführt. Als Bewehrung wird eine Mattenbewehrung AQ42 angenommen, was einer Bewehrungsmenge von 1,39 cm²/m entspricht. Es wird nur der Zeitpunkt t=0 untersucht, da hier die Spannungen im Beton am größten sind. Für einen besseren Vergleich wird die Ausnutzung der Zugbewehrung gleich der Ausnutzung des Faserbetonquerschnitts angenommen (Ausnutzung von 86%).

Alle Angaben bis auf die Verbindungsmittellanzahl (Verbindungsmittelreihen und Verbindungsmittelabstand) bleiben wie beim obigen Beispiel gleich. Die Anzahl der Verbindungsmittelreihen wird auf 2,5 gesenkt, sprich in jedem zweiten Dippelbaum ist eine Reihe vorhanden. Der Abstand wird auf einen minimalen Abstand von 25 cm und maximalen Abstand von 80 cm vergrößert. Daraus ergeben sich folgende Werte speziell im Betonquerschnitt:

- $\gamma_1 = 0,0495$
- $EI_{eff,ULS} = 8960 \text{ kNm}^2$
- Moment im Beton: 4,81 kNm
- Normalkraft im Beton: -74,48 kN

Anhand der Normalkraft und des Moments, kann das auf die Biegezugbewehrung bezogene Moment wie folgt berechnet werden:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} * z_{s1} = 578 \text{ kNcm}$$

Der Abstand z_{s1} beträgt dabei 1,30 cm.

Mit Hilfe von Bemessungstabellen nach [51] ergeben sich folgende Werte:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,15$$

$$\omega = 0,1638$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{Ed}) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Daher beträgt bei einer vorhandenen Bewehrung von $1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ die Ausnutzung 86%. Die Verbindungsmittelanzahl beträgt jedoch nur 35 Stück im Gegensatz zu 110 Stück bei Faserbeton, es werden bei diesem Beispiel in etwa dreimal so viele Schrauben benötigt. Aus diesem Grund spielen für eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung einerseits die Preise für die Schrauben bzw. Bewehrungsmatten, andererseits die jeweiligen Aufwandswerte eine bedeutende Rolle.

Weitere Faktoren sind unter anderem die Spannweite, die Lastannahmen und die jeweiligen Querschnittshöhen.

Inwieweit Faserbeton vorteilhaft gegenüber bewehrtem Beton bei Holz-Beton-Verbunddecken ist, kann nicht allgemein gesagt werden, Faserbeton kann aber vor allem bei kürzeren Deckenspannweiten wirtschaftlich sein.

Außerdem können sich bei der Wahl einer anderen Bewehrung andere Ausnutzungen ergeben, daher ist die Anzahl der Schrauben bzw. Verbindungsmittel abzuwiegen.

5.5 Vergleich der deutschen und österreichischen Richtlinien anhand von HBV-Decken

Die Nachweisführung von Holz-Beton-Verbunddecken insbesondere die Aufteilung der Schnittgrößen auf die Teilquerschnitte erfolgt nach EN 1995-1-1 [1]. Daher sind dieser Schritt sowie die Nachweisführung des Holzquerschnittes und der Nachweis der Verbindungsmittel in Österreich und Deutschland identisch. Beim Nachweis des Betonquerschnitts mit Faserbeton gibt es allerdings noch keine einheitliche europäische Richtlinie bzw. Norm. Es gibt zwar bereits Entwürfe für eine einheitliche Norm [52], die Einführung ist aber erst für 2023 geplant. Daher ist für diesen Nachweis die jeweilige Richtlinie anzuwenden. In der ÖBV-Richtlinie „Faserbeton“ ist eine Spannungs-Dehnungslinie für den Nachweis der Tragsicherheit angegeben (siehe Abbildung 5.13). Dabei wird ein konstanter Spannungsblock in der Zugzone des Faserbetonquerschnitts angenommen und anhand dessen der Nachweis geführt.

Die DAfStb-Richtlinie unterscheidet im gezogenen Bereich zwischen einem Spannungsblock und einer Spannungs-Dehnungslinie nach Abbildung 5.14 für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Dabei darf der Spannungsblock nur angesetzt werden bei einem Verhältnis der Leistungsklassen von $L2/L1 \leq 1$, da es ansonsten zu einer Überschätzung der Nachrisszugfestigkeit für kleine Dehnungswerte kommt. Daher unterscheidet die DAfStb-Richtlinie zwischen unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen je nach Verhältnis der Leistungsklassen zueinander.

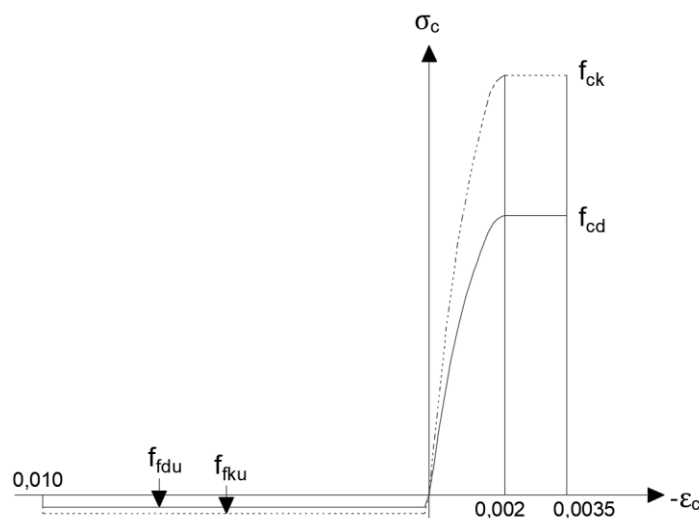


Abbildung 5.13: Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie für den Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV [3]

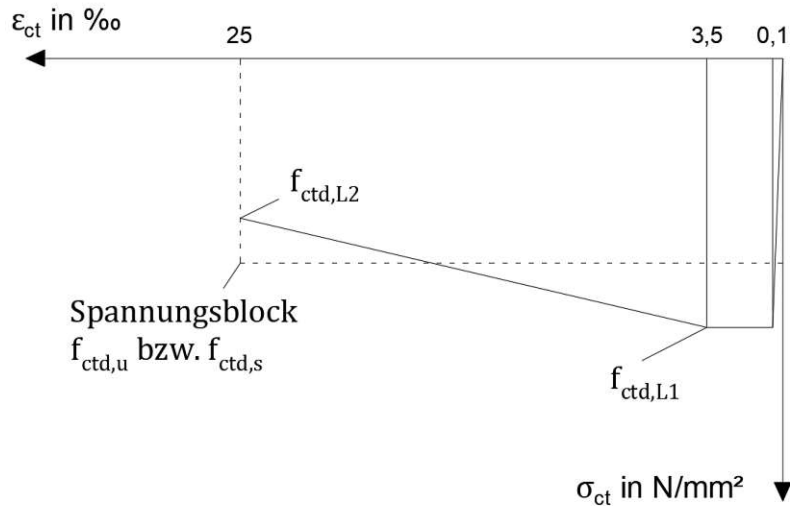


Abbildung 5.14: Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich nach DAfStb [2]

Dabei ist zu erkennen, dass bis 0,1 ‰ ein linearer Anstieg und bis 3,5 ‰ ein konstanter Bereich vorhanden ist. Im Rahmen der Versuchsauswertung sind die Leistungsklassen L1-0,6 und L2-0,9 festgestellt worden, daher ist es sinnvoll auch im Nachweis der Tragsicherheit mit dem Bemessungswert der Leistungsklasse L1 die Nachweise zu führen. Bei einer Dehnung von mehr als 3,5 ‰ im Zugbereich werden die maximal aufnehmbaren Spannungen in der Druckzone überschritten, daher werden die Nachweise nur mit $f_{ctd,L1}$ geführt. Der Spannungsblock darf in diesem Fall nicht angewendet werden. Nachfolgend wird der Nachweis des Betonquerschnitts nach DAfStb-Richtlinie [2] und EN 1992-1-1 [1] geführt, sämtliche Ausgangswerte werden aus dem vorherigen Beispiel übernommen.

Das Verhältnis der Leistungsklassen L2/L1 beträgt 1,5. Daher ergibt sich der Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit wie folgt:

$$f_{ctR,L1}^f = \kappa_F^f * \kappa_G^f * f_{ct0,L1}^f = 1,0 * 1,032 * 0,24 = 0,248$$

$$f_{ctd,L1}^f = \alpha_c^f * \frac{f_{ctR,L1}^f}{\gamma_{ct}^f} = 0,85 * \frac{0,248}{1,25} = 0,169 \text{ N/mm}^2$$

Dabei berechnet sich der Faktor zur Berücksichtigung der Bauteilgröße vereinfacht wie folgt:

$$\kappa_G^f = 1,0 + A_{ct}^f * 0,5 = 1,0 + 0,9 * 0,07 * 1,0 * 0,5 = 1,032$$

Der Faktor α_c berücksichtigt Langzeitwirkungen auf den Faserbeton und wird laut DAfStb-Richtlinie mit 0,85 vorgegeben.

Da bei der folgenden Berechnung sehr kleine Dehnungen auftreten (unter 3,5‰) reicht die Berechnung von $f_{ctR,L1}$ für die Bemessung aus. Somit werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen ähnlich der ÖBV-Richtlinie angenommen, jedoch mit einer anderen Spannungsbeziehung im Zugbereich. In der Druckzone wird vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt. Die genauere Berechnung würde nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck erfolgen. Die der Berechnung zugrunde gelegte Beziehungen sind in Abbildung 5.15 dargestellt. Die Buchstaben a und b stellen Hilfwerte in der Berechnung dar.

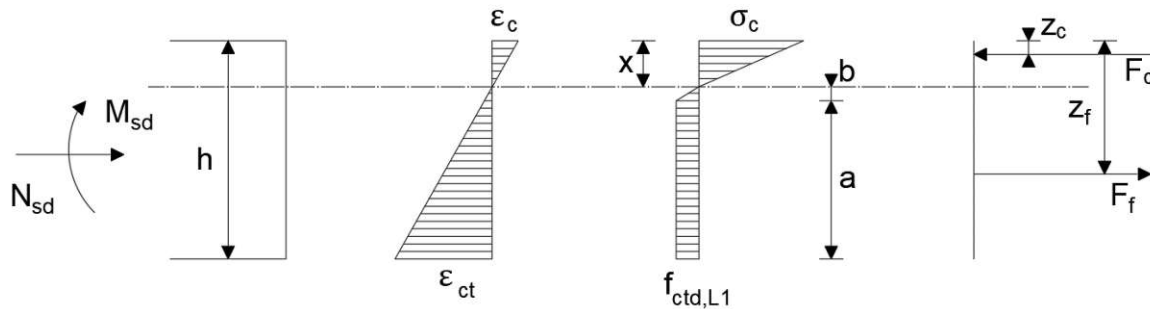


Abbildung 5.15: Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Kräftegleichgewicht

Anhand dieser Beziehungen können folgende acht Gleichungen aufgestellt werden:

- 1) Das eindimensionale hookesche Gesetz:

$$\sigma_c = E_c * \varepsilon_c$$

- 2) Anhand der Dehnungslinie gilt folgende Beziehung:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ct} * x}{h - x}$$

- 3) Die Zugkraft ergibt sich zu:

$$F_f = \left[\left(\frac{h - x}{\varepsilon_{ct}} \right) * 0,1 * \frac{f_{ctd,L1}^f}{2} + \left((h - x) - \frac{(h - x)}{\varepsilon_{ct}} * 0,1 \right) * f_{ctd,L1}^f \right] * b, \quad \varepsilon_{ct} \text{ in } \text{‰}$$

- 4) Die Druckkraft ergibt sich aus dem linearen Spannungsverlauf:

$$F_c = \frac{1}{2} * b * x * \sigma_c$$

- 5) Aus dem Kräftegleichgewicht folgt:

$$N_{sd} = F_c - F_f$$

- 6) Das aufnehmbare Moment ist gleich der Summe der Momente um den obersten Punkt:

$$M_{Rd} = F_f * z_f + N_{sd} * \frac{h}{2} - F_c * z_c$$

- 7) Der Angriffspunkt der Zugkraft ergibt sich aus der Geometrie:

$$z_f = h - \left[\frac{\frac{a^2}{2} + \left(a + \frac{b}{3}\right) * \frac{b}{2}}{\left(a + \frac{b}{2}\right)} \right]; \quad a \text{ und } b \text{ sind Beiwerte nach Abbildung 5.15}$$

- 8) Die Druckkraft greift im Schwerpunkt der Spannungslinie an:

$$z_c = \frac{x}{3}$$

Aus diesen Beziehungen ergibt sich eine Druckzonenhöhe von:

$$x = 22,6 \text{ mm}$$

und ein aufnehmbares Moment von 4,18 kNm, unter Annahme einer Zugdehnung von 0,9‰ und unter Einhaltung des Gleichgewichts am Querschnitt.

Das einwirkende Moment von 3,70 kNm kann daher aufgenommen werden und dieser Nachweis ist erfüllt.

Beim Vergleich der beiden Richtlinien ist die Ausnutzung im Faserbetonquerschnitt bei der ÖBV-Richtlinie 85,9% und bei der DAfStb-Richtlinie 88,5%. Somit sind alle Nachweise nach beiden Richtlinien erfüllt, bei Verwendung eines Faserbeton C25/30 T2 (nach ÖBV) und L1-0,6 und L2-0,9 (nach DAfStb).

5.6 Exemplarischer Nachweis einer Tramdecke mit Faserbeton

Zusätzlich zur Dippelbaumdecke werden die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit an einer Tramdecke geführt. Die maßgebenden Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 dargestellt, eine detaillierte Berechnung der Ergebnisse befindet sich im Anhang F - Berechnungen der Tramdecke. Lastannahmen und Materialkennwerte werden von dem vorherigen Beispiel der Dippelbaumdecke übernommen, ebenso sind die Nachweise in gleicher Weise insbesondere beim Faserbetonquerschnitt geführt worden. Nachfolgend eine kurze Übersicht über die wichtigsten Angaben zu diesem Beispiel der Holz-Faserbeton-Balkendecke:

- Abmessungen der Holztrame (siehe auch A): Breite = 16 cm, Höhe = 26 cm (*Die Abmessungen werden so gewählt, dass sich die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit mit den durchgeführten Prüfungen ausgehen*)
- Spannweite des Einfeldträgers: 6 m
- Nutzungsklasse 1
- Nutzungskategorie Wohngebäude
- Höhe der Aufbetonschicht: 7 cm
- Holzklasse der Dippelbäume: C24
- Betonfestigkeitsklasse anhand der Versuche C25/30
- Verbindungsmittel Verbundschrauben ACC 8,0 x 165 mit einem Winkel von 45° verschraubt, pro Holzbalken 3 Schraubenreihen, Einschraubtiefe im Holz: 7,1 cm
- Dicke der Schalung: 2,5 cm

Nachfolgend ist der Querschnitt dargestellt, der Balkenabstand beträgt 65 cm, daher werden alle Nachweise für einen 65 cm breiten Querschnitt geführt.

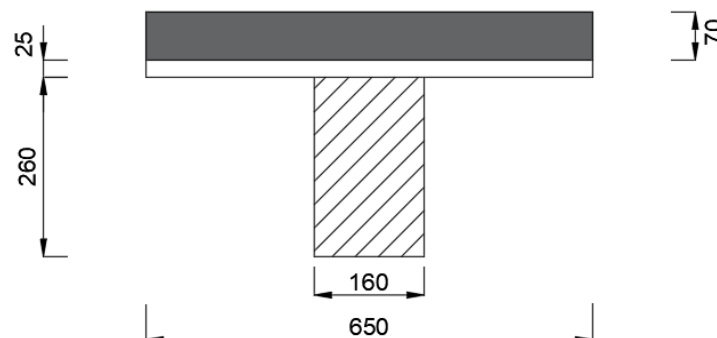


Abbildung 5.16: Abmessungen der Tramdecke

Anhand der Ergebnisse ist erkennbar, dass der Faserbeton, wie auch bei der Dippelbaumdecke der am meisten beanspruchte Querschnitt ist. Bei der Dimensionierung ist daher zu beachten, dass das Moment im Faserbetonquerschnitt möglichst auf ein Minimum reduziert wird und gleichzeitig die Normalkraft gesteigert wird. Möglichkeiten dies zu ändern, sind beispielsweise die Höhe der Faserbetonschicht, die Höhe des Holzbalken oder die Anzahl bzw. der Abstand der Verbindungsmittel. Umso mehr Verbindungsmittel eingesetzt werden, desto steifer wird die Verbindung und niedriger wird das Moment.

Bei dem vorliegenden Beispiel sind die Nachweise der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit für einen Faserbeton T2 nach ÖBV-Richtlinie und L1-0,6/ L2-0,9 erfüllt.

Tabelle 5.3: Übersicht über Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise einer beispielhaften Tramdecke mit Aufbeton

<i>Tramdecke: Spannweite 6m, 7cm Aufbeton, 16x26mm starke Balken, 2,5 cm Schalung, 5 Verbindungsmittelreihen, Verbindungsmittel ACC 8,0x165, min/max Abstand: 15/60cm, Belastung ständige Auflast 2,0 kN, Nutzlast 2,8 kN</i>			
	Einwirkung	Widerstand	Ausnutzung
Nachweise im GZT			
Moment Faserbetonquerschnitt ÖBV $M_{Rd,\dot{0},t=0}$	2,47 kNm	2,61 kNm	95%
Moment Faserbetonquerschnitt DAfStb $M_{Rd,D,t=0}$	2,47 kNm	2,52 kNm	98%
Moment Faserbetonquerschnitt ÖBV $M_{Rd,\dot{0},t=\infty}$	1,34 kNm	2,80 kNm	48%
Moment Faserbetonquerschnitt DAfStb $M_{Rd,D,t=\infty}$	1,34 kNm	2,69 kNm	50%
Druckspannung Faserbeton ÖBV $\sigma_{d,\dot{0},t=\infty}$	14,4 N/mm ²	16,7 N/mm ²	86%
Druckspannung Faserbeton DAfStb $\sigma_{d,D,t=\infty}$	13,6 N/mm ²	14,2 N/mm ²	96%
Ausnutzung Biegung und Zug Holz t=0			67%
Ausnutzung Biegung und Zug Holz t=∞			74%
Schubspannungen Holz $f_{v,d,t=0}$	0,46 N/mm ²	1,42 N/mm ²	32%
Schubspannungen Holz $f_{v,d,t=\infty}$	0,53 N/mm ²	1,42 N/mm ²	37%
Querkrafttragfähigkeit Beton $V_{Ed,t=0}$	4,49 kN	34,7 kN	13%
Querkrafttragfähigkeit Beton $V_{Ed,t=\infty}$	3,77 kN	35,9 kN	11%
Verbindungsmittel $T_{d,t=0}$	2,72 kN	4,91 kN	55%
Verbindungsmittel $T_{d,t=\infty}$	2,75 kN	4,91 kN	56%
Nachweise im GZG			
Elastische Anfangsdurchbiegung w_{inst}	9,77 mm	20 mm	49%
Gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$	17,01 mm	24 mm	71%
Schwingungsnachweis Deckenklasse II			
Frequenzkriterium f_1	7,51 Hz	6 Hz	erfüllt
Steifigkeitskriterium w_{stat}	0,13 mm	0,50 mm	26%

5.7 Vergleich Faserbetonklassen - Anzahl der Verbindungsmittel

Abschließend sollen verschiedene Faserbetonklassen verglichen und die Auswirkungen auf die Ausnutzung bzw. die Verbindungsmittelanzahl dargelegt werden. Das Ziel hierbei ist, die Verbindungsmittelanzahl so gering wie möglich zu halten, bei einer wirtschaftlichen Faserbetonklasse. Als Vergleichsbasis dienen die Ergebnisse der Dippelbaumdecke (siehe Tabelle 5.2) bemessen mit einer Faserbetonschicht von 7 cm und einem Faserbeton der Klasse T2 bzw. L1-0,6 und L2-0,9.

