

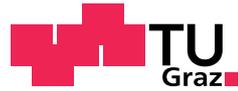
Zum Quelldruckverhalten von geschraubten Holz-Stahlblech- Verbindungen unter Berücksichtigung einer Schraubenvorspannung



M-4-4/2020

David Glasner

Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



David Glasner, BSc

**Zum Quelldruckverhalten von
geschraubten
Holz-Stahlblech-Verbindungen unter
Berücksichtigung einer
Schraubenvorspannung**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Ringhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, April 2020

EIDESSTÄTTLICHE ERKLÄRUNG AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich die Gelegenheit nutzen, um mich bei einigen Personen zu bedanken. Beginnen möchte ich bei Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Gerhard Schickhofer. Er war es, der bereits in der Lehrveranstaltung Holzbau Grundlagen mit seinen spannenden Vorträgen mein Interesse am Werkstoff Holz geweckt hat. Meinem Betreuer Dipl.-Ing.Dr.techn. Andreas Ringhofer möchte ich für die großen Freiheiten bei der Gestaltung meiner Arbeit und die stets anregenden Diskussionen und Hilfestellungen danken. O.Revident Ing. Bernd Heissenberger danke ich sehr herzlich für die Hilfe bei der Erstellung der Versuchskörper sowie die wichtigen Ratschläge im Bezug auf die Versuchsdurchführung. Ein Dank gilt auch meinen Kollegen im Studierzimmer für das angenehme Arbeitsklima und die Hilfsbereitschaft bei verschiedenen Fragestellungen. Allen restlichen Mitarbeitern des Instituts für Holzbau und Holztechnologie und der holz.bau forschungs GmbH möchte ich für das sehr angenehme Arbeitsklima und die netten Stunden am Ende so manchen Arbeitstages danken und hoffe gleichzeitig auf eine weitere tolle Zusammenarbeit.

All meinen Freunden gilt der Dank für die unzähligen tollen gemeinsamen Erlebnisse und dafür, dass sie mir den von der Arbeit nötigen Ausgleich ermöglichen.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Familie für die immerwährende Unterstützung bedanken, angefangen bei meinen Großeltern Gertrude und Josef, die immer um meine Mobilität bemüht waren und mich des öfteren mit Finanzspritzen versorgten. Vor Allem aber danke ich meinen Eltern Christina und Andreas und meiner Schwester Ines. Ohne euch wäre mein Studium nicht möglich gewesen und ich danke euch von ganzem Herzen dafür, mich immer in meinen Entscheidungen unterstützt zu haben. Ihr habt mir immer ermöglicht mein Leben so zu leben, wie ich es für richtig erachte und ich möchte diese Gelegenheit nutzen, um meine aufrichtige Dankbarkeit dafür zum Ausdruck zu bringen. Danke!

Kurzfassung

Es ist allgemein bekannt, dass Holz empfindlich auf Feuchteschwankungen reagiert, nahezu alle Holzeigenschaften hängen von der Holzfeuchte ab. Bei einer Feuchteabgabe schwindet das Holz, der konträre Fall geht mit einer Quellverformung einher. Wird das Holz beispielsweise durch Verbindungsmittel lokal an der freien Verformung gehindert, so entstehen Zwangsspannungen sowohl im Holz als auch im Verbindungsmittel.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Entstehung solcher Zwangsspannungen durch behinderte Quellverformungen auf selbstbohrende Holzschrauben in Holz-Stahlblech-Verbindungen. Aufbauend auf einer Literaturrecherche, welche sich ausgehend von vorgespannten Holzkonstruktionen mit Spannkraftverlusten und Zwängen befasst, wurde ein Versuchskonzept entwickelt, um den Einfluss verschiedenster holz- und verbindungsspezifischer Parameter abzuschätzen. Die Variationsparameter umfassen dabei hauptsächlich die Holzart, die Stahlblechfläche und die Gewinde- bzw. Einbindelänge der Schraube. Zusätzlich wurde untersucht, ob eine Vorspannung der Verbindung ebenfalls den Kraftverlauf in der Schraube beeinflusst.

Die Versuche zeigten, dass die Verformungsbehinderung durch Holzbauschrauben so stark ist, dass die entstehenden Zugkräfte zu einem Bruch der Schraube führen können. Auch ein Versagen auf Herausziehen der Schraube konnte beobachtet werden, wenn ein Zugversagen aufgrund einer zu geringen Einbindelänge nicht auftreten konnte.

Die Ergebnisse dieser Arbeit, aber auch der vorgeschlagene Versuchsaufbau sollen dabei als ein erster Beitrag für zukünftige Untersuchungen zu diesem Gebiet dienen.

Abstract

It is common knowledge that timber reacts sensitively to changes in moisture, as nearly every parameter of wood varies with moisture content. A decrease in moisture content leads to the timber shrinking, whereas an increase in moisture content is followed by swelling deformation. If the free deformation is restrained, for example locally by a connector, restraint stresses occur in both surrounding timber and connector.

This thesis examines the origin of those restraint stresses through restrained swelling deformations on self-tapping timber screws in timber-steel plate joints.

A primary literature research on prestressed timber constructions that also treats pretension losses and restraint mechanisms led to the development of a test program to examine the influence of different timber and connection specific parameters. The parameters consist mostly of the timber species, the area of the steel plate and the length of the screw thread and embedment length. In addition, the influence of a prestressed connection on the force development in the screw was examined.

The conducted tests showed that the deformation restraint of self tapping timber screws is significant, as the occurring stresses can result in a tensile failure of the screw. Furthermore, withdrawal failure occurred if the embedment length of the screw was insufficient for a tensile failure of the screw.

The results as well as the proposed test setup of this work should be seen as a first contribution to further investigations on this topic.

INHALTSVERZEICHNIS

Kapitel 1: Einleitung und Motivation	1
Kapitel 2: Prinzip der Vorspannung	3
2-1 Allgemeines	3
2-2 Vorspannung im Betonbau	5
2-2.1 Vorspannung mit Verbund	5
2-2.1.1 Vorspannung mit sofortigem Verbund	5
2-2.1.2 Vorspannung mit nachträglichem Verbund	6
2-2.2 Vorspannung ohne Verbund	7
2-2.2.1 interne Vorspannung	7
2-2.2.2 externe Vorspannung	8
Kapitel 3: Stand der Technik im Holzbau	9
3-1 Schiffe, Holzfässer, Speichenräder	9
3-2 System HOWE	9
3-3 QS-Platte und QSX-Platte	10
3-3.1 Quervorgespannte Platte	10
3-3.2 Quervorgespannte querarmierte Platte	12
3-4 Vorspannung durch Vorverformung der Mittellamelle	12
3-5 selbstzentrierende vorgespannte Rahmenecke	13
3-6 aufgeklebte CFK-Lamellen	15
3-7 Querdruckvorspannung mit Schrauben	17
3-8 selbstjustierende Vorspannung	18
3-9 vorgespannter FSH-Hohlkastenträger	20
3-10 vorgespanntes Brettsperrholz	21
3-11 in Hirnholz eingeklebte Gewindestangen	22
3-12 Verspannversuche	23
Kapitel 4: Spannglieder	25
4-1 Spannstahl	25
4-1.1 Stäbe mit aufgerolltem Gewinde	26
4-1.2 Gewinderippenstäbe	27
4-1.3 profilierter Spanndraht	28
4-1.4 Spannstahllitzen	29
4-2 Gewindestangen	30
4-3 Schrauben	32
Kapitel 5: Spannkraftverluste beim Vorspannen von Holz	33
5-1 Rheologie des Holzes	33
5-2 Kriechen	35
5-2.1 reines Kriechen	37
5-2.2 mechano-sorptives Kriechen	38
5-2.2.1 reversibles mechano-sorptives Kriechen	38
5-2.2.2 irreversibles mechano-sorptives Kriechen	40
5-2.3 holzspezifische Einflussfaktoren	41
5-3 Quellen und Schwinden	44

5-3.1	Behinderte Quellung	46
5-4	Verluste aufgrund elastischer Holzstauchung	48
5-5	Plastizität	48
5-6	Temperatur	50
5-7	Relaxation	51
5-8	Reibungsverluste	52
5-9	Keilschlupf	54
Kapitel 6: Nachweisführung		57
6-1	Allgemeines	57
6-2	Spannungsnachweise	57
6-3	Dekompression	58
6-4	Stabilität	59
6-5	lokale Lasteinleitung	60
6-6	Verformung	61
Kapitel 7: Material und Methoden		63
7-1	Prüfkonzept	63
7-2	Material	63
7-2.1	Holzprobekörper	63
7-2.2	Schrauben	65
7-3	Vorversuche	66
7-3.1	Wasseraufnahme	66
7-3.2	Querdruck	68
7-3.3	Kriechversuch	69
7-3.4	Schraubenzugversuch	70
7-3.5	Prüfkörperbezeichnung und Zusammenfassung der Vorversuche	71
7-4	Hauptversuche	72
7-4.1	Prüfkörperbezeichnung und Zusammenfassung der Hauptversuche	74
7-5	Berechnungsmodell	75
Kapitel 8: Ergebnisdiskussion		77
8-1	Wasseraufnahme	77
8-1.1	Wasseraufnahmekoeffizient	77
8-1.2	Quellung	80
8-2	Querdruck	82
8-3	Kriechen	85
8-4	Schraubenzugversuch	87
8-5	Hauptversuche	87
8-5.1	FT-VG-NV-300-1600	88
8-5.2	FT-VG-V-300-1600	89
8-5.3	DT-VG-NV-300-1600	90
8-5.4	DT-VG-V-300-1600	91
8-5.5	BT-VG-NV-300-1600	92
8-5.6	BT-VG-V-300-1600	93
8-5.7	FF-VG-NV-300-1600	94
8-5.8	FF-VG-V-300-1600	95
8-5.9	DF-VG-NV-300-1600	96
8-5.10	DF-VG-V-300-1600	97
8-5.11	BF-VG-NV-300-1600	98
8-5.12	BF-VG-V-300-1600	100

8-5.13	BF-VG-NV-300-2240	101
8-5.14	BF-VG-NV-300-10000	102
8-5.15	BF-TG-NV-300-1600	103
8-5.16	BF-TG-NV-180-1600	104
Kapitel 9: Zusammenfassung und Ausblick		105
9-1	Zusammenfassung	105
9-2	Ausblick	105
Anhang A: Verzeichnisse		I
A-1	Literatur	I
A-2	Abbildungsverzeichnis	V
A-3	Tabellenverzeichnis	VIII
Anhang B: Fotodokumentation		XI

KAPITEL 1: EINLEITUNG UND MOTIVATION

Auch im Holzbau ist man bestrebt, immer effizientere Tragwerkslösungen zu entwickeln und größere Spannweiten zu realisieren. Im Betonbau hat sich schon seit einiger Zeit die Vorspannung etabliert, um solche Tragwerke zu ermöglichen und so wird versucht, die positiven Auswirkungen auch auf den Holzbau zu übertragen. Bereits die „Bewehrung“ von Holz in querzugbeanspruchten Bereichen hat gezeigt, dass Lösungen des Betonbaus auch für den Holzbau adaptiert werden können und so birgt auch die Vorspannung von Holz ein bisher wenig genutztes Potenzial. Und tatsächlich wurde bereits in der Vergangenheit Holz auf verschiedenste Art und Weise „vorgespannt“: Beispielsweise bei Holzfässern oder Schiffen, bei denen mittels Quelldruck ein innerer Spannungszustand aufgebracht wurde, um das Entstehen von Spalten zu verhindern und so die Konstruktionen abzudichten.

Leider kann das Entstehen eines Quelldrucks durch Verformungsbehinderung aber auch zu ungewollten Spannungen führen, welche ein Risiko für die Tragfähigkeit darstellen können. Ziel dieser Arbeit ist es einerseits einen Überblick über den gegenwärtigen Stand der Technik im Bereich Holzvorspannung bereitzustellen und andererseits einen ersten Ansatz für zukünftige Forschungsentwicklungen zum Quelldruck auf Stahlblech-Holz-Verbindungen mit vorwiegend axial beanspruchten Holzbauschrauben zu liefern. Die Arbeit gliedert sich dazu in folgende Bereiche:

Kapitel 1 Einleitung und Motivation

In diesem Kapitel wird die Motivation zu dieser Arbeit erläutert und ein Überblick über deren Aufbau gegeben.

Kapitel 2 Prinzip der Vorspannung

Dieser Abschnitt enthält die Definition und Hintergründe einer Vorspannung. Dazu wird zunächst anhand anschaulicher Beispiele die prinzipielle Wirkungsweise dargelegt und anschließend die verschiedenen Arten von Vorspannung, wie sie derzeit vor allem im Betonbau gebräuchlich sind, beschrieben. Der Einfluss einer statischen Überbestimmtheit des Systems bleibt im Zuge dieser Arbeit jedoch unberücksichtigt.

Kapitel 3 Stand der Technik im Holzbau

Ein Überblick über den derzeitigen Stand der Technik im vorgespannten Holzbau wird in diesem Kapitel gegeben. Ausgehend von einer umfangreichen Literaturrecherche werden verschiedene im Holzbau erprobte Methoden ebenso angeführt wie aktuelle und vergangene Forschungsprojekte zu den im Holzbau sinnvollen Einsatzmöglichkeiten einer Vorspannung.

Kapitel 4 Spannglieder

Dieses Kapitel enthält eine Auflistung der verschiedenen Arten von Spanngliedern. Es werden dabei die möglichen Einsatzbereiche angegeben und die Unterschiede im Tragverhalten verglichen.

Kapitel 5 Spannkraftverluste beim Vorspannen von Holz

Das Kapitel Spannkraftverluste beschäftigt sich mit den Hintergründen zu den Verlusten an Vorspannkraft, deren Ursachen und Einflussparametern. Dazu werden die einzelnen Mechanismen detailliert beschrieben und insbesondere auf das viskoelastische und plastische Materialverhalten von Holz näher eingegangen. Auch die feuchteinduzierten Verformungen und die Entstehung von Zwang zufolge einer Behinderung dieser Verformung ist Teil dieses Kapitels.

Kapitel 6 Nachweisführung

Dieser Abschnitt befasst sich mit den für vorgespannte Systeme zusätzlich zu führenden Nachweisen. Für den Fall, dass in einem Teilbereich noch keine Regeln für die Anwendung in Holz existieren, wird dazu entweder auf die zugehörige Betonbaunormung verwiesen oder eigene Vorschläge für die Berücksichtigung erbracht.

Kapitel 7 Material und Methoden

Im Rahmen dieser Arbeit wurden auch Versuche durchgeführt. Das dafür entwickelte Versuchskonzept, die verwendeten Materialien und die Vorgangsweise werden in diesem Abschnitt beschrieben. Des Weiteren enthält dieses Kapitel ein einfaches Rechenmodell, das zur Vergleichsrechnung der Versuchsergebnisse dienen soll.

Kapitel 8 Ergebnisdiskussion

Die durch die Versuche erhaltenen Erkenntnisse werden in diesem Kapitel dargestellt. Die Beschreibung erfolgt dazu einzeln für jede Prüferie wobei jeweils die Unterschiede zu vorangegangenen Versuchsserien angeführt werden.

Kapitel 9 Zusammenfassung und Ausblick

Das abschließende Kapitel fasst die wichtigsten Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt einen Ausblick auf die weitere Vorgehensweise im Bezug auf dieses Forschungsthema.

KAPITEL 2: PRINZIP DER VORSPANNUNG

2-1 ALLGEMEINES

Die Methode des Vorspannens wird in [1] als das Vorbereiten einer Konstruktion auf die bevorstehende Belastung durch eine zuvor aufgebrachte, entgegengesetzte Last bezeichnet. Tatsächlich wird durch eine Vorspannung versucht, die durch die äußere Beanspruchung resultierende Belastung auf ein Bauteil auszugleichen beziehungsweise zu reduzieren und der Konstruktion deren Aufnahme und Übertragung zu erleichtern.

Der Eurocode 2 [2] definiert das Vorspannen als „ein Verfahren, bei dem Kräfte auf ein Bauteil dadurch aufgebracht werden, dass Zugglieder relativ zur Lage des Betons gespannt werden. Der Begriff ‚Vorspannung‘ beschreibt allgemein alle dauerhaften Auswirkungen des Vorspannvorgangs, der unter anderem zum Entstehen von Schnittkräften und zu Verformungen des Bauteils und des Tragwerks führen kann.“. Vorgespannte Bauteile unterscheiden sich von konventionellen Konstruktionen somit lediglich durch den zuvor eingepprägten Belastungszustand, welcher jedoch in der Lage ist, das Tragverhalten einer Konstruktion gezielt zu steuern oder gar erst zu ermöglichen, wie folgendes einfache Beispiel veranschaulichen soll:

Abbildung 2-1 zeigt vereinfacht die Wirkungsweise einer Vorspannkraft. Erst durch das Zusammendrücken der Bücher wird es möglich, den Bücherstapel aufzuheben. Ohne die durch die äußere Druckkraft zwischen den Büchern aktivierten Reibungskräfte würden die Bücher hinunterfallen.

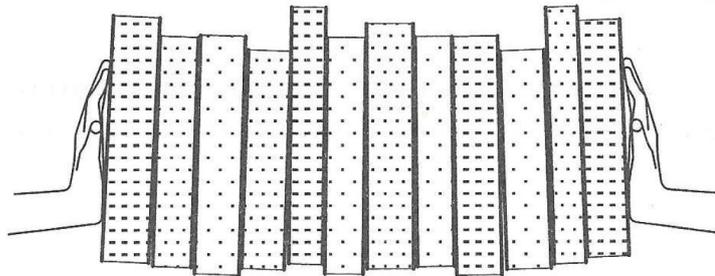


Abbildung 2-1: *Prinzip der Vorspannung am Beispiel eines Bücherstapels [3]*

Ein anderes Beispiel für Vorspannung im weiteren Sinne als Kompensation geringer Zugfestigkeit durch Druckkräfte stellen Bogen- und Gewölbekonstruktionen dar (siehe Abbildung 2-2). Durch die unverschiebliche Lagerung und die Bogengeometrie wird durch das Eigengewicht eine Druckkraft erzeugt, welche die infolge Biegung auftretenden Zugspannungen im Querschnitt ganz oder teilweise überdrückt. Diese Technik wird bereits seit Jahrhunderten in teils monumentalen Bauwerken genutzt.

Da die aus Vorspannung aufgebrachte Belastung im Allgemeinen der äußeren Belastung entgegenwirkt, wird die tatsächlich auf den Querschnitt resultierende Belastung aus der Differenz großer Zahlen mit annähernd gleichen Werten gebildet. Diese Differenz ist sehr empfindlich gegenüber bereits kleiner Änderungen der Eingangswerte. Deshalb ist bei der Berechnung von vorgespannten Konstruktionen eine erhöhte Rechengenauigkeit im Bezug auf die Eingangswerte wie Belastung oder Querschnittswerten erforderlich [4]. Diese Systemempfindlichkeit hat weiters

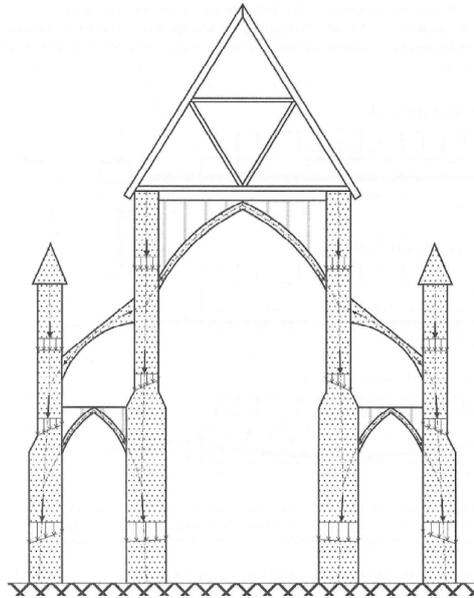


Abbildung 2-2: „Vorgespannte“ Gewölbestruktur [3]

zur Folge, dass mitunter Bauzustände oder Situationen mit geringer Belastung (Eigengewicht mit Vorspannung allein) bemessungsbestimmend sind.

Des Weiteren ist die Herstellung lohnintensiver und bei einer Vorspannung mittels Spannstählen ist auf die erhöhten Ansprüche an den Korrosionsschutz zu achten.

Derzeit die größte Anwendung findet diese Methode sicherlich im Betonbau, wo durch das Aufbringen einer Druckkraft die geringe Zugfestigkeit des Betons, welche in der Größenordnung von nur rund 1/10 der Druckfestigkeit liegt, ausgeglichen wird. Die bei der Vorspannung induzierten Druckspannungen müssen erst durch die äußere Belastung aufgezehrt werden, bevor Zugspannungen im Querschnitt entstehen können. Der Zeitpunkt, ab dem im Querschnitt Zugspannungen auftreten, wird als Dekompression bezeichnet.

Grundsätzlich gibt es drei Möglichkeiten, ein Spannglied im Querschnitt anzuordnen:

- geradlinig zentrisch (Abbildung 2-3a)
- geradlinig exzentrisch (Abbildung 2-3b)
- nicht geradlinig (Abbildung 2-3c)

Durch den geradlinigen Verlauf wird im Querschnitt lediglich eine konstante Druckkraft P erzeugt. Wird das Spannglied exzentrisch angeordnet, so entsteht im Querschnitt zusätzlich ein konstantes Biegemoment mit der Amplitude $P \cdot e$. Bei einem nicht geradlinigen Spanngliedverlauf treten an den Umlenkstellen transversale Kräfte auf, die einen veränderlichen Biegemomentenverlauf nach sich ziehen. Dadurch entstehen im Querschnitt zusätzlich Querkräfte.

Bei statisch bestimmt gelagerten Systemen treten zufolge der Vorspannkraft zwar innere Schnittkräfte aber keine Auflagerreaktionen auf. Ist das System jedoch statisch überbestimmt (beispielsweise ein Durchlaufträger), treten durch die aufgebrachte Vorspannkraft zusätzliche Auflagerkräfte auf, die in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. In dieser Arbeit wird auf die statisch unbestimmten Systeme jedoch nicht näher eingegangen.

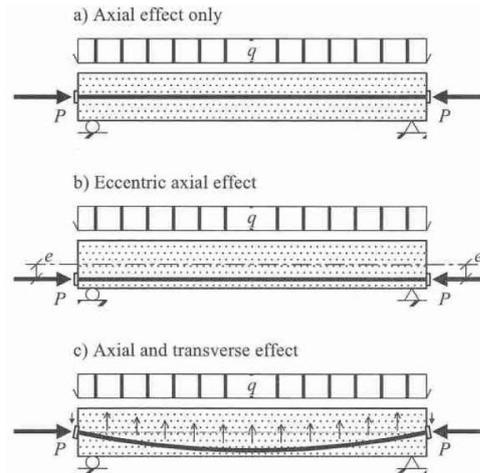


Abbildung 2-3: Möglichkeiten der Spanngliederanordnung in einem Querschnitt [3]

2-2 VORSPANNUNG IM BETONBAU

Da viele im Holzbau eingesetzten Vorspannsysteme aus dem Spannbetonbau abgeleitet wurden, wird im Folgenden auf die gebräuchlichsten Bauweisen für Spannbeton eingegangen. Die nachfolgende Abhandlung beruht auf den in [3]–[6] dargestellten Erkenntnissen.

2-2.1 VORSPANNUNG MIT VERBUND

2-2.1.1 Vorspannung mit sofortigem Verbund

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund (engl. „prestressing“) werden die Spannstahlitzen vorgespannt, bevor der Beton erhärtet ist. Da für diese Art der Vorspannung externe Widerlager notwendig sind, um den Spannstahl vorzuspannen, kommt diese Methode vor allem in Fertigteilwerken zur Anwendung.

Beim sogenannten Spannbettverfahren werden die profilierten Spanndrähte oder Litzen zunächst gegen die Widerlager gespannt. Danach folgt die Einbringung etwaiger zusätzlicher schlaffer Bewehrung bevor der Beton eingegossen wird. Sobald der Beton ausreichend erhärtet ist, werden die Spannglieder aus den Verankerungen gelöst und die Vorspannkraft überträgt sich auf das Betonbauteil. Dabei erfolgt die Kraftübertragung über Verbundspannungen zwischen dem profilierten Spannstahl und dem Beton. Die kontinuierliche Einbringung der Vorspannkraft durch Verbundspannungen benötigt eine gewisse Einbindelänge l_{bp} an den Enden des Bauteils, bevor die Vorspannkraft vollständig in den Beton eingeleitet werden kann. Die erforderliche Einbindelänge ist umso geringer, je besser die Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Beton ist.

Bei im Verbund hergestellten Querschnitten wird von einem starren Verbund zwischen Beton- und Spannstahlquerschnitt ausgegangen. Daraus folgt eine ebene Dehnungsverteilung entlang des Querschnitts, wodurch die Tragfähigkeit des Spannstahls optimal ausgenutzt werden kann.

Wird das Spannglied wie in Abbildung 2-4 exzentrisch geführt, so erfährt das Bauteil durch die exzentrische Druckkraft ein Biegemoment, welches zum Aufschüsseln des Betonkörpers führt und ihn aus der Schalung hebt, was zur Aktivierung des Eigengewichts des Betons führt. Das bedeutet, dass durch die exzentrische Anordnung des Spannglieds und das zufolge Betoneigengewicht entstehende Biegemoment die Vorspannkraft im Spannglied erhöht wird. Auch wenn es theoretisch möglich ist, das Spannglied punktuell umzulenken, so wird dies in der Praxis weitestgehend vermieden, da dadurch ein erheblicher Mehraufwand entsteht. Aus diesem Grund

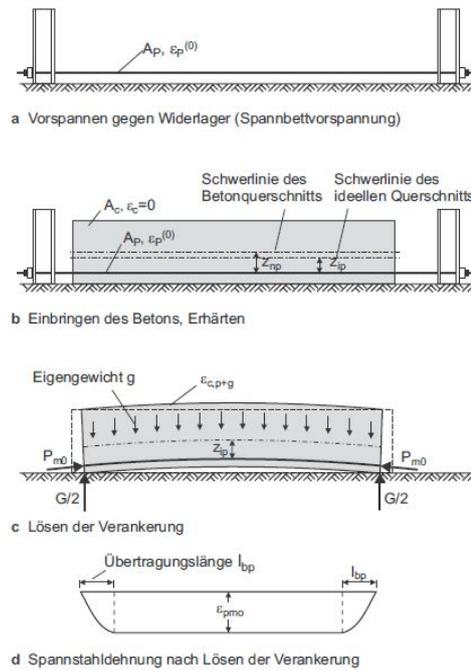


Abbildung 2-4: Prinzipskizze zur Vorspannung mit sofortigem Verbund [4]

ist der Spanngliedverlauf beim Spannbettverfahren vorwiegend geradlinig.

Beim Lösen der Spannglieder aus dem Spannbett wird der zuvor spannungslose Beton mit der Vorspannkraft beansprucht und gestaucht. Dadurch reduziert sich die initiale Vorspannkraft P_{\max} auf die effektiv wirksame Vorspannkraft P_{m0} . Dabei ist das Verhältnis von P_{m0} zu P_{\max} abhängig von der Fläche und dem Trägheitsmoment des Betonquerschnitts und des ideellen Verbundquerschnitts:

$$P_{m0} = \frac{A_c \cdot I_c}{A_i \cdot I_i} \cdot P_{\max} \quad (2.1)$$

- Dabei sind:
- P_{m0} ... effektiv wirksame Vorspannkraft
 - P_{\max} ... initiale Vorspannkraft
 - A_c ... Bruttoquerschnittsfläche des Betons
 - A_i ... Querschnittsfläche des ideellen Querschnitts
 - I_c ... Trägheitsmoment des Betonquerschnitts
 - I_i ... Trägheitsmoment des ideellen Querschnitts

2-2.1.2 Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Wird der Beton im nachträglichen Verbund (engl. „post-tensioning“; der Begriff „post-tensioning“ wird in der Literatur jedoch auch für Vorspannung ohne Verbund verwendet, siehe Kapitel 2-2.2) vorgespannt, so erfolgt die Vorspannung des Spannstahls erst sobald der Beton erhärtet ist. Dazu werden Hüllrohre mit einbetoniert, in denen sich die vorerst noch schlaffen Spannglieder befinden oder nachträglich eingezogen werden. Sobald der Beton erhärtet ist werden die Spannglieder, das sind in der Regel Stäbe mit großem Durchmesser oder Bündel aus Einzellitzen und -drähten, mit hydraulischen Spannpressen, welche sich gegen den erhärteten Beton abstützen, vorgespannt. Nach dem Spannvorgang werden die Hüllrohre mit Zementmörtel verpresst. Durch das Verpressen der Hüllrohre wird nicht nur der Verbund zwischen Betonkörper und Spannglied hergestellt, die alkalische Umgebung des Zementleims stellt auch den Korrosionsschutz für den Spannstahl her.

Auch wenn die Vorspannkraft vollständig an den Enden verankert ist, hat der Verbund zwischen Spannstahl und Betonkörper einen positiven Effekt auf das Tragverhalten des Bauteils.

Beim Spannvorgang kann es durch die im Gegensatz zum Spannbettverfahren nachgiebige Schalung dazu kommen, dass der Betonkörper sich nicht vollständig von der Schalung löst, wodurch jedoch nicht das gesamte Betoneigengewicht aktiviert wird. Um dies zu vermeiden, kann es nötig sein, die Schalung zeitgleich zum Spannvorgang abzusenken. Dadurch kann der zusätzliche Einfluss des aktivierten Eigengewichts auf die Spannkraft einfach an der Spannpresse abgelesen werden. Bei der Vorspannung im nachträglichen Verbund wird die initiale Vorspannkraft P_{max} lediglich durch Keilschlupf reduziert. Lediglich bei mehreren nacheinander vorgespannten Spanngliedern hat auch die Betonstauchung einen Einfluss.

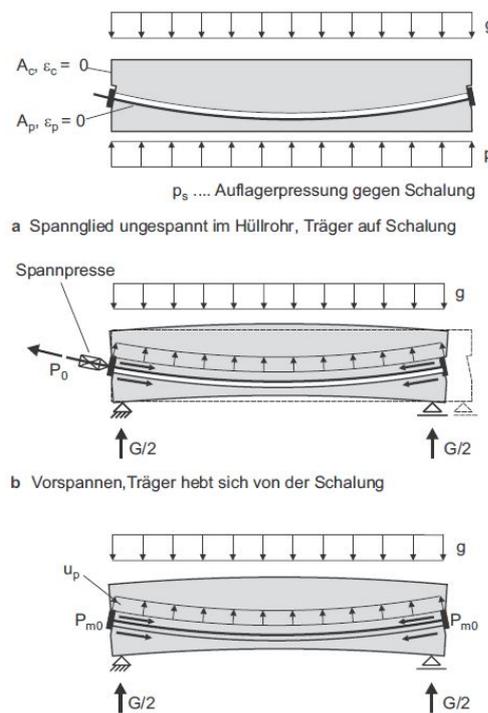


Abbildung 2-5: *Prinzipische Skizze zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund [4]*

Ein großer Vorteil im Gegensatz zum sofortigen Verbund des Spannbettverfahrens ist die nahezu frei wählbare Spanngliedgeometrie, welcher nur durch einzuhaltende Mindestkrümmungsradien Grenzen gesetzt sind. Dadurch kann der Verlauf des Spannstahls an die durch die äußere Belastung hervorgerufenen inneren Kräfte bestmöglich angepasst werden.

2-2.2 VORSPANNUNG OHNE VERBUND

2-2.2.1 interne Vorspannung

Die interne Vorspannung ohne Verbund folgt in seiner Konstruktion hauptsächlich den Prinzipien der Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Der Entfall des Verpressens der Hüllrohre mit Zementmörtel bringt jedoch einige gravierende Unterschiede mit sich. Um den Spannstahl vor Korrosion zu schützen, müssen die Hüllrohre stattdessen mit Fett befüllt werden, da der Spannstahl nicht mehr in einer alkalischen Umgebung eingebettet liegt. Dieses Fett reduziert zusätzlich die Reibung, welche aufgrund von Relativverschiebungen zwischen Spannstahl und Hüllrohr auftritt. Eine zusätzliche Maßnahme, die zum Korrosionsschutz notwendig sein kann, ist eine Kunststoffummantelung der Stahllitzen, welche bereits werksseitig hergestellt wird.

Der größte Unterschied im Vergleich zu im nachträglichen Verbund hergestellten Bauteilen liegt jedoch im Tragverhalten. Dadurch, dass kein Verbund zwischen Betonquerschnitt und Spannstahl vorliegt, trifft die Annahme des starren Verbunds, durch welche eine ebene Dehnungsverteilung resultieren würde, nicht mehr zu. Stattdessen wird bei der Vorspannung ohne Verbund davon ausgegangen, dass die Kraft im Spannglied über die gesamte Länge zwischen den Endverankerungen annähernd konstant ist. So führen auch lokale Beanspruchungen wie Einzellasten oder auch Risse zu einer Änderung der Kraft über die gesamte Länge im Spannstahl. Das statische Modell zur Berechnung eines solchen Systems wird in der Regel über ein innerlich statisch unbestimmtes System, ähnlich einem unterspannten Träger, gebildet.

2-2.2.2 externe Vorspannung

Anders als bei der internen Vorspannung liegt bei der Vorspannung über ein externes Spannglied der Spannstahl außerhalb des Betonquerschnitts. Dabei kann das Spannglied entweder geradlinig zwischen den Endauflagern verlaufen oder an lokalen Umlenksätteln oder Querträgern umgelenkt werden. Der Korrosionsschutz wird hier mittels PE-Ummantelungen und zusätzlich mit Fett hergestellt.

Erneut wird hier das statische Modell eines unterspannten Trägers gewählt, wobei im Falle der externen Vorspannung die Parallelen zu diesem System am offensichtlichsten sind.

In der Praxis wird das Spannglied bei der externen Vorspannung meist im Inneren von Hohlkastenquerschnitten geführt, um es vor äußeren Einflüssen bestmöglich zu schützen. Die etwas schlechtere Effizienz durch die verminderte statische Nutzhöhe wird dabei in Kauf genommen. Es ist jedoch auch möglich, die externe Vorspannung auch außerhalb des Betonquerschnitts in Form von Unter- und Überspannungen, wie beispielsweise Schrägseilbrücken, herzustellen.