Zuerst wird eine Reduktion der Faserbetonschicht auf 6 cm untersucht. Nach der Optimierung der Verbindungsmittel ergeben sich ein Moment im Beton von 2,67 kNm und eine Normalkraft von 113,14 kN zum Zeitpunkt $t=0$. Der Verbindungsmittelabstand beträgt dabei im Minimum 25 cm und im Maximum 80 cm. Somit ergeben sich 70 Stück Schrauben, was einer Reduktion von 40 Stück pro Meter Deckenstreifen entspricht. Gleichzeitig beträgt die Ausnutzung 92% nach der deutschen Richtlinie, welche maßgebend ist.

In einem weiteren Schritt wird ein Faserbeton der Klasse T3 nach österreichischer Richtlinie näher betrachtet. Hier wird nun wieder von einer 7 cm starken Faserbetonschicht ausgegangen und von einem Verbindungsmittelabstand von 15 cm im Minimum und 60 cm in Feldmitte. Einzige Änderung gegenüber dem ursprünglichen Beispiel ist der Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit mit $0,31 \text{ N/mm}^2$. Somit ergibt sich beim Einsatz von 110 Schrauben eine Ausnutzung von 84% gegenüber 86%. Ein Faserbeton der Klasse T4 würde eine Ausnutzung von 81% hervorrufen. Somit ist der Unterschied in der Bemessung bei alleiniger Änderung der Faserbetonklasse nicht allzu groß.

Wird der minimale Verbindungsmittelabstand auf 25 cm und der maximale auf 80 cm erhöht, ergibt sich ein Moment von 4,12 kNm und eine Normalkraft von 115,76 kN im Faserbetonquerschnitt. Bei Verwendung einer Faserbetonklasse T4 und Erhöhung der Zugdehnung im Querschnitt von 0,9 auf 1,5 ‰, ergibt sich ein Gleichgewichtszustand mit einer Ausnutzung von 98%. Das bedeutet, dass mit einem um zwei Klassen höheren Faserbeton und einer höheren Ausnutzung Verbindungsmittel eingespart werden können, in diesem Fall 40 Stück.

Als letzter Optimierungsschritt wird auch bei Betrachtung der deutschen Richtlinie eine Erhöhung der Faserbetonklasse von L1-0,6 bzw. L2-0,9 auf L1-0,9 bzw. L2-1,2 untersucht. Hier ändert sich die Auslastung im Faserbetonquerschnitt ebenfalls um 2 % von 89 auf 87 %. Unter denselben Randbedingungen wäre eine Verbindungsmittelleinsparung erst bei einer um drei Klassen höheren Faserbetonklasse möglich.

In Tabelle 5.4 werden die maßgebenden Ergebnisse der verschiedenen Optimierungsvarianten zusammengestellt. Es gilt jedoch zu beachten, dass sich diese Ergebnisse nur auf das hier angeführte Beispiel beziehen.

Tabelle 5.4: Übersicht über Optimierungsmaßnahmen bei einer Dippelbaumdecke

Optimierungsvariante	Anzahl an Schrauben	Veränderung der Ausnutzung
Referenzbeispiel T2 bzw. L1-0,6, L2-0,9	110	0 %
Dicke der Faserbetonschicht 6 cm	70	+3 %
Faserbeton T3	110	-2 %
Faserbeton T4	70	+12%
Faserbeton L1-0,9 bzw. L2-1,2	110	-2 %
Bewehrung AQ42	35	0%

5.8 Diskussion der Ergebnisse

In Kapitel 4 werden große Unterschiede bei den Bemessungswerten der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit festgestellt. Inwieweit sich diese Unterschiede bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken auswirken, wird in diesem Kapitel näher betrachtet. Zusätzlich werden die Berechnungsschritte erläutert und bei der Bemessung des Aufbetons auf die unterschiedlichen Richtlinien eingegangen.

Die Unterschiede in den Bemessungswerten der Nachrisszugfestigkeit von Faserbeton speziell bei der Anwendung bei HBV-Decken betragen zwischen den Richtlinien aus Österreich und Deutschland 18,8 % bei der Tragfähigkeit und 39,1 % bei der Gebrauchstauglichkeit. Bei Einteilung in Klassen nach den jeweiligen Richtlinien betragen die Unterschiede sogar 41,2 % bei der Tragfähigkeit und 56,9 % bei der Gebrauchstauglichkeit. Die Differenzen entstehen, da die Klasseneinteilung bei beiden Richtlinien verschieden ist.

Anhand dieser Erkenntnisse wird überprüft, wie sich diese großen Unterschiede bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken auswirken. Zuerst wird eine Dippelbaumdecke mit 7 cm Faserbeton als Aufbetonschicht bemessen. Die maximale Ausnutzung tritt bei beiden Richtlinien im Betonquerschnitt auf. Einerseits muss das Moment aufgenommen und andererseits darf die maximale Druckspannung nicht überschritten werden. Das vorhandene Moment des Faserbetonquerschnitts beträgt nach der ÖBV-Richtlinie 86 % und nach der DAfStb-Richtlinie 89 % des maximal aufnehmbaren Moments. Die Ausnutzung bei der Druckspannung (81 % bzw. 94 %) ist deutlich größer bei der Berechnung nach DAfStb-Richtlinie, das liegt daran, dass in der deutschen Norm ein Faktor für Langzeiteinwirkungen von 0,85 berücksichtigt wird. Daher beträgt der Unterschied der Richtlinien bei der Bemessung von einer Dippelbaumdecke mit Faserbeton 3 % beim Moment und 13 % bei der Druckspannung. Im nächsten Schritt wird eine Bemessung einer Tramdecke mit Faserbeton als Aufbeton durchgeführt. Die Bemessungsschritte sind dieselben, wie bei der Berechnung der Dippelbaumdecke, der Unterschied beträgt ebenfalls 3 % bei Betrachtung des maximalen Moments im Faserbeton, 95 % Ausnutzung nach der ÖBV-Richtlinie und 98 % Ausnutzung bei der Berechnung nach DAfStb-Richtlinie. Daher kann gesagt werden, obwohl der Unterschied bei den Bemessungswerten sehr groß ist, bei der Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken fällt dieser deutlich geringer aus.

Zuletzt werden Untersuchungen zur Anzahl der Verbindungsmittel durchgeführt. Als Vergleich diente eine Dippelbaumdecke mit Aufbeton mit einer Bewehrungsmenge von $1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ in Form einer Mattenbewehrung. Dabei wird nur in jedem zweiten Dippelbaum eine Schraube als Verbindungsmittel vorgesehen. Auf Grund dieser Annahmen, ist die Anzahl der Schrauben bei Faserbeton dreimal größer als bei bewehrtem Beton. Auch bei einer Reduktion der Aufbetonschicht in Kombination mit Faserbeton ist eine doppelt so große Anzahl an Verbindungsmittel erforderlich. Werden auch beim Stahlbeton mit Mattenbewehrung in jedem Dippelbaum Verbindungsmittel angeordnet, ist die Anzahl der Verbindungsmittel bei Faserbeton um 50 % höher. Bei Tramdecken werden ebenfalls mehr Verbindungsmittel beim Einsatz von Faserbeton als bei herkömmlich bewehrtem Beton benötigt. Der Grund hierfür ist, dass durch eine höhere Zahl an Verbindungsmittel der nachgiebige Verbund steifer wird und somit die Zugkraft im Betonquerschnitt verringert wird.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass eine Erhöhung der Faserbetonklasse sich nur sehr gering auf die Tragfähigkeit des Faserbetonquerschnitts auswirkt. Eine effektivere Methode, um Verbindungsmittel insbesondere Schrauben einzusparen, ist eine Reduktion bzw. Abstimmung der Dicke der Faserbetonschicht. Allerdings werden bei einer Verkleinerung der Schicht die Druckspannungen erhöht. Somit ist je nach Einsatz und gegebenen Randbedingungen zu entscheiden, welche Variante, ob Faserbeton oder bewehrter Beton einzusetzen ist. Vor allem bei Bauen im Bestand, bei sehr beengten Platzverhältnissen, wo es nicht möglich oder sehr schwierig ist Mattenbewehrung zu verlegen, ist Faserbeton als Alternative möglich.

6 Zusammenfassung

Die Ziele dieser Arbeit sind einerseits die Unterschiede bzw. Gemeinsamkeiten in der Berechnung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken in Österreich und Deutschland herauszufinden, andererseits die Betrachtung der Wirtschaftlichkeit von Holz-Faserbeton-Verbunddecken. Dazu wird zuallererst der Stand der Technik von Faserbeton und in weiterer Folge von Holz-Beton-Verbunddecken beschrieben. Anschließend erfolgt der theoretische Vergleich der ÖBV-Richtlinie „Faserbeton“ mit der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“. Auf Grund dessen fanden experimentelle Untersuchungen mit demselben Faserbeton statt. Einige Unterschiede, vor allem bei den Bemessungswerten wurden festgestellt. Daraufhin werden mit diesen Ergebnissen Berechnungen von Holz-Faserbeton-Verbunddecken durchgeführt, um herauszufinden wie groß diese Auswirkungen sind. Weiters werden Vergleiche mit normal bewehrtem Beton aufgestellt, daraus können die Vor- bzw. Nachteile von Faserbeton eruiert werden. Zusätzlich werden die Proben aus den experimentellen Untersuchungen näher analysiert, um einen möglichen Zusammenhang zwischen Faserverteilung und Nachrissbiegezugfestigkeit zu finden. In weiterer Folge werden die wichtigsten Ergebnisse aus den vorangegangenen Kapiteln kurz zusammengefasst und die Ziele evaluiert.

Der Fokus liegt bei allen Teilen dieser Arbeit auf Stahlfasern. Der Vorteil ist, dass sie als Ersatz für herkömmliche Bewehrung eingesetzt werden können. Bisherige Ergebnisse aus der Praxis beschreiben auch einen erfolgreichen Einsatz von Stahlfaserbeton beim Bauen im Bestand. Aus dem Vergleich der beiden Richtlinien ergibt sich folgendes: Beide Richtlinien beschreiben 4-Punkt-Biegeversuche an Biegebalken und auf Grund deren erfolgt die Einteilung in Klassen für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Danach erfolgt die Berechnung eines Bemessungswertes für die Nachrisszugfestigkeit, welcher bei der statischen Bemessung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken notwendig ist. Die größten Unterschiede bei der Versuchsanordnung sind die Abmessungen der Balken, unterschiedliche Auflagerabstände, Verformungsgeschwindigkeiten und die Datenaufzeichnung. Die Auswertungen unterscheiden sich durch eine andere Ermittlung der charakteristischen Werte der Nachrisszugfestigkeiten und in weiterer Folge in der Umrechnung zu Bemessungswerten der Nachrisszugfestigkeit. Außerdem berücksichtigen die beiden Richtlinien unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte, Geometriefaktoren und Beiwerte für Langzeiteinwirkungen.

Diese Differenzen werden anhand desselben Faserbetons gegenübergestellt, dabei wurde im Rahmen von Versuchen ermittelt, wie groß diese Unterschiede tatsächlich sind. Für die praktischen Versuche wurden insgesamt 24 Probekörper hergestellt. Jeweils die Hälfte davon wurden nach österreichischer bzw. deutscher Richtlinie geprüft. Die Daten wurden allesamt ausgewertet und verglichen. Dabei wird eine sehr große Streuung in der Größenordnung von 25 und 30% festgestellt, wobei die Streuung nach österreichischer Richtlinie um 5 % größer war. Das Ausmaß dieser Streuung ist bei Faserbeton allerdings vor allem bei kleinen Versuchen aufgrund der unterschiedlichsten Faserverteilung üblich. Durch die unterschiedlichen Auflagerabstände sind die Kräfte bei den österreichischen Versuchen größer, die Differenz bei der Maximalkraft betrug 30%, im Bereich nach der Maximalkraft nur 12-14%. Aufgrund dessen sind auch die charakteristischen Werte der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei der deutschen Richtlinie deutlich größer. Jedoch sind bei der Berechnung der Bemessungswerte für eine Holz-Faserbeton-Verbunddecke die Werte nach der deutschen Richtlinie geringer. Die Bemessungswerte der Tragfähigkeit, bezogen auf den Einsatz im Rahmen einer Verbunddecke, betragen $0,26 \text{ N/mm}^2$ bei der österreichischen und $0,22 \text{ N/mm}^2$ bei der deutschen Richtlinie. Daraus folgt, dass nach der deutschen Richtlinie mehr abgemindert wird und die deutsche Richtlinie auf der konservativeren Seite liegt. Für die Klassifizierung des Faserbetons ergab sich nach ÖBV-Richtlinie „Faserbeton“ die Faserbetonklasse G1/ T2 und nach der DAfStb-Richtlinie

„Stahlfaserbeton“ die Leistungsklassen L1-0,6/ L2-0,9. In beiden Fällen handelt es sich um den identen Faserbeton mit 25 kg/m^3 Stahlfasern.

Ausgehend von diesem Unterschied, wird mit Berechnungen an einer Dippelbaumdecke und Tramdecke jeweils mit Faserbeton als Aufbeton überprüft, ob diese Unterschiede auch hier vorhanden sind. Dazu werden die jeweiligen Bemessungsmodelle anhand einer Dippelbaumdecke aufgezeigt. Dabei erfolgt die Berechnung nach der österreichischen und deutschen Richtlinie. Sowohl bei einer beispielhaft berechneten Dippelbaumdecke als auch bei einer Tramdecke ergibt die Berechnung nach der deutschen Richtlinie eine leicht größere Ausnutzung. Der Unterschied von teilweise bis zu über 40 % bei den Bemessungswerten, ist bei der Berechnung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken nicht mehr vorhanden, hier beträgt er nur mehr bis zu 3 %.

Anschließend werden Vergleiche und Optimierungen an Holz-Faserbeton-Verbunddecken im Zuge von Berechnungen der Tragfähigkeit durchgeführt. Generell hat die Faserbetondicke einen großen Einfluss auf das vorhandene Moment im Faserbetonquerschnitt. Daher ist diese im jeweiligen Anwendungsfall so zu optimieren, dass eine möglichst geringe Verbindungsmittelanzahl notwendig wird. Die im Rahmen dieser Diplomarbeit durchgeführten Berechnungen ergeben in jedem Fall eine größere Anzahl von Schrauben bei Faserbeton als bei normal bewehrtem Beton. Daher sind für einen wirtschaftlichen Einsatz die Kosten von Schrauben und der Aufwand für die Verschraubungen mit den Kosten der Bewehrung, Bewehrungstransport und Bewehrungsverlegung zu vergleichen.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass Stahlfaserbeton eine gute Alternative zu bewehrtem Beton, vor allem bei der Altbausanierung im Bereich von Dachgeschossausbauten und beengten Platzverhältnissen, darstellt. Abhängig von den örtlichen Gegebenheiten ist abzuschätzen, ob ein höherer Schraubenbedarf den Wegfall der Bewehrung wirtschaftlich rechtfertigt. Außerdem muss geprüft werden, ob ein Einsatz von Stahlfaserbeton abhängig von der Traglast, Spannweite und Höhe der Holzbalken überhaupt möglich ist. Schließlich hat der planende Ingenieur von Fall zu Fall zu entscheiden, welche Variante am besten ist.

Neben der Frage der Wirtschaftlichkeit von Faserbeton beim Einsatz von Holz-Faserbeton-Verbunddecken, wird nun auf die unterschiedlichen Richtlinien eingegangen. Dabei ist der Unterschied in der Berechnung von Holz-Faserbeton-Verbunddecken sehr gering. Dies gilt sowohl für das Berechnungsmodell von Faserbeton als auch für die Nachweise der Tragfähigkeit. Die größten Unterschiede befinden sich in den Richtlinien vor allem in der Klasseneinteilung. Anhand desselben Faserbetons entstehen sehr unterschiedliche Werte für die Nachrisszugfestigkeit. Dabei ist die deutsche Richtlinie auf der sichereren Seite. Ein Faserbeton, der nach der österreichischen Richtlinie geprüft wird, kann somit, aufgrund der hier erhaltenen Ergebnisse, nach der deutschen Richtlinie berechnet werden. Die Ergebnisse liegen dabei auf der sicheren, aber eher unwirtschaftlichen Seite. Umgekehrt ist diese Vorgehensweise nicht möglich.

In dieser Diplomarbeit wird nur ein Faserbeton mit 25 kg/m^3 Stahlfasern geprüft. In weiterer Folge ist die Frage, wie groß die Unterschiede der beiden Richtlinien mit einem Fasergehalt von 20 oder 30 kg/m^3 sind. Auch die Verbindungsmittelanzahl bei herkömmlich bewehrtem Beton und Faserbeton wird exemplarisch für zwei spezifische Decken betrachtet, daher wäre die Frage, wie sich zum Beispiel andere Spannweiten auf die Anzahl auswirken. Weitere Forschungsfragen zu diesem Thema wären, wie sich die Kombination von Kunststoffasern mit Stahlfasern hinsichtlich Tragfähigkeit und Schwindverhalten auswirkt. Auch ein Einsatz von Stahlfasern in Leichtbeton wäre eine sinnvolle Möglichkeit beim Einsatz in Holz-Faserbeton-Verbundkonstruktionen, um das Deckeneigengewicht zu senken. Um die Berechnungen von Holz-Faserbeton-Verbunddecken zu überprüfen, wären in weiterer Folge sowohl Faserbetonversuche als auch Versuche an Holz-Faserbeton-Verbunddecken mit demselben Faserbeton sinnvoll. Somit wäre eine Klassifikation des Faserbetons nach österreichischer und deutscher Richtlinie vorhanden und die Auswirkungen in der Traglast der Verbunddecke sichtbar.

Abkürzungsverzeichnis

CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HBV	Holz-Beton-Verbund
HPC	High performance concrete
ÖBV	Österreichische Bautechnik Vereinigung
PP	Polypropylen

Formelzeichen

Große lateinische Buchstaben:

$A_{0,50-3mm}$	Fläche unter der Versuchskurve zwischen 0,5 und 3,0 mm gemäß Abbildung 3.2 nach ÖBV-Richtlinie
A_B	Querschnittsfläche Faserbeton
A_H	Querschnittsfläche Holz
$C_{l,slD}$	Steifigkeitsbeiwert Schwinden
$C_{p,slD}$	Lastfaktor für Schwinden
E_B	Elastizitätsmodul Faserbeton
E_H	Elastizitätsmodul Holz
$EI_{eff,ULS}$	effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts beim Nachweis der Tragfähigkeit
$EI_{eff,SLS}$	effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
F_f	Zugkraft im Faserbeton
F_c	Druckkraft im Faserbeton
I_B	Flächenträgheitsmoment Faserbeton
I_H	Flächenträgheitsmoment Holz
K_{ser}	Verschiebesteifigkeit
K_u	Federsteifigkeit
$Lf_{cfm,L1}^f$	Mittelwert der logarithmierten Einzelergebnisse in Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$Lf_{cfm,L2}^f$	Mittelwert der logarithmierten Einzelergebnisse in Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
L_s	Standardabweichung nach DAfStb-Richtlinie
M_B	Moment im Betonquerschnitt
M_H	Moment im Holzquerschnitt
M_{Rd}	Aufnehmbares Moment im Faserbeton
N_B	Normalkraft im Betonquerschnitt
N_H	Normalkraft im Holzquerschnitt
$P_{0,50}$	Kraft bei einer Durchbiegung von 0,5 mm
$P_{3,0}$	Kraft bei einer Durchbiegung von 3,0 mm
$P_{3,5}$	Kraft bei einer Durchbiegung von 3,5 mm
$P_{0,50-3mm}$	Kraft ermittelt aus $A_{0,50-3mm}$ und der Länge der Probe nach ÖBV-Richtlinie
P_{fp}	maximale Last beim Erstriss nach ÖBV-Richtlinie
P_{max}	maximale Last beim Erstriss
T_d	Schubkraft pro Verbindungsmittel
T_{Rd}	Schubtragfähigkeit Verbindungsmittel

Kleine lateinische Buchstaben

a_1	Abstand zwischen Schwerpunkt des Holzquerschnittes und Schwerpunkt der Verbunddecke
a_2	Abstand zwischen Schwerpunkt des Betonschnittes und Schwerpunkt der Verbunddecke
b_F	mitwirkende Breite im Rahme des Steifigkeitskriteriums

f_1	erste Eigenfrequenz
$f_{cf1k,L1}^f$	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit in Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{cf1k,L2}^f$	charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit in Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{cf1m,L1}^f$	mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit in Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{cf1m,L2}^f$	mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit in Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ct0,L1}^f$	Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ct0,L2}^f$	Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ctd,L1}^f$	Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit für Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ctd,L2}^f$	Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit für Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ctR,L1}^f$	Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 1 nach DAfStb-Richtlinie
$f_{ctR,L2}^f$	Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 2 nach DAfStb-Richtlinie
f_{eqks}	charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach ÖBV-Richtlinie
f_{eqku}	charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit beim Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV-Richtlinie
f_{eqms}	mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach ÖBV-Richtlinie
f_{eqmu}	mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit beim Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV-Richtlinie
f_{fds}	Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach ÖBV-Richtlinie
f_{fdu}	Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit beim Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV-Richtlinie
f_{fks}	charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach ÖBV-Richtlinie
f_{fku}	charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit beim Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV-Richtlinie
$f_{ft,fl}$	Biegezugfestigkeit einer einzelnen Probe nach ÖBV-Richtlinie
$f_{ftd,fl}$	Bemessungswert der Biegezugfestigkeit nach ÖBV-Richtlinie
$f_{ftk,fl}$	charakteristische Biegezugfestigkeit nach ÖBV-Richtlinie
$f_{ftm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit nach ÖBV-Richtlinie
$f_{m,y,d}$	Bemessungswert der Biegefestigkeit im Holz
$f_{t,0,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit im Holz
$f_{v,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit im Holz
k_s	Fraktilefaktor nach DAfStb-Richtlinie
p_{sID}	fiktive Ersatzlast für Schwinden
s	effektiver Schraubenabstand

t_d	maximaler Schubfluss in der Verbundfuge
w_{inst}	elastische Anfangsdurchbiegung
w_{stat}	größte vertikale Anfangsdurchbiegung
x	Druckzonenhöhe im Faserbeton

Griechische Buchstaben:

α_c^f	Beiwert für Langzeiteinwirkungen nach DAfStb-Richtlinie
β_{L1}	Beiwert zur Ermittlung des Grundwertes der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 1
β_{L2}	Beiwert zur Ermittlung des Grundwertes der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Leistungsklasse 2
γ_1	Abminderungsfaktor im Rahmen des γ -Verfahrens
γ_2	Abminderungsfaktor im Rahmen des γ -Verfahrens
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert nach ÖBV-Richtlinie
γ_{ct}^f	Teilsicherheitsbeiwert nach DAfStb-Richtlinie
$\Delta\varepsilon_{sID}$	Differenzenschwindmaß
ε_c	Druckstauchung im Faserbeton
ε_t	Zugdehnung im Faserbeton
η	Faktor zur Berücksichtigung der Bauteilgeometrie nach ÖBV-Richtlinie
κ_F^f	Faktor zur Berücksichtigung der Faserorientierung nach DAfStb-Richtlinie
κ_G^f	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteilgröße auf den Variationskoeffizienten nach DAfStb-Richtlinie
$\sigma_{B,o}$	Längsspannung im Betonquerschnitt oben
$\sigma_{B,u}$	Längsspannung im Betonquerschnitt unten
$\sigma_{H,o}$	Längsspannung im Holzquerschnitt oben
$\sigma_{H,u}$	Längsspannung im Holzquerschnitt unten
$\sigma_{m,B}$	Normalspannung im Betonquerschnitt
$\sigma_{m,H}$	Normalspannung im Holzquerschnitt
$\sigma_{n,B}$	Normalspannung im Betonquerschnitt
$\sigma_{n,H}$	Normalspannung im Holzquerschnitt
$\tau_{xz,H}$	größte Schubspannung im Holzquerschnitt

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Faserbeton mit räumlich verteilten Fasern	9
Abbildung 2.2: Gerade Stahldrahtfaser inkl. Abmessungen.....	10
Abbildung 2.3: Gewellte Stahldrahtfaser inkl. Abmessungen	11
Abbildung 2.4: Stahldrahtfaser mit Endverankerungen.....	11
Abbildung 2.5: Stahldrahtfaser mit gestauchten Endverankerungen.....	11
Abbildung 2.6: Glasfasern [11].....	13
Abbildung 2.7: Kunststofffasern [13]	13
Abbildung 2.8: Einfluss des Größtkorns auf die Faserverteilung und Verarbeitbarkeit.....	14
Abbildung 2.9: Einfluss des Fasergehalts auf die Druckfestigkeit nach [6].....	18
Abbildung 2.10: (links): qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm Stahlfaserbeton (softening behaviour), (rechts): qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm Stahlfaserbeton (hardening behaviour) nach [20].....	18
Abbildung 2.11: qualitatives Kraft-Verformungs-Diagramm von Beton ohne Bewehrung	19
Abbildung 2.12: Kritischer Fasergehalt (qualitativ) nach [6].....	19
Abbildung 2.13: 3-Punkt-Biegeversuch zur Messung des CMOD nach [20].....	20
Abbildung 2.14: Schwindring nach [3].....	22
Abbildung 3.1: Versuchsdurchführung Österreich nach [3]	25
Abbildung 3.2: Versuchsdiagramm für die Nachweise Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach [3]	27
Abbildung 3.3: Herleitung äquivalente Biegezugfestigkeit	28
Abbildung 3.4: Versuchsdurchführung Deutschland nach [2]	31
Abbildung 3.5: Last-Durchbiegungsdiagramm für die Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit nach [2]	32
Abbildung 4.1: Abgeschlossene Faserbetonprüfung nach DAfStb-Richtlinie	38
Abbildung 4.2: Auswertung des Kraft-Durchbiegungsdiagramm Probe K8	39
Abbildung 4.3: Ausschnitt aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm Probe K8 mit interpolierten Punkten	40
Abbildung 4.4: Ausschnitt aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm Probe K8, Punktdiagramm ..	40
Abbildung 4.5: Vergleich der geglätteten Kurve (rot) mit den Rohdaten (grau)	41
Abbildung 4.6: Vergleich aller Versuche nach ÖBV-Richtlinie	42
Abbildung 4.7: Vergleich aller Versuche nach DAfStb-Richtlinie.....	44
Abbildung 4.8: Rissbild nach der Druckprüfung.....	51
Abbildung 4.9: Beispiel der markierten Faserverteilung in der Bruchfläche	52
Abbildung 4.10: Gesamtzahl an Fasern verglichen mit der Maximalkraft beim Erstriss (Probekörper ÖBV)	54
Abbildung 4.11: Faseranzahl verglichen mit dem maßgebenden Wert der Tragsicherheit (ÖBV Probekörper)	54
Abbildung 4.12: Faseranzahl verglichen mit dem maßgebenden Wert der Tragsicherheit (ÖBV Probekörper)	55

Abbildung 4.13: Gesamtzahl an Fasern verglichen mit der Maximalkraft beim Erstriss (Probekörper DAFStb).....	56
Abbildung 4.14: Faseranzahl verglichen mit maßgebendem Wert der Tragsicherheit (DafStb Probekörper).....	56
Abbildung 4.15: Faseranzahl verglichen mit maßgebendem Wert der Tragsicherheit (DafStb Probekörper).....	57
Abbildung 5.1: Verbundquerschnitt mit qualitativer Spannungsverteilung [34].....	59
Abbildung 5.2: schematischer Querschnitt einer HBV-Rippendecke.....	60
Abbildung 5.3: schematischer Querschnitt einer HBV-Balkendecke.....	61
Abbildung 5.4: schematischer Querschnitt einer HBV-Kastendecke.....	61
Abbildung 5.5: schematischer Querschnitt einer HBV-Plattendecke.....	62
Abbildung 5.6: schematische Darstellung unterschiedlicher Spannungsverteilungen bei HBV-Decken [41].....	63
Abbildung 5.7: Querschnittsabmessungen und Biegespannungen bei Verwendung des γ -Verfahren [44].....	65
Abbildung 5.8: Trägersystem nach dem Schubanalogieverfahren [45].....	65
Abbildung 5.9: Beispiel Stabwerkmodell [42].....	66
Abbildung 5.10: Abmessungen der Dippelbaumdecke (Maße in mm).....	68
Abbildung 5.11: Skizze zu den Anordnungen der Verbindungsmittel.....	68
Abbildung 5.12: Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Kräftegleichgewicht nach [47].....	72
Abbildung 5.13: Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie für den Nachweis der Tragsicherheit nach ÖBV [3].....	79
Abbildung 5.14: Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich nach DAFStb [2].....	80
Abbildung 5.15: Spannungs-Dehnungs-Diagramm und Kräftegleichgewicht.....	81
Abbildung 5.16: Abmessungen der Tramdecke.....	82
Abbildung A.1: Herstellung der Schalung.....	99
Abbildung A.2: Vorbereitete fertige Schalungen.....	99
Abbildung A.3: Befüllen der Schalungen mit Faserbeton.....	100
Abbildung A.4: Verdichten des Probekörpers auf einem Rütteltisch.....	100
Abbildung A.5: Mit Faserbeton gefüllte Schalungen.....	101
Abbildung A.6: Mit Folie bedeckte geschalte Prüfkörper.....	101
Abbildung A.7: Lagerung der Faserbetonkörper im Wasserbad.....	102
Abbildung A.8: Temperaturverlauf während der Lagerung der Faserbetonkörper.....	102
Abbildung B.1: Prüfmaschine Zwick Roell Z400.....	104
Abbildung B.2: Faserbetonprüfung mit Messeinrichtung und Auflagern.....	105
Abbildung B.3: Prüfung der Würfeldruckfestigkeit.....	106
Abbildung C.1: Rohdaten der Probe K2.....	107
Abbildung C.2: Rohdaten der Probe K3.....	107
Abbildung C.3: Rohdaten der Probe K4.....	108
Abbildung C.4: Rohdaten der Probe K5.....	108
Abbildung C.5: Rohdaten der Probe K6.....	108

Abbildung C.6: Rohdaten der Probe K7	109
Abbildung C.7: Rohdaten der Probe K8	109
Abbildung C.8: Rohdaten der Probe K9	109
Abbildung C.9: Rohdaten der Probe K10	110
Abbildung C.10: Rohdaten der Probe K11	110
Abbildung C.11: Rohdaten der Probe G1	110
Abbildung C.12: Rohdaten der Probe G2	111
Abbildung C.13: Rohdaten der Probe G3	111
Abbildung C.14: Rohdaten der Probe G4	111
Abbildung C.15: Rohdaten der Probe G5	112
Abbildung C.16: Rohdaten der Probe G6	112
Abbildung C.17: Rohdaten der Probe G7	112
Abbildung C.18: Rohdaten der Probe G8	113
Abbildung C.19: Rohdaten der Probe G9	113
Abbildung C.20: Rohdaten der Probe G10	113
Abbildung C.21: Rohdaten der Probe G11	114
Abbildung C.22: Rohdaten der Probe G12	114
Abbildung E.1: Querkraftdeckungslinie	118
Abbildung F.1: Querkraftdeckungslinie	122

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Dosierung bei Faserbeton [10].....	15
Tabelle 3.1: Einteilung der Biegezugfestigkeitsklassen nach [3].....	25
Tabelle 3.2: Bestimmung des Schwellenwertes gemäß Anhang 4 nach [3]	26
Tabelle 3.3: Einteilung der Faserbetonklassen T (Tragsicherheit) nach [3].....	26
Tabelle 3.4: Einteilung der Faserbetonklassen G (Gebrauchstauglichkeit) nach [3].....	27
Tabelle 3.5: Fraktilefaktor k_s nach [2]	33
Tabelle 3.6: Leistungsklassen 1 und 2 nach [2].....	33
Tabelle 3.7: Unterschied ÖBV-Richtlinie Faserbeton und DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton in Bezug auf die Nachrisszugfestigkeit	35
Tabelle 3.8: Auflistung weiterer ausgewählter Regelwerke zu Faserbeton nach [19]	36
Tabelle 4.1: Zeitplan Versuchsdurchführung.....	37
Tabelle 4.2: Kenngrößen zu den Versuchen nach ÖBV-Richtlinie.....	42
Tabelle 4.3: Auswertung nach ÖBV-Richtlinie	43
Tabelle 4.4: Kenngrößen zu den Versuchen nach DAfStb-Richtlinie.....	44
Tabelle 4.5: Auswertung nach DAfStb-Richtlinie.....	45
Tabelle 4.6: Vergleich der wesentlichen Ergebnisse der beiden Richtlinien.....	47
Tabelle 4.7: Auswertung der größeren Probekörper nach ÖBV-Richtlinie	49
Tabelle 4.8: Auswertung der kleineren Probekörper nach DAfStb-Richtlinie	50
Tabelle 4.9: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung	52
Tabelle 4.10: Kennwerte und Faseranzahl der Prüfkörper nach ÖBV-Richtlinie	53
Tabelle 4.11: Kennwerte und Faseranzahl der Prüfkörper nach DAfStb-Richtlinie	55
Tabelle 5.1: Materialparameter für die Berechnung der Holz-Faserbeton-Verbunddecke.....	69
Tabelle 5.2: Übersicht über Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise einer beispielhaften Dippelbaumdecke mit Aufbeton.....	77
Tabelle 5.3: Übersicht über Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise einer beispielhaften Tramdecke mit Aufbeton.....	83
Tabelle 5.4: Übersicht über Optimierungsmaßnahmen bei einer Dippelbaumdecke.....	84

Literaturverzeichnis

- [1] ÖNORM EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe: 2019-06-01.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*, Bochum 2014.
- [3] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, *Richtlinie: Faserbeton*, Wien 2008.
- [4] Gruber, E., Gutmann, R., Huber, M., Oberhuemer L.: *Leistbaren Wohnraum schaffen – Stadt weiter bauen*, Wien 2018, S.66
- [5] Zahirovic, S.: *Zum Tragverhalten von Furnierschichtholz-Faserbeton-Verbunddecken*, Wien, 2019.
- [6] Holschemacher, K. et al.: *Grundlagen des Faserbetons*. In: *Betonkalender 2011, Teil 2*, Ernst & Sohn, Berlin 2011.
- [7] Wietek, B.: *Beton – Stahlbeton - Faserbeton*, Eigenschaften und Unterschiede, Springer Vieweg, Sistrans 2019.
- [8] ÖNORM EN 14889-1: *Fasern für Beton – Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität*; Deutsche Fassung EN 14889-1:2006.
- [9] Verband deutscher Stahlfaserhersteller e.V.: *Technisches Merkblatt „Stahlfaserbeton – Stahlfasertypen“*.
- [10] Wietek, B.: *Faserbeton im Bauwesen*. Springer Vieweg, 3.Auflage, Sistrans, 2020.
- [11] *Glasfaser*, Wikimedia Commons, verfügbar unter https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Fibra_de_vidrio.jpg [Zugriff am 10.02.2021, 14:58].
- [12] ÖNORM EN 14889-2: *Fasern für Beton – Teil 1: Polymerfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität*; Deutsche Fassung EN 14889-1:2006.
- [13] *Kunststofffasern*, Wikimedia Commons, verfügbar unter <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:BW-Kunststofffasern.pdf?uselang=de#mw-jump-to-license> [Zugriff am 11.02.2021, 13:50].
- [14] *Faserbeton*, Holcim (Schweiz) AG, verfügbar unter <https://www.holcimpartner.ch/de/betonpraxis/faserbeton> [Zugriff am 15.02.2021, 10:31].
- [15] Kalifa, P., Chéné, G., Gallé, C.: *High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. From spalling to microstructure*, *Cement and Concrete Research* 31 (2001), S. 1487– 1499.
- [16] Müller, H., Reinhardt, H.: *Beton*. In *Beton-Kalender 2010: Brücken – Betonbau im Wasser*, Ernst & Sohn, Berlin 2010.
- [17] Destrée, X., Krasnikovs, A., Wolf, S.: *Fire Resistance of Steel Fibre Reinforced Concrete Elevated Suspended Slabs: ISO Fire Tests and Conclusions for Design*. In *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations*, RILEM-fib International Symposium on FRC (BEFIB) in 2020.
- [18] Pfy, T.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2003.
- [19] Falkner, H., Grunert J.: *Faserbeton*. In: *Betonkalender 2011, Teil 2*, Ernst & Sohn, Berlin 2011.