Ein großer Vorteil dieser Konstruktionen ist die durch die gute Erreichbarkeit einfache Kontrolle und Wartung der Spannkabel. Diese können bei Bedarf sogar bei laufender Nutzung nachgespannt oder ausgetauscht werden. Zudem ist der Korrosionsschutz der Spannkabel meist werksseitig hergestellt und redundant. Dem guten Korrosionsschutz des Spannglieds steht jedoch der risikobehaftete, weil aufwändig und baustellenseitig herzustellende Korrosionsschutz der Spanngliedanker gegenüber.

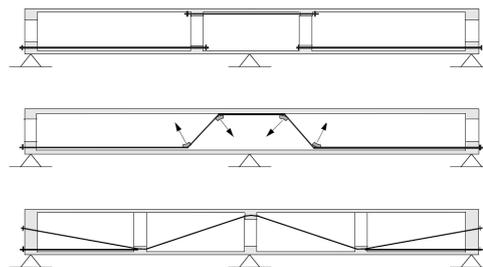


Abbildung 2-6: gerade (oben) und polygonale Spanngliedführung (mitte, unten) [5]

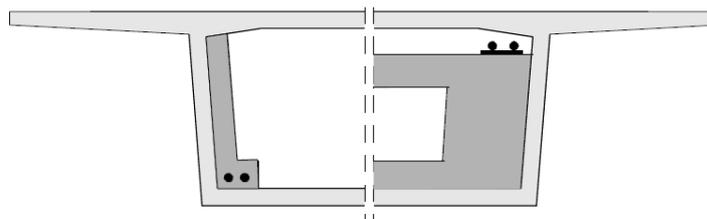


Abbildung 2-7: Querschnitt im Feld (links) und über der Mittelstütze (rechts) [5]

KAPITEL 3: STAND DER TECHNIK IM HOLZBAU

3-1 SCHIFFE, HOLZFÄSSER, SPEICHENRÄDER

Die Vorspannung hat im Holzbau bereits eine jahrhundertelange Tradition. So wurden beispielsweise bereits im alten Ägypten Schiffe mit Quer- und Längsseilen vorgespannt [7].

Ebenfalls zu den traditionellen vorgespannten Holzkonstruktionen können Holzfässer gezählt werden. Dabei werden die einzelnen getrockneten Holzdauben zunächst in einen Eisenreifen eingepasst. Danach folgt das sogenannte „Ausfeuern“ [8]. Dabei wird im Inneren des Fasses ein Feuer entzündet und die Dauben von außen befeuchtet. Dadurch wird das Holz biegsam und kann mithilfe des Fasszuges zusammengezogen werden. Abschließend wird das Fass bereift wobei sich die Holzdauben gegen die Eisenreifen drücken. Durch diese Vorspannung behält das Fass einerseits seine Form, andererseits wird dadurch auch die Dichtigkeit gewährleistet. Ein weiterer Faktor, der diese Art der Vorspannung unterstützt, sind die Quellverformungen des zuvor getrockneten Holzes, welches die Holzdauben zusätzlich gegeneinander und an die Eisenreifen presst.



(a) *Holzfass beim Ausfeuern*



(b) *Zusammenziehen des Fasses mit dem Fasszug*

Abbildung 3-1: Fassherstellung [8]

Ein ähnliches Prinzip kommt bei alten Holzrädern zur Anwendung: durch das Beschlagen mit einem Eisenring bleibt das Rad formstabil und die Holzspeichen, welche stumpf gestoßen nur Druckkräfte übertragen können, werden überdrückt. Zusätzlich zur Vorspannung durch den Eisenring kommt es auch hier während der Nutzung zum Quellen des Holzes, was eine zusätzliche Vorspannwirkung mit sich bringt.

3-2 SYSTEM HOWE

Das System HOWE ist ein aus dem Jahre 1840 stammendes Patent für Brückensysteme. Es handelt sich hierbei um ein mehrfach statisch unbestimmtes Fachwerk bei dem die Pfosten als eiserne Zugstangen ausgebildet werden. Die Eisenstangen werden dabei durch die Fachwerkgurte hindurchgeführt und mit Hilfe von Schraubmuttern vorgespannt. Die Streben des Fachwerks sind stumpf gestoßen und können deshalb nur Druckkräfte übertragen. Zur Sicherstellung dieser Druckkräfte werden die Eisenstangen soweit vorgespannt, dass in den Streben zu keinem

Zeitpunkt Zugkräfte durch die äußere Belastung entstehen. Es besteht auch die Möglichkeit des Nachspannens, um zu großen Verformungen zufolge Langzeitbelastung zu begegnen. [9]

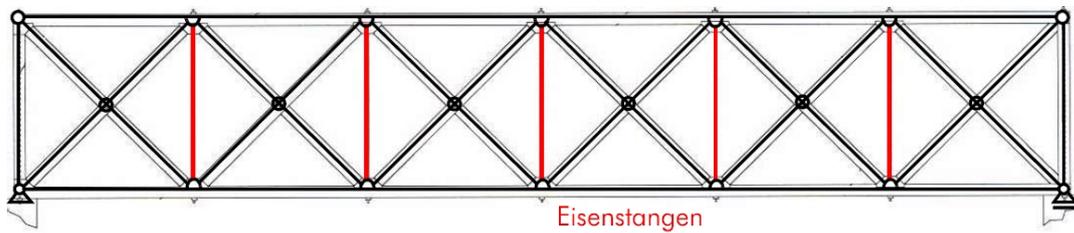
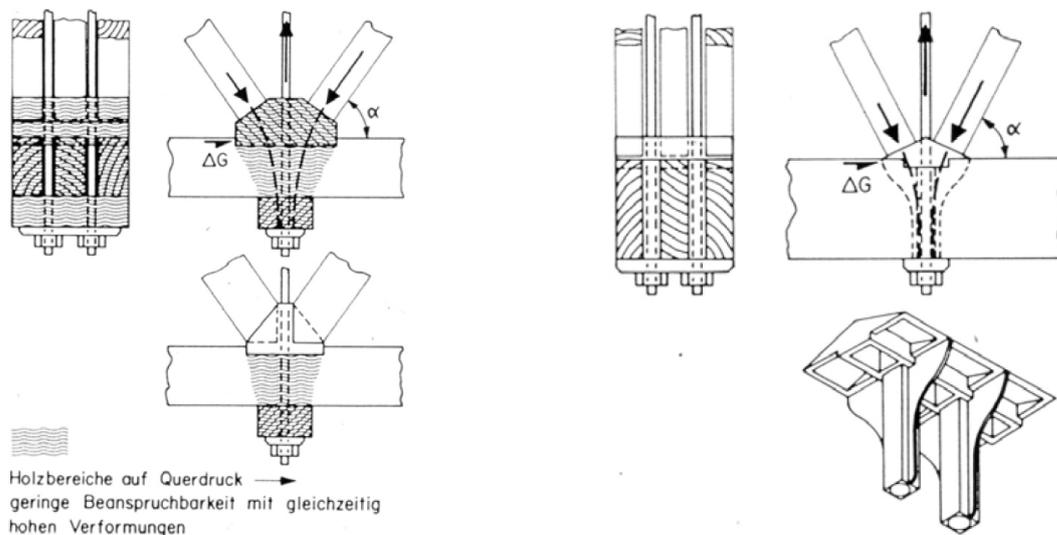


Abbildung 3-2: System Howe „einfacher Strebenzug“ [9]

Zur Knotenausbildung kamen zwei verschiedene Lösungen zur Anwendung: die „Europäische Knotenlösung“ (Abbildung 3-3a) und die „Amerikanische Knotenlösung“ (Abbildung 3-3b). Die ursprünglich eingesetzte europäische Knotenlösung ist gekennzeichnet durch Holzbauteile, welche vorwiegend auf Querdruck beansprucht werden. Durch die dadurch entstehenden hohen Kriechverformungen ist ein häufiges Nachspannen nötig.

Bei der amerikanischen Knotenlösung werden die auf Querdruck beanspruchten Holzteile durch ein Eisenteil ersetzt, welches die Druckkräfte direkt in die Fachwerkstreben einleitet. Durch die so reduzierten Kriechverformungen ist ein Nachspannen nicht mehr so häufig notwendig und die Verbindung kann generell größere Belastungen aufnehmen als die europäische Knotenlösung.



(a) „Europäische Knotenlösung“

(b) „Amerikanische Knotenlösung“

Abbildung 3-3: Knotendetails System HOWE [9]

3-3 QS-PLATTE UND QSX-PLATTE

3-3.1 QUERVORGESPANNTE PLATTE

Die quervorgespannte Platte (QS-Platte, Abbildung 3-4) ist ein vorwiegend im Holzbrückenbau eingesetztes Tragelement. Die Platte besteht dabei aus einzelnen Brettlamellen, welche hochkant nebeneinander angeordnet werden. Durch die Brettlamellen wird in regelmäßigen Abständen ein Spannglied geführt, welches mittels beidseitig angeordneter Ankerplatten vorgespannt wird. Durch die Vorspannung entsteht ein Reibungsverbund, welcher eine querverteilende Wirkung unter

konzentrierten Lasten ermöglicht. Des Weiteren ist die Platte in der Lage als Aussteifungselement zu fungieren, wodurch auf Verbände verzichtet werden kann.

Um die Vorspannkräfte gleichmäßig in das Holz einzuleiten und hohe lokale Einpressungen durch die entstehende Querdruckbeanspruchung zu verhindern, werden Randbalken aus Hartholz eingesetzt. Das Aufbringen der Vorspannkraft erfolgt über Ankerplatten und Muttern.

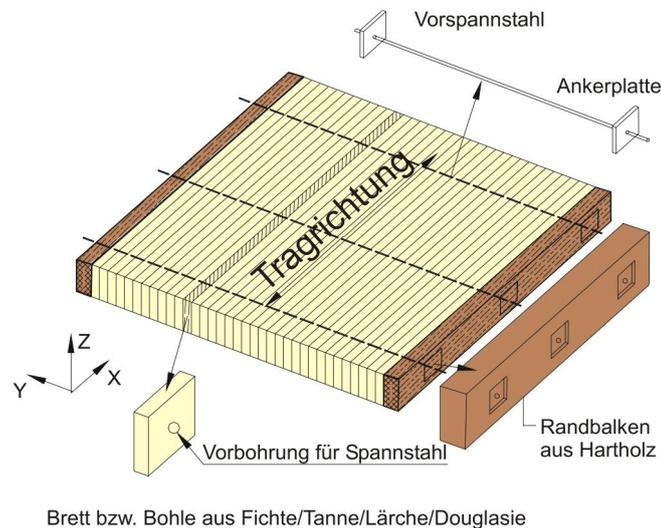


Abbildung 3-4: Aufbau einer quervorgespannten Platte [9]

Durch die Vorspannung wird eine Tragfähigkeitssteigerung im Vergleich zu den nicht vorgespannten Brettern erreicht, da eine Querverteilung der Belastung ermöglicht wird. Dies wird auch in der Bemessung berücksichtigt. Daraus resultiert jedoch im Umkehrschluss die Notwendigkeit einer ständigen Kontrolle der Vorspannkräfte und des Nachspanns.

Um das System auch für größere Spannweiten einsetzen zu können, können alternativ zu den Einzelbrettern Brettschichtholz (BSH)-Elemente eingesetzt oder durch einzelne stehende BSH-Träger zwischen den Brettern eine Rippenplatte ausgebildet werden.

Die Vorspannkräfte müssen nach Abzug der Verluste so groß sein, dass keine Verschiebungen zwischen den Lamellen auftreten.

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h \tag{3.1}$$

- Dabei sind:
- $F_{v,Ed}$... Bemessungswert der Schubkraft pro Längeneinheit verursacht durch horizontale und vertikale Einwirkungen
 - μ_d ... Bemessungswert für den Reibbeiwert
 - $\sigma_{p,min}$... minimale verbleibende Langzeit-Querdruckspannung infolge Vorspannung
 - h ... Dicke der Platte

Zur Sicherstellung einer querverteilenden Wirkung der Platte sollte die Langzeitvorspannkraft größer $0,35 \text{ N/mm}^2$ sein. Laut Norm gilt dies als sichergestellt sofern die anfängliche Vorspannkraft mindestens $1,00 \text{ N/mm}^2$ beträgt und der Feuchtegehalt der Lamellen zum Zeitpunkt des Vorspanns nicht höher als 16 % ist. Des Weiteren sind Schutzmaßnahmen gegen Feuchte (z.B. Abdichtung) vorzusehen [10]. Eine genauere Berechnung der Vorspannverluste erfolgt jedoch üblicherweise nicht.

3-3.2 QUERVORGESPANNTE QUERARMIERTE PLATTE

Die quervorgespannte, querarmierte Platte stellt eine Weiterentwicklung der QS-Platte dar. Beim sogenannten QSX-System wird nach dem Spannvorgang ein geeignetes Verbundharz in die Bohrlöcher injiziert. Dadurch entsteht nicht nur eine Verbundwirkung zwischen Holz und Spannglied, die Stahlstangen werden so auch effizient vor Korrosion geschützt. Durch den Verbund werden auch die Kriechverluste der Vorspannkraft reduziert.

Die Vorspannkraft wird durch Ankerköpfe eingebracht, welche nur im Montagezustand notwendig sind, da im fertigen Zustand die Vorspannkraft über die Verbundwirkung ins Holz eingeleitet wird. Im Falle einer Vorfertigung im Werk kommt analog zur Produktion von Betonfertigteilen das Spannbettverfahren zum Einsatz, bei welchem auf die Ankerköpfe vollständig verzichtet werden kann.

Die Verbundwirkung kann am besten ausgenutzt werden wenn der Spannstahl nicht wie bei der QS-Platte zentrisch, sondern nahe den Plattenrändern angeordnet wird. Es entsteht somit eine Querarmierung der Platte, welche mit der Bewehrung im Betonbau vergleichbar ist [9].

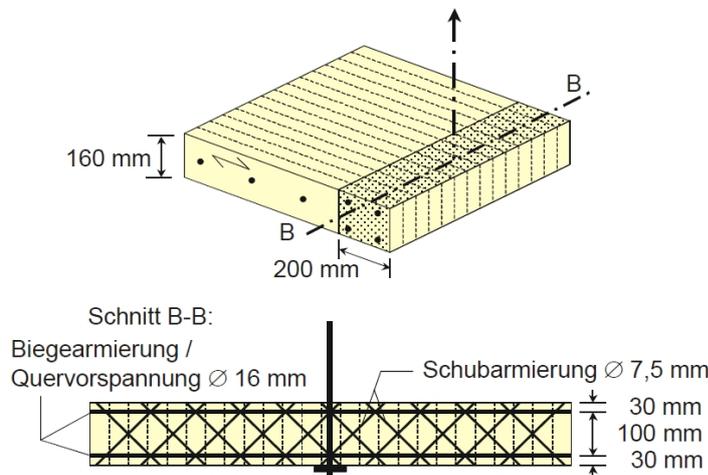


Abbildung 3-5: Aufbau einer quervorgespannten querarmierten Platte [9]

3-4 VORSPANNUNG DURCH VORVERFORMUNG DER MITTELLAMELLE

In [11] wird eine Vorspannmethode für Brettschichtholzträger vorgestellt, welche ohne jegliche Vorspannmittel auskommt. Dabei wird der Träger in drei Abschnitte unterteilt, wobei die Mittelzone größer ist als die beiden Randabschnitte. Dieser Mittelabschnitt wird mit einer Vorkrümmung hergestellt, wobei der Stich der Krümmung von der gewählten Vorspannung und der Biegesteifigkeit des Trägers abhängt. Nach dem Erhärten des Leimes wird die gekrümmte Mittelzone mit den geraden Randelementen verklebt. Die Randzonen versuchen nun den Mittelabschnitt gerade zu biegen und erfahren dadurch einen Eigenspannungszustand. Wirkt nun eine äußere Belastung auf den Träger, so verringert sich die resultierende Randspannung im Vergleich zum konventionell hergestellten Träger und es ergibt sich eine bessere Ausnutzung des Restquerschnittes wie in Abbildung 3-6 ersichtlich.

Der Autor betont allerdings, dass es sich beim gegenständlichen Bericht lediglich um ein Gedankenmodell handelt. Inwieweit diese Methode technisch umsetzbar und wirtschaftlich sinnvoll ist wird auch vom Autor selbst als offene Fragestellung identifiziert. Zudem sind keine weiterführenden Untersuchungen oder realisierte Projekte dieses Thema betreffend bekannt.

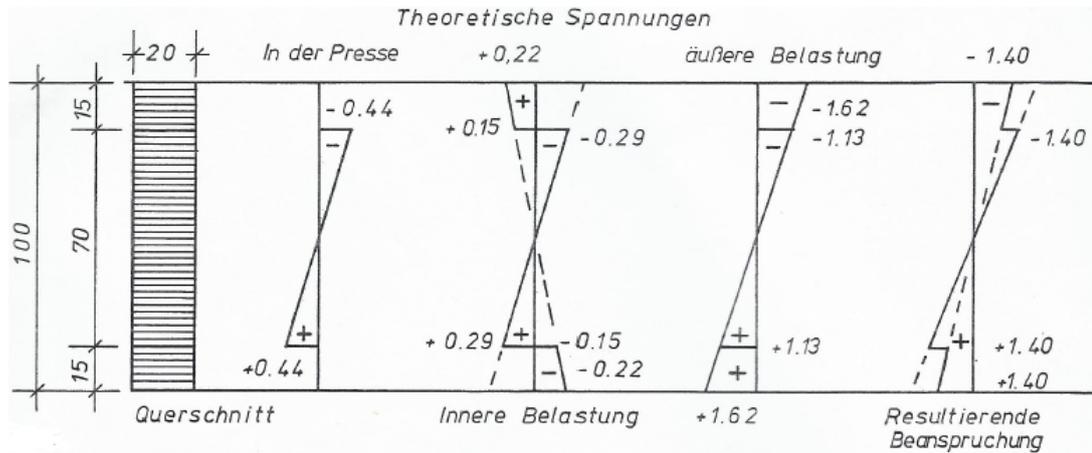


Abbildung 3-6: Spannungsverläufe zufolge Vorspannung, äußerer Belastung und resultierender Beanspruchung [11]

3-5 SELBSTZENTRIERENDE VORGESPANNTE RAHMENECKE

An der University of Canterbury in Christchurch, Neuseeland wurde ein vorgespanntes Rahmensystem zur Aufnahme von Erdbebenlasten entwickelt [12]. Als Ausgangsbasis fungiert die sogenannte PRESSS (PREcast Seismic Structural System)-Technologie [13][14], dem Ergebnis eines in den 1990er- Jahren durchgeführten Forschungsprogramms im Betonbau zur Entwicklung von hochleistungsfähigen, kosteneffizienten und erdbebensicheren Rahmensystemen und Schubwänden.

Das System ist in der Lage, große inelastische Verformungen aufzunehmen und so die Schäden am Tragsystem zu verringern. Dieses Verformungsvermögen wird durch das Öffnen und Schließen einer Fuge in der Verbindung zwischen Rahmenriegel und Rahmenstiel ermöglicht. Durch die zentrische Vorspannung ohne Verbund des Riegels wird ein selbstzentrierender Effekt hervorgerufen was bedeutet, dass nach einem Erdbebenereignis keine permanenten Verformungen auftreten, sondern sich das System stets in seine Ausgangslage zurückbewegt. Zur Energiedissipation werden zusätzlich Dissipatoren im Bereich der Fuge angeordnet, welche durch plastische Verformungen die im Erdbebenfall frei werdende Energie abbauen und im Schadensfall ausgetauscht werden können. Dieses Hybridsystem aus Selbstzentrierung und Energiedissipation zeigt sich in einer flaggenförmigen Hysteresekurve (Abbildung 3-7).

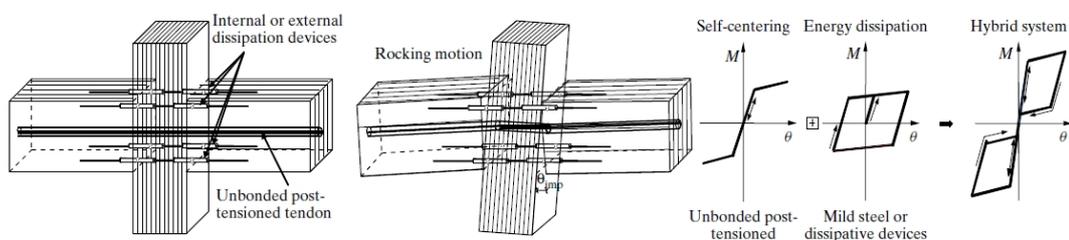


Abbildung 3-7: Konzept des zentrisch vorgespannten Rahmensystems; rechts: flaggenförmige Hysteresekurve zur Energiedissipation [12]

Diese Idee wurde für den Holzbau adaptiert und in weiterer Folge unter dem Begriff Pres-Lam untersucht. Als Ausgangsbasis für den Rahmen der University of Canterbury wurde Furnierschichtholz gewählt und die Verbindungsknoten mit Stahlplatten verstärkt [12]. Es wird jedoch

darauf hingewiesen, dass auch andere Holzprodukte wie beispielsweise Brettschichtholz eingesetzt werden könnten, vorausgesetzt ein Versagen in den Druckzonen am Rand der Verbindung ist ausgeschlossen. Eine Variante, welche mit Brettschichtholz aus Fichte und ohne Stahlverstärkungen der Stiele ausgeführt wurde, wurde folglich an der ETH Zürich gewählt und untersucht [15]. Der auf Querdruck beanspruchte Teil des Rahmenstiels und die Druckzone des Riegels im Rahmeneckbereich wurden dabei mit Hartholz aus Esche verstärkt (Abbildung 3-8).



Abbildung 3-8: *Rahmendetail aus BSH der ETH Zürich. Die dunklen Bereiche kennzeichnen die Verstärkung mit Hartholz [16]*

Im Bereich der Fuge zwischen Riegel und Stiel werden die Dissipatoren angeordnet, welche sich sowohl im Inneren, als auch außerhalb des Querschnitts befinden können. Da im Erdbebenfall die Dissipatoren die einzigen Komponenten darstellen, die Schaden nehmen sollen, ist eine außenliegende Anordnung besonders vorteilhaft, da diese nach dem Schaden einfach ausgetauscht werden können. Als innenliegende Dissipatoren kommen eingeklebte Rippenstähle zum Einsatz, im Fall einer externen Positionierung werden Stahlstangen mit Gewinde in eine Stahlhülse eingedreht und mit Epoxidharz vergossen, um ein lokales Stabilitätsversagen zu verhindern.

Es wurden bereits einige Pilotprojekte mit dieser Technologie realisiert [17], wobei besonders das ETH House of Natural Resources (HoNR) und die Trimble Navigation Offices hervorzuheben sind. Bei diesen Gebäuden werden die Spannkraftverluste und Holzfeuchteänderungen durch umfangreiches Monitoring [18] dazu verwendet, die ebenfalls im Zuge dieser Forschungsarbeit postulierte Gleichung [19] (Gl. 3.2) zur Abschätzung der Spannkraftverluste zu verifizieren. Dabei zeigte sich im jährlichen Mittel gesehen eine gute Übereinstimmung der Messdaten mit den berechneten Verlusten.

In Kapitel 5 dieser Arbeit wird vertieft auf die Berechnung und Einflüsse von Spannkraftverlusten eingegangen.

$$-\Delta P_0 = \frac{-P_0 \left\{ \frac{l_{||}\varphi_{||}(t)}{E_{||}A_{||}} + \frac{l_{\perp}\varphi_{\perp}(t)}{E_{\perp}A_{\perp}} + \frac{lr_p(t)}{E_p A_p [1-\chi(t)_p r_p(t)]} \right\} + \Delta\varepsilon_{||,in}(t)l_{||} + \Delta\varepsilon_{\perp,in}(t)l_{\perp} - \Delta\varepsilon_{p,in}(t)l}{\frac{l_{||}[1+\chi(t)_{||}\varphi_{||}(t)]}{E_{||}A_{||}} + \frac{l_{\perp}[1+\chi(t)_{\perp}\varphi_{\perp}(t)]}{E_{\perp}A_{\perp}} - \frac{l}{E_p A_p [1-\chi(t)_p r_p(t)]}} \quad (3.2)$$

Dabei sind: t ... Belastungsdauer
 P_0 ... Anfangsvorspannung
 \parallel ... längs zur Faser
 \perp ... normal zur Faser
 p ... Spannglied
 E ... Elastizitätsmodul
 A ... Querschnittsfläche
 l ... beanspruchte Länge
 φ ... Kriechzahl
 r ... Relaxationsbeiwert
 ϵ_{in} ... Inelastische Verformung zufolge Temperatur, Schwinden, Quellen
 χ ... Korrekturfunktion nach Trost

3-6 AUFGEKLEBTE CFK-LAMELLEN

Kohlefaser-verstärkte Kunststoffe (CFK, CarbonFaser verstärkte Kunststoffe) werden im Betonbau schon seit geraumer Zeit eingesetzt, um beispielsweise Tragwerke zu sanieren. Mit dem geeigneten Klebstoff lassen sich diese Kunststoffe jedoch auch im Holzbau einsetzen.

Die holzspezifischen Randbedingungen bei dieser Anwendung wurden von [7] in einem dreijährigen Forschungsprojekt untersucht. Im Zuge des Forschungsprojektes kamen BSH-Träger zum Einsatz, welche mit an unterschiedlichen Positionen im Querschnitt geklebten CFK-Lamellen verstärkt wurden (Abbildung 3-9). Die Lamellen wurden dabei entweder schlaff oder aber im Spannbett vorgespannt verklebt. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die Spannungskonzentrationen in den Lasteinleitungsbereichen (Schubspannung in der Verbundfuge und Querkzugspannungen im Holz) gelegt. Weiters wurden die Verluste der Vorspannkraft beim Lösen aus dem Spannbett und die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften bei Biegebeanspruchung untersucht.

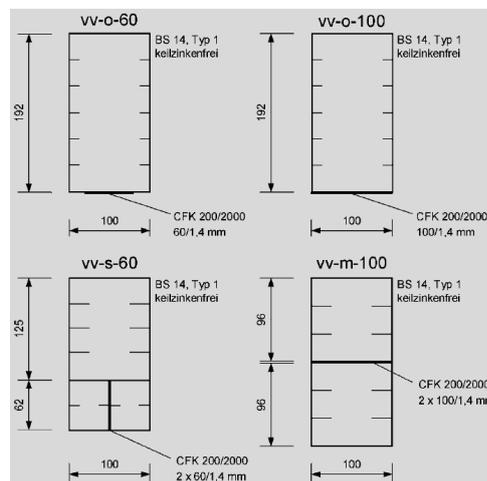


Abbildung 3-9: Anordnungen der CFK-Lamellen im Querschnitt [7]

Im ersten Schritt wurden Abscher-Zugversuche durchgeführt, bei denen Klebstoff, geometrische Abmessungen (Länge und Breite der CFK-Lamellen) und deren Oberflächenbeschaffenheit variiert wurden. Diese Versuche zeigten bei der Verwendung der geeigneten Klebstoffe ein Versagen im Holz. Die Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit beschränkt sich auf die Sauberkeit der Oberfläche vor der Verklebung, ein Aufrauen hat keine Auswirkung auf die Verklebefestigkeit. Für die eigentlichen Vorspannversuche an Balken wurden drei verschiedene Aufbauten sowie ein unbewehrter Kontrollquerschnitt untersucht: Aufkleben der CFK-Lamelle

direkt am Zugrand des Querschnitts, CFK-Lamelle exzentrisch und stehend aufgeklebt und die mittige Anordnung der CFK-Lamelle. Die Ergebnisse der Versuche zeigen insbesondere bei der am Rand angeordneten Lamelle Probleme im Lasteinleitungsbereich wobei zwei Versagensarten auftreten: Querkzugversagen im Holz parallel zur Lamelle circa 3 cm unter dieser und Schubversagen in der Verbundfuge. Bei den beiden anderen Versuchsreihen trat nur Schubversagen in der Verbundfuge auf, wobei die erreichten Schubspannungen um 50 % bis 100 % gesteigert werden konnten. In den anschließenden Untersuchungen konnte ein signifikanter bzw. großer Einfluss der Parameter Steifigkeit der Verklebung sowie Elastizitätsmodul und Höhe der CFK-Lamelle und mittlerer bzw. geringer Einfluss der Breite der Lamelle und der Querschnittsabmessungen der Holzquerschnitts und dessen Elastizitätsmodul auf die Schubspannungen in der Fuge und die Normalspannungen in der Lamelle festgestellt werden. Bei den Biegeversuchen konnte bei einem Bewehrungsgrad von 0,70 % und ohne Vorspannkraft eine Erhöhung der Biegesteifigkeit um circa 14 % und eine Erhöhung der Biegefestigkeit um 65 % im Vergleich zum unbewehrten Kontrollbalken festgestellt werden. Gegenüber dem schlaff bewehrten Querschnitt konnte das Aufbringen einer Vorspannkraft die Biegefestigkeit um weitere 10 % steigern.

Die eben beschriebene Methode ist aufgrund der Notwendigkeit eines Spannbettes nur für Neubauten geeignet, zur Sanierung oder Verstärkung von bestehenden Holzbalken kann sie daher nicht verwendet werden. In [20] wird jedoch ein Verfahren vorgestellt, welches auch in der Sanierung von Holzkonstruktionen Verwendung finden kann. Die Balken werden dabei in Feldmitte mittels Schalungsstütze angehoben und die CFK-Lamelle auf den überhöhten Träger aufgeklebt. Nach dem Erhärten des Klebers und dem Entfernen der Stütze wird der Träger durch die Überhöhung vorgespannt. Die Übertragung der Vorspannkraft erfolgt über Schubspannungen in der Klebefuge zwischen CFK und dem Holz.

Diese Art der Vorspannung hat sowohl einen dreiecksförmigen Normalkraft- als auch Biegemomentenverlauf mit Maximum in Feldmitte zufolge. Aus dem dreiecksförmigen Biegemomentenverlauf resultiert eine konstante Schubspannung in der Klebefuge, was das Risiko von Delaminierungserscheinungen, die durch Schubspannungsspitzen hervorgerufen werden, vermindert.

Die Untersuchungen in [20] ergaben eine Erhöhung der Tragfähigkeit von rund 50 % im Vergleich zum nicht vorgespannten Balken und eine Erhöhung der Leistungsfähigkeit im Gebrauchszustand um bis zu 70 %. Es wurde ein analytisches Berechnungsmodell entwickelt, mit dem CFK-verstärkte Balken dimensioniert und deren Langzeitverhalten abgeschätzt werden können. Zur Verifikation der Ergebnisse wurde eine experimentelle und numerische Parameterstudie durchgeführt.



(a) Querkzugversagen des Holzes



(b) Schubversagen in der Verbundfuge

Abbildung 3-10: Bruchbilder von mit CFK-Lamellen vorgespannten BSH-Trägern [7]

3-7 QUERDRUCKVORSPANNUNG MIT SCHRAUBEN

Holz besitzt bekanntermaßen nur eine geringe Querkzugfestigkeit. In Bereichen mit hoher Querkzugbeanspruchung werden deshalb seit einiger Zeit unter anderem auch selbstbohrende Holzschrauben als Verstärkungsmaßnahme eingesetzt. Die Schrauben entfalten ihre Tragwirkung jedoch erst bei Entstehen eines Risses im Holz. Des Weiteren können durch das Schwinden des Holzes und die hohe Steifigkeit der nicht mitschwindenden Schraube Zwängungen in Form von Querkzugspannungen entstehen, welche die Rissentstehung begünstigen. Eine neu entwickelte Schraube mit veränderlicher Gewindesteigung spannt das Holz mit einer Querdruckspannung vor, um so einerseits das Entstehen von Rissen zu minimieren und andererseits die Tragwirkung der Schraube zu verbessern.

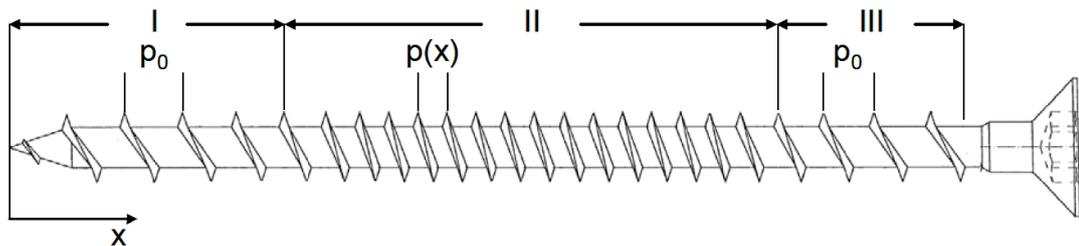


Abbildung 3-11: Schematische Darstellung einer Spannschraube mit veränderlicher Gewindesteigung. Bereich I und III besitzen die selbe konstante Gewindesteigung p_0 . In Bereich II ist die Gewindesteigung veränderlich mit der Funktion $p(x)$. [21]

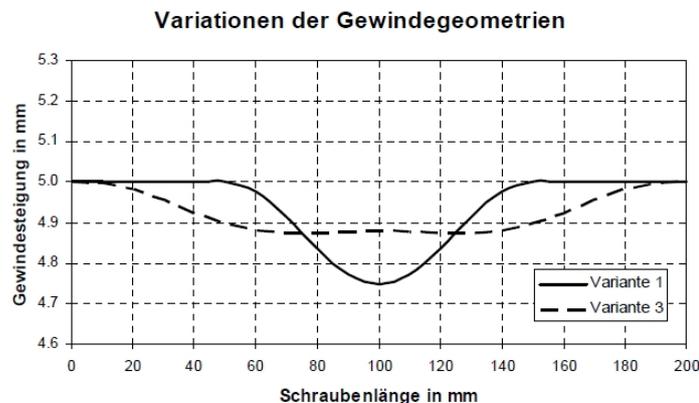


Abbildung 3-12: Änderung der Gewindesteigung zweier untersuchter Varianten. Schraubenspitze bei 0 mm, Schraubenkopf bei 200 mm [22]

Da die Querdruckfestigkeit von Holz gering ist, kann von außen nur eine begrenzte Vorspannkraft aufgebracht werden. Des Weiteren ist die Vorspannkraft im Inneren des Querschnittes unter Teilflächenbelastung durch die Lastausbreitung sehr gering. Aus diesem Grund werden bisher Doppelgewindeschrauben verwendet. Diese haben jedoch den Nachteil, dass ein zweites Gewinde in das Holz geschnitten wird und so die Holzmatrix in diesem Bereich gestört wird, was eine geringere Tragfähigkeit zufolge hat. Vermieden wird dies durch eine kontinuierliche Gewindeänderung anstelle von sprunghaften Steigungsänderungen [23]. In [24] wird die maximal vom Holz aufnehmbare axiale Verschiebung von selbstbohrenden Holzschrauben folgendermaßen angegeben:

$$\delta_{ax} = 0.0016d\sqrt{\rho l_s} \quad (3.3)$$

Dabei sind: δ_{ax} ... aufnehmbare axiale Verschiebung
 d ... Schraubendurchmesser
 ρ ... Rohdichte des Holzes
 l_s ... eingeschraubte Gewindelänge

Ein Überschreiten dieser Grenzverschiebung (siehe Abbildung 3-13) führt auch bei veränderlicher Gewindesteigung zu einer Zerstörung der Holzmatrix.