- [20] International Federation for Structural Concrete (fib): *Model Code 2010 – First complete draft*, Volume 1, Lausanne, 2010.
- [21] Empelmann, M., Teutsch, M., Wichers, M.: *Baukonstruktionen aus Faserbeton*. In: *Betonkalender 2011*, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin 2011.
- [22] *The fib Model Code for Concrete Structures*, verfügbar unter: <https://www.fib-international.org/publications/model-codes.html> [Zugriff am 22.03.2021 11:30].
- [23] ÖNORM EN 14651: *Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)*; Deutsche Fassung EN 14651:2005+A1:2007
- [24] di Prisco, M., Colombo, M., Dozio, D.: *Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation*. In *Structural Concrete 14* (2013), No. 4, Ernst & Sohn, Berlin 2013.
- [25] American Concrete Institut: *Report on the Physical Properties and Durability of Fiber-Reinforced Concrete*, Farmington Hills USA, 2010.
- [26] ONR 23303: *Prüfverfahren Beton (PVB) Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, Ausgabe 01.09.2010.
- [27] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Stahlfaserbeton*, Berlin 2010.
- [28] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
- [29] *Chi siamo*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, verfügbar unter <https://www.cnr.it/it/chi-siamo> [Zugriff am 03.09.2021 15:00]
- [30] NATIONAL RESEARCH COUNCIL: *Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures*, Rome, 2007. Verfügbar unter: <https://www.cnr.it/en/node/2640> [Zugriff am 01.09.2021 18:00]
- [31] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: *SIA 162/6 Stahlfaserbeton*, Zürich, 1999. Verfügbar unter: http://www.webnorm.ch/normenwerk/ingenieur/162-6_1999_d/D/Product [Zugriff am 03.09.2021 16:30]
- [32] ÖNORM EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton, Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*; Ausgabe: 15.11.2019.
- [33] ÖNORM B 4710-1: *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität, Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton*; Ausgabe 01.01.2018.
- [34] Bölskey, E., Billes, M.: *Holz-Beton-Verbunddecke: Baupraktische Bemessung nach Faserbeton-Richtlinie*, Wien, 2006.
- [35] Bathon, L., Bletz, O.: *Holz-Beton-Verbunddecken im Neubau – Aktueller Stand der Technik*, Wiesbaden, 2009.
- [36] Timber Composite Technology: *HBV-System/ HBV-Decken*, verfügbar unter: <https://ticomtec.de/hbv-systeme/hbv-decken/> [Zugriff am 14.09.2021 10:45]
- [37] Neuhaus, H.: *Ingenieurholzbau Grundlagen-Bemessung-Nachweise-Beispiele*, Springer Vieweg, 4.Auflage, Münster, 2017.
- [38] ÖNORM EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*; Ausgabe: 01.06.2016.
- [39] ÖNORM EN 14080: *Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen*; Ausgabe: 01.08.2013.

- [40] ÖNORM EN 14374 Entwurf: *Holzbauwerke – Furnierschichtholz (LVL) – Anforderungen*; Ausgabe: 15.06.2015.
- [41] Holschemacher, K., Klotz, S., Köhler, S.: *Verbunddecken aus Stahlfaserbeton und Holz*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2004.
- [42] Rautenstrauch, K. et al.: *Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken*, 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, 2003.
- [43] ONR CEN/TS 19103: Eurocode 5: *Bemessung und Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*; Ausgabe: 01.05.2021.
- [44] ÖNORM B 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, Ausgabe: 2019-06-01.
- [45] Michelfelder, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2006.
- [46] Institut für Kunstgeschichte, Bauforschung und Denkmalpflege: Kapitel 03, *Decken im Bestand*, 2017. Verfügbar unter: http://denkmalpflege.tuwien.ac.at/wp-content/uploads/2017/05/17_Denkmal_03_Decken-im-BestandTeil1.pdf [Zugriff am 17.09.2021 11:00]
- [47] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, *Richtlinie: Holz-Beton-Verbunddecke*, Wien 2019.
- [48] Österreichisches Institut für Bautechnik: *Europäische Technische Bewertung ETA-18/1144*, 28.02.2019.
- [49] Schänzlin, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Stuttgart 2013.
- [50] Küchlin, D., Hersel, O.: *Betontechnische Daten*, HeidelberCement AG, Ausgabe 2017.
- [51] Schneider, K.: *Bautabellen für Ingenieure*, 23. Auflage, Köln, 2018.
- [52] prEN 1992-1-1 Anhang L: *Tragwerke aus Stahlfaserbeton*, Ausgabe 2021.

Anhang A - Dokumentation zur Probekörperherstellung

Herstellung der Schalung

Die Schalungen wurden am 21.04.2021 hergestellt bzw. zusammengeschaubt. Verwendet wurden 3-schicht Schalungsplatten aus Fichte mit einer Stärke von 27 mm. Vor der Betonage wurden die Schalungen mit Schalöl bestrichen. In Abbildung A.1 ist die Herstellung der Schalungen bzw. eine fertige Schalung nach ÖBV-Richtlinie zu sehen.



Abbildung A.1: Herstellung der Schalung

Anschließend wurden die fertigen Schalungen auf Paletten geschichtet und für die Betonage vorbereitet (siehe Abbildung A.2).



Abbildung A.2: Vorbereitete fertige Schalungen

Betonieren der Prüfbalken

Das Betonieren erfolgte am 28.04.2021 gegen 13:00. Geliefert wurde der Faserbeton im Betonmischer, der bestellte Faserbeton ist ein *C25/30 XC1 GK8 F52* mit einem Fasergehalt von 25 kg/m^3 . Vom Fahrnischer wurde der frische Faserbeton in einen größeren Behälter umgefüllt und anschließend mit einem Mörtelschöpfer in die Schalungen eingefüllt (siehe Abbildung A.3). Danach wurde der Beton samt Schalung auf einem Rütteltisch verdichtet (siehe Abbildung A.4) und die Oberfläche mit einer Kelle abgezogen.



Abbildung A.3: Befüllen der Schalungen mit Faserbeton



Abbildung A.4: Verdichten des Probekörpers auf einem Rütteltisch

Betoniert wurde bei einer Temperatur von $14,8 \text{ }^\circ\text{C}$ und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60% . Nach dem Betonieren wurden alle Prüfkörper mit einer Folie abgedeckt und 44 Stunden bis zum Ausschalen gelagert. In Abbildung A.5 sind die befüllten Schalungen und in Abbildung A.6 die Schalungen mit Folie bedeckt dargestellt.



Abbildung A.5: Mit Faserbeton gefüllte Schalungen



Abbildung A.6: Mit Folie bedeckte geschalte Prüfkörper

Zusätzlich wurde die Temperatur bei der Lagerung aufgezeichnet. Die Temperatur wurde mit Hilfe des Temperatursensor *DS18B20* gemessen. Die Messtoleranz beträgt laut Datenblatt $\pm 0,5$ °C. Laut Richtlinien sollte die Temperatur 20 ± 2 °C nach ÖBV und 20 ± 5 °C nach DAfStb betragen. Da die Lagerung in einem Zelt erfolgte, waren die Probekörper zwar vor Witterung geschützt, die Temperatur betrug jedoch in diesen zwei Tagen im Mittel 10 °C, wobei die maximale Temperatur 15 °C und die minimale 2,5 °C betrug. Die Lagerung, betreffend der Temperatur, erfolgte zwar nicht nach Norm, allerdings war die Lagerung bei allen Probekörpern gleich. Somit ist ein Vergleich der beiden Richtlinien möglich.

Ausschalen und Lagerung im Wasserbad

Am 30.04.2021 um 09:00 vormittags erfolgte die Ausschalung der Prüfkörper und die anschließende Lagerung im Wasserbad, wie in Abbildung A.7 dargestellt. Gelagert wurden die Faserbetonproben im Innenraum.



Abbildung A.7: Lagerung der Faserbetonkörper im Wasserbad

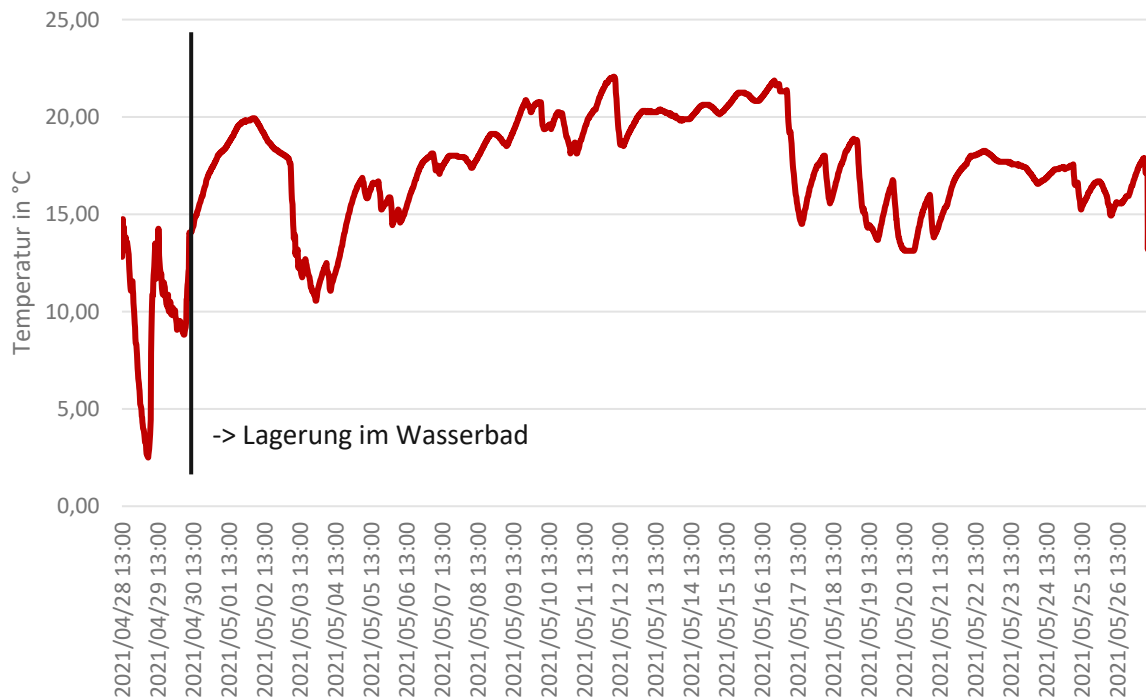


Abbildung A.8: Temperaturverlauf während der Lagerung der Faserbetonkörper

Die Lagerung erfolgte bei einem Temperaturmittelwert von 18 °C, was beiden Lagerungsbedingungen der Richtlinien entspricht. Die maximale Temperatur betrug 22,5 °C, die minimale 11 °C, wobei dieser Wert nur an 2 Tagen erreicht wurde. In der vorhergehenden Abbildung A.8 ist der Temperaturverlauf während der Lagerung dargestellt, zu beachten ist, dass hier auch die Lagerung vor dem Ausschalen eingezeichnet ist. Der Temperaturbereich von 15 – 20 °C nach DAfStb-Richtlinie ist fast überall eingehalten, der etwas strenger definierte Bereich nach der ÖBV-Richtlinie wird nicht überall eingehalten.

Anhang B - Beschreibung der Versuchsdurchführung

Nach der Wasserlagerung und der gesamten Zeit von 29 Tagen zum Aushärten wurden alle Prüfkörper auf einmal aus dem Wasserbad entnommen und einzeln auf Paletten gelagert. Anschließend erfolgten Vorbereitungsarbeiten für die Prüfdurchführung, die Prüfung selbst dauerte zwei Tage, vom 27.05. – 28.05.2021. Die verwendete Prüfmaschine ist vom Hersteller Zwick Roell Z400 und besitzt die nach ÖBV- und DAfStb-Richtlinien geforderte Güteklasse 1 nach DIN EN ISO 7500-1- 2018. In der nachfolgenden Abbildung B.1 ist die Prüfmaschine mit dem Faserbetonbiegebalken samt zugehöriger Messeinrichtung dargestellt.



Abbildung B.1: Prüfmaschine Zwick Roell Z400

Für die Messung und Steuerung der Durchbiegung wurden 5 cm vom Rand entfernt (entspricht über den Auflagern bei der Prüfung) Löcher gebohrt und Gewindestangen eingeklebt. An diesen wurde ein Hohlprofil aus Aluminium, das über ein Langloch besitzt, welches die freie Beweglichkeit über dem Auflager gewährleisten soll, befestigt. Weiters wurde in der Mitte des Faserbetonbalkens ein Winkel angeschraubt, der als Auflager für die Wegaufnahme diente. Eine Befestigung mittels Klebung funktionierte auf der rauen Oberfläche nicht. Daher ist auch die erste Prüfung fehlgeschlagen, da sich der Winkel während der Prüfung löste. Das Hohlprofil aus

Aluminium, welches als Messlineal diente, hatte für den Winkel eine ausreichend große Aussparung. Die Wegaufnehmer wurden auf dem Lineal mittels Winkel und eigens konstruierter Halterung festgemacht. Auf ausreichend Platz zwischen Wegaufnehmer und Druckstempel wurde bei allen Versuchen geachtet. In der Abbildung B.2 sind der Aufbau der Messeinrichtung und die Auflager aus Stahl ersichtlich.

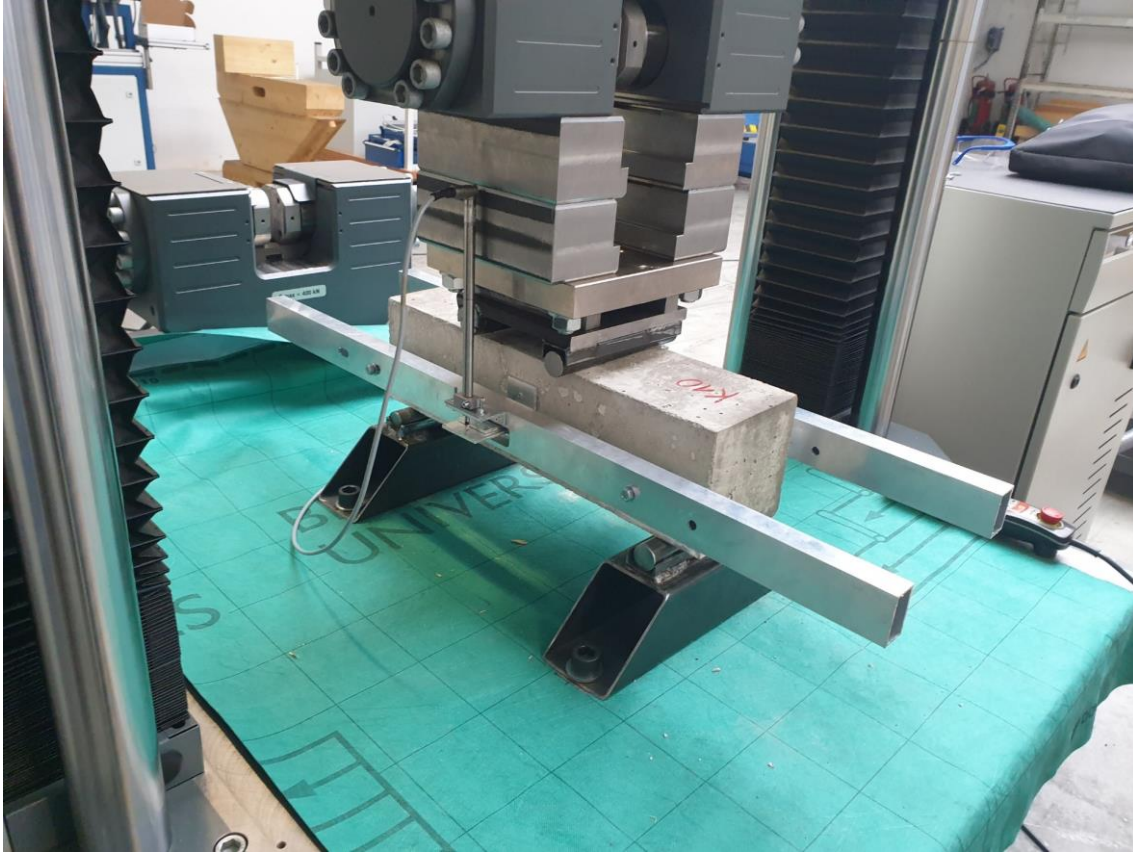


Abbildung B.2: Faserbetonprüfung mit Messeinrichtung und Auflagern

Als Auflager wurden Rundstähle mit einem Durchmesser von 30 mm verwendet. Jeweils eine Rolle am Auflager bzw. bei den Lasteinleitungspunkten war frei beweglich in Balkenlängsrichtung.

Weiters wurden Druckfestigkeitsprüfungen an dem Faserbeton durchgeführt. Insgesamt wurden vier Würfelproben mit den Abmessungen 150 x 150 x 150 mm hergestellt und nach 32 Tagen geprüft. Die Lagerung erfolgte wie bei den Biegebalken, nach dem Betonieren wurden sie unmittelbar mit einer Folie abgedeckt und danach folgte eine Wasserlagerung von 26 Tagen und schließlich eine Lagerung an der Luft von 4 Tagen. Die Proben wurden beschriftet und der Reihe nach in der Druckprüfmaschine geprüft. Die maximale Kraft wurde aufgezeichnet und dokumentiert. Die Prüfmaschine bei der Versuchsdurchführung ist in Abbildung B.3 dargestellt.



Abbildung B.3: Prüfung der Würfeldruckfestigkeit

Anhang C - Darstellung der Versuchsergebnisse

Nachfolgend werden die Diagramme der Rohdaten der Prüfungen zu Kapitel 4.2 dargestellt. Dabei sind in Grau die Rohdaten und in Rot die geglättete Linie dargestellt.

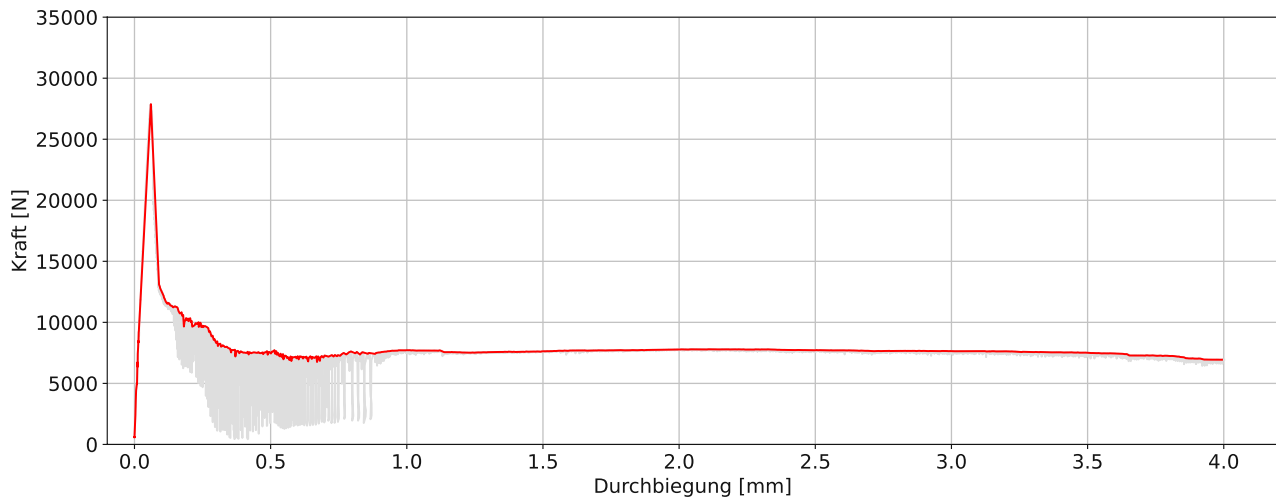


Abbildung C.1: Rohdaten der Probe K2

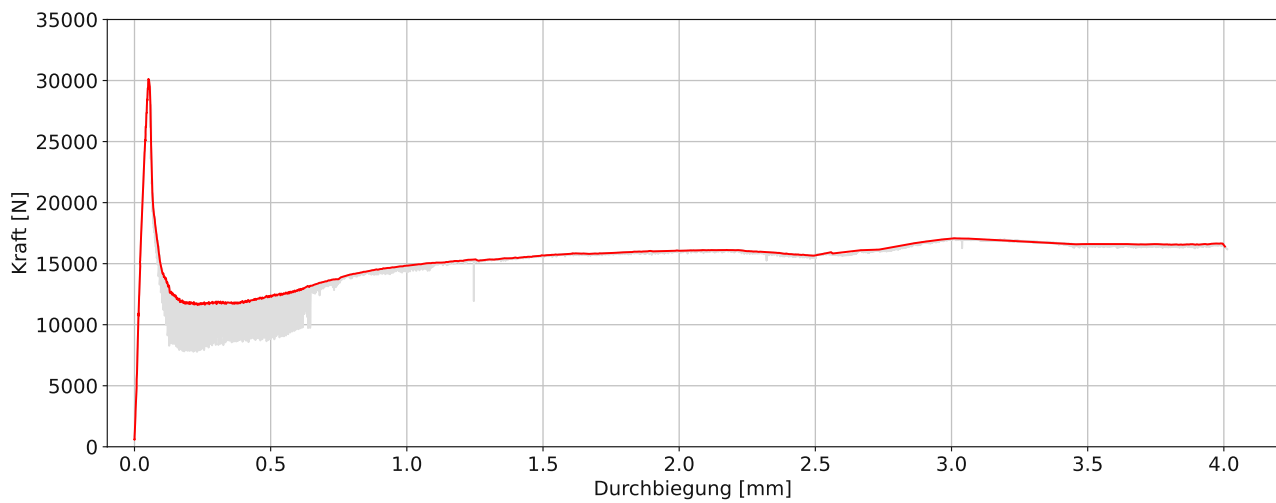


Abbildung C.2: Rohdaten der Probe K3

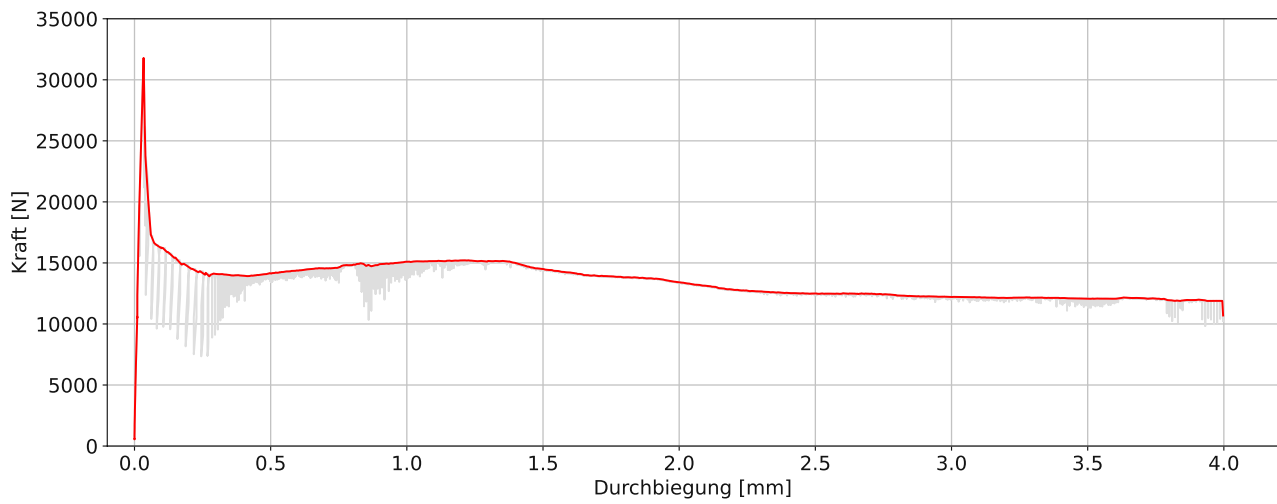


Abbildung C.3: Rohdaten der Probe K4

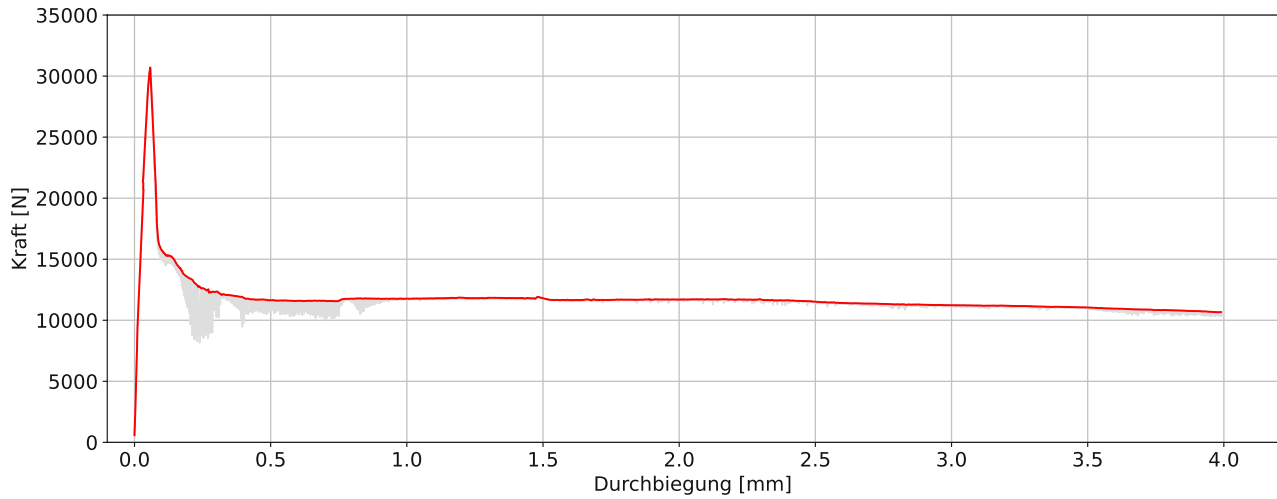


Abbildung C.4: Rohdaten der Probe K5

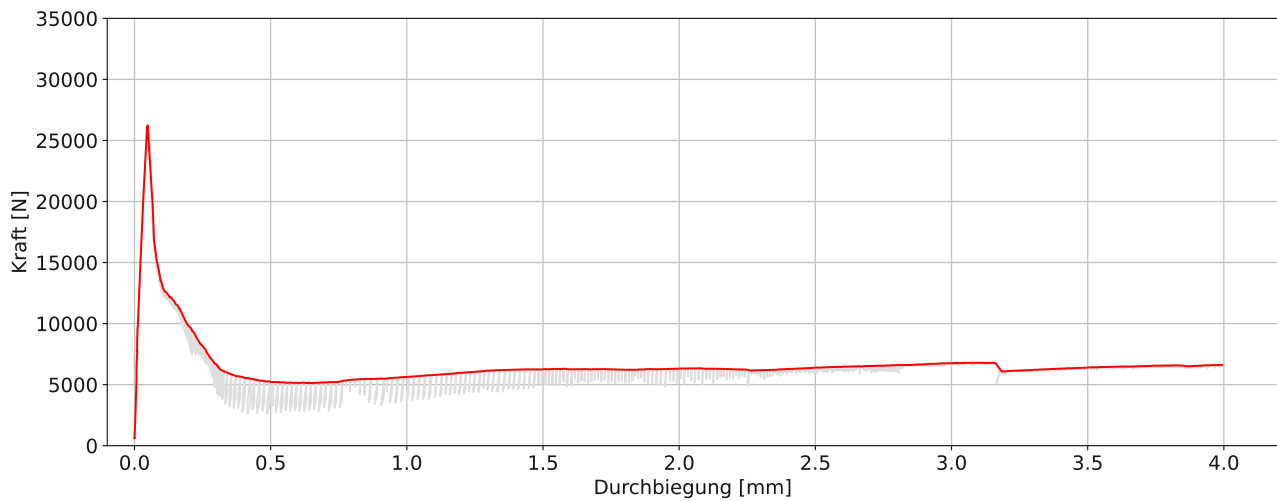


Abbildung C.5: Rohdaten der Probe K6

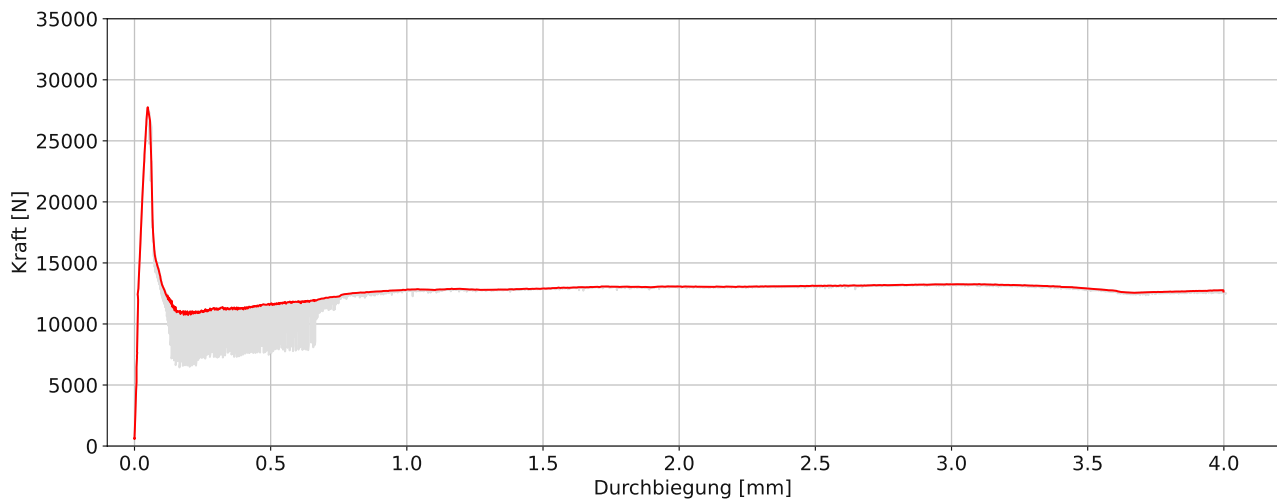


Abbildung C.6: Rohdaten der Probe K7

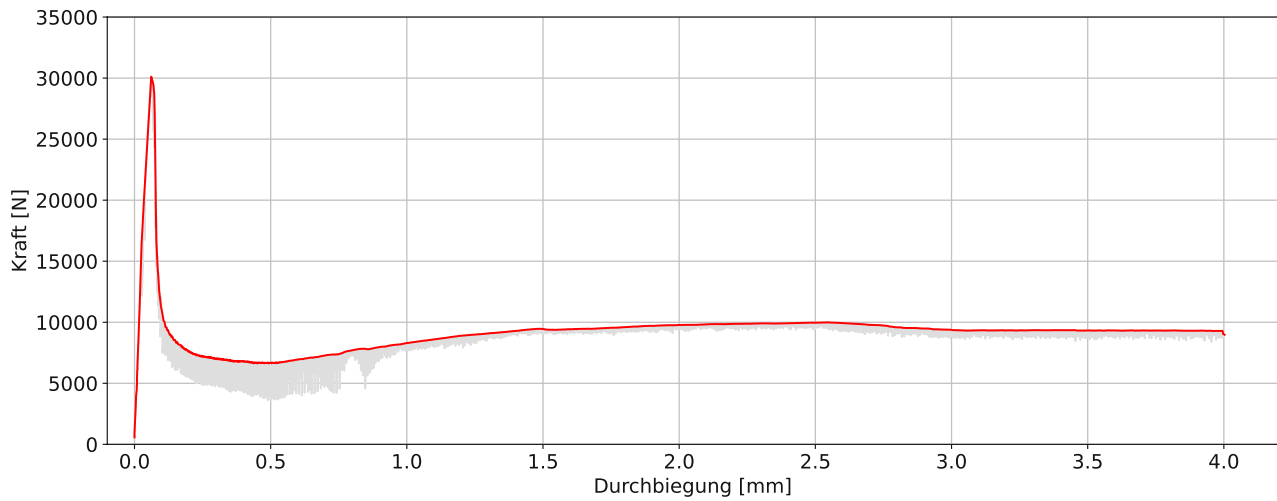


Abbildung C.7: Rohdaten der Probe K8

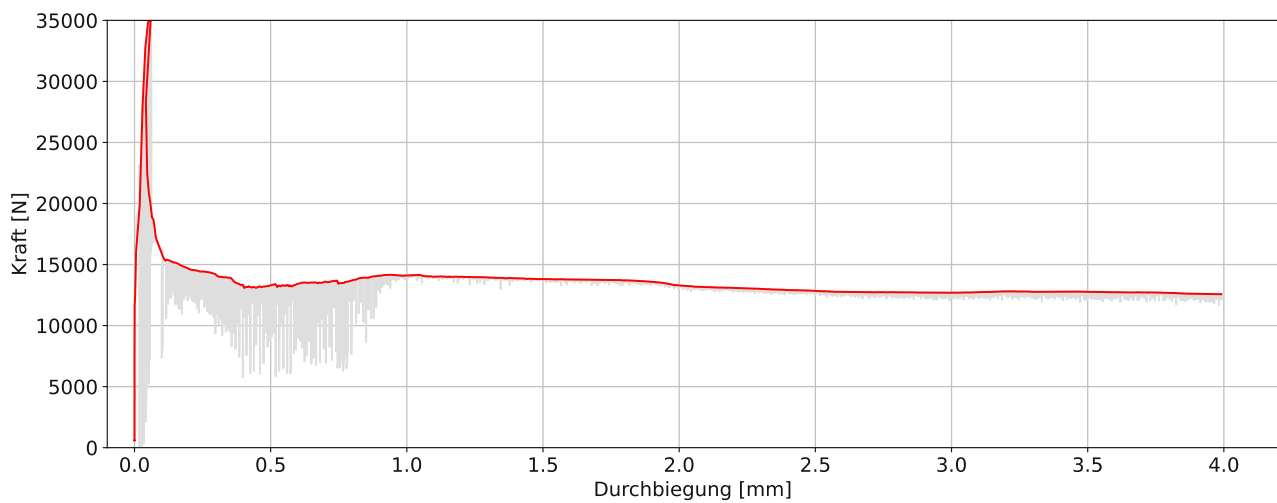


Abbildung C.8: Rohdaten der Probe K9

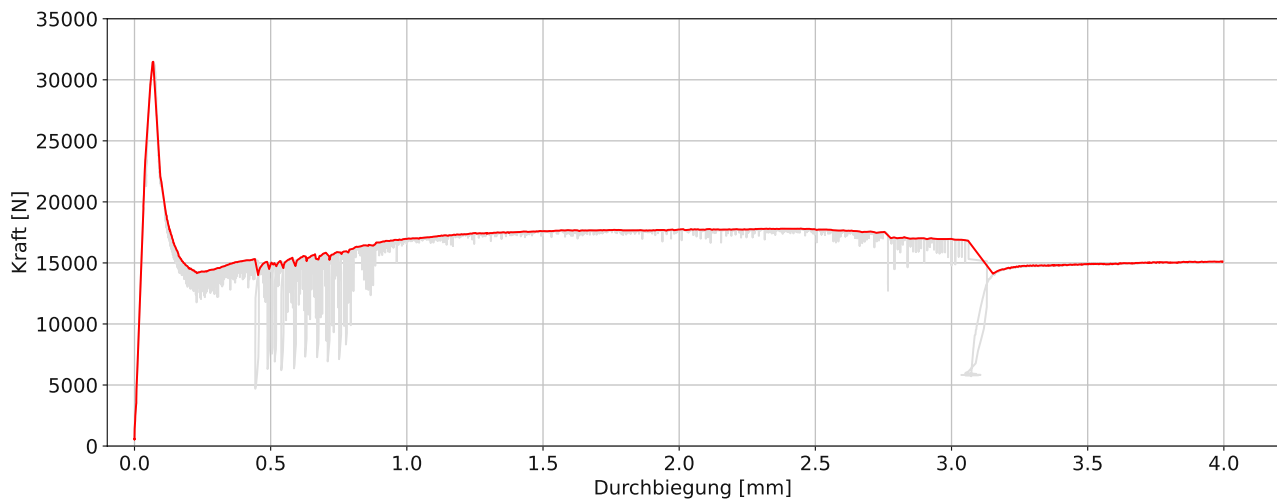


Abbildung C.9: Rohdaten der Probe K10

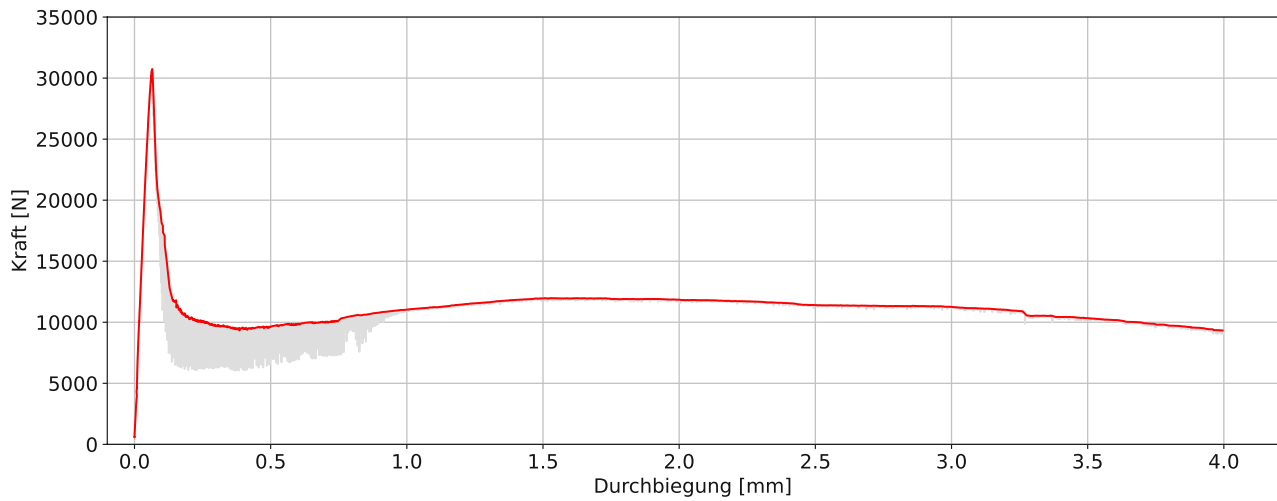


Abbildung C.10: Rohdaten der Probe K11

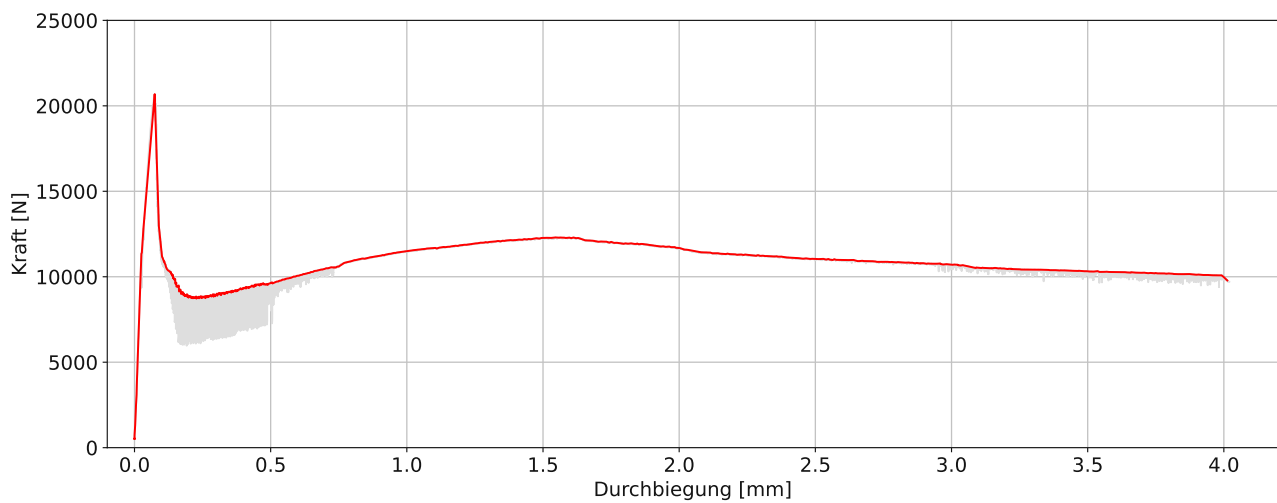


Abbildung C.11: Rohdaten der Probe G1

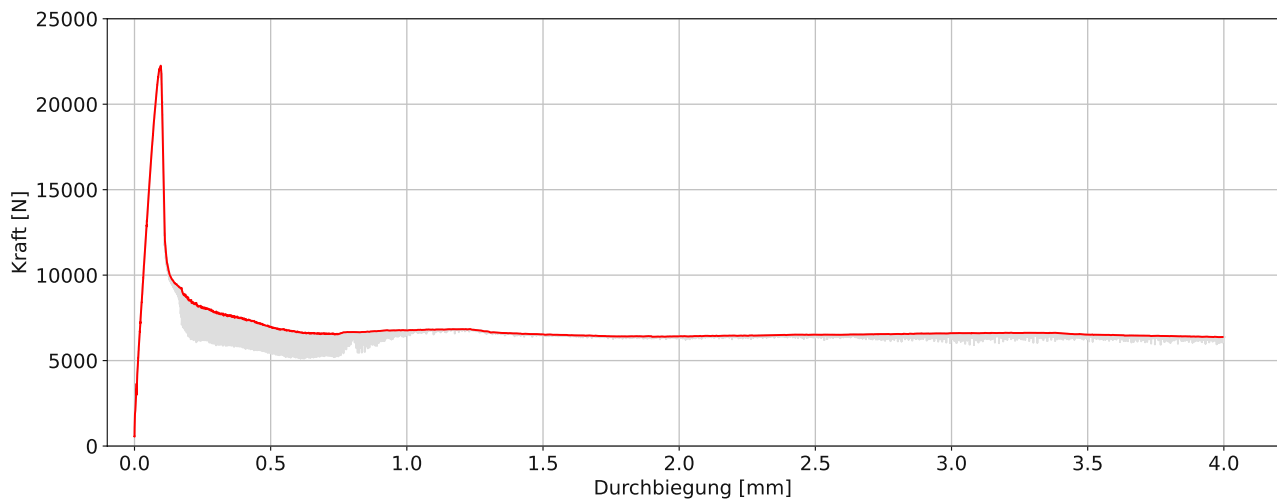


Abbildung C.12: Rohdaten der Probe G2

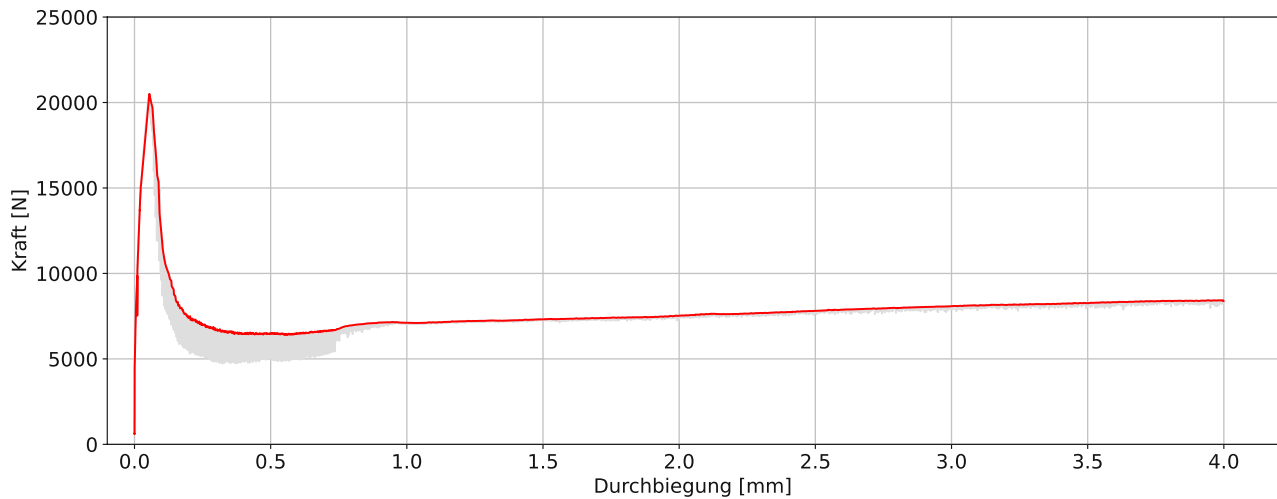


Abbildung C.13: Rohdaten der Probe G3

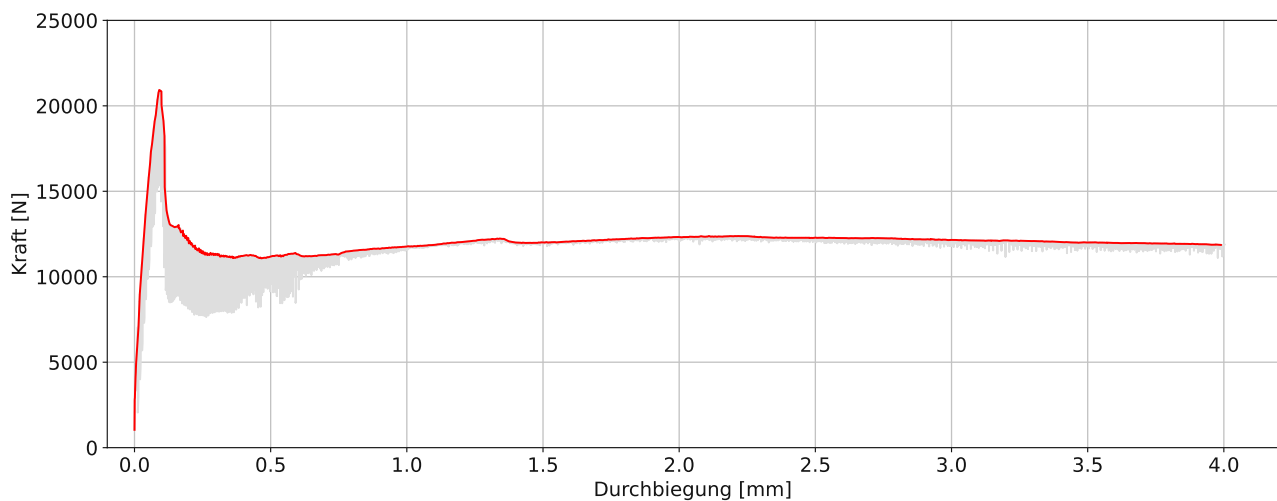


Abbildung C.14: Rohdaten der Probe G4

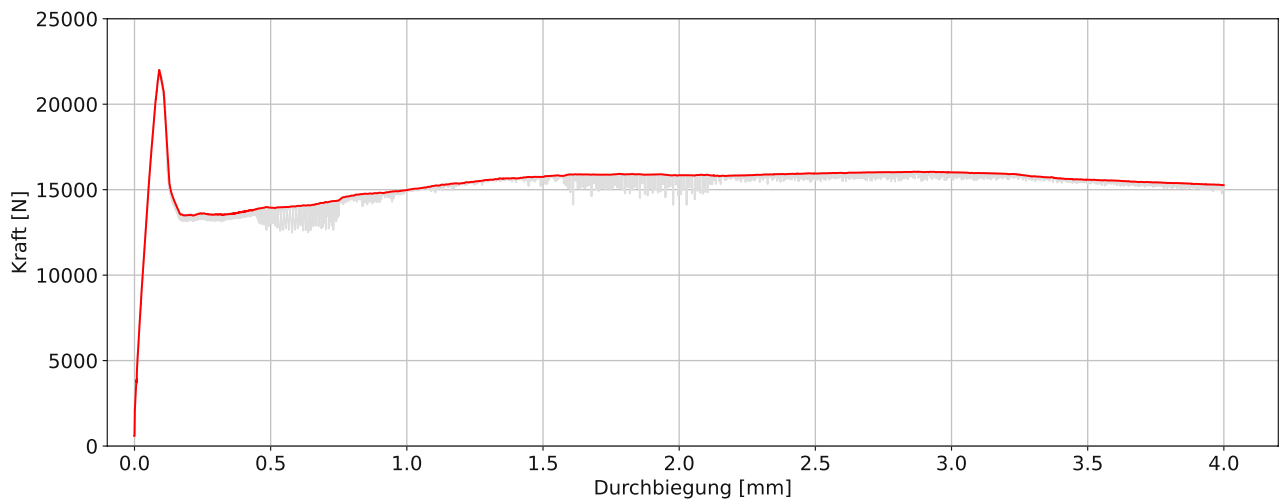


Abbildung C.15: Rohdaten der Probe G5

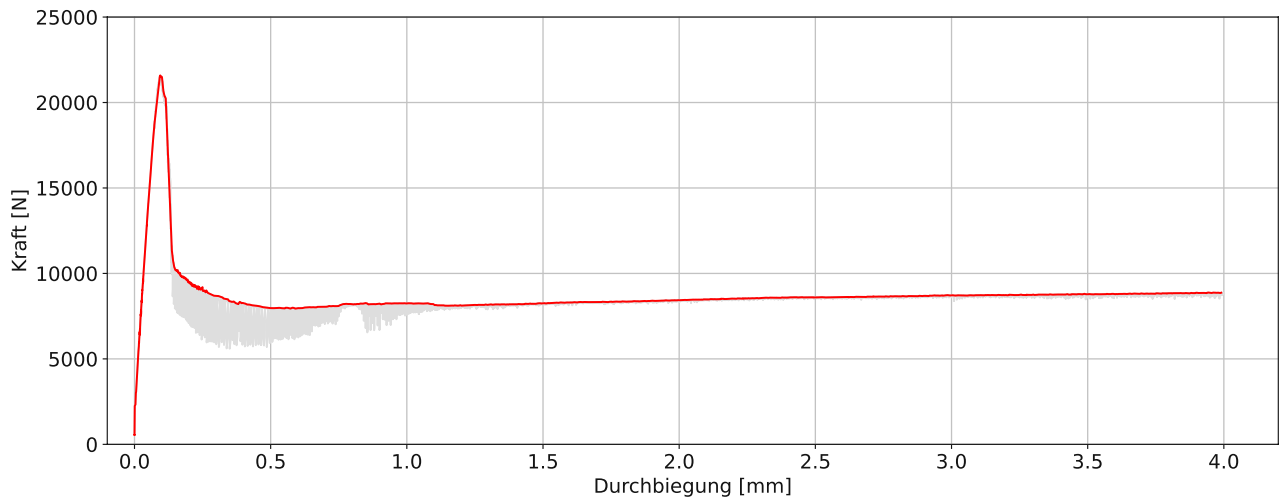


Abbildung C.16: Rohdaten der Probe G6

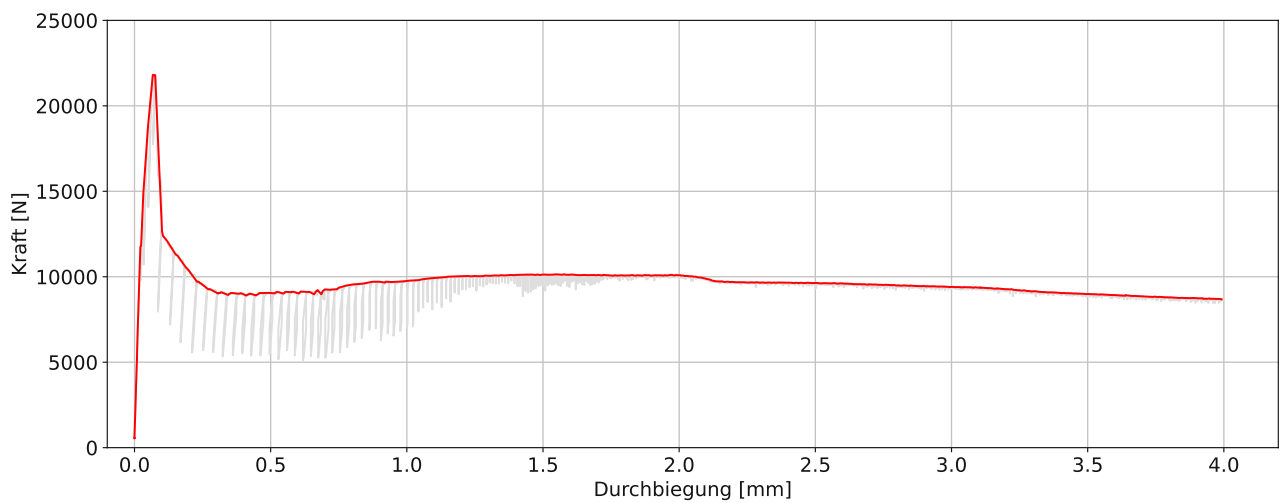


Abbildung C.17: Rohdaten der Probe G7

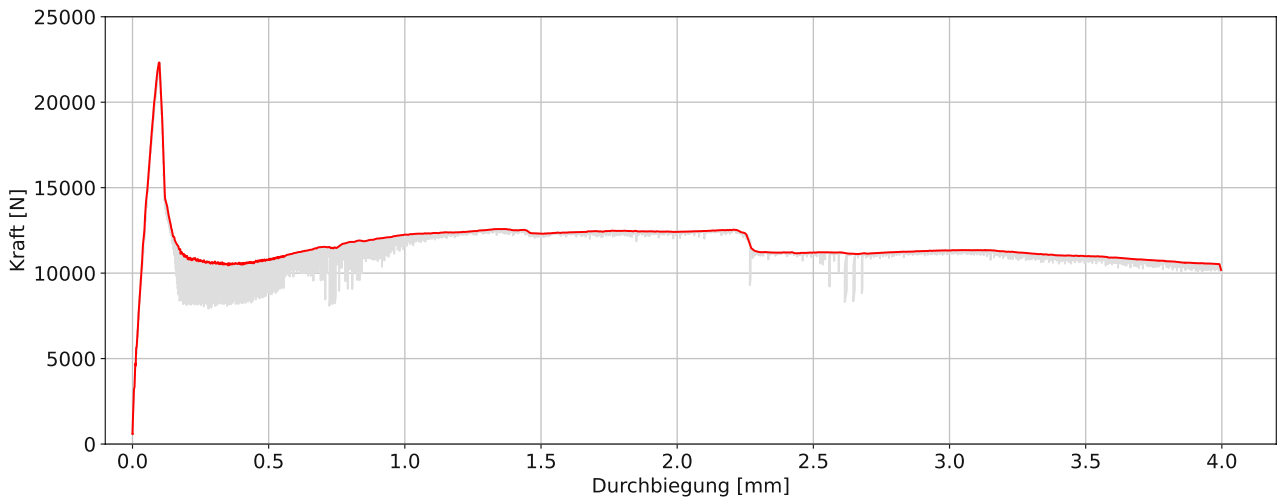


Abbildung C.18: Rohdaten der Probe G8

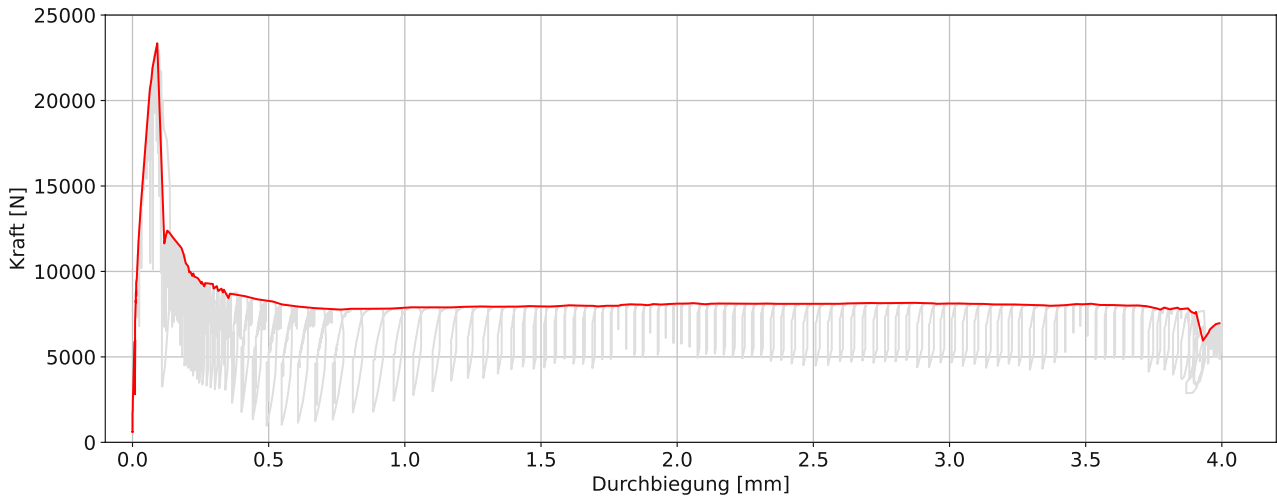


Abbildung C.19: Rohdaten der Probe G9

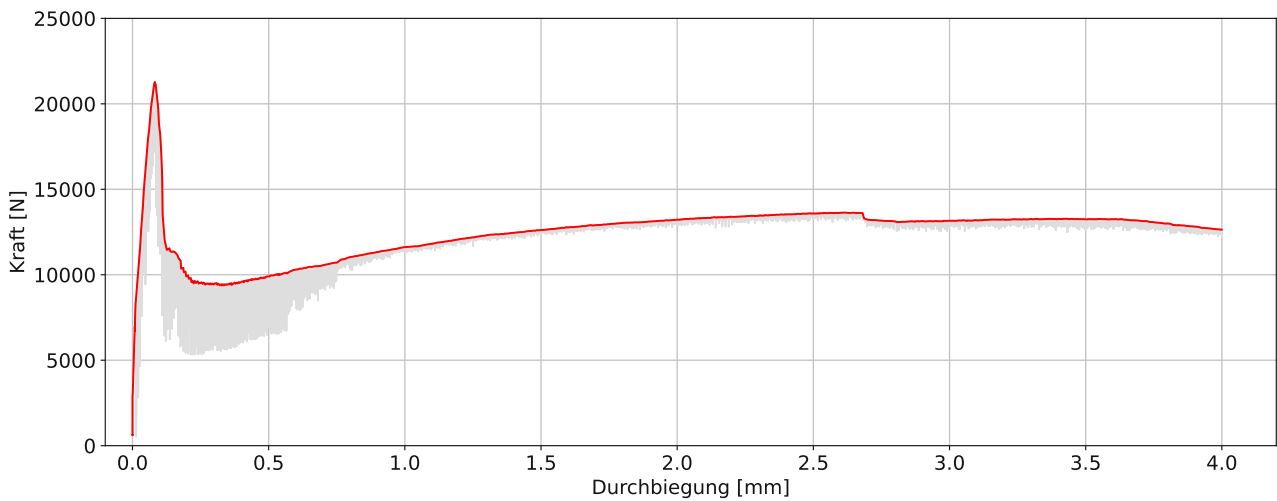


Abbildung C.20: Rohdaten der Probe G10

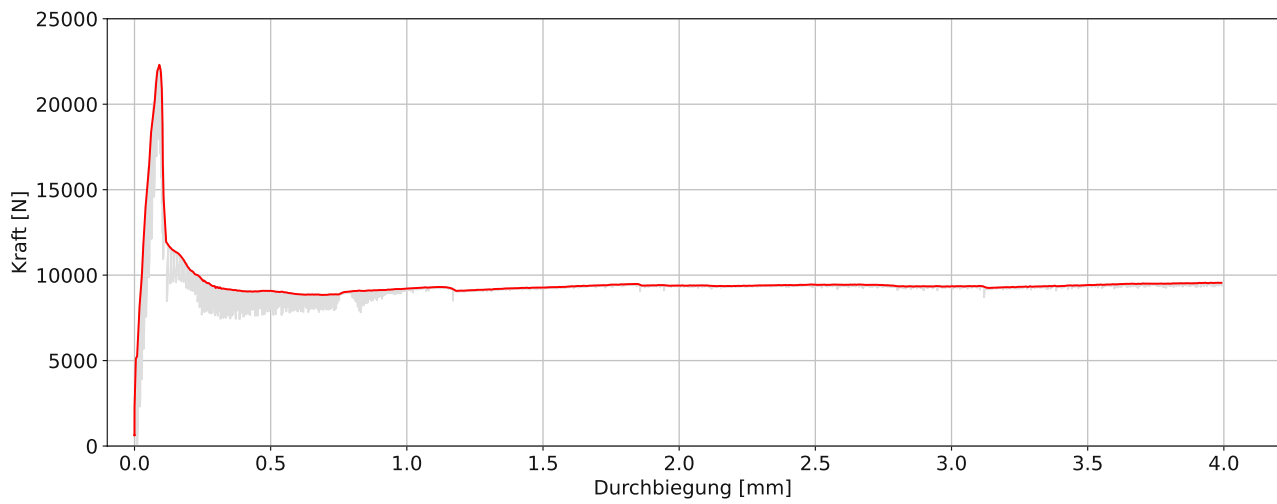


Abbildung C.21: Rohdaten der Probe G11

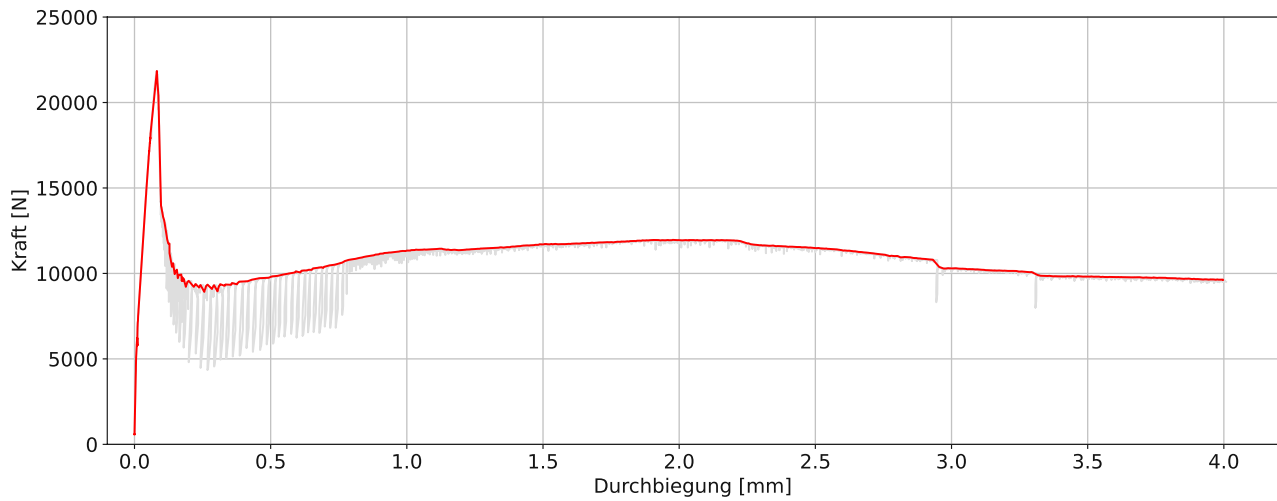


Abbildung C.22: Rohdaten der Probe G12

Anhang D - Lieferschein des Stahlfaserbetons



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



LIEFERSCHEIN
Kundenexemplar



WIEN - ZERT
Z-2.2.1-08-2524



Rohrdorfer Transportbeton GmbH Lagerstraße 1-5, 2103 Langenzersdorf, Tel. 0650543-0
FN 65581 v, Gericht: LG Korneuburg, UID-Nr.: ATU 46486502, www.rohrdorfer.at



Kunde 127936 HALFEN Gesellschaft m.b.H. (Teil von Leviat) Leonard-Bernstein-Straße 10 1220 Wien		Baustelle 257628 Schmid Schrauben Landstal 10a 3170 Hainfeld Winkler		Artikelbezeichnung C-25/30 XC2 GK8 F52 ZG1 Artikelnummer C251C008521 Menge (m ³) 1.50 Festigkeitsentw., W/B-Wert EM Zement, Bindemittel CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N Zusatzstoff Fluamix C (Ma) Zusatzmittel dynamIQ flow L - 01 Zusatzmittel dynamIQ flow L - 01 Beton nach EIGENSCHAFTEN		LS-Nr. 2730524 Werk 2419 RMC St. Pölten Datum 28.04.2021		Telefon 02757/24115-400 E-Mail dispo-noewest@betonlogistik.com Geliferte Betonsorte unterliegt fremdüberwachter Qualitätskontrolle nach ÖN B 4710-1 laut Lieferverzeichnis NEIN	