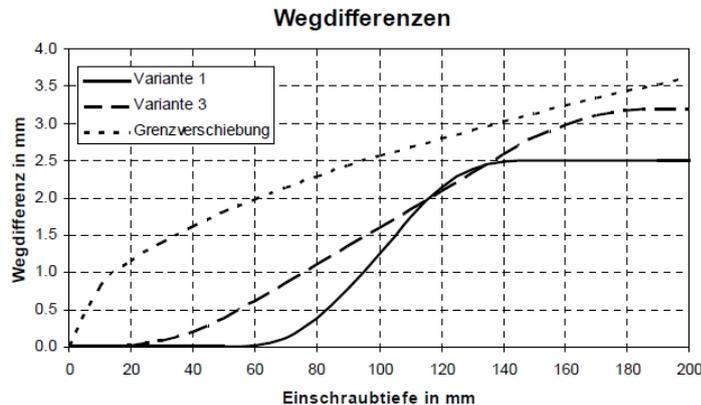


Abbildung 3-13: *Wegdifferenzen und Grenzverschiebung in Abhängigkeit der Einschraubtiefen für zwei untersuchte Gewindevarianten [22]*

Neben der Einhaltung der Grenzverschiebung spielen bei den vorgespannten Schrauben die Spannkraftverluste eine entscheidende Rolle. Die Ergebnisse von [21] beziffern die Vorspannverluste nach 30 Stunden mit rund 75 %, wobei der Großteil der Verluste in den ersten 3 Stunden auftrat. Die Aufzeichnung wurde jedoch nach dieser Zeit beendet und somit sind keine Erkenntnisse über den weiteren Verlauf bekannt. Aus diesem Grund ist fraglich, ob die Vorspannwirkung einer Verschraubung mit einer solchen Gewindegeometrie, beispielsweise als Querzugverstärkung eingesetzt, über die gesamte Nutzungsdauer aufrecht erhalten werden kann. Als Alternative zu Teilgewindeschrauben bei Schraubenpressklebungen sind die Schrauben mit veränderlicher Gewindesteigung jedoch gut geeignet und auch als zugelassenes Produkt am Markt erhältlich [25], [26].

3-8 SELBSTJUSTIERENDE VORSPANNUNG

Das in Abbildung 3-14 und 3-15 vorgestellte System ist eine innovative Methode zur Reduktion der Biegemomente und Durchbiegungen für weitgespannte Systeme. Durch die exzentrisch angeordnete Vorspannung wird ein Biegemoment hervorgerufen, welches den Momenten aus äußerer Belastung entgegenwirkt. Bei herkömmlichen Systemen ist das Moment aus Vorspannung jedoch unabhängig von der äußeren Belastung. Beim dargestellten System wird die Vorspannung aus der vertikalen Belastung erzeugt und steht somit in Relation zum Belastungsniveau. Aus diesem Grund ist es möglich, die Durchbiegung und die Relativverformung zwischen Auflager und Feldmitte möglichst gering zu halten [27].

Wie in Abbildung 3-15 dargestellt, besteht das Auflager aus zwei Druckstäben, in deren Kreuzungspunkt das Spannglied anschließt. Das Spannglied ist für das Funktionieren des Systems essenziell, ohne es wäre das System instabil und würde kollabieren. Am Ende des unteren Druckstabs befindet sich eine Rolle, an der sich der Querschnitt in vertikaler Richtung bewegen kann. Wird nun eine vertikale Kraft aufgebracht, verändert sich der Winkel α_i zwischen den Druckstäben und dem Spannglied, wodurch das Spannglied eine Längenänderung δ_i erfährt, welche zur Vorspannkraft $N_i = \frac{2F_i}{\tan \alpha_i}$ führt.

In Abbildung 3-16 ist zu erkennen, dass durch die Vorspannkraft ein Teileinspannungseffekt an den Auflagern auftritt, welcher die geringeren Durchbiegungen in Feldmitte ermöglicht. Je nach Wahl des Anfangswinkels α_0 ist dieser Effekt unterschiedlich stark ausgeprägt.

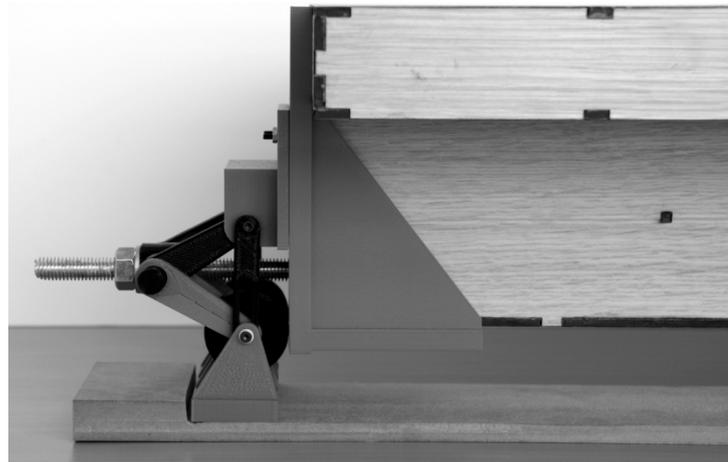


Abbildung 3-14: Auflagerdetail zur selbstjustierenden Vorspannung [27]

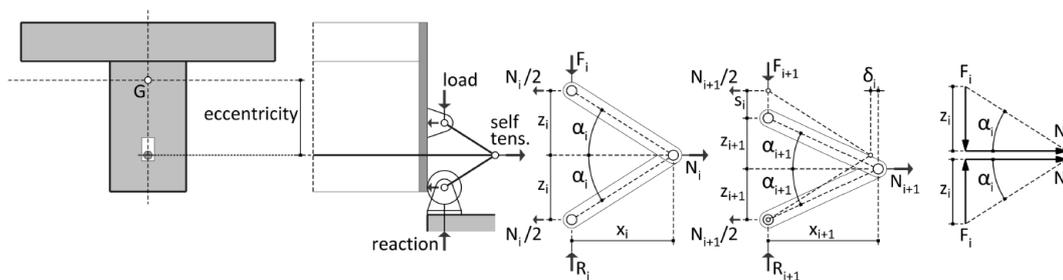


Abbildung 3-15: Funktionsweise der selbstzentrierenden Vorspannung [27]

Problematisch für die Praxis könnte die Gestaltung der Fugen- und Anschlusskonstruktion werden. Dadurch, dass sich der Träger unter Last nicht nur in Feldmitte, sondern auch am Auflager absenkt, ist die Fugenausbildung in diesem Bereich mit sehr hohem Aufwand verbunden, da die Fugen in der Lage sein müssen, die hohen Verformungen aufzunehmen. Durch geschickte Variation des Anfangswinkels α_0 kann jedoch der Anteil der Auflagerverformung gesteuert werden (siehe Abbildung 3-16).

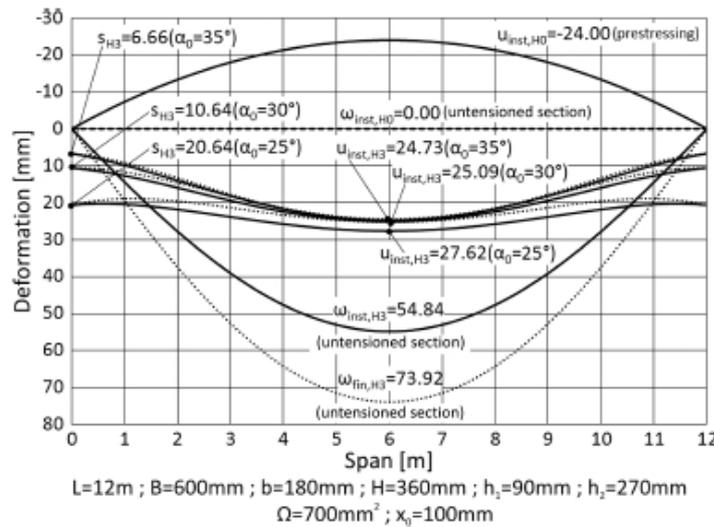


Abbildung 3-16: Sofortige Verformung (durchgezogene Linie) und Verformung inklusive Kriechanteil (strichlierte Linie) bei einer Belastung von 5 kN/m^2 . [27]

3-9 VORGESPANNTER FSH-HOHLKASTENTRÄGER

In Kapitel 3-5 wurde bereits das sogenannte Pres-Lam-System vorgestellt. Die hauptsächliche Anwendung dieses Systems liegt jedoch in der Aufnahme von Horizontallasten in erdbebengefährdeten Gebieten. Um die Vorteile von vorgespannten Rahmensystemen auch in Gebieten mit geringem Erdbebenrisiko nutzen zu können, wurde Pres-Lam in [28] für die vertikale Lastabtragung optimiert. Im folgenden wird jedoch nur auf die Untersuchungen betreffend die vorgespannten Einfeldträger eingegangen, die Anwendung auf Rahmensysteme erfolgt analog beziehungsweise in Anlehnung an Kapitel 3-5.

Die dazu verwendeten Querschnitte waren Hohlkastenquerschnitte aus Furnierschichtholz, in deren Hohlräume anschließend Spannglieder angeordnet wurden (entspricht einer externen Vorspannung ohne Verbund, vgl. Kap. 2-2.2.2). Diese Spannglieder wurden entweder geradlinig oder polygonal mit Umlenkstellen in den Drittelpunkten angeordnet. Um die Wirkungsweise der Vorspannung zu quantifizieren, wurden Träger mit vier unterschiedlichen Querschnittsformen einem Vierpunktbiegeversuch unterzogen (siehe Abbildung 3-17):

- Querschnitt 1 ohne Spannstahl
- Querschnitt 2 mit geradlinigem, exzentrisch angeordnetem Spannstahl
- Querschnitt 3 mit polygonal verlaufendem Spannstahl
- Querschnitt 4 mit polygonal verlaufendem Spannstahl und vergrößerter Druckzone

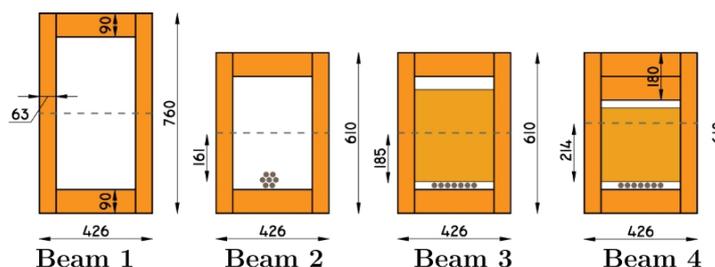


Abbildung 3-17: Untersuchte Querschnitte. Maße in mm [28]

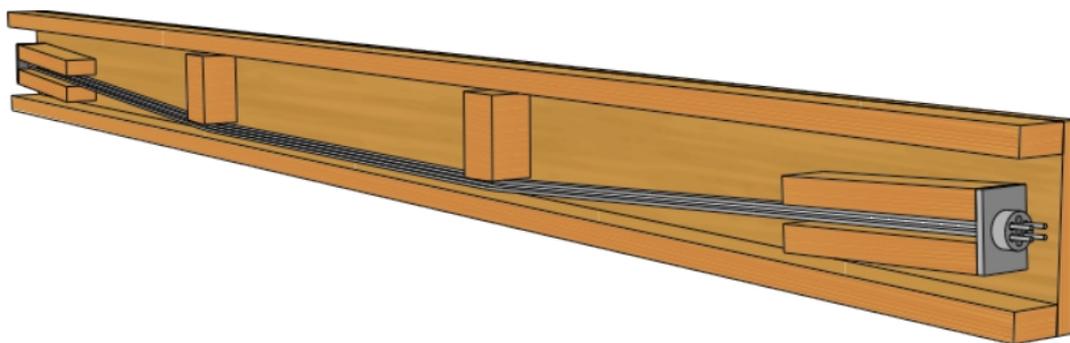


Abbildung 3-18: *Vorgespannter Hohlkastenträger aus Furnierschichtholz, Querschnitt 3 [28]*

Die Träger mit einer Länge von 9,15 m wurden mit einer Kraft von rund 910 kN vorgespannt und anschließend bis zum Bruch belastet. Trotz der geringeren Querschnittsabmessungen versagte Querschnitt 3 gegenüber Querschnitt 1 in etwa bei der selben Belastung (660 kN Druckversagen mit Laststeigerung bis Zugversagen bei 726 kN im Vergleich zu 695 kN bei Querschnitt 1) Querschnitt 3 versagte aufgrund der größeren Druckzone bei 837 kN, jedoch waren Zugspannungen in der Zugzone die Versagensursache. Querschnitt 2 versagte bereits bei 536 kN was laut Autor jedoch auf eine Beschädigung des Trägers beim Spannvorgang zurückzuführen ist.

Bei einem Gebrauchstauglichkeitskriterium von einer maximalen Verformung von $\frac{L}{300}$ ergibt sich eine mögliche Lasterhöhung gegenüber Querschnitt 1 von 12 %, 34 % und 54 % der Querschnitte 2 bis 4.

3-10 VORGESPANNTES BRETTSPERRHOLZ

Die Übertragung von Zugkräften in Wandscheiben bringt häufig eine sehr aufwändige Verbindung mit einer hohen Zahl an Verbindungsmitteln mit sich. Zugleich weisen diese Verbindungen jedoch oft eine sehr geringe Steifigkeit auf. Diese geringe Steifigkeit wirkt sich besonders im Erdbebenfall oder bei windinduzierten Gebäudeschwingungen von hohen Gebäuden negativ aus (Abbildung 3-19).

Durch Überdrückung dieser Zugkräfte in den aussteifenden Wandscheiben oder Gebäudekernen kann einerseits die notwendige Verbindungsmittellanzahl vermindert werden, gleichzeitig erhöht sich durch den aufrecht bleibenden Kontakt der übereinanderliegenden Wandscheiben die horizontale Steifigkeit des Gebäudes (Abbildung 3-20). Während eines mehrjährigen Forschungsvorhabens wurde deshalb an der TU München die Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen mit innenliegenden und verbundlosen Spanngliedern untersucht [29]. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die lokale Lasteinleitung der Vorspannkräfte durch Ankerplatten und deren Detailausbildung, die Lastausbreitung in der Platte, die Spannkraftverluste zufolge Kriechen und die Stabilität von vorgespanntem BSP gelegt.

Durch die geradlinige Spanngliedanordnung können die Spanngliedkanäle sehr einfach während des üblichen Produktionsvorgangs durch Weglassen eines Einzelbrettes hergestellt werden. Die anfänglichen Befürchtungen eines übermäßigen Klebstoffeintrags in die Kanäle traten nicht ein.

Besonderes Augenmerk wurde auch der lokalen Lasteinleitung der Vorspannkräfte mittels Ankern gelegt. Durch den gesperrten Aufbau von BSP mit Brettlagen, welche in Richtung der Spanngliedführung orientiert sind, können dabei im Vergleich zu BSH oder Vollholz lokal höhere Lasten aufgenommen werden. Dies begründet sich durch die lastverteilende Wirkung und einen Einhängeeffekt der Querlagen. In Kapitel 6-5 wird vertieft auf die Einleitung von lokalen Lasten eingegangen.

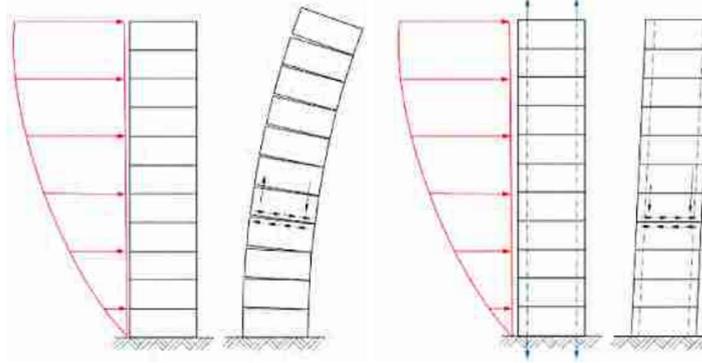


Abbildung 3-19: Anwendung vertikaler Vorspannung zur Überdrückung von Zugkräften zufolge Horizontallasten. Links: konventionelle Bauweise ohne Vorspannung, rechts: vorgespannte Bauweise [29]

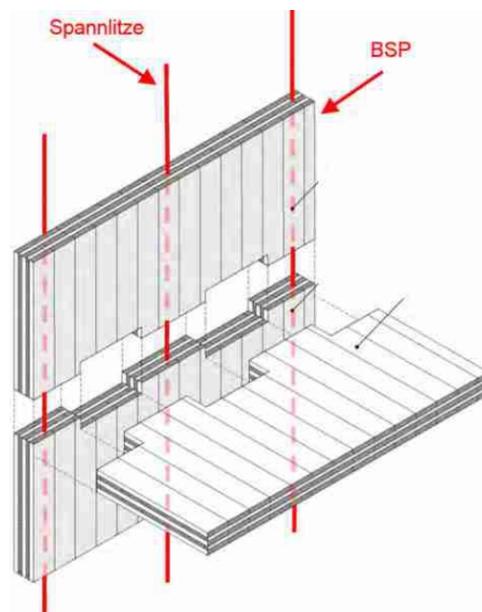


Abbildung 3-20: Stoß von BSP-Wand und -Decke mit vertikaler Vorspannung der Wandscheiben [29]

3-11 IN HIRNHOLZ EINGEKLEBTE GEWINDESTANGEN

Eingeklebte Gewindestangen sind eine gute Möglichkeit, Verbindungen mit hohem Wirkungsgrad im Holzbau zu realisieren. Das Tragverhalten und insbesondere das Ermüdungsverhalten solcher in Hirnholz eingeklebter Gewindestangen wurde unter anderem von Fiebich in [30] und [31] untersucht.

Bei Windkraftanlagen ist durch die dynamische Anregung durch Wind und den Betrieb der Rotorblätter oftmals die Materialermüdung maßgebend. Durch Vorspannung der eingeklebten Gewindestangen ist es möglich, sowohl die Steifigkeit der Verbindung zu erhöhen, als auch die ermüdungswirksamen Belastungen zu reduzieren. Die Steifigkeiten der Verbindungen sind insbesondere von Bedeutung, als dass sie einen wesentlichen Einfluss auf die Eigenfrequenz der Struktur haben.

Das im Vergleich zu Stahl und Beton gutmütige Verhalten des Holzes bei dynamischer Bean-

spruchung resultiert aus der Materialdämpfung des Holzes, welche einen positiven Einfluss auf die auftretenden Extremlasten und die Schädigung durch ermüdungswirksame Beanspruchungen hat und bei Windkraftanlagen auch eine Verbesserung der Schallemissionen bewerkstelligt.

Die Materialermüdung wird im Holzbau mit dem Beiwert k_{fat} abgedeckt, welcher multipliziert mit der Kurzzeitfestigkeit die Zeitfestigkeit ergibt. Dieser ist jedoch aufgrund des anisotropen Verhaltens von Holz faserrichtungsabhängig. Ferner ist der Einfluss auf Zug-, Druck-, Biege- und Schubfestigkeit unterschiedlich.

Das größte Schädigungspotential haben Wechselbeanspruchungen, das heißt Spannungsspiele, bei denen der obere und der untere Grenzwert unterschiedliche Vorzeichen haben. Solange in einer Verbindung mit eingeklebten Gewindestangen die Druckkraft durch Holzpressung übertragen wird, erfährt die eingeklebte Gewindestange bei dynamischer Beanspruchung eine ermüdungstechnisch günstigere Zug-Schwellbelastung (Abbildung 3-21). Mathematisch kann diese Veränderung über das Spannungsverhältnis R ausgedrückt werden:

$$R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad (3.4)$$

Dabei sind: R ... Spannungsverhältnis

σ_u ... Unterspannung = betragsmäßig kleinste Spannung

σ_o ... Oberspannung = betragsmäßig größte Spannung

Die Oberspannung σ_o und die Unterspannung σ_u schwingen dabei mit der Spannungsamplitude σ_a um die Mittelspannung σ_m . Je näher dabei das Spannungsverhältnis dem Wert 1 kommt, umso günstiger wird das Ermüdungsverhalten (ein Spannungsverhältnis von $R = 1$ entspricht einer statischen Beanspruchung).

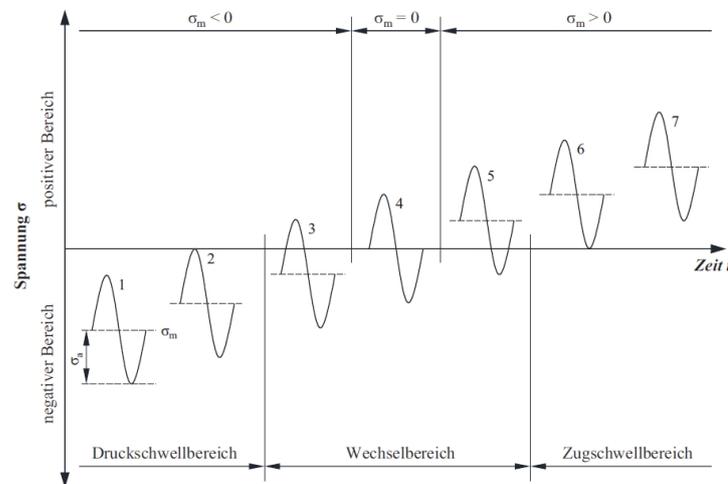


Abbildung 3-21: Spannungsverläufe im Zugschwellbereich, Wechselbereich und Druckschwellbereich [30]

Durch die Vorspannung soll das Spannungsspiel in der Gewindestange reduziert und ein Klaffen der Verbindungsfuge verhindert werden. Bis zur Dekompression der Verbindung resultiert außerdem eine höhere Steifigkeit der Verbindung. Die Steifigkeitserhöhung ist dabei vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Holz- und Gewindestangenquerschnitt abhängig.

3-12 VERSPANNVERSUCHE

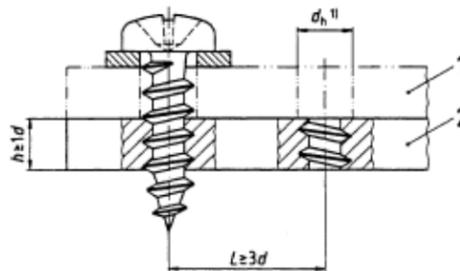
Holzbauschrauben werden in der Regel aus hochfesten Kohlenstoffstählen hergestellt. Diese werden zum Schutz vor Korrosion mit einer galvanisierten Zinkschicht überzogen [32]. Beim

Galvanisieren kann es produktionsbedingt zur Bildung von elementarem Wasserstoff kommen, welcher in den Stahl diffundiert und durch die Zinkschicht am Effundieren gehindert wird [33]. Dieser Wasserstoff kann nun zur sogenannten Wasserstoffversprödung des Materials führen. Damit eine Wasserstoffversprödung auftreten kann, müssen folgende Bedingungen gleichzeitig vorliegen:

- ein Werkstoff der anfällig für eine Versprödung durch Wasserstoff ist
- Zugspannungen im Werkstoff
- atomarer Wasserstoff

Wenn alle drei Bedingungen zutreffen, führt der eingelagerte Wasserstoff zu einer Rissentstehung im Ausgangswerkstoff, der über die Zeit zu einem verzögerten und spröden Bruch führt. Je nach Herkunft des Wasserstoffs wird in eine interne (fertigungsbedingte) und externe (umgebungsbedingte) Wasserstoffversprödung unterschieden. Um das Risiko einer internen Wasserstoffversprödung zu reduzieren, können die Schrauben im Anschluss an das Verzinken getempert werden. Für Holzbauschrauben ist ein Tempern jedoch bis dato nicht verpflichtend und so wird in der Praxis aus Kostengründen häufig darauf verzichtet. Durch das Tempern oder Wasserstoffarmglühen wird jedoch das Risiko einer externen Wasserstoffversprödung nicht beeinflusst, außer die Festigkeit des Werkstoffs sinkt durch das Tempern in den nicht wasserstoffversprödungsgefährdeten Bereich ab.

Da Schrauben durch die Verwendung von hochfesten Stählen, der galvanisch aufgetragenen Beschichtung und der häufigen Zugbeanspruchung besonders gefährdet sind, ist eine laufende Qualitätssicherung unumgänglich. Aus diesem Grund werden bei Schrauben mit metrischem Gewinde und Blechschrauben sogenannte Verspannversuche durchgeführt. Dabei werden die Schrauben durch Anziehen mit einer Mutter oder Verschraubung in einer Platte bis zur Streckgrenze oder 90 % des Bruchdrehmoments beansprucht. Der Versuch gilt als bestanden, wenn nach mindestens 48 Stunden kein Bruch auftritt [34]. Im Zuge dieser Arbeit soll untersucht werden, inwieweit diese Versuche auch für Holzbauschrauben anwendbar sind (siehe Kapitel 7 und 8).



Legende
1 Zwischenplatte (für lange Schrauben)
2 Platte mit vorgefertigtem Gewinde

Abbildung 3-22: *Prüfaufbau gemäß ÖNORM EN ISO 15330 für gewindefurchende Schrauben, Blechschrauben und Bohrschrauben [34]*

KAPITEL 4: SPANNGLIEDER

4-1 SPANNSTAHL

Im Vergleich zu herkömmlichem Beton- oder Baustahl verfügen Spannstähle über erheblich höhere Festigkeiten. Diese erhöhten Festigkeiten ermöglichen höhere Stahldehnungen, welche notwendig sind, um die zeitabhängigen Spannkraftverluste zu minimieren. Erreicht werden die notwendigen Festigkeiten über Kaltverformung in Verbindung mit einem erhöhten Kohlenstoffgehalt, durch welchen Spannstähle jedoch schweißungeeignet werden. Vorspannsysteme sind nicht genormt, sondern unterliegen europäisch-technischen Zulassungen. Für die verschiedenen Spannstähle existieren jedoch Normentwürfe, auf welche in den Zulassungen teilweise verwiesen wird, obwohl diese bis dato den Status einer gültigen Norm nicht erhielten:

- prEN 10138-1:2000-12-01 Spannstähle- Teil 1: Allgemeine Anforderungen
- prEN 10138-2:2000-12-01 Spannstähle- Teil 2: Draht
- prEN 10138-3:2000-12-01 Spannstähle- Teil 3: Litze
- prEN 10138-4:2000-12-01 Spannstähle- Teil 4: Stäbe

Durch diese Art der Regelung existiert eine Vielzahl von herstellerepezifischen Spannverfahren. Wegen der Unterschiede zwischen den einzelnen Spannsystemen muss die technische Zulassung jedes Systems unter anderem folgende Punkte regeln:

- Geltungsbereich
- Abmessungen der Verankerung
- zulässige Spannkraft der einzelnen Spannglieder
- Mindestkrümmungsradien der Spannglieder
- Angabe von Mindestabständen
- Beiwerte zu Reibung, Keilschlupf und ungewolltem Umlenkwinkel
- Anforderungen an die Qualitätssicherung

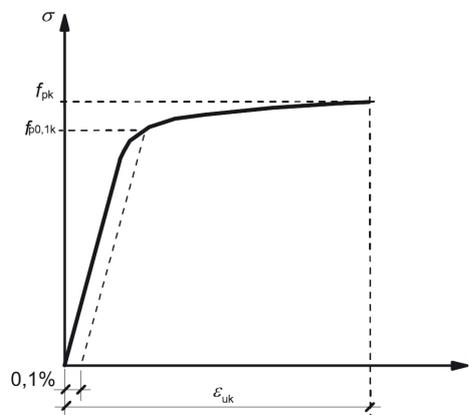


Abbildung 4-1: qualitatives Spannungs-Dehnungsdiagramm mit signifikanten Wertepunkten [2]

Als Kennwerte der Bemessung dienen der charakteristische Wert der Zugfestigkeit f_{pk} , der charakteristische Wert der 0,100 %-Dehngrenze $f_{p0,1k}$, die Bruchdehnung ϵ_{uk} und der Elastizitätsmodul E_p (siehe Abbildung 4-1). Zur Bemessung selbst wird die in Abbildung 4-2 dargestellte bilineare Spannungslinie mit horizontalem oder ansteigendem Ast verwendet und mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_s modifiziert. Der Bemessungswert der Bruchdehnung ϵ_{ud} wird im Eurocode 2 mit $0,9\epsilon_{uk}$ angegeben. Die Klassifizierung der Spannstähle erfolgt über die charakteristische Zugfestigkeit in N/mm^2 , welcher ein „Y“ vorangestellt wird (z.B. Y1770). Abbildung 4-3 gibt eine Übersicht über die im Spannbetonbau üblichen Spannstähle, welche im Folgenden näher behandelt werden.

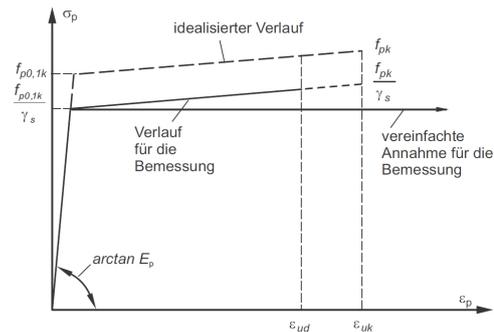


Abbildung 4-2: Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung im GZT nach Eurocode 2 [4]

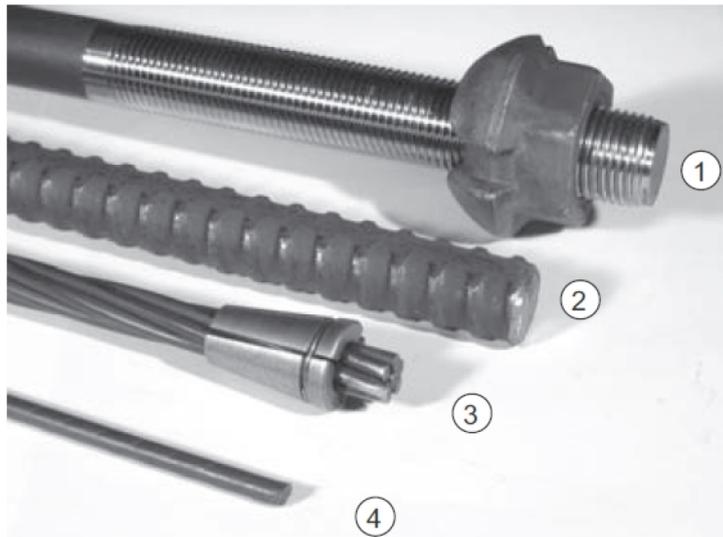


Abbildung 4-3: Übersicht über im Spannbetonbau gebräuchliche Spannstähle: 1) Spannglied mit aufgerolltem Gewinde und Verankerungsmutter, 2) Stabspannglied mit Gewinderippen, 3) Spannstahlstütze aus 7 Drähten mit Verankerungskeil, 4) profilierter Spanndraht [4]

4-1.1 STÄBE MIT AUFGEROLLTEM GEWINDE

Diese Art von Spannglied eignet sich vorrangig für gerade oder polygonal verlaufende Spanngliedverläufe. Es handelt sich hierbei um glatte Stäbe aus warmgewalztem Spannstahl, der an beiden Enden über ein kalt aufgerolltes Sondergewinde verfügt. Diese Art von Spanngliedern ist beispielsweise von der Firma DYWIDAG in den Nenndurchmessern 32 mm und 36 mm erhältlich

und verfügt über Höchstkräfte von $F_{pk} = 845 \text{ kN}$ bis 1070 kN [35].

Der primäre Einsatzbereich ist die verbundlose Vorspannung, das System ist jedoch auch für Vorspannung im Verbund zugelassen. Zur Herstellung langer Spannglieder sind Muffenkonstruktionen erhältlich, wobei hier bei der Bemessung der zusätzliche Schlupf in den Muffen berücksichtigt werden muss, welcher jedoch kleiner ist als bei Muffen für Rippenstäbe oder bei Keilverankerungen.

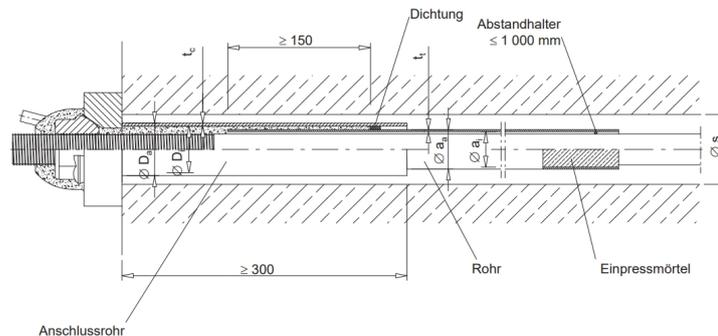


Abbildung 4-4: *Spannanker eines verbundlosen Stabspannglieds- der Verpressmörtel dient als Korrosionsschutz [35]*

4-1.2 GEWINDERIPPENSTÄBE

Gewinderippenstäbe verfügen über ein relativ grobes Gewinde, welches beidseitig aufgewalzt wird. Durch die Aufbringung des Gewindes durch Warmwalzen ist das Gewinde jedoch nicht durchgängig, sondern zweigeteilt. Dadurch, dass das Gewinde über die gesamte Stablänge verläuft, können die Stäbe baustellenseitig abgelängt werden und sind äußerst flexibel einsetzbar. Die große Vielfalt an erhältlichen Durchmessern erweitert die Einsetzbarkeit zusätzlich.