52 Mindermengenzuschlag 80 NÖ Landschaftsschutzabgab Z7 Lieferzone 7 306 20 kg/m ³ Stahlfasern		12:10 Uhrzeit, Beladung		12:58 Ankunft Baustelle		13:07 Beginn Entladung		Dieser Beton entspricht dem im Werk aufgeführten Betonverzeichnis, die Übernahme erfolgt auf Grund der Ihnen bekannten Verkaufs- und Lieferbedingungen (www.rohrdorfer.at). Bestätigung der handschriftlichen Eintragungen.	
2058 PL 17 SN Fahrzeug-Nr. Kennzeichen Fahrmischerfahrerin		Planmäßige nachträgliche Wasserzugabe Max. erlaubte, planmäßig vorgesehene Wasserzugabe in Liter:/m ³ Tatsächliche Zugabemenge:/Fahrzeug		13:09 Ende Entladung		13:40 Abfahrt Baustelle		Retourbeton m ³ (kostenpflichtig)	
Die Gewährleistung für die Betongüte erlischt, wenn die vom Hersteller freigegebene Wasserzugabe von 5 Liter/m ³ auf Kundenwunsch (Verarbeiter) überschritten werden soll. Eine Wasserzugabe von weniger als 5 Liter/m ³ führt nicht zum Verlust der Gewährleistung, sofern die vom Hersteller vorgegebene Aufmischzeit von 3 Minuten eingehalten wurde.		Wasser: <input type="checkbox"/> Zusatzmittel: <input type="checkbox"/> Zusatzstoff: <input type="checkbox"/> kg Fasern: <input type="checkbox"/> Sonstiges: <input type="checkbox"/>		13:50 Ankunft Werk		13:50 Retourbeton m ³ (kostenpflichtig)		Unterschrift nach Entladung	
Die Gewährleistung des Transportbetonwerkes für die Betongüte erlischt, weil trotz vereinbarungsgemäßer Betonmenge auf ausdrücklichen Wunsch des Abnehmers (Verwenders) folgende Zugabe erfolgte:		Fahrmischerfahrerin		13:50 Ankunft Werk		13:50 Retourbeton m ³ (kostenpflichtig)		Unterschrift vor Entladung	
GEFAHR durch Frischbeton - H318 Verursacht schwere Augenschäden. - H316 Verursacht Hautreizungen. - P280 Schutzhandschuhe / Schutzkleidung / Augenschutz / Gummistiefel tragen. - P305 + P351 + P338 + P310 BEI BERÜHRUNG MIT DEN AUGEN: Einige Minuten lang behutsam mit Wasser ausspülen. Eventuell vorhandene Kontaktlinsen nach Möglichkeit entfernen. Weiter ausspülen. Sofort Vergiftungsinformationszentrale (Tel. 011/4064343) oder Arzt anrufen. - P302 + P352 + P333 + P313 BEI BERÜHRUNG MIT DER HAUT: Mit viel Wasser und Seife waschen. - P102 Darf nicht in die Hände von Kindern gelangen. - Nicht in Frischbeton knien oder sitzen! - Mit Frischbeton durchdrankte Kleidung, Schuhe Handschuhe etc. SOFORT ausziehen und Haut reinigen!		Anmerkung: Lt. Herrn DI Ott (Firma Leviat) 25 kg/m ³ Stahlfasern		12:58 Ankunft Baustelle		13:07 Beginn Entladung		Gefahrenhinweise wurden verstanden. Übernommene Lieferung entspricht der Bestellung, ist ordnungsgemäß und kann eingebaut werden.	
UHRSCHRIFT		UHRSCHRIFT		UHRSCHRIFT		UHRSCHRIFT		UHRSCHRIFT	

Anhang E - Berechnungen der Dippelbaumdecke

Spannweite:	6 m
Aufbeton:	7 cm
Abmessungen Dippelbaum:	20x20 cm
Radius Dippelbaum:	20 cm
Verbindungsmittelreihen:	1 pro Dippelbaum
Verbindungsmittel:	ACC 8,0x165
Verbindungsmittelabstand min/max:	15/60 cm

Lastaufstellung

Eigengewicht der Decke:	2,68 kN/m
Fußbodenaufbau:	2,0 kN/m
Zwickellast:	0,22 kN/m
Nutzlast:	2,0 kN/m
Trennwandzuschlag:	0,8 kN/m
Maßgebende Lastkombination:	10,82 kN/m
Einwirkendes Moment:	48,69 kNm/m
Einwirkende Querkraft:	32,46 kN/m

Querschnittswerte

Betonfläche A_B :	700 cm ²
Holzfläche A_H :	1697 cm ²
Trägheitsmoment 1 Dippelbaum:	11789 cm ⁴
Widerstandsmoment 1 Dippelbaum oben:	-1132 cm ³
Äquivalente Breite 1 Dippelbaum:	16,98 cm
Äquivalente Breite b_H :	84,9 cm
Eigenträgheitsmoment Beton I_B :	2858 cm ⁴
Eigenträgheitsmoment Holz I_H :	56580 cm ⁴
Effektiver Schraubenabstand s_{eff} :	26,25 cm

	Zeitpunkt $t=0$	Zeitpunkt $t=\infty$
Elastizitätsmodul Beton E_B :	3100 kN/cm ²	886 kN/cm ²
Elastizitätsmodul Holz E_H :	1100 kN/cm ²	688 kN/cm ²
Federsteifigkeit K_u :	48 kN/cm	30 kN/cm
γ_1 :	0,1332	0,2516
γ_2 :	1,0	1,0
Schwerpunktabstand a :	13,5 cm	13,5 cm
Teilschwerpunktabstand a_1 :	11,69 cm	11,91 cm
Teilschwerpunktabstand a_2 :	1,81 cm	1,59 cm
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,ULS}$:	11672 kNm ²	6651 kNm ²
Lastfaktor $C_{p,sID}$:		3771,7 kN/m
Differenzdenschwindmaß $\Delta\varepsilon_{sID}$:		0,40 ‰
Ersatzlast für Schwinden p_{sID} :		1,51 kN/m
Steifigkeitsbeiwert $C_{I,sID,ULS}$:		0,939
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,sID,ULS}$:		6245 kNm ²

Schnittgrößen in den Teilquerschnitten

Normalkraft im Beton N_B :	-140,96 kN	-144,90 kN
Normalkraft im Holz N_H :	140,96 kN	144,90 kN
Moment im Beton M_B :	3,70 kNm	1,97 kNm
Moment im Holz M_H :	25,96 kNm	30,52 kNm

Spannungen in den Teilquerschnitten

	Zeitpunkt t=0	Zeitpunkt t=∞
Normalspannung im Beton $\sigma_{n,B}$:	-0,201 kN/cm ²	-0,207 kN/cm ²
Normalspannung im Beton $\sigma_{m,B}$:	±0,453 kN/cm ²	±0,241 kN/cm ²
Normalspannung im Holz $\sigma_{n,H}$:	0,083 kN/cm ²	0,085 kN/cm ²
Normalspannung im Holz $\sigma_{m,H}$:	±0,459 kN/cm ²	±0,539 kN/cm ²
Längsspannung im Beton oben $\sigma_{B,o}$:	-0,654 kN/cm ²	-0,448 kN/cm ²
Längsspannung im Beton unten $\sigma_{B,u}$:	0,252 kN/cm ²	0,034 kN/cm ²
Längsspannung im Holz oben $\sigma_{H,o}$:	-0,376 kN/cm ²	-0,454 kN/cm ²
Längsspannung im Holz unten $\sigma_{H,u}$:	0,542 kN/cm ²	0,624 kN/cm ²
Maximale Schubspannung Holz $\tau_{xz,H}$:	0,021 kN/cm ²	0,024 kN/cm ²
Schubfluss in der Verbundfuge t_d :	0,940 kN/cm	0,966 kN/cm

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit*Faserbeton nach ÖBV-Richtlinie*

Betondruckfestigkeit $f_{c,d}$:	16,67 N/mm ²	16,67 N/mm ²
Nachrisszugfestigkeit f_{idu} :	0,24 N/mm ²	0,24 N/mm ²
Zugdehnung ϵ_t :	0,90 ‰	0,90 ‰
Druckzonenhöhe x :	22,72 mm	22,95 mm
Druckstauchung ϵ_c :	0,43 ‰	0,44 ‰
Zugkraft F_t :	11,35 kN	11,29 kN
Druckkraft F_c :	152,31 kN	156,19 kN
Druckspannung σ_d :	13,41 N/mm ²	13,61 N/mm ²
Aufnehmbares Moment $M_{R,d}$:	4,31 kNm	4,40 kNm
	>3,70 kNm	>1,97 kNm
	Nachweis erfüllt!	