Tabelle 4-1: *Erhältliche Durchmesser und zugehörige Maximalkräfte für Spannglieder aus Rippenstahl mit der Stahlgüte Y1050 [35]*

Nenndurchmesser \varnothing [mm]	0,100 %-Dehngrenze $F_{p0,1k}$ [kN]	Bruchkraft F_{pk} [kN]
17,5	230	255
26,5	525	580
32	760	845
36	960	1070
40	1190	1320
47	1650	1820

Rippenstäbe werden vorwiegend für gerade Spannglieder eingesetzt, da die groben Gewinderippen bei gekrümmtem Spanngliedverlauf zu hohen Reibungsverlusten führen. Ein Einsatz ist sowohl mit als auch ohne Verbund möglich, da durch die Rippen guter Verbund zwischen Beton und Spannglied hergestellt werden kann [5]. Die Ankerkonstruktionen für Rippenstäbe sind ähnlich zu jenen von Glattstäben mit aufgerolltem Gewinde ausgebildet und auch die Kopplung mittels Muffen ist möglich. Im Falle des Stabspannsystems der Firma DYWIDAG resultiert dies auch in eine für beide Stabarten idente Zulassung [35].

Im Holzbau ist ein Einsatz sowohl mit als auch ohne Verbund denkbar, wobei der Verbund durch Einkleben hergestellt werden kann. Die Spannsysteme sind jedoch zurzeit nicht für den Holzbau zugelassen.

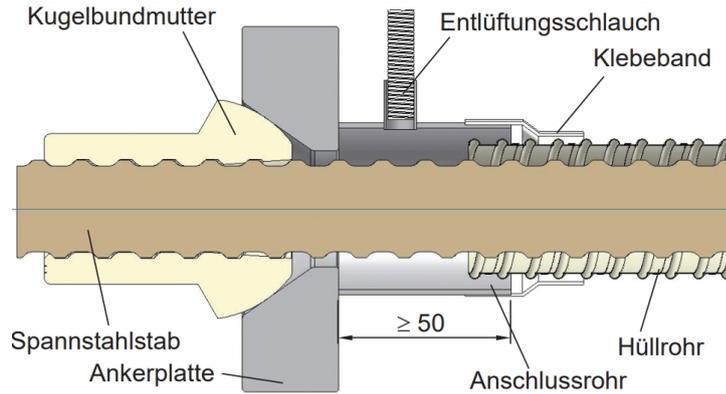


Abbildung 4-5: Spann- und Festanker eines im Verbund liegenden Gewinderippenspannglieds [35]

4-1.3 PROFILIERTER SPANNDRAHT

Spanndrähte sind Drähte aus hochfestem Stahl, welche kaltgezogen werden, wodurch die Festigkeit weiter erhöht wird. Nach dem Kaltziehen werden die Drähte angelassen, wodurch zwar ein Teil der Verfestigung wieder verloren geht, aber ein duktileres Materialverhalten sichergestellt wird. Spanndrähte können profiliert ausgeführt sein, was die Verbundeigenschaften verbessert, oder mit glatter Oberfläche hergestellt werden. Glatte Drähte dienen meist als Ausgangsprodukt für Litzen oder können zu Drahtbündeln zusammengefasst werden und als Spannkabel für externe Vorspannung oder Schrägseilbrücken dienen. Eine weitere Anwendungsmöglichkeit für profilierte Spanndrähte ist das Spannbettverfahren im sofortigen Verbund, jedoch ist dieses Einsatzgebiet im Holzbau nicht von Bedeutung. In Tabelle 4-2 finden sich die erhältlichen Drahtdurchmesser mit den dazugehörigen Maximalkräften aus dem Sortiment der Firma voestalpine Wire Technology GmbH [36].

Tabelle 4-2: Erhältliche Durchmesser und zugehörige Maximalkräfte für Spanndrähte [35]

Nenndurchmesser \varnothing [mm]	Nennzugfestigkeit f_{pk} [N/mm ²]	0,100 %-Dehngrenze $F_{p0,1k}$ [kN]	Bruchkraft F_{pk} [kN]
5,0	1770	30,5	34,7
5,0	1860	32,5	36,5
6,0	1770	44,1	50,1
7,0	1670	56,6	64,3
7,0	1770	59,9	68,1
7,5	1670	64,9	73,8
8,0	1670	73,9	84,0
9,4	1570	94,8	109,0
9,5	1570	96,6	111,0
10,0	1570	107,0	123,0
10,5	1570	118,0	136,0
11,0	1570	130,0	149,0

Spanndrähte werden auf Coils gewickelt ausgeliefert und können nach Bedarf abgelängt werden. Dadurch kann sehr flexibel auf die erforderlichen Abmessungen Rücksicht genommen werden.



Abbildung 4-6: *profilierter Spanndraht zu Coils aufgewickelt [36]*

4-1.4 SPANNSTAHLITZEN

Spannstahllitzen bestehen aus drei oder sieben Einzeldrähten, welche miteinander verdreht werden. Die einzelnen Drähte werden kaltgezogen, wodurch äußerst hohe Festigkeiten erreicht werden und können glatt oder profiliert sein. Durch das Verseilen der Einzeldrähte „reduziert“ sich der Elastizitätsmodul der Litze im Vergleich zu den Einzeldrähten: bei einer Zugkraft wollen sich die verdrehten Einzeldrähte aus dem verdrehten Zustand in eine gerade Lage bewegen, ein Teil der Verdrehung wird rückverformt. Daher ist der Elastizitätsmodul einer Litze genau genommen keine Materialkonstante, sondern abhängig von der Litzengeometrie. Die Reduktion der Steifigkeit ist dabei umso höher, je geringer die Ganghöhe der Verdrehung ist. Die meisten Litzen verfügen über einen Elastizitätsmodul von im Mittel $195\,000\text{ N/mm}^2$, wobei die Einzeldrähte einen Elastizitätsmodul von rund $205\,000\text{ N/mm}^2$ besitzen.



Abbildung 4-7: *Spannanker von Litzenbündeln [37]*

Ein großer Vorteil von Spannstahllitzen ist die große Bandbreite an Einsatzmöglichkeiten. Die Litzen können, unter Einhaltung von Mindestkrümmungsradien, nahezu beliebige Spanngliedverläufe annehmen. Da Litzen wie Spanndrähte auf Coils aufgewickelt geliefert werden, kann auch die Länge beliebig variiert werden. Durch das Zusammenfassen von Einzellitzen zu Litzenbündeln kann auch die Höhe der erforderlichen Vorspannkraft optimal berücksichtigt werden. So sind Litzenbündel mit bis zu 55 Einzellitzen und rund 15 MN Bruchkraft möglich. Tabelle 4-3 enthält einen Auszug aus [38] mit Maximalkräften je nach Anzahl der Litzen.

Spannstahllitzen können sowohl mit als auch ohne Verbund hergestellt werden. Bei im Verbund hergestellten Tragwerken werden die Litzenbündel in Hüllrohren aus Kunststoff oder Stahl geführt, welche anschließend mit Mörtel verpresst werden. Durch die Verdrehung der einzelnen Drähte

Tabelle 4-3: $F_{p0,1k}$ und F_{pk} für Litzenbündel mit einem Nenndurchmesser der Einzellitze von 15,7 mm und einer Querschnittsfläche von 150 mm² [38]

Anzahl Litzen	0,100 %-Dehngrenze		Bruchkraft	
	$F_{p0,1k}$ [kN]		F_{pk} [kN]	
	Y1770	Y1860	Y1770	Y1860
1	234	246	266	279
2	468	492	532	558
3	702	738	798	837
4	936	984	1064	1116
5	1170	1230	1330	1395
6	1404	1476	1596	1674
7	1638	1722	1862	1953
8	1872	1968	2128	2232
9	2106	2214	2394	2511
12	2808	2952	3192	3348
15	3510	3690	3990	4185
19	4446	4674	5054	5301
22	5148	5412	5852	6138
27	6318	6642	7182	7533
31	7254	7626	8246	8649
37	8658	9102	9842	10323
43	10062	10578	11438	11997
49	11466	12054	13034	13671
55	12870	13530	14630	15345

herrscht guter Verbund zwischen den Litzen und dem umgebenden Beton. Für Spannglieder ohne Verbund werden die Litzen mit Polyethylen ummantelt und zusätzlich mit Fett vor Korrosion geschützt. Gegebenenfalls werden die Einzellitzen nochmals in PE-Hüllen gebündelt.

4-2 GEWINDESTANGEN

Im Holzbau werden eingeklebte Gewindestangen zur Querkzugverstärkung oder für hochbeanspruchte Verbindungen verwendet, wobei diese auch vorgespannt werden können. Dabei sind Gewindestangen mit metrischem Gewinde und einem Nenndurchmesser von 6 mm bis 30 mm zulässig, sofern sie den Regeln nach ÖNORM EN ISO 898-1 [39] genügen. Im Stahlbau ist eine Vorspannung von Schrauben gemäß ÖNORM EN 14399 [40] nur für hochfeste Verbindungsmittel mit der Festigkeitsklasse 8.8 oder 10.9 zulässig, da darunterliegende Festigkeitsklassen hohe Relaxationsverluste mit sich ziehen. Dieses Kriterium erscheint auch für im Holzbau eingesetzte vorgespannte Verbindungsmittel sinnvoll. Eine genaue Angabe der Relaxationsverluste werden für Gewindestangen jedoch nicht angegeben. Um die Verluste trotzdem abschätzen zu können, erscheint eine Betrachtung wie in Eurocode 2 [2] (siehe Kapitel 5-7) sinnvoll. Gewindestangen sollten hierbei in Anbetracht des verwendeten Ausgangsmaterials und des Herstellungsprozesses der Relaxationsklasse 3 zugeordnet werden.

Die Festigkeitsklassifizierung für Gewindestangen mit metrischem Gewinde erfolgt nach ÖNORM EN ISO 898-1 [39]. Die Festigkeitsklasse setzt sich dabei aus zwei Zahlen zusammen, welche durch einen Punkt getrennt sind. Die erste Zahl gibt ein Hundertstel der Nennzugfestigkeit in N/mm² an. Die zweite Zahl gibt das zehnfache Verhältnis zwischen Nennstreckgrenze und Nennzugfestigkeit an. Da bei Festigkeitsklassen von 8.8 oder höher keine ausgeprägte Fließgrenze



Abbildung 4-8: In Hirnholz eingeklebte Gewindestange [30]

festzumachen ist, wird hier statt der Nennstreckgrenze die 0,200 %-Dehngrenze herangezogen. Da bei Spannstählen wie in Kapitel 4-1 die 0,100 %-Dehngrenze verwendet wird, welche teils deutlich voneinander abweichen können, gestaltet sich ein Vergleich der Grenzkkräfte als schwierig. In Tabelle 4-4 sind nichtsdestotrotz die Grenzkkräfte für Schrauben und Gewindestangen mit metrischem Gewinde nach ÖNORM EN ISO 898-1 [39] aufgelistet.

Tabelle 4-4: $F_{p0,2k}$ und F_{pk} für Schrauben und Gewindestangen mit metrischem ISO-Regelgewinde [39]

Gewinde	0,200 %-Dehngrenze		Bruchkraft	
	$F_{p0,2k}$ [kN]		F_{pk} [kN]	
	8.8	10.9	8.8	10.9
M6	12,9	18,1	16,1	20,1
M7	18,5	26,0	23,1	28,9
M8	23,4	32,9	29,3	36,6
M10	37,1	52,2	46,4	58,0
M12	54,0	75,9	67,4	84,3
M14	73,6	104	92,0	115
M16	101	141	126	157
M18	123	173	154	192
M20	157	221	196	245
M22	194	273	242	303
M24	226	318	282	353
M27	294	413	367	459
M30	359	505	449	561

Gewindestangen sind üblicherweise bis zu einer Länge von 3 m erhältlich, können aber mit Muffen gestoßen und so nahezu beliebig verlängert werden. Trotzdem eignen sich Gewindestangen hauptsächlich zur Vorspannung von Verbindungen; im Falle von vorgespannten Trägern sollte auf herkömmliche Spannstähle zurückgegriffen werden.

4-3 SCHRAUBEN

In Kapitel 3-7 wurde bereits auf die Möglichkeit der Querdruckvorspannung mit Schrauben eingegangen. Die Forschungstätigkeit, auf welche in diesem Kapitel verwiesen wurde, resultierte in zwei technischen Zulassungen, welche den Einsatz als Verbindungsmittel [25] und zur Schraubenpressverklebung [26] erlauben. Die Bandbreite der erhältlichen Durchmesser reicht von 3,50 mm bis 6,00 mm und die Schraubenlänge von 16 mm bis 300 mm. In Tabelle 4-5 sind die charakteristischen Werte der Zugtragfähigkeit für die Schrauben aus Kohlenstoffstahl angegeben.

Tabelle 4-5: Charakteristische Werte der Tragfähigkeiten von HECO-UNIX-plus und HECO-UNIX-top Schrauben aus Kohlenstoffstahl [25]

Gewindeaußendurchmesser	[mm]	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0
Charakteristisches Fließmoment $M_{y,k}$	[N m]	2,3	2,8	4,5	5,9	9,5
Charakteristische Zugtragfähigkeit $f_{tens,k}$	[kN]	3,4	4,4	5,6	7,9	11,3
Charakteristisches Bruchdrehmoment $f_{tor,k}$	[N m]	2,1	2,9	4,5	6,2	11,0

Aufgrund der kleinen erhältlichen Durchmesser eignen sich diese Schrauben nur bedingt zur Vorspannung im konstruktiven Holzbau, lediglich der Einsatz für Sekundärbauteile oder die Schraubenpressverklebung können als Anwendung in diesem Bereich genannt werden. Der Vorspanneffekt kann hauptsächlich im Möbelbau genutzt werden, wo sich die zwei zu verbindenden Bauteile aufgrund der veränderlichen Gewindesteigung zusammenziehen. Im konstruktiven Holzbau ist auch ein Einsatz als Verstärkungsmittel in querzugbeanspruchten Bereichen möglich, jedoch darf der Vorspanneffekt der Schrauben in der Bemessung nicht berücksichtigt werden, wodurch hier kein Unterschied im Vergleich zu herkömmlichen Vollgewindeschrauben besteht.

KAPITEL 5:

SPANNKRAFTVERLUSTE BEIM VORSPANNEN VON HOLZ

5-1 RHEOLOGIE DES HOLZES

Es ist bekannt, dass bei Holz genaugenommen alle elastischen Kennwerte, aber auch die Festigkeiten von der Dauer der Beanspruchung (duration of load - DoL) sind. In den meisten Fällen ist es ausreichend, dieses Verhalten vereinfacht mithilfe der k -Faktoren (k_{mod} für Festigkeiten und k_{def} für Steifigkeiten) zu berücksichtigen. Die in der Normung verwendeten k_{def} -Werte zur Beschreibung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens unterscheiden jedoch nicht nach Belastungsgraden, Belastungsart und -richtung, oder Art und Größe des Querschnitts. Auch der Einfluss der Holzfeuchte wird nur sehr grob über die Nutzungsklassen abgeschätzt. Die k_{def} -Werte basieren vorwiegend auf von Gressel [41] durchgeführten Biegekriechuntersuchungen von Vollholzstäben, weshalb deren Anwendung nicht ohne weiteres auf andere Holzprodukte und Belastungsarten ausgeweitet werden kann. Aus den in Kapitel 2-1 angeführten Gründen ist bei vorgespannten Systemen jedoch eine genauere Betrachtung notwendig, weshalb diese in diesem Abschnitt erfolgen soll.

Holz und Holzwerkstoffe verhalten sich unter konstanten klimatischen Bedingungen viskoelastisch [42]. Das heißt, dass sie sich sowohl elastisch wie ein Festkörper (d.h. gemäß dem Hooke'schen Gesetz), als auch viskos (beschrieben durch die Rayleigh-Dämpfung) wie eine Flüssigkeit verhalten. Zur Beschreibung dieser Viskoelastizität wird häufig das sogenannte Burger-Modell [43] verwendet, welches die einzelnen Verformungsanteile über eine serielle und parallele Kombination von Feder- und Dämpferelementen erfasst (Abbildung 5-1).

Dieses Modell kann nach Bedarf mit diesen Grundelementen erweitert werden, um weitere materialspezifische Eigenschaften abzudecken. Hassani [45] publizierte ein weitgehend vollständiges Modell für Holz. Dieses Modell summiert dabei die einzelnen Dehnungskomponenten zur Gesamtdehnung auf:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{ve}} + \varepsilon_{\text{ms}} + \varepsilon_{\omega} + \varepsilon_{\text{pl}} \quad (5.1)$$

Dabei sind: ε_{tot} ... Gesamtverformung
 ε_{el} ... elastische Verformung
 ε_{ve} ... viskoelastische Verformung
 ε_{ms} ... Verformung zufolge Mechanosorptiver Effekte
 ε_{ω} ... feuchteinduzierte Verformung
 ε_{pl} ... plastische Verformung

Auf die einzelnen Komponenten wird im Laufe dieses Kapitels näher eingegangen. Zur Vollständigkeit sollte noch erwähnt werden, dass das in Gleichung 5.1 beschriebene Modell keinen Anteil für Temperaturverformungen enthält, da der Einfluss im Vergleich zu den anderen Komponenten gering ausfällt und daher vernachlässigt wurde.

Der viskoelastische Verformungsanteil wird meist als Kriechen bezeichnet, jedoch werden auch die mechanosorptiven Effekte häufig zum Kriechen hinzugezählt. Kriechen gehört wie die Spannungsrelaxation und die Dauerstandfestigkeit zu den rheologischen Verhaltensweisen des

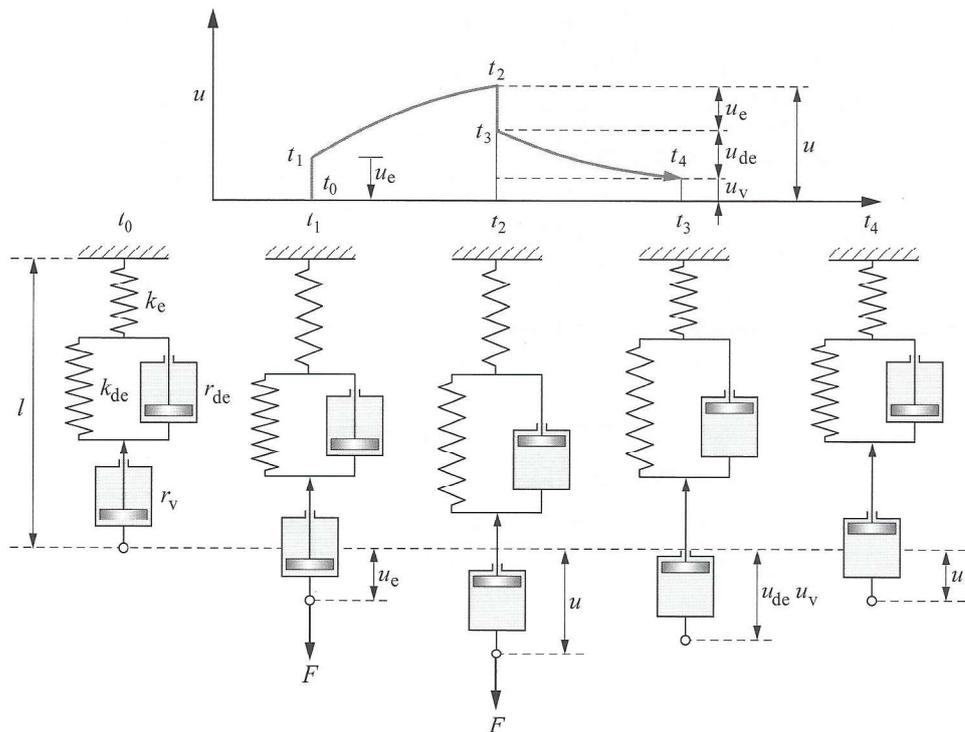


Abbildung 5-1: Burger-Modell für die Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Holz nach [43] aus [44]

Holzes. Diese drei Eigenschaften sind in ihrem Verhalten sehr eng verbunden. Abbildung 5-2 zeigt schematisch den Vergleich dieser Mechanismen. Beim Kriechen handelt es sich um eine zeitlich abhängige Verformungszunahme zufolge einer konstanten Spannung. Im Gegensatz dazu beschreibt das Relaxationsverhalten eines Werkstoffes die zeitliche Abnahme der Spannung die notwendig ist, um eine konstante Dehnung aufrecht zu erhalten. Bei der Spannungsrelaxation laufen im Werkstoff die selben Mechanismen ab wie beim Kriechen. Lediglich die Bezugsgröße unterscheidet sich und so kann über die Spannungs-Dehnungsbeziehung die eine Größe in die andere übergeführt werden [41]. In Kapitel 5-7 wird vertieft auf die Spannungsrelaxation, insbesondere von Spannstahl, eingegangen.

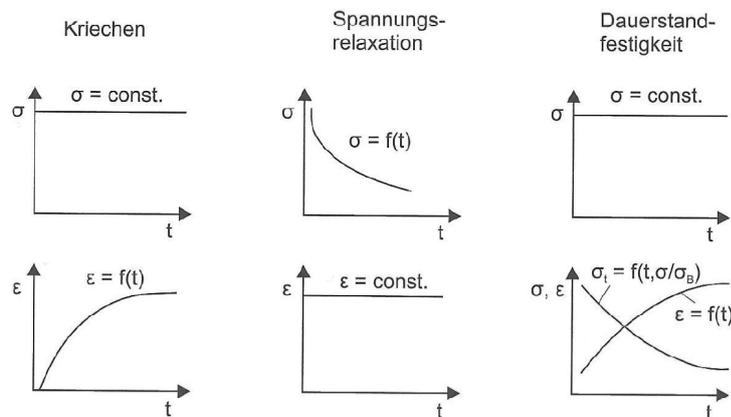


Abbildung 5-2: Gegenüberstellung der rheologischen Mechanismen von Holz und Holzwerkstoffen [44]

Jene Spannung, die ein Werkstoff nach unendlich langer Belastung gerade noch aufnehmen

kann, ohne zu Bruch zu gehen, wird als Dauerstandfestigkeit bezeichnet. Dies heißt im Umkehrschluss, dass die aufnehmbare Belastung von der Belastungsdauer abhängt. Je länger ein Bauteil also belastet wird, umso geringer ist dessen Widerstand gegen das Versagen. Im Holzbau ist dieses Phänomen sehr ausgeprägt und wird über den k_{mod} -Faktor berücksichtigt. Auf die Dauerstandfestigkeit wird im Folgenden nicht mehr näher eingegangen.

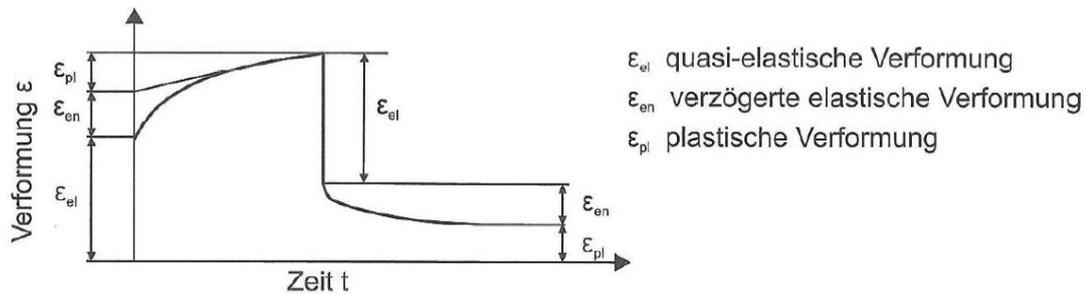


Abbildung 5-3: Dehnung in Abhängigkeit der Zeit bei einem Dauerstandsversuch [44]

5-2 KRIECHEN

Das Kriechen eines Materials kann grundsätzlich in drei Phasen eingeteilt werden:

- Primärphase
- Sekundärphase
- Tertiärphase

Nach der Belastung und der einhergehenden Initialverformung kommt es zunächst zu einem drastischen Anstieg der Verformungen und einer anschließenden degressiven Abnahme der Verformungsrate. Diese sogenannte Primärphase dauert bei Holz üblicherweise zwischen einigen Stunden bis hin zu mehreren Tagen an (Abbildung 5-4a). Physikalisch betrachtet kommt es nach der Belastung zunächst zu einem Ausrichten der einzelnen Moleküle im Holz und anschließend zum gegenseitigen Abgleiten. Die einzelnen Moleküle verstrecken sich dabei, was jedoch durch die fortschreitende Dehnung und damit Orientierung der Moleküle zunehmend behindert wird. Darin begründet sich das degressive Verformungsverhalten.

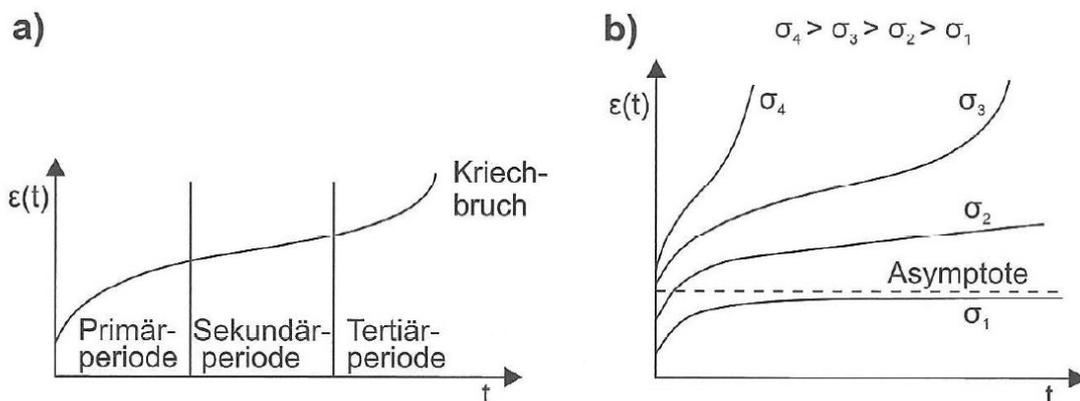


Abbildung 5-4: a) idealisierter zeitlicher Kriechverlauf b) Abhängigkeit des Kriechverlaufs von der Belastung nach [46] aus [47]

Nach dieser Periode folgt die sekundäre Kriechphase, welche durch eine weitgehend konstante Verformungszunahme gekennzeichnet ist. In dieser Phase brechen die ersten Molekülbindungen

auf, die entstehenden Risse schließen sich jedoch durch Bildung neuer Bindungen wieder. Diese Phase setzt ein bestimmtes Spannungsniveau voraus (Abbildung 5-4b, Spannungsniveau σ_2), unterhalb dessen keine Bindungen zerstört werden und sich die Verformung asymptotisch einem Endwert annähert (Abbildung 5-4b, Spannungsniveau σ_1). Übersteigt die einwirkende Spannung jedoch die Dauerstandfestigkeit, so folgt auf die Sekundärphase die Tertiärperiode, welche einen neuerlichen überproportionalen Anstieg der Verformung bis hin zum Bruch nach sich zieht (Abbildung 5-4b, Spannungsniveaus σ_3 und σ_4). In dieser Phase werden mehr Bindungen zerstört als neue gebildet werden können, was schlussendlich zum Versagen führt. Eine weitere Erhöhung der Spannung führt lediglich zu früherem Versagen. Anders ausgedrückt sind die unterschiedlichen Kriechperioden je nach Spannungsniveau unterschiedlich stark ausgeprägt. Eine untere Grenze, bei der keine Kriechverformungen auftreten, kann für Holz nicht ermittelt werden [41].

Wie aus Abbildung 5-4b ersichtlich, hat die Höhe der Beanspruchung maßgebenden Einfluss auf die Kriechverformungen. Es wird jedoch angenommen, dass sich Holz unter einem bestimmten Grenzwert linear viskoelastisch verhält und nichtlineares Kriechen daher vernachlässigt werden kann. In [48] wird diese Grenze mit 40 % der Kurzzeitfestigkeit beziffert. Im Betonbau wird nichtlineares Kriechen oberhalb von $0,45f_{ck}$ durch einen nichtlinearen Erhöhungsfaktor berücksichtigt [2]:

$$\beta_{nl} = e^{1,5\left(\frac{\sigma_c}{f_{ck}} - 0,45\right)} \quad (5.2)$$

Dabei sind: β_{nl} ... nichtlinearer Erhöhungsfaktor
 σ_c ... Betonspannung
 f_{ck} ... charakteristische Druckfestigkeit

Eine analoge Vorgehensweise wäre auch im Holzbau denkbar, jedoch sind keine Untersuchungen zu diesem Thema bekannt.

Kenngrößen

Um das Kriechverhalten zu beschreiben, werden die folgenden Kenngrößen verwendet:

die Kriechzahl φ_t :

$$\varphi_t = \frac{w_t - w_0}{w_0} \quad (5.3)$$

die absolute Kriechverformung Δw :

$$\Delta w = w_t - w_0 \quad (5.4)$$

der Kriechfaktor F_t :

$$F_t = \frac{w_t}{w_0} = 1 + \varphi_t \quad (5.5)$$

Dabei sind: t ... Belastungsdauer
 w_0 ... elastische Anfangsverformung
 w_t ... Verformung zum Zeitpunkt t
 φ_t ... Kriechzahl zum Zeitpunkt t

Zur Beschreibung des zeitlich abhängigen Kriechverhaltens gibt es folgende mathematische Ansätze:

$$\varphi_t = a_0(1 - e^{-(\frac{t}{a_1})^{a_2}}) \quad (5.6)$$

Dabei sind: t ... Belastungsdauer
 φ_t ... Kriechzahl zum Zeitpunkt t
 a_0, a_1, a_2 ... experimentell zu bestimmende Konstanten

$$\varphi(t)_c = a \cdot t^b \quad (5.7)$$

Dabei sind: $\varphi(t)_c$... Kriechzahl reines Kriechen
 t ... Belastungsdauer
 a, b ... experimentell zu bestimmende Konstanten

Der Kriechbeiwert kann dabei theoretisch für alle Belastungsarten (Zug, Druck, Biegung und Schub), sowie für alle Belastungsrichtungen (longitudinal, tangential und radial) angegeben werden. In der Literatur finden sich jedoch vorrangig Ergebnisse für Biegung mit in longitudinaler Richtung resultierenden Spannungen.

Kriechen von Holz und Holzwerkstoffen kann als die Summe von reinem Kriechen und mechano-sorptiven Kriecheffekten verstanden werden [49] [50].

$$\varphi(t, U, \hat{U}) = \varphi(t)_c + \varphi(t, U, \hat{U})_{ms} \quad (5.8)$$

Dabei sind: $\varphi(t, U, \hat{U})$... Gesamtkriechen
 $\varphi(t)_c$... Anteil aus reinem Kriechen
 $\varphi(t, U, \hat{U})_{ms}$... Anteil aus mechano-sorptivem Kriechen
 t ... Zeitpunkt
 U ... Holzfeuchteschwankung
 \hat{U} ... maximal erreichter Holzfeuchtegehalt seit der Belastung

5-2.1 REINES KRIECHEN

Als reines Kriechen wird jene Verformung bezeichnet, die auftritt, wenn die klimatischen Verhältnisse (Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit) konstant sind. Reines Kriechen wird auch als verzögert elastische oder viskoelastische Verformung bezeichnet. Reines Kriechen wird häufig mit der Potenzfunktion nach Gleichung 5.7 beschrieben. Alternativ zum mathematischen Modell aus Gleichung (5.7) kann nach [48] auch folgendes rheologische Modell zur Beschreibung verwendet werden:

$$\varphi(t)_c = \beta_1 + \beta_2(1 - e^{-\beta_3 t}) + \beta_4 t^{\beta_5} \quad (5.9)$$

Dabei sind: $\varphi(t)_c$... Kriechzahl reines Kriechen
 t ... Zeitpunkt
 $\beta_1 \cdots \beta_5$... experimentell zu bestimmende Konstanten

Es ist dabei zu beachten, dass die Kriechzahl genaugenommen nur für die geprüften klimatischen Verhältnisse und das untersuchte Spannungsniveau gültig ist und dementsprechend gekennzeichnet werden muss [48].

5-2.2 MECHANO-SORPTIVES KRIECHEN

Beim sogenannten mechano-sorptiven Kriechen spielt die Feuchtigkeitsänderung innerhalb des Holzes während der Belastungsdauer eine entscheidende Rolle [49] [50]. Dabei kann das mechano-sorptive Kriechen in einen reversiblen ($\varphi_{ms,r}$) und einen irreversiblen Anteil ($\varphi_{ms,i}$) aufgeteilt werden:

$$\varphi(t, U, \Delta \hat{U})_{ms} = \varphi(t, U)_{ms,r} + \varphi(t, \Delta \hat{U})_{ms,i} \quad (5.10)$$

Dabei sind: $\varphi(t, U, \hat{U})_{ms}$... mechano-sorptives Kriechen

$\varphi(t, U)_{ms,r}$... reversibler Anteil

$\varphi(t, \hat{U})_{ms,i}$... irreversibler Anteil

t ... Zeitpunkt

U ... Holzfeuchteschwankung

$\Delta \hat{U}$... maximale Holzfeuchteschwankung seit Belastungsbeginn

In [51] wurden Biegekriechtests zur Untersuchung der mechano-sorptiven Effekte an Fichtenbrettern durchgeführt. Diese wurden bei konstanter Temperatur und unter Biegebeanspruchung einer zyklischen Änderung der relativen Luftfeuchte unterworfen. Zeitgleich wurden die Dehnungen auf der Zug- und Druckseite gemessen.

Nach Kompensation der Schwind- und Quellverformung durch unbelastete Kontrollproben waren die Änderungen der Zugdehnungen zwischen den Feuchtezyklen, mit Ausnahme des ersten Zyklus, beinahe verschwunden. Auf der Druckseite hingegen waren die Änderungen zwischen den Feuchtezyklen weiterhin erkennbar (siehe Abbildung 5-5). Es scheint also, als würden die mechano-sorptiven Effekte vorrangig auf der Druckseite stattfinden und die Zugseite sich nur durch reines Kriechen verformen.

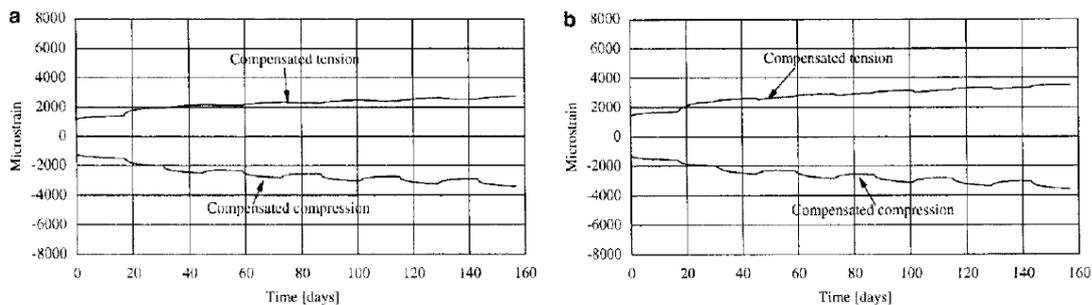


Abbildung 5-5: Verlauf der Biegedehnung zweier Proben (a) und (b) nach Kompensation des Schwindens und Quellens [51]

Bengtsson [51] behauptet schließlich, dass ein Großteil der mechano-sorptiven Verformungen während der Feuchtezyklen aus Schwinden und Quellen in Längsrichtung resultieren. Tatsächlich ist es durchaus denkbar, dass mechano-sorptives Kriechen vorrangig durch Behinderung der Quellverformung durch die Biegedruckspannungen hervorgerufen wird (vgl. Kapitel 5-3.1). Diese Vermutung wird durch den Umstand gestützt, dass die mechano-sorptive Kriechverformung während der Adsorption abnimmt und bei der anschließenden Desorption zunimmt.

5-2.2.1 reversibles mechano-sorptives Kriechen

Als maßgebender Faktor für reversibles mechano-sorptives Kriechen wird in [19] die zeitliche Änderung der Holzfeuchte angegeben und folgender Zusammenhang gebildet:

$$\varphi(t, U)_{ms,r} = \varphi^\infty (1 - e^{-cU \frac{t}{\Delta t}}) \quad (5.11)$$

Dabei sind: $\varphi(t, U)_{ms,r}$... reversibles mechano-sorptives Kriechen
 φ^∞, c ... Materialparameter
 t ... Zeit
 U ... Holzfeuchteänderung während der Zeit Δt

Die Holzfeuchteänderung U ist dabei abhängig von den äußeren klimatischen Verhältnissen. Zudem ist die Holzfeuchte in der Regel nicht konstant über den Querschnitt und passt sich am Querschnittsrand schneller an die geänderte Umgebung an als im Kern. Dadurch sind größere Querschnitte in der Regel weniger empfindlich gegenüber zyklischer Änderungen der Umweltbedingungen, da der Querschnitt mehr Zeit benötigt, um sich vollständig an die neuen Bedingungen anzupassen. Ein ähnliches Verhalten kann auch beim Schwinden von Beton beobachtet werden und so wurde in [52] das im Eurocode 2 [2] verankerte Konzept des hydraulischen Radius zur Berücksichtigung des Größeneffekts für die Abschätzung der reversiblen Mechanosorption verwendet.

$$h = \frac{A}{U} \quad (5.12)$$

Dabei sind: h ... hydraulischer Radius
 A ... Querschnittsfläche
 U ... den Luftfeuchteschwankungen ausgesetzter Umfang

In einer Parameterstudie wurde anschließend die mittlere jährliche Holzfeuchteschwankung analysiert. Dazu wurden Brettschichtholzquerschnitte aus Fichte (*picea*) und Esche (*fraxinus*), sowie Furnierschichtholzquerschnitte aus Monterey-Kiefer (*pinus radiata*) mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen und Anfangsfeuchten betrachtet. Diese wurden einem sinusförmigen Verlauf der relativen Luftfeuchte unterworfen, welcher anhand der im Eurocode 5 [53] beschriebenen Nutzungsklassen definiert wurde (siehe Abbildung 5-6). In Nutzungsklasse 3 wird davon ausgegangen, dass der Querschnitt in jedem Zyklus die vollständige Fasersättigung erreicht. Somit ist die jährliche Feuchteschwankung unabhängig vom hydraulischen Radius und ergibt sich bei einer Schwankung der Holzfeuchte zwischen 8 % und Fasersättigung bei rund 30 % zu $U_{y,acc} = 2 \cdot (U_{max} - U_{min}) = 2 \cdot (0,3 - 0,08) = 0,44$.

Anschließend wurden 50 Feuchtezyklen für jeden Querschnitt analysiert und die mittlere jährliche Holzfeuchteschwankung ermittelt.

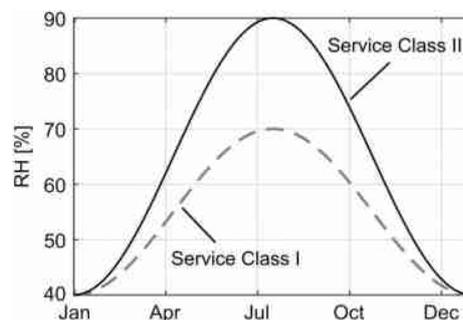


Abbildung 5-6: Angenommene jährliche Schwankung der relativen Luftfeuchte je nach Nutzungsklasse bei einer konstanten Temperatur von 20 °C [52]

Der Einfluss der anfänglichen Holzfeuchte spielt mit zunehmender Anzahl an Feuchtezyklen eine vernachlässigbare Rolle und beeinflusst demnach nur die Feuchteschwankung während der ersten Jahre. Wie in Abbildung 5-7 zu erkennen, spielt auch die Holzart nur eine geringe Rolle bei den jährlichen Holzfeuchteschwankungen. Auch wenn die holzspezifischen Parameter, welche die Diffusionsprozesse beeinflussen, für jede Holzart unterschiedlich sind, so ist die Ausgleichsfeuchte

weitgehend holzartenunabhängig. Infolgedessen und wegen der sehr niedrigen Frequenz, mit der die relative Luftfeuchte im jährlichen Mittel schwankt, sind die Diffusionsparameter hier nur von geringer Bedeutung. Der Einfluss des hydraulischen Radius' ist jedoch klar ersichtlich [17]. Je größer der Umfang, im Vergleich zur Querschnittsfläche, desto größer ist der Feuchteaus-tausch mit der Umgebung. Möglichst gedrungene Querschnitte sind im Bezug auf reversible Mechanosorptionseffekte also zu bevorzugen.

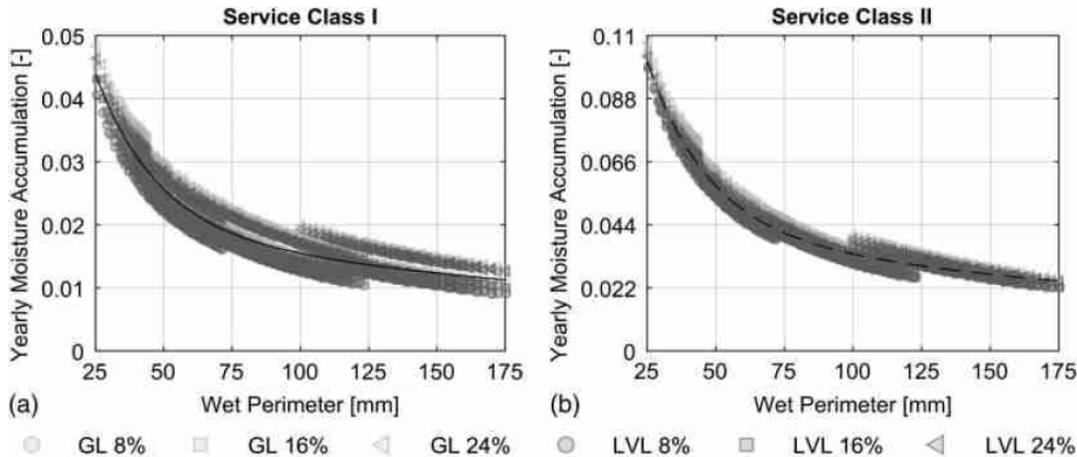


Abbildung 5-7: Mittlere jährliche Holzfeuchteschwankung nach 50 Jahren für BSH (GL) und FSH (LVL) und verschiedene Einbauholzfeuchten in Abhängigkeit des hydraulischen Radius (wet perimeter) [17]

Die Ergebnisse aus Abbildung 5-7 wurden anschließend mit folgender Funktion gefittet:

$$U_{y,acc} = A \cdot e^{Bh} + C \cdot e^{Dh} \quad (5.13)$$

Die Parameter A , B , C und D sind in Tabelle 5-1 aufgelistet.

Tabelle 5-1: Jährliche Holzfeuchteänderung für die Nutzungsklassen 1 und 2- Parameter für das Kurvenfitting [52]

	A	B	C	D
Nutzungsklasse 1	0,0749	-0,0439	0,0205	-0,00345
Nutzungsklasse 2	0,1811	-0,0442	0,0451	-0,00355

5-2.2.2 irreversibles mechano-sorptives Kriechen

Anders als beim reversiblen mechano-sorptiven Kriechen ist beim irreversiblen mechano-sorptiven Kriechen nicht die jährliche Holzfeuchteschwankung, sondern die bis zum betrachteten Zeitpunkt maximal durchlaufene Holzfeuchtedifferenz maßgebend:

$$\varphi(t, \Delta \hat{U})_{ms,i} = m_{ms}(\Delta \hat{U}) \quad (5.14)$$

Dabei sind: $\varphi(t, \hat{U})_{ms,i}$... irreversibler Anteil mechano-sorptives Kriechen
 t ... Zeitpunkt

$\Delta \hat{U}$... maximale Holzfeuchtedifferenz im Vergleich zum Belastungsbeginn
 $\Delta \hat{U} = \hat{U}_{max,t} - U_0$

$\hat{U}_{max,t}$... bis zum Zeitpunkt t maximal erreichte Holzfeuchte

U_0 ... Holzfeuchte bei Belastungsbeginn

m_{ms} ... experimentell zu bestimmender Materialparameter

Bei der in Abschnitt 5-2.2.1 präsentierte Parameterstudie zur Ermittlung der jährlichen Holzfeuchteschwankung wurde auch die maximal erreichte Holzfeuchte während einer Nutzungsdauer von 50 Jahren in Abhängigkeit des hydraulischen Radius, der Einbauholzfeuchte und der Holzart bestimmt. Erneut wird die Holzfeuchte bei den dargestellten Prozessen nicht signifikant durch die Holzart beeinflusst. Jedoch ist hier die Einbauholzfeuchte sehr wohl von Bedeutung. Übersteigt die Einbauholzfeuchte die Ausgleichsfeuchte, so ist die maximal erreichte Holzfeuchte unabhängig vom hydraulischen Radius und die Holzfeuchtedifferenz im Vergleich zum Belastungsbeginn wird zu 0. Liegt die Einbauholzfeuchte unter der Ausgleichsfeuchte, so steigt mit abnehmendem hydraulischen Radius die maximal erreichte Holzfeuchte (siehe Abbildung 5-8). Für Nutzungsklasse 3 wird erneut angenommen, dass die vollständige Fasersättigung erreicht wird. Dementsprechend kann auch die maximal erreichte Holzfeuchte am Fasersättigungspunkt angenommen werden.

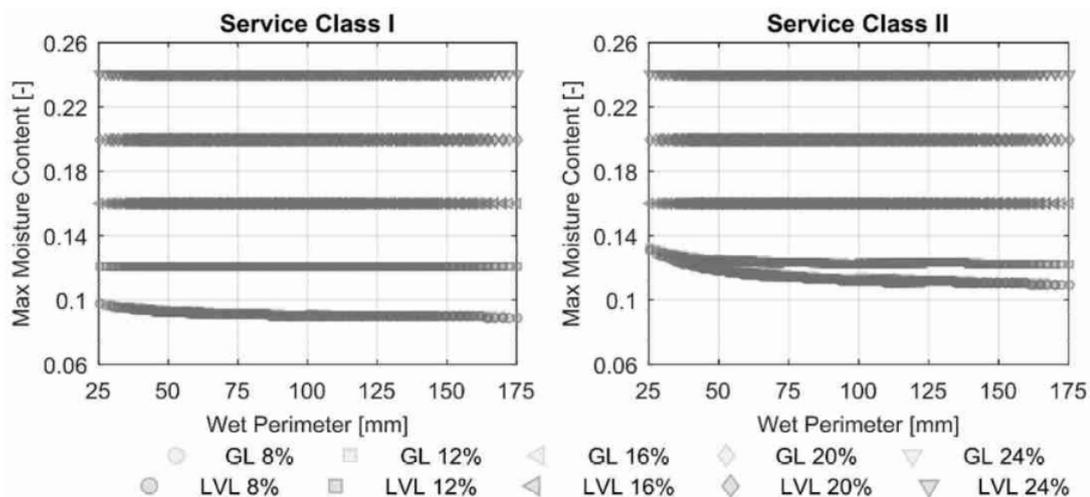


Abbildung 5-8: Maximale Holzfeuchte $\hat{U}_{max,50y}$ während einer Nutzungsdauer von 50 Jahren für BSH (GL) und FSH (LVL) und verschiedene Einbauholzfeuchten in Abhängigkeit des hydraulischen Radius (wet perimeter) [17]

5-2.3 HOLZSPECIFISCHE EINFLUSSFAKTOREN

Einfluss der Holzparameter

In [54] wurde der Einfluss verschiedener holzspezifischer Parameter auf die Kriechverformung von Fichtenholz untersucht. Dabei wurden die Parameter Wachstumsbedingungen, Position des Querschnitts im Stamm, Jahrringbreite, Faserwinkel, Ästigkeit, Druckholz, Dichte und Elastizitätsmodul berücksichtigt. Die Tests wurden bei einer wechselnden relativen Luftfeuchte von 30 % bis 90 % durchgeführt. Die Proben zeigten teils große Streuung im Verhalten auf Feuchtewechsel, welche im Zuge der Untersuchungen nicht ausreichend geklärt werden konnte. Der Autor verweist darauf, dass der Einbezug weiterer holzspezifischer Parameter Aufschluss über dieses Phänomen geben könnte.

Eine Abhängigkeit von der Wachstumsgeschwindigkeit des Stammes konnte nicht festgestellt werden. Demnach spielt es für die Kriechverformungen keine Rolle, ob das verwendete Holz von einem schnell gewachsenen Baum stammt oder einem langsam gewachsenen Stamm. Selbiges gilt für die Position des Brettes im Stammquerschnitt, wonach der Abstand von der Markröhre allein kein geeigneter Parameter zur Bestimmung der Kriechverformung darstellt.

Folgt jedoch eine Einteilung in juveniles und adultes Holz, so ist eine signifikante Abhängigkeit der Kriechverformungen festzustellen. Demnach kriecht juveniles Holz stärker als adultes Holz [51].

Einfluss der Belastungsart

Holz ist bekanntlich ein orthotroper Werkstoff mit je nach Belastungsart unterschiedlichen Eigenschaften. Dies spiegelt sich auch im Kriechverhalten wieder. Vollholz kriecht bei Schub wesentlich stärker als bei Biegung, Druck oder Zug [41] (siehe Abbildung 5-9). Auch liegen die Kriechfaktoren für Biegekriechen über jenen von Zugkriechen, jedoch unter jenen des Kriechens unter Druck. Untersuchungen beispielsweise in [55] bestätigen dies.

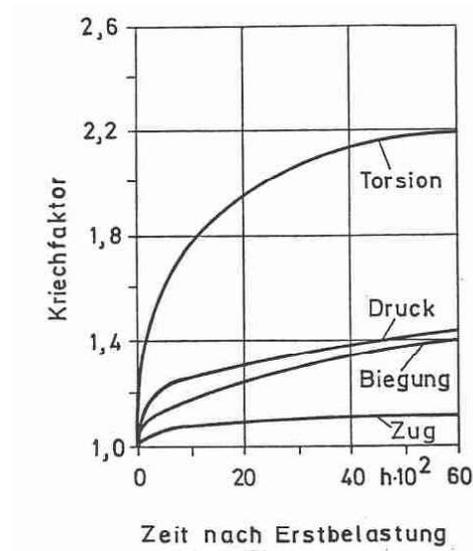


Abbildung 5-9: Abhängigkeit des Kriechfaktors von der Belastungsart für Fichte [41]

Einfluss der Belastungsrichtung

Aufgrund der stark ausgeprägten Orthotropie von Holz und Holzwerkstoffen hat die Belastungsrichtung einen stark ausgeprägten Einfluss auf das Kriechverhalten. Bei einer Belastung in Faserrichtung ist der Kriechfaktor stets geringer, als bei der gleichen Belastung quer zur Faser.

Bei Holzwerkstoffen steigt mit zunehmendem Zerlegungsgrad auch die Kriechverformung an [44]. Dies ist einerseits darauf zurückzuführen, dass durch die zunehmend statistisch regellose Aufteilung der Holzpartikel diese nicht faserparallel beansprucht werden, andererseits sind auch die eingesetzten Klebstoffe dazu geneigt zu Kriechen.

Tabelle 5-2: *Kriechzahl von Holz und Holzwerkstoffen im Normalklima nach 26 Wochen (20 °C/50% relative Luftfeuchte) [44]*

Material	Kriechzahl
Holz	
parallel zur Faserrichtung	0,1 ··· 0,3
senkrecht zur Faserrichtung	0,8 ··· 1,6
Spanplatten aus	
Schneidspänen	0,4 ··· 0,6
Abfallspänen	1,0 ··· 2,5
MDF	0,4 ··· 0,6
Faserplatten hoher Dichte	0,5 ··· 0,7
Sperrholz	0,3 ··· 0,45

Einfluss der Temperatur

Im Bezug auf die Kriechverformungen hat die Temperatur in natürlichen Umgebungsklimata einen vernachlässigbar geringen Einfluss [49]. Auch in [44] wird behauptet, dass bis zu einer Temperatur von 50 °C deren Einfluss auf das Kriechverhalten vernachlässigt werden kann.

Einfluss der Holzfeuchte

Die Holzfeuchtigkeit alleine hat nur einen geringen Einfluss auf das Kriechverhalten von Holz. Auch wenn mit steigender Holzfeuchte eine erhöhte Kriechverformung einhergeht [41], [55] und im Gegensatz dazu bei einer darrtrockenen Probe die Verformungszunahme zufolge Kriechen schon nach kurzer Zeit gegen Null konvergiert [29], so ist der Kriechanteil zufolge konstanter Holzfeuchte im Vergleich zu anderen Parametern gering. Vereinfachend kann auch gesagt werden, dass sich Holz viskoelastisch verhält, solange die klimatischen Bedingungen konstant bleiben [42].

Wesentlich signifikanter wirken sich jedoch die in der Realität stets vorkommenden Holzfeuchteschwankungen aus. Gemäß [56] kann bei den baupraktisch auftretenden Holzfeuchteschwankungen von $\pm 3,5\%$ näherungsweise mit einer Verdopplung der Kriechbeiwerte für konstante Holzfeuchte gerechnet werden. Es ist jedoch nach wie vor nicht ausreichend geklärt, ob die Änderungsrate der Feuchteänderung auch Auswirkungen auf die Kriechverformung hat [54]. Es wird jedoch angenommen, dass die Änderungsrate der Holzfeuchte zwar die Verformungsgeschwindigkeit beeinflusst, nicht jedoch die Gesamtkriechverformung [55], [57]. In [54] konnte beobachtet werden, dass selbst kleine Änderungen der relativen Luftfeuchtigkeit eine sofortige Änderung der Verformungsrate mit sich zogen.

Sehr anschaulich ist der Einfluss der Holzfeuchte auch in Abbildung 5-10. Bei den in [47] durchgeführten Untersuchungen an Spanplatten im Wechselklima wurde der Einfluss einer Oberflächenbehandlung auf das Kriechverhalten untersucht. Es ist zu erkennen, dass die ungeschützte Spanplatte deutlich stärker kriecht (\sim Faktor 5) als die allseitig geschützte Platte.

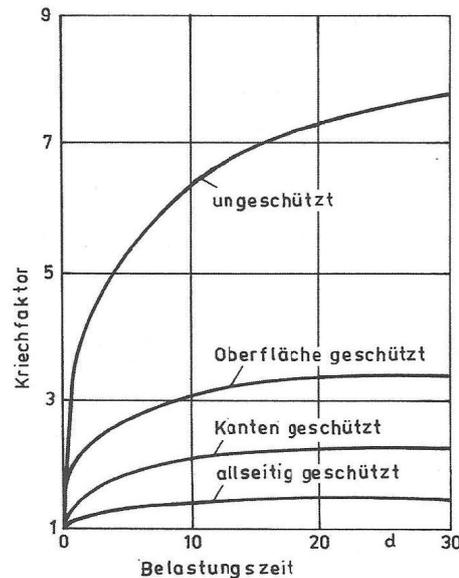


Abbildung 5-10: Einfluss der Oberflächenbehandlung auf die Kriechverformung von Spanplatten [47]

5-3 QUELLEN UND SCHWINDEN

Holz ist aufgrund seines hygroskopischen Verhaltens bestrebt, mit seiner Umgebung einen Gleichgewichtszustand der Wasserdampfdrucke der umgebenden Luft und der Holzoberfläche herzustellen. Dieses Gleichgewicht wird durch Wasseraufnahme (Adsorption) und Wasserabgabe (Desorption) erreicht. Unterhalb des sogenannten Fasersättigungspunktes erfolgt die Aufnahme des Wassers durch Einlagerung der Wassermoleküle in die intermizellaren und interfibrillaren Hohlräume. Durch das nun vorliegende gebundene Wasser kommt es zu einer Ausdehnung des Holzes, welche als Quellen bezeichnet wird. Im Gegensatz dazu schrumpft das Holz bei einer Feuchtigkeitsabgabe, das Holz schwindet. Beide Prozesse verlaufen nur bei Holzfeuchten, welche unterhalb des Fasersättigungspunktes liegen. Oberhalb dieses Bereichs wird das Wasser nicht weiter in die Zellstruktur gebunden und liegt als freies Wasser vor, welches keine Quell- und Schwindverformungen hervorruft [44].

Wie die meisten Eigenschaften des Holzes ist auch das Quell- und Schwindverhalten richtungsabhängig. Die größten Verformungen treten dabei in tangentialer Richtung auf, in Längsrichtung sind die Dehnungen vergleichsweise gering. Es ist zudem ein Einfluss der Darrdichte, sowohl zwischen den Holzarten, als auch innerhalb einer Holzart, auf das Volumenschwindmaß und das Volumenquellmaß vorhanden. Mit steigender Darrdichte nehmen die maximale Quellung und Schwindung zu. So quillt auch verdichtetes Holz wie zum Beispiel Holzpartikelwerkstoffe stärker als Unverdichtetes. Wie in Abbildung 5-11 zu erkennen ist, verläuft die Quelldehnung unterhalb der Fasersättigung weitgehend linear. Mit Erreichen der Fasersättigung treten keine Dehnungen mehr auf, was durch den horizontalen Verlauf der Kurve gekennzeichnet ist.

Kenngößen

maximales Quellmaß α_{\max} :

$$\alpha_{\max} = \frac{a_{\max} - a_{\min}}{a_{\min}} \cdot 100 \quad (5.15)$$

Quellmaß bei beliebiger Feuchteänderung u_1 auf u_2 :

$$\alpha = \frac{a_{u_2} - a_{u_1}}{a_{\min}} \cdot 100 \quad (5.16)$$

maximales Schwindmaß β_{\max} :

$$\beta_{\max} = \frac{a_{\max} - a_{\min}}{a_{\max}} \cdot 100 \quad (5.17)$$

Schwindmaß bei beliebiger Feuchteänderung u_1 auf u_2 :

$$\beta = \frac{a_{u_2} - a_{u_1}}{a_{\max}} \cdot 100 \quad (5.18)$$

Quell- und Schwindmaß können ineinander wie folgt umgerechnet werden:

$$\alpha = \frac{100 \cdot \beta}{100 - \beta} \quad (5.19)$$

$$\beta = \frac{100 \cdot \alpha}{100 + \alpha} \quad (5.20)$$

Dabei sind: α, α_{\max} ... (maximales) Quellmaß [%]
 β, β_{\max} ... (maximales) Schwindmaß [%]
 a_{\max} ... maximale Abmessung (oberhalb der Fasersättigung) [m]
 a_{\min} ... minimale Abmessung im Darrzustand [m]
 a_{u_2}, a_{u_1} ... Abmessungen bei den Holzfeuchten u_1 und u_2 mit $u_1 < u_2$ [m]

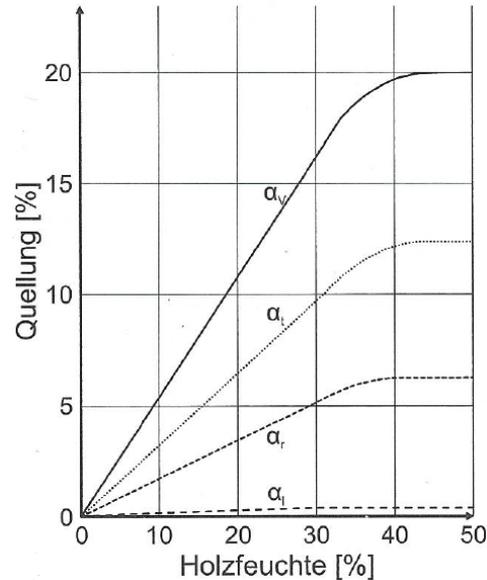


Abbildung 5-11: Quellung von Rotbuchenholz: α_l längs, α_t tangential, α_r radial und α_v Volumenquellung [44]

5-3.1 BEHINDERTE QUELLUNG

Wird das Holz an der Quell- oder Schwindverformung gehindert, so entstehen im Holzquerschnitt Zwangsspannungen. Im Falle einer behinderten Quellung entsteht so ein Quelldruck, welcher bereits im alten Ägypten zum Sprengen von Felsen durch das Eintreiben feuchter Holzkeile genutzt wurde [44].

Im Gegensatz dazu entstehen bei behinderter Schwindverformung Zugspannungen, welche zu sogenannten Schwindrisse führen. Diese Schwindrisse treten im Besonderen bei Querzugverstärkungen auf, da die Dehnung der zur Bewehrung verwendeten Schrauben oder Gewindestangen nicht feuchteabhängig ist.

In einem Querschnitt treten jedoch auch ohne äußere Behinderung Spannungen zufolge Holzfeuchteänderung auf. Neben dem lokal unterschiedlichen Quellverhalten durch Fehlstellen und der Anisotropie des Holzes ist vor allem der Feuchtegradient für diesen Eigenspannungszustand verantwortlich. Dieser ist dadurch begründet, dass das Holz träge auf eine Feuchteänderung reagiert und die Holzoberfläche schneller an die geänderten Umgebungsbedingungen angepasst ist als das Zentrum des Querschnitts [58].

In [59] wurden Untersuchungen zum Quelldruck an fehlerfreien Kleinproben aus Fichtensplintholz durchgeführt. Dabei wurden die Proben entweder darrgetrocknet oder mit einem Holzfeuchtegehalt von 12% in Plastiksäcken verpackt und in die Messapparatur eingebaut. Anschließend wurden die Plastiksäcke mit Wasser gefüllt und der entstehende Quelldruck in tangentialer Richtung über einen Zeitraum von 24 Stunden erfasst. Dabei wurden Spannungen von im Mittel $1,20 \text{ N/mm}^2$ gemessen, welche ungefähr zum Zeitpunkt der Fasersättigung auftraten und sich danach durch Kriecheffekte abbauten (Abbildung 5-13b).

In [44] und [60] wird folgender Ansatz zu Bestimmung des Quelldrucks angegeben:

$$-dA \approx p_Q = -\frac{RT}{Mv} \ln \frac{p_a}{p_s} \quad (5.21)$$

Dabei sind: dA ... geleistete Arbeit

p_Q ... Quelldruck [Pa]

R ... Gaskonstante [J/(mol K)]

T ... Absolute Temperatur [K]

M ... Molmasse des Wassers [kg/mol]

v ... spezifisches Volumen des Wassers [m³/kg]

p_a ... Partialdruck [Pa]

p_s ... Sättigungsdruck [Pa]

Die Annahme, dass die verrichtete Arbeit dA gleich dem Quelldruck Q sei, stimmt jedoch nur unter der Annahme vollständiger Behinderung der Verformung. In der Realität ist die tatsächlich auftretende Spannung stets von den Steifigkeitsverhältnissen im System abhängig.

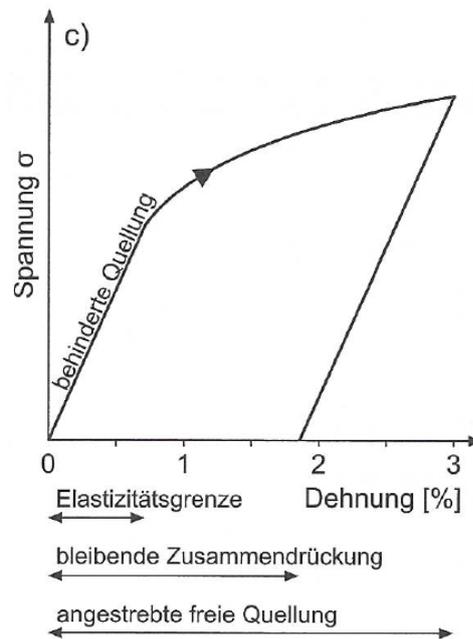
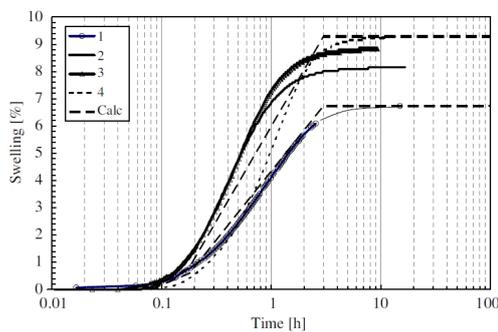
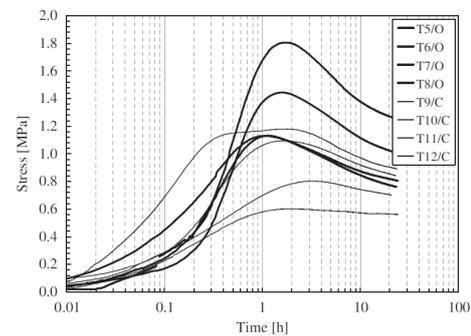


Abbildung 5-12: Spannungs-Dehnungsdiagramm bei behinderter Quellverformung [44]



(a) freie Quellverformung bei 5 % (1) und 0 % anfänglicher Holzfeuchte



(b) gemessener Quelldruck von darrtrockenen (O) und auf 12 % Holzfeuchte konditionierten (C) Proben

Abbildung 5-13: Ergebnisdaten aus [59]

5-4 VERLUSTE AUFGRUND ELASTISCHER HOLZSTAUCHUNG

Wird ein Bauteil durch eine Vorspannkraft belastet, so verkürzt sich dieser aufgrund dieser Belastung. Diese elastische Verkürzung bewirkt jedoch eine Verminderung der Vorspannkraft, welche als Spannkraftverlust berücksichtigt werden muss. Lediglich bei vorgespannten Systemen, bei denen die Anfangsvorspannung direkt gemessen wird, entfällt eine Berücksichtigung dieses Verlusts. Bei einer Kontrolle der Vorspannkraft mithilfe des Spannwegs erfolgt die Berücksichtigung in der Regel über einen zusätzlich erforderlichen Spannweg in der Höhe der elastischen Verformung. Bei einer exzentrischen Anordnung des Spannglieds berechnet sich die elastische Stauchung wie folgt:

$$\varepsilon_{h,p} = \frac{P_{m0}}{A_h \cdot E_h} + \frac{P_{m0} \cdot z_p^2}{I_h \cdot E_h} \quad (5.22)$$

Dabei sind: $\varepsilon_{h,p}$... elastische Dehnung des Holzes in Höhe des Spannglieds zufolge Vorspannung [-]

P_{m0} ... Anfangsvorspannung [N]

E_h ... Elastizitätsmodul des Holzes [N/mm²]

A_h ... Querschnittsfläche des Holzes [mm²]

z_p ... Schwerpunktabstand des Spannglieds vom Schwerpunkt des Holzes [mm]

I_h ... Flächenträgheitsmoment des Holzquerschnitts [mm⁴]

Durch Gleichsetzen der Holzdehnung und der Dehnung des Spannglieds und Multiplikation mit der Dehnsteifigkeit des Spannglieds folgen die Spannkraftverluste durch die elastische Holzstauchung zu:

$$\Delta P_{el} = P_{m0} \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{A_h \cdot E_h} \cdot \left(1 + \frac{A_h \cdot z_p^2}{I_h}\right) \quad (5.23)$$

Dabei sind: ΔP_{el} ... Spannkraftverlust durch elastische Holzstauchung [N]

P_{m0} ... Anfangsvorspannung [N]

E_h ... Elastizitätsmodul des Holzes [N/mm²]

A_h ... Querschnittsfläche des Holzes [mm²]

E_p ... Elastizitätsmodul des Spannglieds [N/mm²]

A_p ... Querschnittsfläche des Spannglieds [mm²]

z_p ... Schwerpunktabstand des Spannglieds vom Schwerpunkt des Holzes [mm]

I_h ... Flächenträgheitsmoment des Holzquerschnitts [mm⁴]

Bei mehreren Spanngliedern, welche nacheinander vorgespannt werden, ist besondere Sorgfalt notwendig. Die einzelnen Spannglieder können sich gegenseitig beeinflussen und so ist es möglich, dass durch die Vorspannung des einen Spannglieds Verluste durch elastische Verformung in einem anderen Spannglied auftreten. Dieses Phänomen bleibt im Zuge dieser Arbeit jedoch unberücksichtigt, es wird an dieser Stelle nur auf die normgemäße Regelung verwiesen [2].