Faserbeton nach DAfStb-Richtlinie

Faktor Bauteilgröße κ_G :	1,032	1,032
Betondruckfestigkeit $f_{c,d}$:	14,17 N/mm ²	14,17 N/mm ²
Nachrisszugfestigkeit $f_{ctd,L1}$:	0,17 N/mm ²	0,17 N/mm ²
Zugdehnung ϵ_t :	0,90 ‰	0,90 ‰
Druckzonenhöhe x :	22,52 mm	22,75 mm
Druckstauchung ϵ_c :	0,43 ‰	0,43 ‰
Zugkraft F_t :	7,55 kN	7,51 kN
Druckkraft F_c :	148,51 kN	152,41 kN
Druckspannung σ_d :	13,23 N/mm ²	13,44 N/mm ²
Aufnehmbares Moment $M_{R,d}$:	4,18 kNm	4,27 kNm
	>3,70 kNm	>1,97 kNm
	Nachweis erfüllt!	

k_c :	0,0902	0,0815
f_{ctm} :	2,6 N/mm ²	2,6 N/mm ²
$f_{ct,R,u}$:	0,340 N/mm ²	0,340 N/mm ²
Nachweis Duktilitätskriterium $f_{ct,R,u} > k_c * f_{ctm}$:	0,236 N/mm ²	0,212 N/mm ²

Holzquerschnitt

Zugfestigkeit $f_{t,0,d}$:	8,62 N/mm ²	8,62 N/mm ²
Biegefestigkeit $f_{m,y,d}$:	14,77 N/mm ²	14,77 N/mm ²
Nachweis nach EN 1995-1-1 (6.17) [1]:	0,41	0,46
Schubfestigkeit $f_{v,d}$:	1,42 N/mm ²	1,42 N/mm ²
	>0,21 N/mm ²	>0,24 N/mm ²
Schubtragfähigkeit Verbindungsmittel T_{Rd} :	6,95 kN	6,95 kN
Schubkraft pro Verbindungsmittel T_d :	2,82 kN	2,90 kN
	Nachweise erfüllt!	

Querkrafttragfähigkeit Faserbeton

	<u>Zeitpunkt t=0</u>	<u>Zeitpunkt t=∞</u>
σ_{cp} :	2,01 N/mm ²	2,07 N/mm ²
V_{min} :	0,495 N/mm ²	0,495 N/mm ²
V_{Rd} :	55,7 kN	56,4 kN
	Nachweis mit dem Mindestwert erfüllt!	

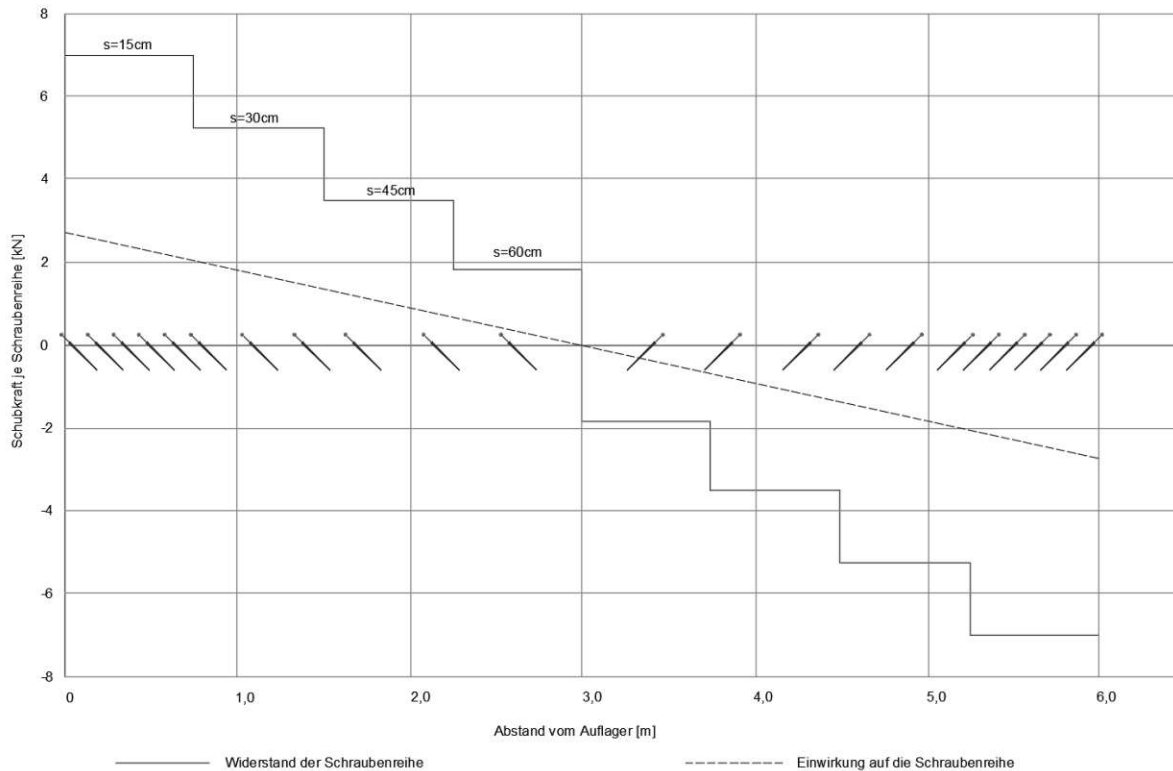
Nachweis Querkraftdeckung zum maßgebenden Zeitpunkt t=∞

Abbildung E.1: Querkraftdeckungslinie

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Charakteristische Linienlast g_k+q_k :	7,70 kN/m	7,70 kN/m
Querschnittswerte		
Federsteifigkeit K_{ser} :	72 kN/cm	45 kN/cm
γ_1 :	0,1873	0,3352
γ_2 :	1,0	1,0
Schwerpunktastand a :	13,5 cm	13,5 cm
Teilschwerpunktastand a_1 :	11,086 cm	11,460 cm
Teilschwerpunktastand a_2 :	2,414 cm	2,040 cm
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,ULS}$:	13194 kNm ²	7358 kNm ²
Lastfaktor $C_{p,sID}$:		5025,0 kN/m
Differenzdenschwindmaß $\Delta\varepsilon_{sID}$:		0,40 ‰
Ersatzlast für Schwinden p_{sID} :		2,01 kN/m

Durchbiegungen

Elastische Anfangsdurchbiegung w_{inst} :	9,85 mm < 20 mm	Nachweis erfüllt!
Gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$:	22,27 mm < 24 mm	Nachweis erfüllt!

Schwingungsnachweis

Biegesteifigkeit in Längsrichtung EI_l :	13194 kNm ²
Biegesteifigkeit in Querrichtung EI_b :	886 kNm ²
Querverteilung:	0,067 > 0,05

Frequenzkriterium

Masse m:	465,25 kg/m ²	
f_1 :	7,38 Hz	
für Deckenklasse 2:	> 6,0 Hz	Nachweis erfüllt!
(Nachweis der Schwingbeschleunigung muss nicht geführt werden)		

Steifigkeitskriterium

b_F :	2,78 m	
F:	1 kN	
w_{stat} :	0,12 mm	
w_{gr} :	0,50 mm	Nachweis erfüllt!

Anhang F - Berechnungen der Tramdecke

Spannweite:	6 m
Aufbeton:	7 cm
Abmessungen Tram b x h:	16 x 26 cm
Tramabstand:	65 cm
Dicke der Schalung:	2,5 cm
Verbindungsmitteleihen:	3 pro Tram
Verbindungsmittel:	ACC 8,0 x 165
Verbindungsmittelabstand min/max:	15/60 cm

Alle weiteren Werte beziehen sich auf eine Breite von 65 cm

Lastaufstellung

Eigengewicht der Decke:	1,37 kN/m
Fußbodenaufbau:	1,39 kN/m
Nutzlast:	1,30 kN/m
Trennwandzuschlag:	0,52 kN/m
Maßgebende Lastkombination:	6,45 kN/m
Einwirkendes Moment:	29,03 kNm
Einwirkende Querkraft:	19,35 kN

Querschnittswerte

Betonfläche A_B :	455 cm ²
Holzfläche A_H :	416 cm ²
Eigenträgheitsmoment Beton I_B :	1858 cm ⁴
Eigenträgheitsmoment Holz I_H :	23435 cm ⁴
Effektiver Schraubenabstand s_{eff} :	26,25 cm

	Zeitpunkt $t=0$	Zeitpunkt $t=\infty$
Elastizitätsmodul Beton E_B :	3100 kN/cm ²	886 kN/cm ²
Elastizitätsmodul Holz E_H :	1100 kN/cm ²	688 kN/cm ²
Federsteifigkeit K_u :	34 kN/cm	21 kN/cm
γ_1 :	0,0911	0,1798
γ_2 :	1,0	1,0
Schwerpunktabstand a :	19,0 cm	19,0 cm
Teilschwerpunktabstand a_1 :	14,83 cm	15,16 cm
Teilschwerpunktabstand a_2 :	4,17 cm	3,84 cm
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,ULS}$:	6775 kNm ²	3863 kNm ²
Lastfaktor $C_{p,sID}$:		1567,6 kN/m
Differenzschwindmaß $\Delta\varepsilon_{sID}$:		0,40 ‰
Ersatzlast für Schwinden p_{sID} :		0,63 kN/m

Steifigkeitsbeiwert $C_{I,sID,ULS}$:	0,924
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,sID,ULS}$:	3570 kNm ²

Schnittgrößen in den Teilquerschnitten

Normalkraft im Beton N_B :	-81,66 kN	-89,35 kN
Normalkraft im Holz N_H :	81,66 kN	89,35 kN
Moment im Beton M_B :	2,47 kNm	1,34 kNm
Moment im Holz M_H :	11,04 kNm	13,11 kNm

Spannungen in den Teilquerschnitten

	Zeitpunkt $t=0$	Zeitpunkt $t=\infty$
Normalspannung im Beton $\sigma_{n,B}$:	-0,179 kN/cm ²	-0,196 kN/cm ²
Normalspannung im Beton $\sigma_{m,B}$:	$\pm 0,465$ kN/cm ²	$\pm 0,252$ kN/cm ²
Normalspannung im Holz $\sigma_{n,H}$:	0,196 kN/cm ²	0,215 kN/cm ²
Normalspannung im Holz $\sigma_{m,H}$:	$\pm 0,612$ kN/cm ²	$\pm 0,727$ kN/cm ²
Längsspannung im Beton oben $\sigma_{B,o}$:	-0,644 kN/cm ²	-0,448 kN/cm ²
Längsspannung im Beton unten $\sigma_{B,u}$:	0,286 kN/cm ²	0,056 kN/cm ²
Längsspannung im Holz oben $\sigma_{H,o}$:	-0,416 kN/cm ²	-0,512 kN/cm ²
Längsspannung im Holz unten $\sigma_{H,u}$:	0,808 kN/cm ²	0,942 kN/cm ²
Maximale Schubspannung Holz $\tau_{xz,H}$:	0,046 kN/cm ²	0,053 kN/cm ²
Schubfluss in der Verbundfuge t_d :	0,544 kN/cm	0,596 kN/cm

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit*Faserbeton nach ÖBV-Richtlinie*

Betondruckfestigkeit $f_{c,d}$:	16,67 N/mm ²	16,67 N/mm ²
Nachrisszugfestigkeit f_{fdu} :	0,24 N/mm ²	0,24 N/mm ²
Zugdehnung ϵ_t :	1,10 ‰	1,10 ‰
Druckzonenhöhe x :	20,07 mm	20,76 mm
Druckstauchung ϵ_c :	0,44 ‰	0,46 ‰
Zugkraft F_t :	7,79 kN	7,68 kN
Druckkraft F_c :	89,45 kN	97,03 kN
Druckspannung σ_d :	13,71 N/mm ²	14,38 N/mm ²
Aufnehmbares Moment $M_{R,d}$:	2,61 kNm >2,47 kNm	2,80 kNm >1,34 kNm
	Nachweis erfüllt!	

Faserbeton nach DAfStb-Richtlinie

Faktor Bauteilgröße κ_G :	1,020	1,020
Betondruckfestigkeit $f_{c,d}$:	14,17 N/mm ²	14,17 N/mm ²
Nachrisszugfestigkeit $f_{ctd,L1}$:	0,17 N/mm ²	0,17 N/mm ²
Zugdehnung ϵ_t :	1,10 ‰	1,00 ‰
Druckzonenhöhe x :	19,85 mm	21,37 mm
Druckstauchung ϵ_c :	0,44 ‰	0,44 ‰
Zugkraft F_t :	5,18 kN	5,00 kN
Druckkraft F_c :	86,84 kN	94,35 kN
Druckspannung σ_d :	13,50 N/mm ²	13,62 N/mm ²
Aufnehmbares Moment $M_{R,d}$:	2,52 kNm >2,47 kNm	2,69 kNm >1,34 kNm
	Nachweis erfüllt!	

k_c :	0,1239	0,0979
f_{ctm} :	2,6 N/mm ²	2,6 N/mm ²
$f_{ct,R,u}$:	0,337 N/mm ²	0,337 N/mm ²
Nachweis Duktilitätskriterium $f_{ct,R,u} > k_c \cdot f_{ctm}$:	0,322 N/mm ²	0,255 N/mm ²

Holzquerschnitt

Zugfestigkeit $f_{t,0,d}$:	8,62 N/mm ²	8,62 N/mm ²
Biegefestigkeit $f_{m,y,d}$:	14,77 N/mm ²	14,77 N/mm ²
Nachweis nach EN 1995-1-1 (6.17) [1]:	0,67	0,74
Schubfestigkeit $f_{v,d}$:	1,42 N/mm ² >0,46 N/mm ²	1,42 N/mm ² >0,53 N/mm ²
Schubtragfähigkeit Verbindungsmittel T_{Rd} :	4,91 kN	4,91 kN
Schubkraft pro Verbindungsmittel T_d :	2,72 kN	2,75 kN
	Nachweise erfüllt!	

Querkrafttragfähigkeit Faserbeton

	<u>Zeitpunkt t=0</u>	<u>Zeitpunkt t=∞</u>
σ_{cp} :	1,79 N/mm ²	1,96 N/mm ²
V_{min} :	0,495 N/mm ²	0,495 N/mm ²
V_{Rd} :	34,7 kN	35,9 kN
	Nachweis mit dem Mindestwert erfüllt!	

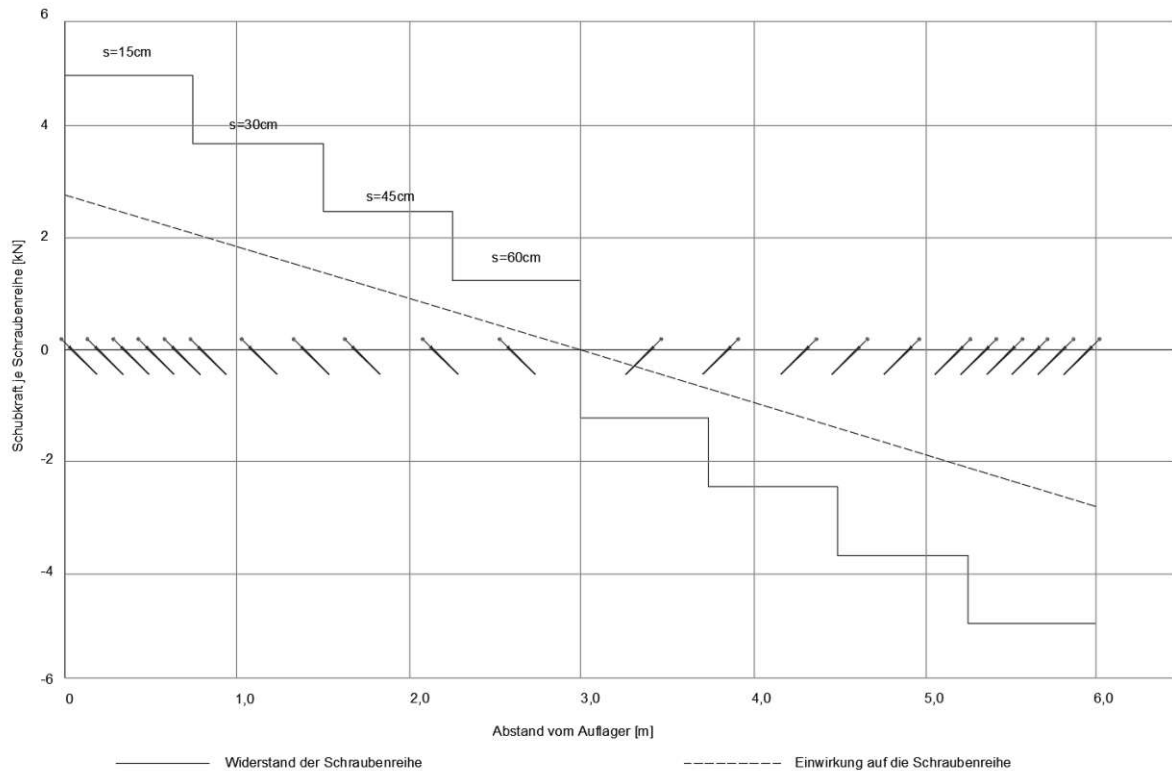
Nachweis Querkraftdeckung zum maßgebenden Zeitpunkt t=∞

Abbildung F.1: Querkraftdeckungslinie

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Charakteristische Linienlast g_k+q_k :	4,58 kN/m	4,58 kN/m
Querschnittswerte		
Federsteifigkeit K_{ser} :	51 kN/cm	32 kN/cm
γ_1 :	0,1307	0,2475
γ_2 :	1,0	1,0
Schwerpunktastand a :	19 cm	19 cm
Effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,ULS}$:	7897 kNm ²	4445 kNm ²
Lastfaktor $C_{p,sID}$:		2014,5 kN/m
Differenzenschwindmaß $\Delta\varepsilon_{sID}$:		0,40 ‰
Ersatzlast für Schwinden p_{sID} :		0,81 kN/m

Durchbiegungen

Elastische Anfangsdurchbiegung w_{inst} :	9,77 mm < 20 mm	Nachweis erfüllt!
Gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$:	17,01 mm < 24 mm	Nachweis erfüllt!

Schwingungsnachweis

Biegesteifigkeit in Längsrichtung EI_l :	12150 kNm ²
Biegesteifigkeit in Querrichtung EI_b :	886 kNm ²
Querverteilung:	0,073 > 0,05

Frequenzkriterium

Masse m:	414,02 kg/m ²	
f_1 :	7,51 Hz	
für Deckenklasse 2:	> 6,0 Hz	Nachweis erfüllt!
(Nachweis der Schwingbeschleunigung muss nicht geführt werden)		

Steifigkeitskriterium

b_F :	2,83 m	
F:	1 kN	
w_{stat} :	0,13 mm	
w_{gr} :	0,50 mm	Nachweis erfüllt!