5-5 PLASTIZITÄT

Als plastische Verformung wird jene Verformung bezeichnet, welche nach der Entlastung bestehen bleibt, während sich die elastische Verformung vollständig zurückbildet. Genau genommen handelt

es sich auch bei Kriechen um plastische Verformung, in diesem Abschnitt wird jedoch nur auf die Elastoplastizität, also die zeitunabhängige plastische Verformung eingegangen.

Holz verhält sich bei Zug in als auch quer zur Faser weitgehend linear elastisch, zudem tritt ein Bruch meist spröde und ohne Vorankündigung auf. Auf Druck hingegen reagiert Holz gutmütiger, da der Bruch erst eintritt, wenn eine gewisse plastische Verformung erfolgte. Im eindimensionalen Fall kann diese plastische Verformung mithilfe der Ramberg-Osgood-Gleichung [61] beschrieben werden:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \frac{\sigma}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{n-1} \quad (5.24)$$

Dabei sind: ε ... Dehnung [-]
 E ... Elastizitätsmodul [N/mm²]
 α ... plastischer Versatzbeiwert [-]
 σ_0 ... Fließspannung [N/mm²]
 n ... Materialparameter [-]

Der erste Term beschreibt dabei die linear elastische Verformung, welche gemäß dem Hooke'schen Gesetz auftritt. Der zweite Term ist die plastische Zusatzverformung, welche mit zunehmender Spannung überproportional anwächst. Diese wird mithilfe einer Fließspannung und einem Dehnungsversatz $\alpha \frac{\sigma_0}{E}$ definiert. Dieser Versatz ist die plastische Verformung, welche bestehen bleibt, wenn ein Probekörper die Spannung σ_0 erfährt und danach entlastet wird. Im Holzbau wird auf diesem Weg auch die Querdruckfestigkeit definiert als jene Spannung, bei der eine plastische Dehnung von 1 % bestehen bleibt [62]. Aus dieser Gleichung ist ersichtlich, dass bei diesem Modell keine Proportionalitätsgrenze existiert. Das heißt, dass bereits bei sehr kleinen Spannungen eine plastische Dehnung auftritt, auch wenn diese vernachlässigbar klein ist.

Im dreidimensionalen Fall muss die gegenseitige Beeinflussung der Spannungszustände berücksichtigt werden. Hierbei verwendet man verschiedene Fließmodelle wie das Einflächenfließmodell nach Müllner [63] oder das Mehrflächenfließmodell von Hering [64] (Abbildung 5-14). Diese Flächen sind Flächen im Spannungsraum, welche das Fließverhalten beschreiben. Sobald der Spannungsvektor die initiale Fließfläche berührt, treten plastische Verformungen auf. Mithilfe von sogenannten Evolutionsgesetzen wird das Verhalten ab Fließbeginn beschrieben, wodurch Ver- und Entfestigung des Materials berücksichtigt werden können. Im Spannungsraum beschreiben die Evolutionsgesetze, auch Fließregeln genannt, wie die Fließfläche durch das Materialfließen ihre Form ändert. Dabei wird zwischen assoziierten und nicht-assozierten Fließregeln unterschieden. Bei der assoziierten Fließregel wird davon ausgegangen, dass der plastische Verzerrungsvektor normal zur Fließfläche gerichtet ist. Bei einer nicht-assozierten Fließregel verläuft der plastische Verzerrungsvektor nicht zwangsweise normal zur Fließfläche. Hier wird die Richtung über das sogenannte plastische Potential beschrieben [65].

Insbesondere quer zur Faser kann es zu beträchtlichen plastischen Verformungen kommen, welche bereits bei Spannungen weit unterhalb der Druckfestigkeit auftreten. Diese müssen bei einer Vorspannung berücksichtigt werden, wenn keine direkte Messung der Vorspannkraft beim Spannvorgang erfolgt sondern der Spannweg aufgezeichnet wird. Auch wenn Gebrauchslasten meist zu niedrig sind, um plastische Verformungen hervorzurufen, kann es bei außergewöhnlichen Ereignissen (z.B. Erdbeben) sehr wohl zu solchen Verformungen kommen, welche in weiterer Folge zu einem permanenten Spannkraftverlust führen.

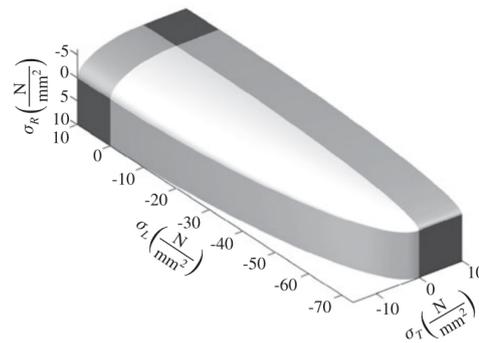


Abbildung 5-14: Fließfläche des Mehrflächenmodells nach Hering für Rotbuche bei einer Holzfeuchte von 8,70 % [64]

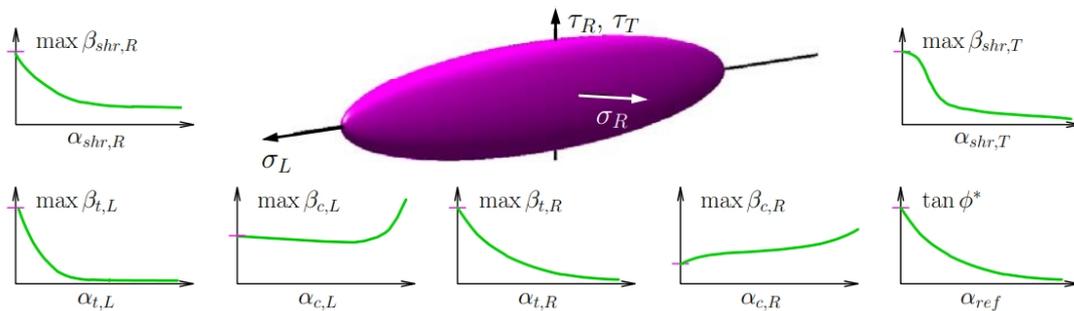


Abbildung 5-15: Fließfläche des Einflächenmodells im orthotropen Spannungsraum mit Evolutionsgesetzen für die Maximalspannungen β in Abhängigkeit der plastischen Dehnungen α [63]

5-6 TEMPERATUR

Im Vergleich zu Quell- und Schwinddehnungen spielen Temperaturdehnungen in Holzbauteilen nur eine untergeordnete Rolle, zumal eine Änderung der Temperatur stets mit einer Änderung der Holzfeuchte und somit Quell- und Schwindverformungen verbunden ist, welche den Temperaturverformungen entgegenwirken. Hinzu kommt, dass die Quell- und Schwinddehnungen um ungefähr eine Zehnerpotenz größer sind als die thermischen Dehnungen [44].

Im baupraktisch relevanten Bereich wird die Temperaturdehnung über einen linearen Zusammenhang zwischen Temperatur und Dehnung beschrieben:

$$\varepsilon_t = \alpha_t \cdot \Delta T \quad (5.25)$$

Dabei sind: ε_t ... Dehnung zufolge Temperatur [-]
 α_t ... Temperatureausdehnungskoeffizient [1/K]
 ΔT ... Temperaturdifferenz [K]

Im Gegensatz zu vorgespannten Betontragwerken, wo die Werkstoffe Beton und Stahl über ähnlich große Temperatureausdehnungskoeffizienten verfügen, kann es bei vorgespannten Holzkonstruktionen aufgrund der unterschiedlichen Temperatureausdehnungskoeffizienten zu Spannkraftverlusten kommen. In diesem Fall ergibt sich der Spannkraftverlust zufolge Temperatur wie folgt:

$$\varepsilon_t = (\alpha_{t,\text{Stahl}} - \alpha_{t,\text{Holz}}) \cdot \Delta T \quad (5.26)$$

Diese Dehnung kann anschließend in Gleichung 3.2 eingesetzt werden.

In Tabelle 5-3 sind einige Wärmeausdehnungskoeffizienten für verschiedene Holzarten und Werkstoffe aufgelistet. Im Vergleich dazu wird im Eurocode 3 [66] der Wärmeausdehnungskoeffizient für Baustahl mit $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ festgelegt.

Tabelle 5-3: Wärmeausdehnungskoeffizienten von trockenem Holz und von Holzwerkstoffen [44]

Holzart	Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_t (\cdot 10^{-6}) [1/K]$		
	in Faserrichtung bzw. Plattenebene	senkrecht zur Faserrichtung radial	senkrecht zur Faserrichtung tangential
Fichte	3,15...3,5	23,8...23,9	32,3...34,6
Weymouthskiefer	3,65...4,0	-	63,6...72,7
Balsa	-	16,3	24,1
Gelb-Birke	3,36...3,57	30,7...32,2	38,3...39,4
Roteiche	3,43	28,3	42,3
Esche	9,51	-	-
Sperrholz (Lärche)	4,2	-	-
Spanplatte	6,2...7,2	-	-
OSB	6,3	-	-
MDF	6,8	-	-

5-7 RELAXATION

Wie bereits in Kapitel 5-1 erläutert, handelt es sich bei der Relaxation um die zeitlich abnehmende Spannung, die zum Halten einer konstanten Dehnung erforderlich ist. Obwohl Kriechen und Relaxation zwei Prozesse mit demselben mechanischen Hintergrund sind, wird in der Literatur bei vorgespannten Konstruktionen der Spannkraftverlust im Spannglied stets als Relaxation und im durch die Vorspannkraft gedrückten Bauteil als Kriechen bezeichnet. Aus diesem Grund wird im folgenden Abschnitt nur die Relaxation von Spannstahl betrachtet.

In Eurocode 2 [2] sind zur Beschreibung des Relaxationsverhaltens von Spannstählen drei Relaxationsklassen definiert:

- Klasse 1: Drähte oder Litzen- normale Relaxation
- Klasse 2: Drähte oder Litzen- niedrige Relaxation
- Klasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe

In Abhängigkeit dieser Relaxationsklassen kann anschließend der Spannkraftverlust zufolge Relaxation ermittelt werden:

Klasse 1:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5.27)$$

Klasse 2:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5.28)$$

Klasse 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8,0\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5.29)$$

- Dabei sind: $\Delta\sigma_{pr}$... Spannungsänderung im Spannstahl zufolge Relaxation
 σ_{pi} ... Spannung im Spannstahl unmittelbar nach dem Spannen oder der
 Krafteinleitung $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$
 t ... Zeit nach dem Anspannen in Stunden; Für die Berechnung der Endwerte
 der Relaxationsverluste darf für t ein Wert von 500000 Stunden eingesetzt
 werden (entspricht etwa 57 Jahre)
 μ ... $\frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$ wobei f_{pk} die charakteristische Zugfestigkeit des Spannstahls ist
 ρ_{1000} ... Relaxationsverlust in %, 1000 Stunden nach dem Anspannen bei einer
 Durchschnittstemperatur von 20 °C

Im Falle einer nicht konstanten Dehnung im Spannglied ist auch mit veränderlichem Relaxationsverhalten zu rechnen. In Anhang D des Eurocode 2 [2] wird deshalb eine Methode zur Berechnung der Relaxationsverluste für diesen Fall angegeben, jedoch in der vorliegenden Arbeit nicht näher behandelt.

5-8 REIBUNGSVERLUSTE

Beim Spannvorgang von nicht geradlinigen Spanngliedern wird dieses an den Umlenkstellen gegen das Hüllrohr, beziehungsweise gegen die Umlenkstelle gepresst. Die dabei auftretende Reibungskraft wirkt der Vorspannkraft entgegen. Unter Berücksichtigung des Coulomb'schen Reibungsgesetzes und linearisierter Winkel führt dies auf die sogenannte Differenzialgleichung der Seilreibung. Die allgemeine Lösung dieser Differenzialgleichung lautet:

$$P(x) = C e^{-\mu\vartheta_p(x)} \quad (5.30)$$

- Dabei sind: $P(x)$... Vorspannkraft
 C ... Integrationskonstante
 μ ... Reibbeiwert
 $\vartheta_p(x)$... Umlenkwinkel

Der Umlenkwinkel ϑ_p setzt sich dabei aus dem planmäßigen Umlenkwinkel Θ_p und dem ungewollten Umlenkwinkel $k \cdot x$ zusammen. Der planmäßige Umlenkwinkel ist der Winkel, den das Spannglied aufgrund der gewollten Umlenkung einschließt. Im Gegensatz dazu ist der unplanmäßige Umlenkwinkel nicht gewollt, lässt sich jedoch nicht vollständig vermeiden. Er ist zurückzuführen auf den Durchhang der Spannglieder zwischen den Abstützungen der Hüllrohre (Abbildung 5-17). Rechenwerte für den unplanmäßigen Umlenkwinkel können den technischen Zulassungen der Spannsysteme entnommen werden. In [2] sind als Anhaltswert 0,005 00 m⁻¹ bis 0,0100 m⁻¹ angegeben.

Durch Einsetzen der Anfangsbedingung $P(x = 0) = P_{max}$ und nach Abzug der Anfangsvorspannung P_{max} führt dies zur auch in [2] angeführten Formel für den Reibungsverlust

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\sum \Theta(x)+kx)}) \quad (5.31)$$

Dabei sind: $\Delta P_{\mu}(x)$... Spannkraftverlust zufolge Reibung and der Stelle x

P_{\max} ... Anfangsvorspannung am Spannanker

μ ... Reibbeiwert

$\sum \Theta(x)$... Summe aller planmäßiger Umlenkwinkel zwischen dem Spannanker und der Stelle x siehe Abbildung 5-16

k ... ungewollter Umlenkwinkel

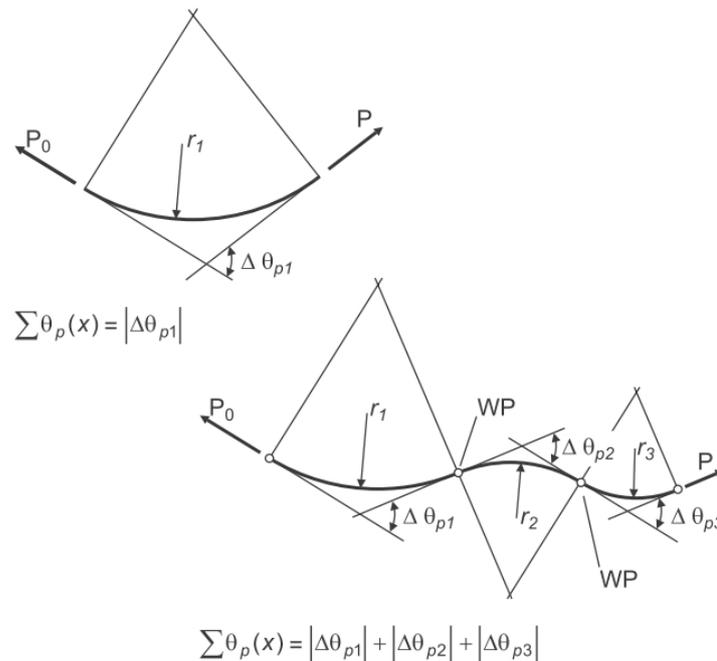


Abbildung 5-16: Planmäßiger Umlenkwinkel $\sum \Theta$ [4]

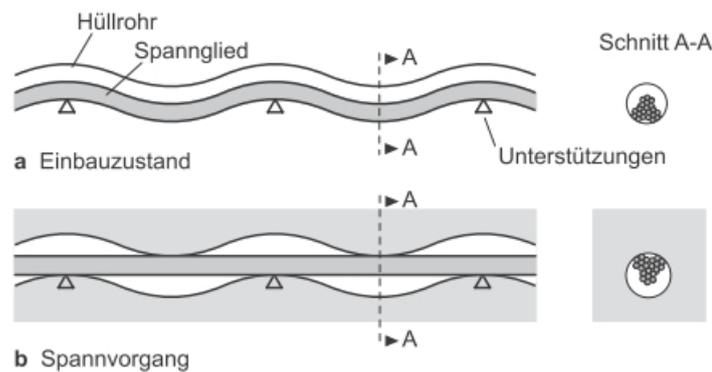


Abbildung 5-17: Ursachen für den ungewollten Umlenkwinkel [4]

Der Reibbeiwert ist abhängig vom Spannglied und vom umgebenden Material. Wird das Spannglied in einem Hüllrohr geführt, so können die selben Reibbeiwerte wie im Spannbetonbau verwendet werden. Diese sind in der Regel den technischen Zulassungen des Vorspannsystems zu entnehmen. [2] stellt alternativ einige Anhaltswerte bereit, welche in Tabelle 5-4 angeführt werden. Es ist bei diesen Werten jedoch nicht vollends klar, ob es sich um Gleit- oder Haftreibungskoeffizienten handelt. Da beim Vorspannvorgang die Haftreibung jedoch nur zu Beginn überwunden werden muss und danach Gleitreibung vorherrscht, ist davon auszugehen, dass Gleitreibungskoeffizienten vorliegen [6].

Tabelle 5-4: Anhaltswerte für den Reibbeiwert von Spanngliedern nach [2]

	Interne Spannglieder	Externe Spannglieder ohne Verbund			
		Stahl-Hüllrohr/ nicht geschmiert	HDPE-Hüllrohr/ nicht geschmiert	Stahl-Hüllrohr/ geschmiert	HDPE-Hüllrohr/ geschmiert
kaltgezogener Draht	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Litze gerippte Stäbe	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
glatte Stäbe	0,65	-	-	-	-
	0,33	-	-	-	-

Wird das Spannglied nicht, wie im Spannbetonbau üblich, in einem Hüllrohr geführt, sondern liegt direkt am umgebenden Holz an, so dürfen diese Werte jedoch nicht verwendet werden. Allerdings gibt es für die Kombination von Holz mit verschiedenen Spannsystemen keine geeigneten Reibbeiwerte in der Literatur. Erschwerend kommt hinzu, dass der Reibbeiwert zusätzlich von der Faserrichtung und der Feuchte des Holzes abhängt [44].

Wie bereits zu Beginn angemerkt, treten Reibungsverluste nur bei nicht geradlinig verlaufenden Spanngliedverläufen auf. Des Weiteren kommt es nur bei nachträglich vorgespannten Systemen zu solchen Verlusten.

5-9 KEILSCHLUPF

Beim Vorspannen mit Spannlitzen ist es notwendig, die einzelnen Litzen am Ende zu verankern. Dazu werden meist dreiteilige Ringkeile eingesetzt, welche innenliegende Kerbzähne aufweisen, die die Litzen umgreifen (siehe Abbildung 5-18). Beim Absetzen der Spannpressen werden die Keile in konische Ausnehmungen gepresst, wodurch sich die Ringkeile um die Litzen klemmen. Damit verbunden ist jedoch eine Relativverschiebung, welche als Keilschlupf Δl_{sl} bezeichnet wird (siehe Abbildung 5-19) [5].

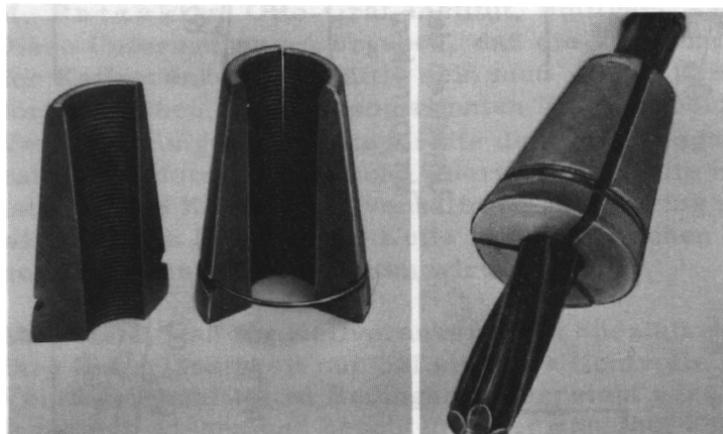


Abbildung 5-18: Ringkeil zum Verankern von Litzen [5]

Die Größe des Keilschlupfs ist abhängig vom eingesetzten Spannsystem, liegt meist im Bereich von einigen wenigen mm und ist in den technischen Zulassungen der Spannsysteme geregelt. Die aus dem Keilschlupf resultierenden Spannkraftverluste werden wie folgt abgeschätzt:

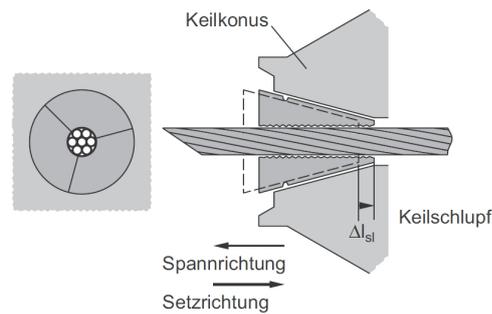


Abbildung 5-19: Keilverankerung und Keilschlupf Δl_{sl} [4]

$$\Delta P_{sl} = A_{p,i} \cdot E_p \cdot \frac{\Delta l_{sl}}{l_p} \quad (5.32)$$

Dabei sind: ΔP_{sl} ... Spannkraftverlust zufolge Keilschlupf am betrachteten Spannglied
 $A_{p,i}$... Fläche des i-ten Spannglieds
 E_p ... Elastizitätsmodul des Spannstahls
 Δl_{sl} ... Keilschlupf abhängig vom Spannverfahren
 l_p ... Länge des Spannglieds

Daraus ist klar ersichtlich, dass der Anteil an Verlusten aus Keilschlupf umso höher ist, je kürzer das Spannglied ist.

Ergänzend sei noch angemerkt, dass auch bei Spanngliedern aus Stabstahl ein gewisser Schlupf auftritt. Dieser tritt vornehmlich in Muffenstößen und den Muttern der Verankerungen. Eine Berechnung der Spannkraftverluste erfolgt analog zu den mit Litzen vorgespannten Systemen, wird im Zuge dieser Arbeit jedoch nicht näher behandelt.

KAPITEL 6: NACHWEISFÜHRUNG

6-1 ALLGEMEINES

Grundsätzlich sind bei vorgespannten Strukturen die selben Nachweise zu führen wie bei nicht vorgespannten. Dazu wird die Vorspannung als zusätzliche ständige Belastung behandelt, mit der äußeren Belastung kombiniert und je nach Bemessungssituation mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_P für Vorspannung erhöht. Anschließend kann das Tragwerk auf die sich daraus ergebenden Schnittgrößenkombinationen nach den herkömmlichen Normen bemessen werden. Die Nachweise, welche zufolge Vorspannung zusätzlich zu führen sind, sowie vorspannungsspezifische Besonderheiten in der Nachweisführung werden in diesem Kapitel näher beleuchtet.

6-2 SPANNUNGSNACHWEISE

Zusätzlich zu den im Ingenieurholzbau üblichen Spannungsnachweisen sind bei vorgespannten Holzkonstruktionen folgende Nachweise notwendig:

Maximalspannung im Spannglied während des Spannvorgangs:

$$\sigma_{p,\max} \leq \begin{cases} 0,80 \cdot f_{pk} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} \quad (6.1)$$

Maximalspannung im Spannglied nach Absetzen der Pressenkraft:

$$\sigma_{pm0,\max} \leq \begin{cases} 0,70 \cdot f_{pk} \\ 0,80 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} \quad (6.2)$$

Maximalspannung im Spannglied während der Nutzung:

$$\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \quad (6.3)$$

Dabei sind:

- $\sigma_{p,\max}$... maximale Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs
- $\sigma_{pm0,\max}$... maximale Spannung im Spannglied unmittelbar nach Absetzen der Spannkraft abzüglich aller sofortigen Verluste
- f_{pk} ... Zugfestigkeit
- $f_{p0,1k}$... 0,1% Dehngrenze

Die Beiwerte sind dabei dem nationalen Anhang für Österreich des Eurocode 2 [66] entnommen und können auch für vorgespannte Holzkonstruktionen übernommen werden.

6-3 DEKOMPRESSION

Der Dekompressionsnachweis ist zu führen, wenn sichergestellt werden soll, dass zwischen zwei Bauteilen keine klaffende Fuge auftritt. Dabei ist nachzuweisen, dass unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Zugspannungen im Fugenbereich auftreten (außer natürlich im Spannglied selbst). Dieser Nachweis kann über die Berechnung der 1. Kernweite und der Exzentrizität der Belastung geführt werden.

Der Dekompressionsnachweis ist vor allem dann zu führen, wenn die Verbindungssteifigkeit Einfluss auf das Tragverhalten hat. So spielt beispielsweise bei Erdbeben, wie auch bei allen anderen Schwingungsbeanspruchungen, die Systemsteifigkeit eine entscheidende Rolle bei der Schnittgrößenberechnung. Daher sollte vor allem hier der Dekompressionsnachweis unter der außergewöhnlichen Erdbebenkombination geführt werden.

Insbesondere im Holzbau ist jedoch auch die Verbindungssteifigkeit entscheidend sowohl für die Gebrauchstauglichkeit, als auch die Tragfähigkeit und Schnittgrößenverteilung von statisch unbestimmten Systemen. Aus diesem Grund sollte beim Ansetzen der erhöhten Steifigkeit einer vorgespannten Verbindung überprüft werden, ob unter der jeweiligen Einwirkungskombination der Dekompressionsnachweis erfüllt wird.

Zusätzlich zur Überprüfung der klaffenden Fuge muss sichergestellt werden, dass die Kontaktkraft im Holz nicht die Druckfestigkeit überschreitet.

Exkurs: 1. Kernweite

Als 1. Kernweite wird im Grundbau jene Fläche um den Schwerpunkt eines Querschnitts bezeichnet, innerhalb der eine Druckkraft angreifen muss, um keine Biegezugspannungen zufolge des resultierenden Exzentrizitätsmoments im Querschnitt zu erzeugen. Diese Bedingung gilt als erfüllt wenn:

$$e \leq e_{1.\text{Kernweite}} \quad (6.4)$$

- Dabei sind:
- e ... Exzentrizität der Belastung = $\frac{M}{N}$
 - M ... Biegemoment um die betrachtete Achse inklusive eventuellem Exzentrizitätsmoment zufolge Vorspannung
 - N ... Normalkraft inklusive Vorspannung
 - $e_{1.\text{Kernweite}}$... 1. Kernweite = $\frac{W_i}{A_i}$; bei Rechteckquerschnitten: $e_{\text{Kern}} = \frac{h}{6}$
 - W_i ... Widerstandsmoment des ideellen Querschnitts um die betrachtete Achse
 - A_i ... Querschnittsfläche des ideellen Querschnitts

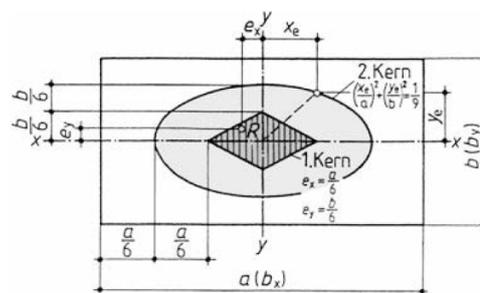


Abbildung 6-1: Kernflächen eines Rechteckquerschnitts nach DIN 1054. Die dunkel schraffierte Fläche kennzeichnet die 1. Kernweite

Zur Berücksichtigung des Spannglieds werden in Gleichung 6.4 ideale Querschnittswerte angewendet.

6-4 STABILITÄT

Bei einer Vorspannung ohne Verbund reduziert die Vorspannkraft den zum Erreichen der Knicklast notwendigen zusätzlichen Lastanteil. Wird das Spannglied jedoch mit dem Querschnitt verbunden, so bewirkt eine seitliche Auslenkung mit dazugehörigen Biegemomenten eine gleich große entgegengesetzte Rückstellkraft. Knicken kann beim kraftschlüssigen Verbund also nicht zufolge einer Vorspannkraft auftreten. Bei diskreten Festhaltungen des Spannglieds am Querschnitt wird die Knicklänge entsprechend verkürzt [29]. Eine Festhaltung und somit Unterteilung in n gleichgroße Abschnitte erhöht dabei die kritische Knicklast gemäß dem Quadrat von n , da durch die Festhaltung kein Exzentrizitätsmoment auftreten kann [67].

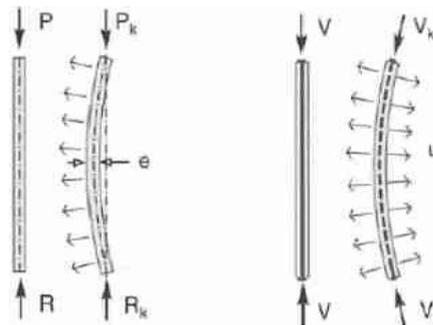


Abbildung 6-2: Knicken eines Stabes unter externen Kräften (links) und unter Vorspannung im Verbund (rechts) [29]

Das Stabilitätsverhalten von vorgespannten Brettsperrholzscheiben ist durch die konzentrierte Lasteinleitung maßgeblich von der Lastausbreitung abhängig. Für den Stabilitätsnachweis ist in der Regel die Spannung in Feldmitte maßgeblich. Diese kann über die effektive Lastverteilungsbreite b_{ef} errechnet werden, welche so definiert ist, dass mithilfe dieser rechnerischen Breite die mechanisch korrekte Maximalspannung in einer Tiefe y ermittelt werden kann. Diese effektive Breite wurde in [68] für eine orthotrope Halbscheibe mit unendlicher Höhe mithilfe eines Fourierintegralansatzes gelöst:

$$b_{\text{ef,ortho}}(y) = \frac{c\pi(\lambda_1 - \lambda_2)}{\lambda_1 \arctan\left(\frac{c}{\lambda_2 y}\right) - \lambda_2 \arctan\left(\frac{c}{\lambda_1 y}\right)} \quad (6.5)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{p^2 + \sqrt{p^4 - q^4}}, p = \sqrt{\frac{c_x}{2c_{xy}}}$$

$$\lambda_2 = \sqrt{p^2 - \sqrt{p^4 - q^4}}, q = \sqrt[4]{\frac{c_x}{c_y}}$$

Dabei sind: $c \dots$ Halbe Lastbreite, siehe Abbildung 6-3
 $c_x, c_y, c_{xy} \dots$ Scheibensteifigkeiten

In der Praxis liegen jedoch stets Scheiben mit endlicher Höhe vor, wodurch sich die Lastverteilungsbreite reduziert. Näherungsweise kann daher die effektive Lastverteilungsbreite in halbe Höhe wie folgt berechnet werden:

$$b_{\text{ef,approx}}\left(\frac{h}{2}\right) = 0,90 \frac{c\pi(\lambda_1 - \lambda_2)}{\lambda_1 \arctan\left(\frac{c}{\lambda_2 \frac{h}{2}}\right) - \lambda_2 \arctan\left(\frac{c}{\lambda_1 \frac{h}{2}}\right)} \quad (6.6)$$

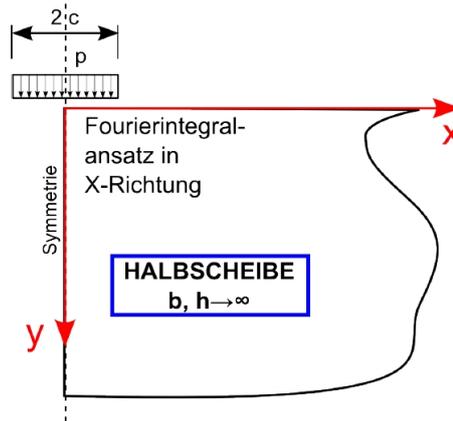


Abbildung 6-3: Gewähltes Koordinatensystem für die Ermittlung der effektiven Lastverteilbreite [68]

Mithilfe dieser rechnerischen Breite können anschließend die Spannungen und Querschnittswerte für den Stabilitätsnachweis ermittelt werden.

Stabilitätsprobleme von mit Spanngliedern vorgespannten Stäben sind dennoch nicht vollständig geklärt. Im Zweifelsfall sollte daher die Vorspannkraft als äußere Druckkraft angesetzt werden. Dies hat stets ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis zufolge [67].

6-5 LOKALE LASTEINLEITUNG

Besonderes Augenmerk ist auf die Endverankerung der Vorspannkraft zu achten. Die Ankerkonstruktionen sind so zu gestalten, dass die Druckfestigkeit des Holzes lokal nicht überschritten wird. Jedoch treten bei einer konzentrierten Lasteinleitung auch Zugspannungen in Querrichtung auf, welche zum Querzugversagen führen können. Die Höhe dieser Zugspannungen hängen dabei maßgeblich davon ab, wie sehr sich die Druckspannungen im Medium ausbreiten. Im Ingenieurwesen wird diese Ausbreitung häufig über den Lastausbreitungswinkel beschrieben. Dieser nimmt für den Sonderfall eines isotropen Materials den Maximalwert von $38,1^\circ$ an und ist im Falle einer orthotropen Platte stets geringer. Da auch die Querzugspannungen mit dem Lastausbreitungswinkel wachsen, können diese auch für orthotrope Materialien auf der sicheren Seite liegend für ein isotropes Material abgeschätzt werden, wie dies auch im Eurocode 2 [2] verankert ist:

Bei Spannungsfeldern mit begrenzter Ausbreitung der Druckspannung $b \leq \frac{H}{2}$

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.7)$$

Bei Spannungsfeldern mit unbegrenzter Ausbreitung der Druckspannung $b > \frac{H}{2}$

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.8)$$

Dabei sind: T ... Zugkraft
 F ... Druckkraft

a, b, h, H ... Abmessungen gemäß Abbildung 6-4

Die so ermittelte Zugkraft kann anschließend dazu verwendet werden, eventuell nötige Querzugverstärkungen in Form von selbstbohrenden Holzschrauben oder Gewindestangen zu bemessen.

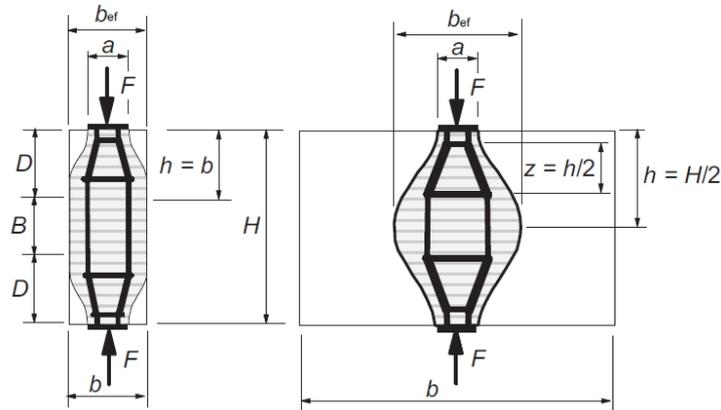


Abbildung 6-4: Ausbreitung der Druckspannung links: $b \leq \frac{H}{2}$, rechts: $b > \frac{H}{2}$ [2]

6-6 VERFORMUNG

Bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung muss die Streuung der Vorspannkraft berücksichtigt werden. Folglich gibt es zwei charakteristische Werte der Vorspannkraft (einen oberen und einen unteren Grenzwert)[2]. Dazu wird die zum betrachteten Zeitpunkt wirkende Vorspannkraft mit den Beiwerten r_{sup} für den oberen und r_{inf} für den unteren Grenzwert multipliziert (siehe Tabelle 6-1). Mit diesen Werten der Vorspannkraft kann anschließend die Verformung unter charakteristischer Einwirkungskombination und die Ober- und Unterspannung für das maximale Spannungsspiel zur Materialermüdung berechnet werden. Dadurch, dass durch die Vorspannung Druckkräfte im Holzquerschnitt entstehen, kann es bei schlanken Tragwerken notwendig sein, Effekte 2. Ordnung beim Verformungsnachweis zu berücksichtigen.

Tabelle 6-1: Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Beiwerte aus dem nationalen Anhang für Österreich [66]

Vorspannung	r_{inf}	r_{sup}
mit sofortigem oder ohne Verbund	1,00	1,00
mit nachträglichem Verbund	0,95	1,05

KAPITEL 7: MATERIAL UND METHODEN

7-1 PRÜFKONZEPT

Die Untersuchung des Quelldrucks auf Schrauben war in der Forschung der vergangenen Jahre ein sehr selten behandeltes Thema. So waren zwar Teilbereiche Gegenstand von Untersuchungen (beispielsweise der entstehende Quelldruck von fehlerfreien Fichtenkleinproben [59] oder der Einfluss von Schrauben auf das Entstehen von Schwindrissen durch Verformungsbehinderung [58]), nie jedoch das Zusammenspiel der einzelnen Teileffekte. Aus diesem Grund wurde im Laufe dieser Arbeit ein umfassendes Prüfkonzept entwickelt, das ein möglichst realitätsnahes Verhalten widerspiegeln soll. Dieses Prüfprogramm soll in weiterer Folge als Grundlage für weitere Untersuchungen in diesem Gebiet dienen.

Das Prüfzenario soll ein Regenereignis nachstellen, bei dem die Holzbauteile der freien Bewitterung ausgesetzt sind. In der Nutzungsklasse 3 ist dies sehr häufig der Fall. Ist die Gebäudehülle noch nicht fertiggestellt, so sind jedoch auch Holzkonstruktionen der Nutzungsklassen 1 und 2 der freien Bewitterung und im Extremfall Starkregen ausgesetzt. Dadurch kommt es zu in der Bemessung nicht berücksichtigten atmosphärischen Belastungen auf die Konstruktion.

Das gesamte Prüfkonzept dieser Arbeit umfasste eine Reihe von Vorversuchen, welche Aufschluss über einige Kenngrößen der Ausgangsmaterialien geben sollten und der Hauptversuchsreihe, die zum Ziel hatte, das Quelldruckverhalten auf geschraubte Holz-Stahlblechverbindungen und den Einfluss einer Vorspannung der Verbindung näher zu untersuchen. Dieses Verhalten wurde für Brettschichtholz aus Fichte (*Picea abies*) und Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*), sowie für Baubuche [69] näher betrachtet, wobei die Schrauben in einem Winkel von 90° zur Faser angeordnet wurden. Um eine möglichst von der Prüfkörpergröße unabhängige Reaktion auf die Feuchtebeanspruchung zu gewährleisten, wurden die Prüfkörper nur an einer Seite der Feuchtebeanspruchung ausgesetzt.

Im Zuge der Hauptversuchsreihe wurden folgende Parameter auf die durch Quelldruck entstehenden Schraubenkräfte untersucht:

- Einfluss der Holzart bzw. des Holzwerkstoffs
- Einfluss der Einbindelänge der Schrauben
- Einfluss einer Anfangsvorspannung der Schrauben
- Einfluss der Größe der Stahlblechfläche der Verbindung

Zusätzlich wurden Kontrollserien durchgeführt, welche nicht in Wasser gelagert wurden.

7-2 MATERIAL

7-2.1 HOLZPROBEKÖRPER

Als Ausgangsmaterial der Probekörper dienten am Institut für Holzbau und Holztechnologie vorhandene Bestände. Aus diesem Grund sind keine näheren Informationen über die Herkunft der einzelnen Hölzer bekannt. Die Probekörper aus Fichte wurden für alle Versuche aus einem am Institut lagernden Brettschichtholzträger hergestellt (siehe Abbildung 7-1). Dieser wurde einfach auf die erforderlichen Prüfkörperabmessungen zugeschnitten.



Abbildung 7-1: Fichtenträger

Für die Probekörper aus Douglasie standen Einzelbretter mit einer Breite von 80 mm zur Verfügung. Da diese für die geplanten Versuche zu schmal waren, wurden sie in einem ersten Schritt schmalseitenverklebt und so einschichtige Platten gebildet (siehe Abbildung 7-2a). Diese wurden auf die erforderliche Breite zugeschnitten und aus den erneut entstehenden Brettern quadratische Scheiben erzeugt. Die Einzelscheiben wurden anschließend visuell sortiert und übereinander gestapelt zu Prüfkörperrohlingen verklebt (siehe Abbildung 7-2b). Abschließend wurden die Rohlinge auf die erforderlichen Abmessungen zugeschnitten.



(a) Schmalseitenverklebung zu Platten



(b) Prüfkörperrohlinge in der Presse

Abbildung 7-2: Prüfkörperherstellung Douglasie

Die Probekörper aus Baubuche wurden aus vier Einzelträgern mit den Maßen $B \times H \times L = 160 \times 80 \times 4000$ mm gefertigt (Abbildung 7-3a). Um die maximal erforderliche Höhe von 300 mm zu erreichen, wurden diese übereinanderliegend verklebt (siehe Abbildung 7-2b).

Die fertig zugeschnittenen Probekörper sind in Abbildung 7-4 zu sehen. Die Abmessungen der Versuchskörper können in den Tabellen 7-2 und 7-3 der Abschnitte 7-3.5 und 7-4.1 gefunden werden.



(a) einzelne Baubuchenträger



(b) übereinanderliegend verklebte Einzelträger in der Presse

Abbildung 7-3: Prüfkörperherstellung Baubuche



Abbildung 7-4: fertig zugeschnittene Probekörper

7-2.2 SCHRAUBEN

Für die Hauptversuchsreihe wurden selbstbohrende Holzschrauben der Firma Schmid Schrauben Hainfeld GmbH verwendet. Alle Schrauben sind aus der Produktfamilie Rapid® [70] und verfügen über eine YellWin 500+ Verzinkung. Genauere Angaben sind Tabelle 7-1 zu entnehmen.

Tabelle 7-1: Herstellerangaben der verwendeten Schrauben [70]

Schraubenbezeichnung	Durchmesser [mm]	Schraubenlänge [mm]	Gewindelänge [mm]	Gewindeart
Rapid® Vollgewinde	8	300	290	Vollgewinde
Rapid® Komplex	8	300	100	Teilgewinde
Rapid® Komplex	8	180	100	Teilgewinde

7-3 VORVERSUCHE

7-3.1 WASSERAUFNAHME

Versuchsziel

In einem ersten Schritt wurde für die unterschiedlichen Holzarten die freie Quellung quer zur Faser ermittelt, welche in Abhängigkeit der Zeit auftritt, wenn das Holz Wasser über die Hirnholzfläche aufnimmt. Die Beanspruchung der Hirnholzseite wurde deshalb gewählt, da die Wasseraufnahme in Faserrichtung für alle Holzarten signifikant jenseitig (je nach Holzart ~ Faktor 10) und Schraubenverbindungen meist in Hirnholznähe auftreten.

Als Basis für die Prüfanordnung wurde ein Versuchsaufbau in Anlehnung an EN ISO 15148 [71] zur Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten gewählt. Bei diesem Versuch werden Probekörper in ein Wasserbecken mit konstantem Wasserspiegel gelegt und in festgelegten zeitlichen Abständen gewogen, um die Wasseraufnahme unterschiedlicher Materialien zu bestimmen. Solche Versuche wurden auch für verschiedene Holzarten in Faserrichtung durchgeführt [72], welche in weiterer Folge als Vergleichswerte dienen.

Der Wasseraufnahmekoeffizient ergibt sich aus der Steigung der Geraden, die man erhält, wenn die Massezunahme pro Flächeneinheit über der Wurzel der Zeit aufgetragen wird (siehe Abbildung 7-5). Je nachdem, ob die Zeit in Sekunden oder Stunden aufgetragen wird unterscheidet man in einen Wasserkoeffizienten A_w [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s}^{0,5})$] und W_w [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0,5})$].

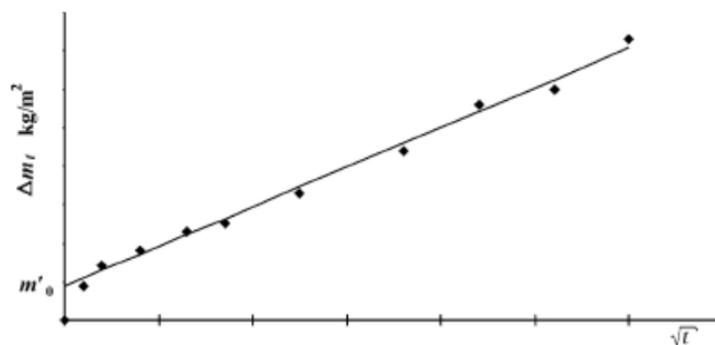


Abbildung 7-5: Wasseraufnahmekoeffizient als Steigung der Regressionsgeraden nach EN ISO 15148 [71]

Prüfkörperherstellung

Als Prüfkörper wurden quaderförmige Holzproben mit den Abmessungen $L \times B \times H = 100 \times 100 \times 300$ mm verwendet. Bei diesen wurden an den Stirnseiten jeweils zehn Unterlegscheiben aufgeklebt, welche als Messpunkte für die Quellverformung dienten (siehe Abbildung 7-6).

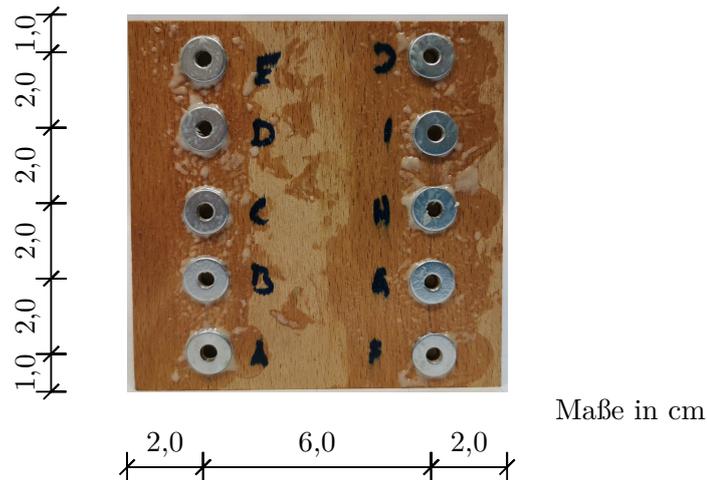


Abbildung 7-6: *Messpunktanordnung zur Bestimmung der Quellung. Die Anordnung der Messpunkte auf der gegenüberliegenden Stirnseite erfolgte analog.*

Versuchsablauf

Vor Versuchsbeginn wurden die Probekörper gewogen und die einzelnen Distanzen zwischen den Messpunkten A bis J und den jeweils dazugehörigen Messpunkten an der gegenüberliegenden Seite mithilfe einer Universalschiebelehre bestimmt. Anschließend wurden die Versuchskörper mit der Hirnholzoberfläche nach unten in das Wasserbecken gelegt. Der Wasserspiegel wurde dabei mittels Überlauf und Wasserpumpe auf einem konstanten Niveau gehalten, sodass sich die Unterseite der Probekörper stets zu 5 ± 2 mm unter der Wasseroberfläche befand. Damit das Wasser die gesamte Unterseite der Probekörper benetzt, wurden die Probekörper auf Winkel platziert.

Über einen Zeitraum von sechs Tagen wurden nun in festgelegten zeitlichen Abständen die Probekörper erneut gewogen und die Abstände zwischen den Messpunkten gemessen. Nach Abschluss des eigentlichen Versuchs wurden die Probekörper normal zur Hirnholzoberfläche in 2 cm dicke Darrproben geschnitten und der Feuchtegehalt der Scheiben bestimmt.



Abbildung 7-7: *Versuchsaufbau zur Bestimmung der Quellung und des Wasseraufnahmekoeffizienten.*

7-3.2 QUERDRUCK

Versuchsziel

Das elasto-plastische Materialverhalten des Holzes bei einer Druckbeanspruchung quer zur Faser wurde durch Druckversuche behandelt. Dieser Querdruckversuch wurde in Anlehnung an ÖNORM EN 408 [62] zur Bestimmung der mittleren Querdruckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln der verschiedenen Holzarten durchgeführt. Mithilfe der Ergebnisse sollen die benötigten Kennwerte für die Ramberg-Osgood-Gleichung (Gleichung 5.24, Kapitel 5-5) zur Beschreibung des plastischen Verhaltens bestimmt werden. Die Querdruckfestigkeit wurde in weiterer Folge für die Prüfkörperauslegung für den Kriechversuch (siehe Kapitel 7-3.3) benötigt.

Die Querdruckfestigkeit wird in ÖNORM EN 408 als jene Spannung definiert, bei der nach einer erneuten Entlastung eine bleibende plastische Dehnung von 1 % bestehen bleibt. Der Elastizitätsmodul wird daraufhin als die Steigung der Geraden zwischen einem Lastniveau von 10 % bis 40 % von $f_{c,90}$ gebildet (siehe Abbildung 7-8).

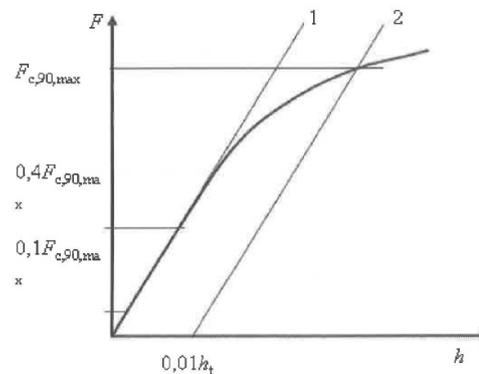


Abbildung 7-8: Last- Verformungs-Diagramm zur Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{c,90}$ und des Elastizitätsmoduls $E_{c,90}$ [62]

Prüfkörperherstellung

ÖNORM EN 408 sieht für die Ermittlung der Querdruckfestigkeit von Brettschichtholz Probekörper mit einer Querschnittsfläche von $25\,000\text{ mm}^2$ und einer Höhe von 200 mm vor. Abweichend zu den in dieser Norm enthaltenen Bestimmungen wurden die seitlichen Abmessungen der Probekörper jedoch so gewählt, dass eine Belastung von 10 kN in etwa $0,4 \cdot f_{c,90,mean}$ entspricht, was auch im darauffolgenden Kriechversuch (Kapitel 7-3.3) der Fall war. Eine erste Abschätzung der Seitenabmessungen erfolgte über die normativ festgelegten Festigkeiten für Nadelhölzer [73] beziehungsweise die Festigkeit gemäß der technischen Zulassung im Fall der Baubuche [69]. Dies führte bei den Probekörpern aus Baubuche dazu, dass aufgrund der geringen Seitenlänge der Probekörper auch die Probekörperhöhe auf 100 mm reduziert wurde, um ein Stabilitätsversagen auszuschließen. Die endgültigen Abmessungen der Probekörper sind in Tabelle 7-2 in Abschnitt 7-3.5 zusammengefasst.

Versuchsablauf

Die Versuche betreffend des Querdruckverhaltens wurden an der Universalprüfmaschine LL-GLNUM_UNI_275 der Firma Zwick GmbH & Co. durchgeführt. Dabei wurden die Probekörper zwischen zwei Stahlplatten angeordnet und mithilfe der Prüfmaschine die Prüfkraft aufgebracht. Während der Durchführung wurden Prüfkraft und Verformung von vier Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Wegaufzeichnung erfolgte entgegen der normativen Regelung nicht entlang der festgelegten 60 %, sondern über die Gesamthöhe der Prüfkörper. Dazu wurden vier Wegaufnehmer

des Typs WA-10 der Firma HBM an den Ecken der Stahlplatte des Laststempels angebracht. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert, wobei die Belastungsgeschwindigkeit so gewählt wurde, dass die zu erwartende Querdruckfestigkeit nach rund 300 s auftrat. Die Belastung der Probekörper wurde anschließend bis zum Bruch oder dem Erreichen einer Dehnung, welche der maximal zu erwartenden Quelldehnung des Probekörpers entspricht, fortgesetzt. Um die Versuchsdauer zu reduzieren, wurde bei Probekörper DP-F-03 und den Probekörpern der Serie DP-D nach 400 s die Belastungsgeschwindigkeit erhöht.



Abbildung 7-9: Bestimmung der Querdruckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls quer zur Faser- Versuchsanordnung

7-3.3 KRIECHVERSUCH

Versuchsziel

Da vermutet wird, dass die durch Quelldruck entstehenden Kräfte mit der Zeit durch Kriechen abgebaut werden, wurden Kurzzeitkriechversuche durchgeführt, welche das Kriechverhalten in den ersten Stunden nach Belastung ergründen. Die gewonnenen Daten sollten anschließend dazu verwendet werden, um das Kriechverhalten nach Gleichung 5.7 (Kapitel 5-2) zu beschreiben.

Prüfkörperherstellung

Die Abmessungen der quadratischen Grundflächen der Probekörper mit einer Höhe von 200 mm wurden so gewählt, dass bei einer Belastung von 10 kN in allen Probekörpern ein Belastungsniveau von 40 % der jeweiligen Querdruckfestigkeit herrscht. Anschließend wurde über die gesamte Höhe ein Loch mit einem Durchmesser von 12 mm gebohrt. Die Lochfläche wurde bei der Berechnung der benötigten Querschnittsflächen berücksichtigt.

Versuchsablauf

Der Versuchsaufbau besteht aus einem Turm, an dessen unterem Ende sich eine Stahlbramme mit einem Gewicht von rund 10 kN befindet. Der Turm wurde durch eine Gewindestange mit einem Durchmesser von 8 mm gebildet, auf die abwechselnd eine Stahlplatte mit zentrischer Bohrung

und ein vorgebohrten Probekörper aufgefädelt wurde. Den oberen Abschluss des Turms bildete erneut eine Stahlplatte, welche mit einer Mutter gesichert wurde. Die unterste Stahlplatte lag auf einem Butterfly-Träger auf, welcher durch zwei verschraubte C-Profile gebildet wurde und auf zwei Holzböcken befestigt war. Das untere Ende der Gewindestange wurde durch den Abstand zwischen den C-Profilen gefädelt und mit Muttern an der Stahlbramme gesichert.

Zu Versuchsbeginn wurde das Gewicht angehoben. Dadurch, dass die Gewindestange an der Bramme befestigt war, hob sie sich ebenfalls und die Mutter am oberen Ende ragte über die Stahlplatte hinaus. Die Mutter wurde daraufhin angezogen, so dass bei einem erneuten Ablassen der Bramme diese an der Gewindestange hing. Vor dem Ablassen wurde jedoch der Abstand zwischen den einzelnen Stahlplatten an jeweils vier Punkten mithilfe einer Schiebelehre gemessen.

Das Gewicht der Bramme übertrug sich bei deren anschließendem Ablassen über die oberste Stahlplatte gleichmäßig auf die darunterliegenden Probekörper. Unmittelbar nach der Belastung wurden erneut die Stahlplattenabstände gemessen, wodurch die elastische Anfangsverformung bestimmt wurde. Im Abstand von bestimmten Zeitintervallen wurden über den Zeitraum von einer Woche erneut die Distanzen zwischen den Stahlplatten notiert. Da sich im Verlauf des Versuchs zeigte, dass die elastische Anfangsverformung mit diesem Verfahren zu ungenau bestimmt werden konnte, wurden im Anschluss an den Kriechversuch erneut Druckversuche mit den im Kriechversuch verwendeten Probekörpern durchgeführt.

Dadurch, dass die „Vorspannkraft“ durch die Holzprobekörper hindurchgeführt wurde, konnte kein Stabilitätsversagen des Turms auftreten und es waren keine seitlichen Abstützungen notwendig.



Abbildung 7-10: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Kriechverformung

7-3.4 SCHRAUBENZUGVERSUCH

Versuchsziel

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Zugversuche gemäß ÖNORM EN 14592 [74] an den in den Hauptversuchen verwendeten Schrauben durchgeführt, um die tatsächlichen Zugtragfähigkeiten der Schrauben zu ermitteln.

Versuchsablauf

Die Zugprüfungen erfolgten an der Universalprüfmaschine LIGNUM_UNI_275 der Firma Zwick GmbH & Co. Die Schrauben wurden dazu am Schraubenkopfe mit einer konischen Unterlegscheibe in das obere Ende der Prüfapparatur eingehängt. Das untere Ende der Schrauben wurde mithilfe von Klemmbanken fixiert. Da das Gewinde stets die schwächste Stelle einer Schraube darstellt, wurde besonders bei den Teilgewindeschrauben darauf geachtet, dass die Klemmlänge nicht den gesamten Gewindeteil abdeckt. Die Kraftaufbringung erfolgte weggesteuert, wobei die Belastungsgeschwindigkeit so bestimmt wurde, dass der Bruch der Schraube nach rund 10s auftrat.



Abbildung 7-11: Prüfaufbau für die Schraubenzugprüfung

7-3.5 PRÜFKÖRPERBEZEICHNUNG UND ZUSAMMENFASSUNG DER VORVERSUCHE

Die Bezeichnung der Prüfkörper der Hauptversuchsreihe erfolgte nach folgendem Schema:

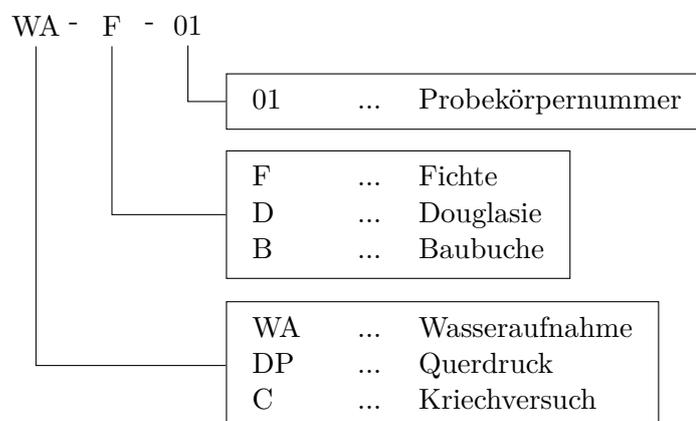


Tabelle 7-2: Durchgeführte Versuche der Vorversuchsreihe

Serienbezeichnung	Anzahl der Probekörper	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
WA-F	3	100	100	300
WA-D	3	100	100	300
WA-B	3	100	100	320
DP-F	3	100	100	200
DP-D	3	100	100	200
DP-B	3	42	42	100
C-F	3	94	94	200
C-D	3	72	72	200
C-B	3	42	42	200
Summe	27			

7-4 HAUPTVERSUCHE

Versuchsziel

Zur Untersuchung des Einflusses einer Behinderung der Quellverformung durch Schrauben dienten die Versuche der Hauptversuchsreihe. Für diese wurde ein ähnlicher Versuchsaufbau wie zur Bestimmung der unbehinderten Quellung in Kapitel 7-3.1 verwendet, bei dem die Probekörper mit identischen Abmessungen mit der Hirnholzoberfläche in Wasser getaucht wurden. Zusätzlich wurde in die Probekörper in einem Winkel von 90° zur Faser eine Schraube eingedreht und zwischen Schraubenkopf und Holzoberfläche eine Stahlplatte mit einer Dicke von 20 mm sowie ein Druck-Ringkraftsensor der Firma Lorenz Messtechnik GmbH angeordnet. Zur Verwendung kamen sechs Sensoren des Typs K-181 mit einer Nennkraft von 80 kN für Schrauben bis zu einem Durchmesser von 12 mm und ein Sensor des Typs K-180 mit 30 kN Nennkraft für einen maximalen Schraubendurchmesser von 8 mm. Die Sensordaten wurden mit einer Messfrequenz von 2 Hz abgetastet und über einen Messverstärker des Typs QuantumX MX 840A und das Datenerfassungsprogramm catmanEasy/AP der Firma HBM kontinuierlich aufgezeichnet.

Neben der Holzart wurde auch die Größe des Stahlblechs variiert ($40 \times 40\text{mm} = 5d \times 5d$, $56 \times 40\text{mm} = 7d \times 5d$ und $100 \times 100\text{mm} = 12,5d \times 12,5d$), um die unterschiedlichen Schraubenabstände in Verbindungen zu berücksichtigen und die Schrauben entweder nicht vorgespannt (Anziehmoment von 20 N m, entspricht circa 80 % des Bruchdrehmoments der Schrauben gemäß [53]) oder vorgespannt (Anziehmoment von 40 N m, circa 160 % des Bruchdrehmoments). Da bei den Serien der vorgespannten Schrauben einige Schraubenbrüche bereits beim Anziehen auftraten, wurde das Anziehmoment in weiterer Folge auf 35 N m reduziert. Der Einfluss der effektiven Einschraublänge und der Einschraubtiefe wurde über die Verwendung von Teilgewindeschrauben mit einer Gewindelänge von 100 mm und einer Schraubenlänge von 180 mm und 300 mm berücksichtigt.

Abschließend wurden noch Kontrollserien ohne Wasserlagerung durchgeführt, welche zur Abschätzung der Kriechverluste dienen.

Prüfkörperherstellung

Die verwendeten Prüfkörper glichen in den Abmessungen jenen aus Kapitel 7-3.1, jedoch wurden bei den Probekörpern der Hauptversuche keine Unterlegscheiben aufgeklebt. Um ein möglichst gerades Einschrauben zu gewährleisten, wurde bei den Probekörpern aus Fichte und Douglasie eine Führungsbohrung mit einem Durchmesser von 6 mm gefertigt. Bei den Probekörpern aus Baubuche wurde mit demselben Durchmesser vollständig vorgebohrt.

Während der Durchführung der Versuche aus Kapitel 7-3.1 zeigte sich, dass sich die Probekörper aus Baubuche zufolge der asymmetrischen Feuchtebeanspruchung aufschüsselten und so mit der Zeit tiefer ins Wasser eintauchten. Weiter zeigte sich, dass die Proben aus Fichte und Douglasie entlang der äußeren Schnittflächen verstärkt Wasser adsorbierten. Um eine eindimensionale Wasseraufnahme zu gewährleisten, wurden die Probekörper für die Hauptversuche daher an den Seitenflächen mit einem umlaufenden Silikonfilm abgedichtet.

Die Durchführung der ersten Versuche ergab, dass die Probekörper aus Baubuche zufolge des Quelldrucks an der wasserabgewandten Seite entlang der Schraubenachse aufspalteten. Deshalb wurde auf dieser Seite bei den weiteren wassergelagerten Probekörpern aus Baubuche eine einzelne sperrende Furnierlage aus Buchenholz mit circa 3 mm Dicke aufgeklebt. Durch die äußerst geringe Quersugfestigkeit des Furniers wurde davon ausgegangen, dass dadurch das Quellverhalten des Probekörpers nicht nennenswert beeinflusst wird.

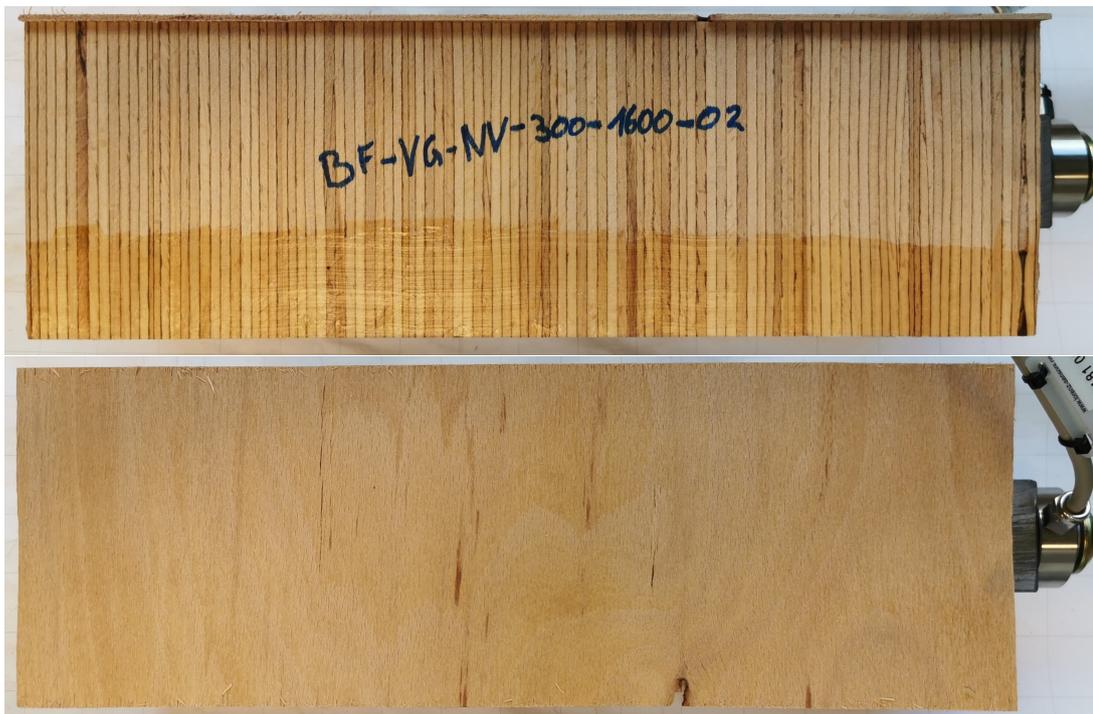


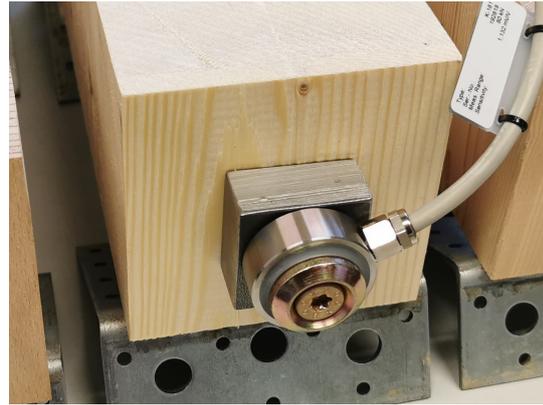
Abbildung 7-12: *Probekörper aus Baubuche mit aufgeklebter Furnierlamelle; oberes Bild: Seitenansicht, unteres Bild: Draufsicht*

Versuchsablauf

Die Durchführung der Hauptversuche fand in wöchentlichen Messzyklen zu je sieben Probekörpern statt. Mit Beginn der Aufzeichnung wurden die Probekörper der Reihe nach verschraubt und je nach Prüfserie ins Wasserbad gelegt. Dazu wurde zunächst das entsprechende Stahlblech auf den Probekörper gelegt und der Kraftsensor auf diesem platziert. Zur besseren Lastverteilung wurde auf den Kraftsensoren eine Senkscheibe gelegt und anschließend die Schraube zunächst nur bis zum Anschlag eingedreht. Anschließend folgte das planmäßige Anziehen der Schraube mittels Drehmomentenschlüssel, wobei das Eindrehmoment über eine Drehmoment-/Schraubmesswelle des Typs T4A der Firma HBM mit einem Nenndrehmoment von 200 N m ebenfalls aufgezeichnet wurde. Abschließend wurden die betroffenen Probekörper ins Wasser eingetaucht und dort über den Zeitraum einer Woche gelagert.



(a) Prüfkörper in Wasserlagerung



(b) Probekörper mit Stahlplatte, Kraftmessensor, Senkscheibe und Schraube

Abbildung 7-13: Versuchsaufbau der Hauptversuche

7-4.1 PRÜFKÖRPERBEZEICHNUNG UND ZUSAMMENFASSUNG DER HAUPTVERSUCHE

Die Bezeichnung der Prüfkörper der Hauptversuchsreihe erfolgte nach folgendem Schema:

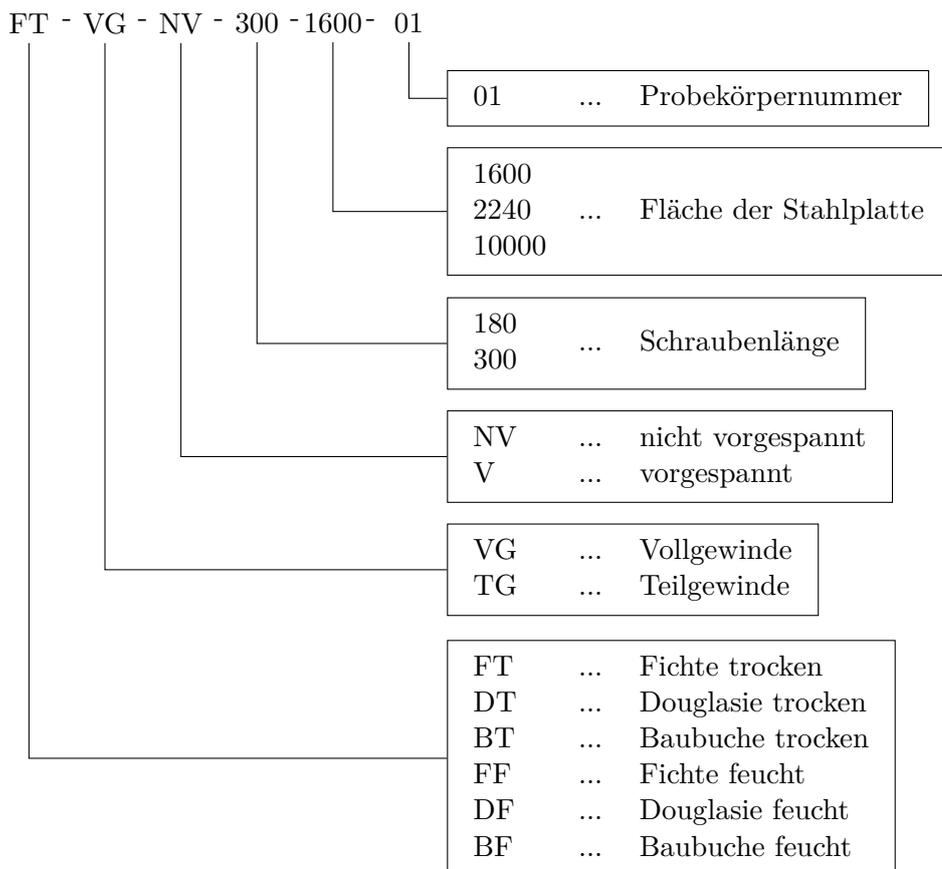


Tabelle 7-3: Durchgeführte Versuche der Hauptversuchsreihe

Serienbezeichnung	Anzahl der Probekörper	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
FT-VG-NV-300-1600	3	100	100	300
DT-VG-NV-300-1600	3	100	100	300
BT-VG-NV-300-1600	3	100	100	320
FT-VG-V-300-1600	3	100	100	300
DT-VG-V-300-1600	3	100	100	300
BT-VG-V-300-1600	3	100	100	320
FF-VG-NV-300-1600	3	100	100	300
DF-VG-NV-300-1600	3	100	100	300
BF-VG-NV-300-1600	3	100	100	320
FF-VG-V-300-1600	3	100	100	300
DF-VG-V-300-1600	3	100	100	300
BF-VG-V-300-1600	3	100	100	320
BF-VG-NV-300-2240	3	100	100	320
BF-VG-NV-300-10000	3	100	100	320
BF-TG-NV-300-1600	3	100	100	320
BF-TG-NV-180-1600	3	100	100	320
Summe	48			

7-5 BERECHNUNGSMODELL

Für die mechanische Beschreibung der Hauptversuche wird folgendes Modell eingeführt, welches als Berechnungsgrundlage für Folgeuntersuchungen dienen soll:

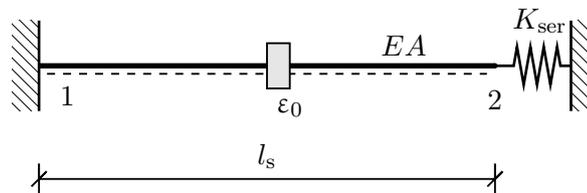


Abbildung 7-14: statisches System

Der Holzkörper, welcher in diesem Modell als Kragträger dargestellt wird, wird in Knoten 1 unverschieblich gelagert. Diese unverschiebliche Lagerung repräsentiert das Stahlblech, an dem keine Verformungen angenommen werden und das als Bezugspunkt dient. An Knoten 2 wird die Holzschraube angenommen, welche als Feder mit der Verbindungsmittelsteifigkeit K_{ser} angenommen wird. Vereinfachend wird angenommen, dass die gesamte Verbindungsmittelsteifigkeit im Schwerpunkt des Schraubengewindes angreift. Somit ist das System statisch überbestimmt und aufgezwungene Verformungen erzeugen Spannungen im System. Als aufgezwungene Verformung dient nun die Quellverformung des Holzkörpers mit der Dehnsteifigkeit EA und der Länge l_s . Diese Länge wird vereinfachend als die Distanz zwischen Holzoberfläche und Schwerpunkt des Schraubengewindes angenommen.

Die entstehenden Zwangspannungen können mithilfe der Gleichung 7.1 nach [75] wie folgt abgeschätzt werden:

$$\sigma_{beh}(t) = - \int_0^t \frac{\partial \epsilon_0(t)}{\partial t} \cdot a(t) \cdot E(t) dt \quad (7.1)$$

Dabei sind: σ_{beh} ... Zwangspannung
 ε_0 ... Verformungseinwirkung
 a ... Behinderungsgrad
 E ... Elastizitätsmodul

Der Behinderungsgrad a berechnet sich dabei über die Verformungskompatibilität. Für das dargestellte System wird Knoten 2 näher betrachtet. Im ersten Schritt werden die Verformungen in diesem Punkt zufolge einer Einheitskraft N in Stabrichtung berechnet:

$$u(x = l_s) = N \frac{l_s}{EA} \quad (7.2)$$

Durch die Verbindungssteifigkeit K_{ser} verursachte Klaffung:

$$\Delta u(x = l_s) = -\tilde{N} \left(\frac{l_s}{EA} + \frac{1}{K_{\text{ser}}} \right) \quad (7.3)$$

die Verformungskompatibilität verlangt, dass die Klaffung verschwindet:

$$u(x = l_s) + \Delta u(x = l_s) = 0 \quad (7.4)$$

daraus folgt:

$$\tilde{N} = -\frac{N \cdot l_s}{EA \left(\frac{1}{K_{\text{ser}}} + \frac{l_s}{EA} \right)} \quad (7.5)$$

und der Behinderungsgrad zu:

$$a = \left| \frac{\tilde{N}}{N} \right| = \frac{1}{1 + \frac{EA}{K_{\text{ser}} l_s}} \quad (7.6)$$

Die Lösung dieser Gleichung ist jedoch nicht Teil dieser Arbeit und soll in Folgeuntersuchungen durchgeführt werden.

KAPITEL 8: ERGEBNISDISKUSSION

8-1 WASSERAUFNAHME

8-1.1 WASSERAUFNAHMEKOEFFIZIENT

In den Abbildungen 8-5, 8-6 und 8-7 sind die Ergebnisse zum Wasseraufnahmekoeffizienten grafisch illustriert. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist zudem in Tabelle 8-1 angeführt. An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Variationskoeffizient für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche aufgrund des geringen Probenumfangs nur der Vollständigkeit halber angeführt ist und über eine äußerst begrenzte statistische Aussagekraft verfügt.

Das für dieses Versuchsprogramm verwendete Fichtenholz weist einen im Vergleich zur Fichte aus [72] um rund 50 % höheren Wasseraufnahmekoeffizienten auf. Eine mögliche Begründung liefert das Fehlen einer seitlichen Abdichtung bei den im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuchen. Insbesondere bei den Fichtenproben führte dies zu einer doch beträchtlichen Wasseraufnahme entlang der seitlichen Schnittflächen, wie in Abbildung 8-1 gut zu erkennen ist. Trotzdem liegen die ermittelten Werte im Bereich der in [44] angeführten Bandbreite.

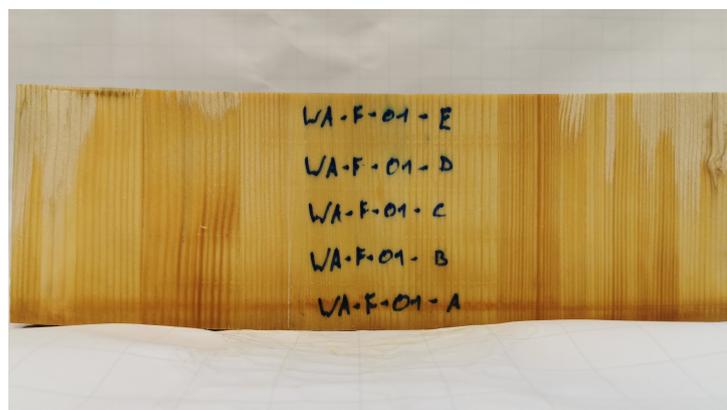


Abbildung 8-1: Wasseraufnahme entlang der seitlichen Schnittflächen

Tabelle 8-1: Wasseraufnahmekoeffizienten A_w in Faserrichtung. ρ = Rohdichte, CoV = Variationskoeffizient.

Holzart	Anzahl [-]	ρ [kg/m ³]	A_w [kg/(m ² s ^{0,5})]	CoV [%]	Bandbreite Literatur A_w [kg/(m ² s ^{0,5})]
Fichte	3	501	0,0161	2,10	-
Fichte ²	9	441	0,0110	7,00	0,010...0,023 ¹
Douglasie	3	518	0,008 97	4,80	-
Buche ²	10	693	0,0233	17,4	0,013...0,077 ¹
BauBuche	3	823	0,0671	1,40	-

¹ aus [44]

² gemäß den Untersuchungen in [72]

Für den Wasseraufnahmekoeffizienten der Douglasie liegen leider keine Vergleichswerte vor. Durch den hohen Anteil an juvenilem Holz, bei dem teilweise auch die Markröhre noch enthalten war, ist jedoch davon auszugehen, dass der ermittelte Wert eher im unteren Bereich für Douglasie liegt.

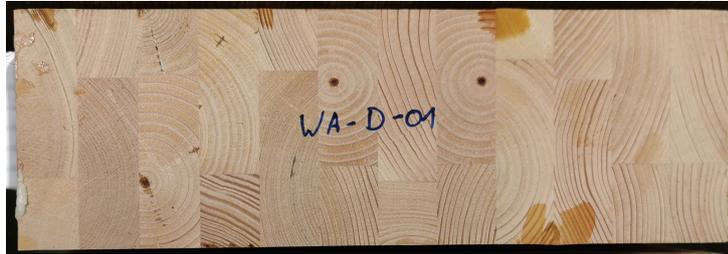


Abbildung 8-2: *Hirnholzfläche Douglasie*

Bei den Proben aus Baubuche fällt der um den Faktor 3 höhere Wasseraufnahmekoeffizient im Vergleich zum Wert aus [44] auf. Dieser wird einerseits dadurch begründet, dass es sich bei den in [44] verwendeten Proben um Vollholz handelt und in dieser Arbeit Furnierschichtholz aus Buche verwendet wurde. Die herstellungsbedingten Schälrisse wirken als zusätzliche Kappilarporen, durch welche vermehrt Wasser aufgenommen werden kann. Des Weiteren führte die starke asymmetrische Quellung der Baubuche zu einem Eigenspannungszustand, welcher ein Aufschüsseln der Probekörper nach sich zog (Abbildung 8-3). Dadurch tauchten die Proben in der Mitte stärker ins Wasser ein, wodurch auch zusehends Wasser über die Seitenflächen aufgenommen wurde. Die Eigenspannungen führten außerdem zu Quersugrissen an der Oberseite der Probekörper wie in Abbildung 8-4 gut zu erkennen ist. Auch hier liegen die ermittelten Werte des Wasseraufnahmekoeffizienten innerhalb der in [44] angeführten Bandbreite für Buchenvollholz, wenn auch im oberen Grenzbereich.



Abbildung 8-3: *Aufschüsseln des Probekörpers durch die asymmetrische Quellung*



Abbildung 8-4: *Rissbildung zufolge der entstehenden Eigenspannungen nach vier Tagen*

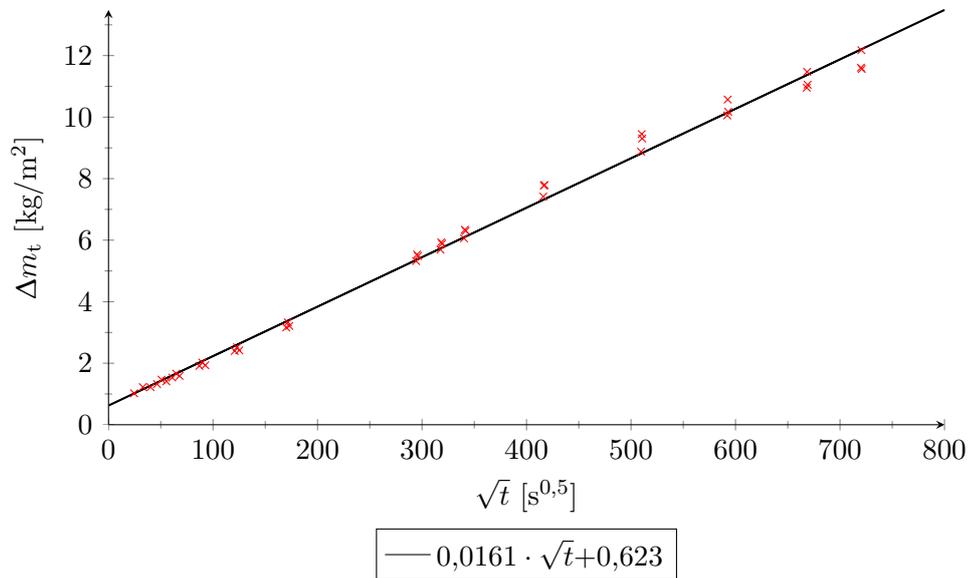


Abbildung 8-5: Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Fichte

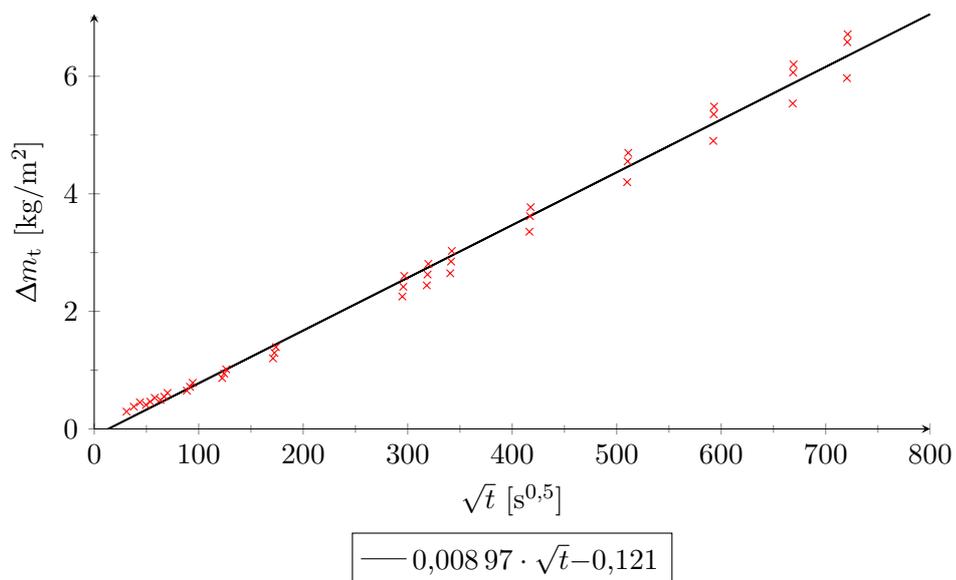


Abbildung 8-6: Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Douglasie

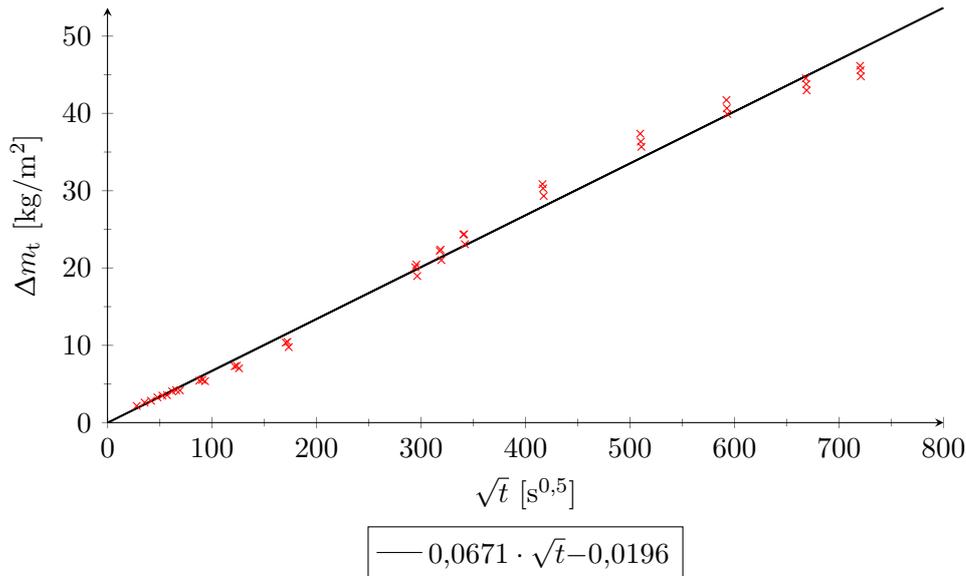


Abbildung 8-7: Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Baubuche

8-1.2 QUELLUNG

Abbildungen 8-8, 8-9 und 8-10 zeigen die zeitlichen Dehnverläufe zufolge Quellung für Fichte, Douglasie und Baubuche. Die Dehnungen wurden hierbei auf den Anfangszustand bezogen, somit liegen keine Quellmaße im eigentlichen Sinn vor. Bei Fichte und Douglasie sind die Dehnungen mit maximal 3% und 2% in einer Höhe von 10 mm über dem Wasserspiegel relativ gering. Die Kurvenverläufe dieser beiden Serien deuten jedoch darauf hin, dass der Quellvorgang bei Versuchsende noch nicht vollständig abgeschlossen war. Auch kommt hier bei Douglasie erneut der Anteil an juvenilem Holz zum Tragen, welcher im Allgemeinen zwar eine höhere Längsquellung, aber eine geringere Quellung in den Querrichtungen zur Folge hat. Bei den Probekörpern aus Baubuche hingegen ist der Quellvorgang an der Unterseite bereits abgeschlossen. Die maximale Dehnung nähert sich dabei einem Wert von rund 14,5% asymptotisch an. Diese liegt deutlich über dem in der Zulassung angeführten Wert für das maximale Quellmaß von 13,4%, besonders wenn man bedenkt, dass die Probekörper bei Versuchsbeginn nicht darrtrocken waren und so bereits ein Teil der Quelldehnung durch die enthaltene Holzfeuchte vorweggenommen wurde. Das tatsächliche maximale Quellmaß für Baubuche scheint demnach noch höher zu liegen als angenommen.

Interessant ist auch, dass sich bei allen Holzarten die Messpunktabstände auf der wasserabgewandten Seite zuerst verkürzen, bevor eine Quelldehnung eintritt. Diese Verkürzung wird durch die asymmetrische Quellung hervorgerufen, welche zu einem Aufschüsseln der Probekörper führt.

Die Dehnung in der Höhe von 50 mm wurde anschließend über eine Funktion der Form $\varepsilon = \beta_1 + \beta_2(1 - e^{\beta_3 t}) + \beta_4 t^{\beta_5}$ angenähert. Die Beiwerte β_1 bis β_5 werden in Tabelle 8-2 aufgelistet.

Tabelle 8-2: Beiwerte zur Beschreibung der Dehnung

Holzart	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
Fichte	0,000 158	0,0107	0,006 92	0,000 394	0,894
Douglasie	0,000 142	0,0104	0,005 08	0,000 265	0,873
Baubuche	0	0,981	0,002 38	0,006 74	0,877

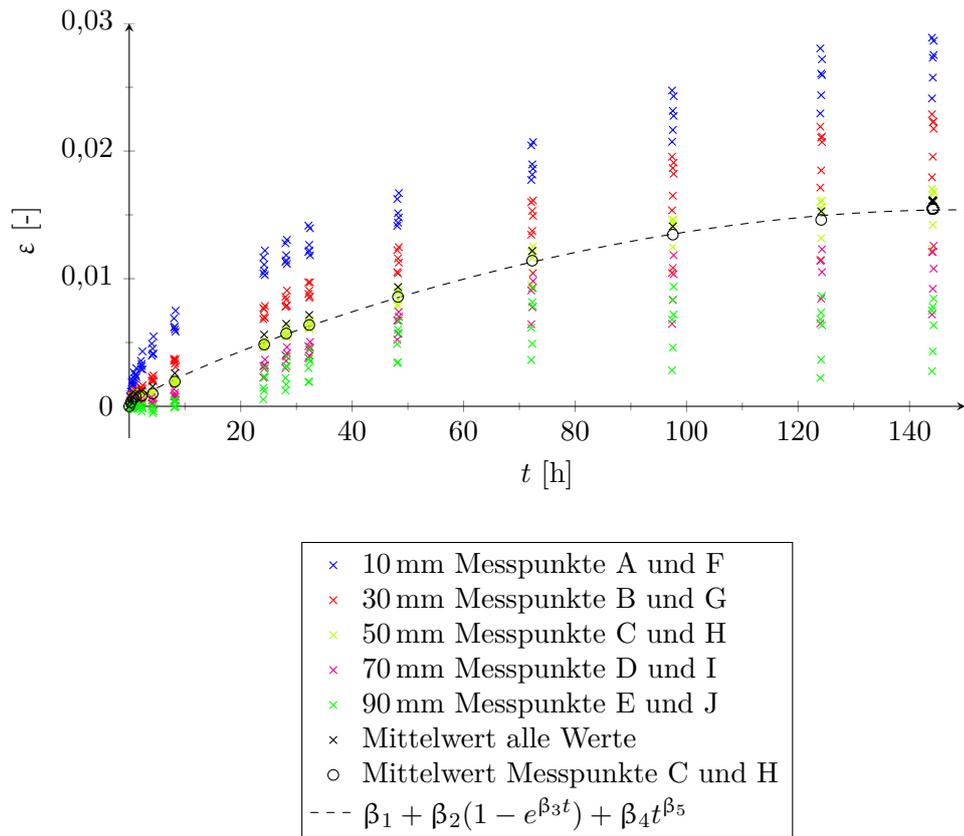


Abbildung 8-8: Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Fichte

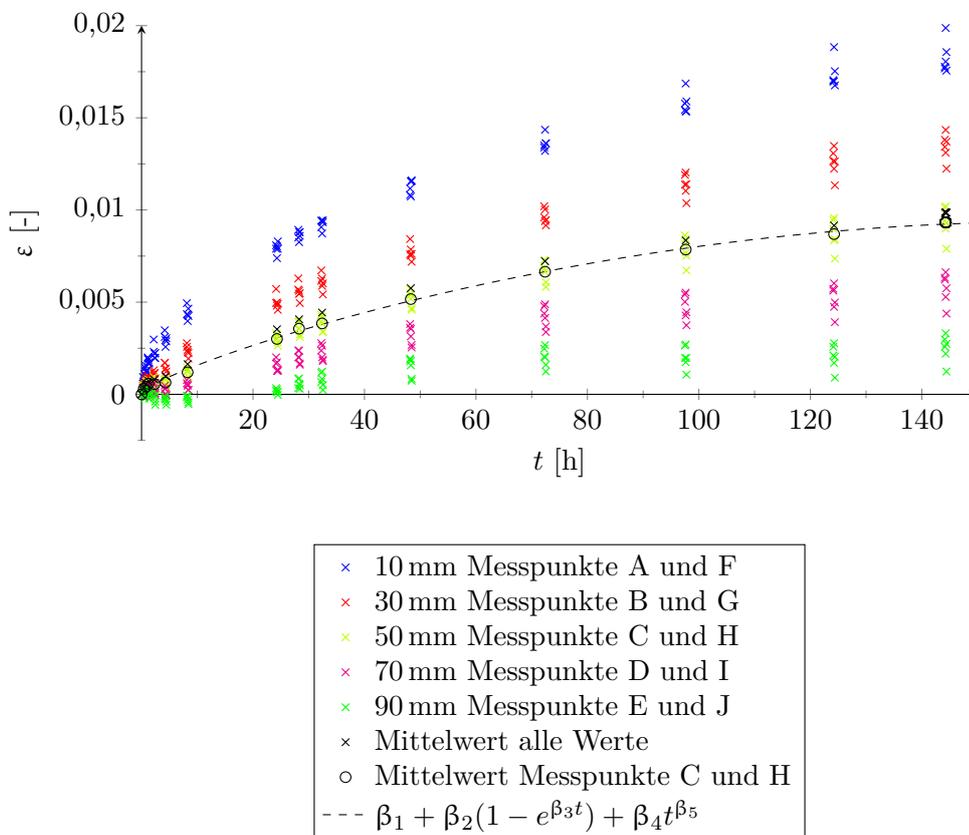


Abbildung 8-9: Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Douglasie

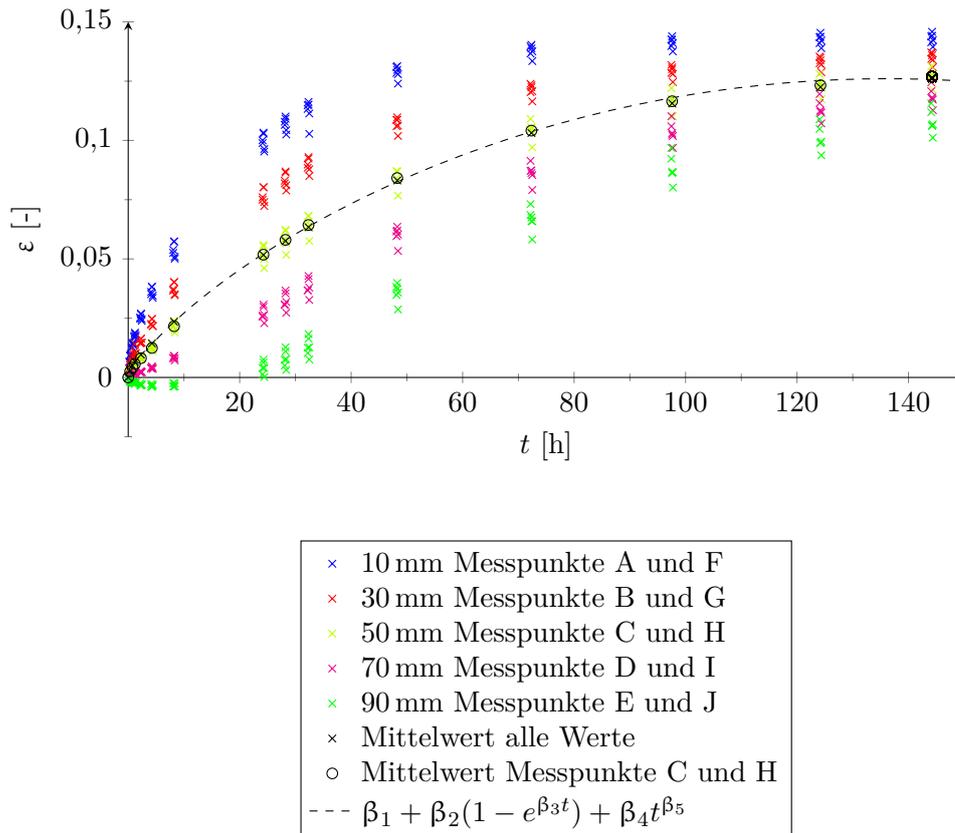


Abbildung 8-10: Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Baubuche

8-2 QUERDRUCK

Im folgenden Abschnitt sind die Ergebnisse der Querdruckversuche angeführt. Für jeden Probekörper wurden der Elastizitätsmodul und die Querdruckfestigkeit bestimmt. Die Ergebnisse für jede Holzart sind in den Tabellen 8-3, 8-4 und 8-5 enthalten. Auffallend ist, dass sowohl bei Fichte als auch bei Baubuche die ermittelten Mittelwerte der Querdruckfestigkeit unter den charakteristischen Werten nach [73] und [69] liegen.

Anschließend wurden mithilfe einer Regressionsanalyse die Beiwerte α und n für das Ramberg-Osgood-Modell bestimmt, welche in Tabelle 8-6 zu finden sind. Generell zeigt sich eine gute Übereinstimmung des plastischen Modells mit den Messdaten, wie in den Abbildungen 8-11, 8-12 und 8-13 zu erkennen ist.

Tabelle 8-3: Ergebnisse der Querdruckprüfung für Fichte

Probekörper Nr.	$f_{c,90}$ [N/mm ²]	E_{90} [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
DP-F-01	2,85	425	512
DP-F-02	2,85	431	509
DP-F-03	2,93	419	510
Mittelwert	2,88	425	510

Tabelle 8-4: Ergebnisse der Querdruckprüfung für Douglasie

Probekörper Nr.	$f_{c,90}$ [N/mm ²]	E_{90} [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
DP-D-01	5,01	640	524
DP-D-02	5,19	702	517
DP-D-03	4,77	553	519
Mittelwert	4,99	631	520

Tabelle 8-5: Ergebnisse der Querdruckprüfung für Baubuche

Probekörper Nr.	$f_{c,90}$ [N/mm ²]	E_{90} [N/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]
DP-B-01	14,9	641	795
DP-B-02	14,8	609	796
DP-B-03	14,7	595	800
Mittelwert	14,8	615	797

Tabelle 8-6: Beiwerte für das Ramberg-Osgood-Modell

Holzart	$f_{c,90,mean}$ [N/mm ²]	$E_{90,mean}$ [N/mm ²]	α [-]	n [-]
Fichte	2,88	425	1,48	9,06
Douglasie	4,99	631	1,27	15,5
Baubuche	14,8	615	0,416	7,44

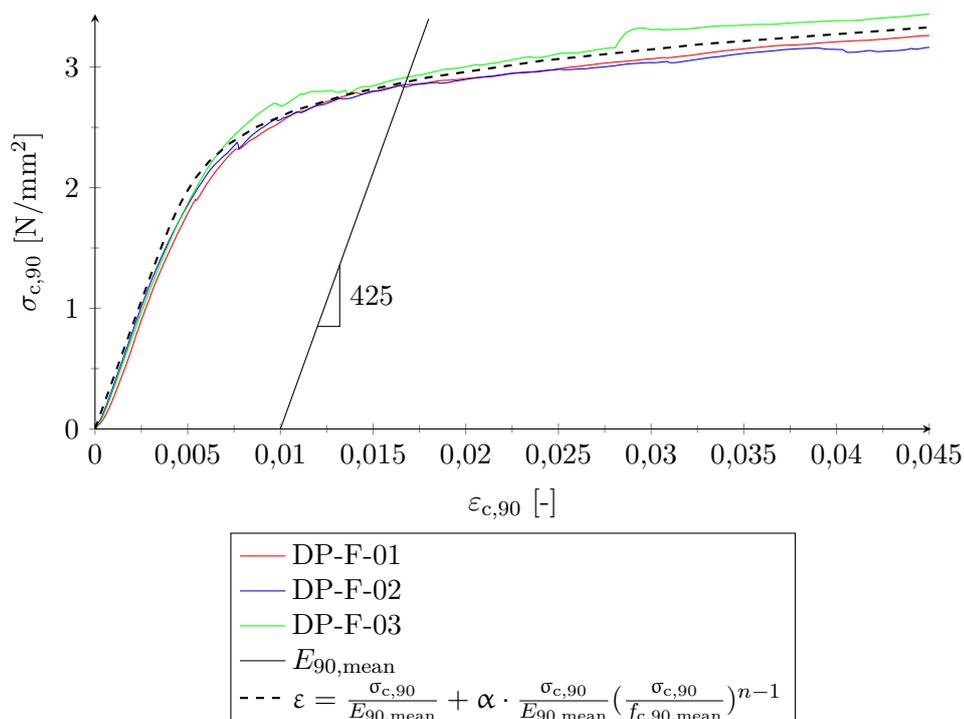


Abbildung 8-11: Spannungs-Dehnungsdiagramm für Fichte

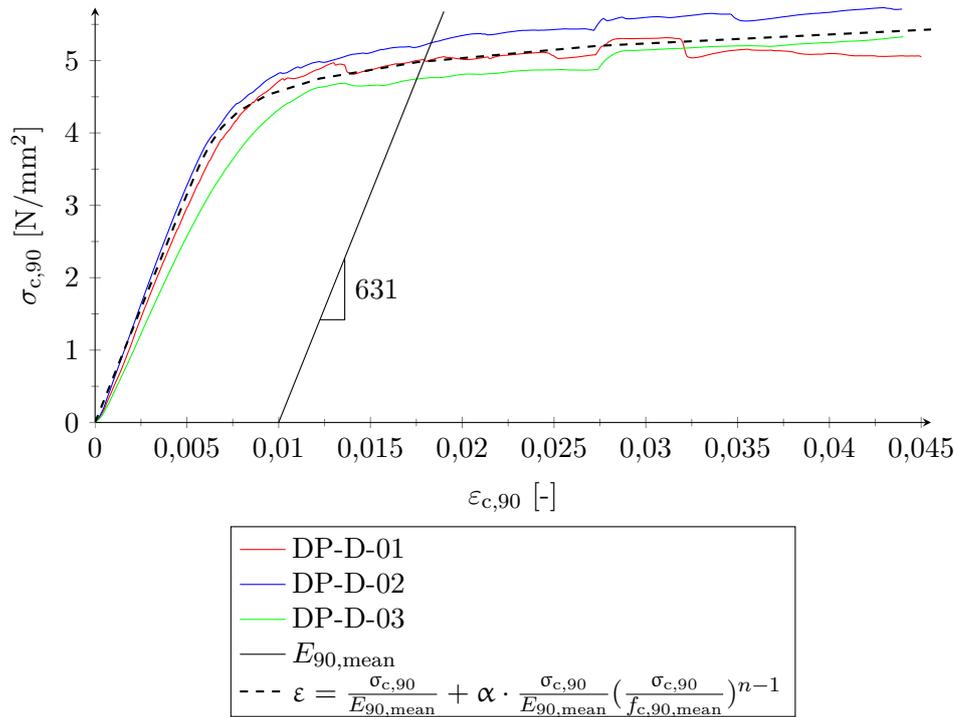


Abbildung 8-12: Spannungs-Dehnungsdiagramm für Douglasie

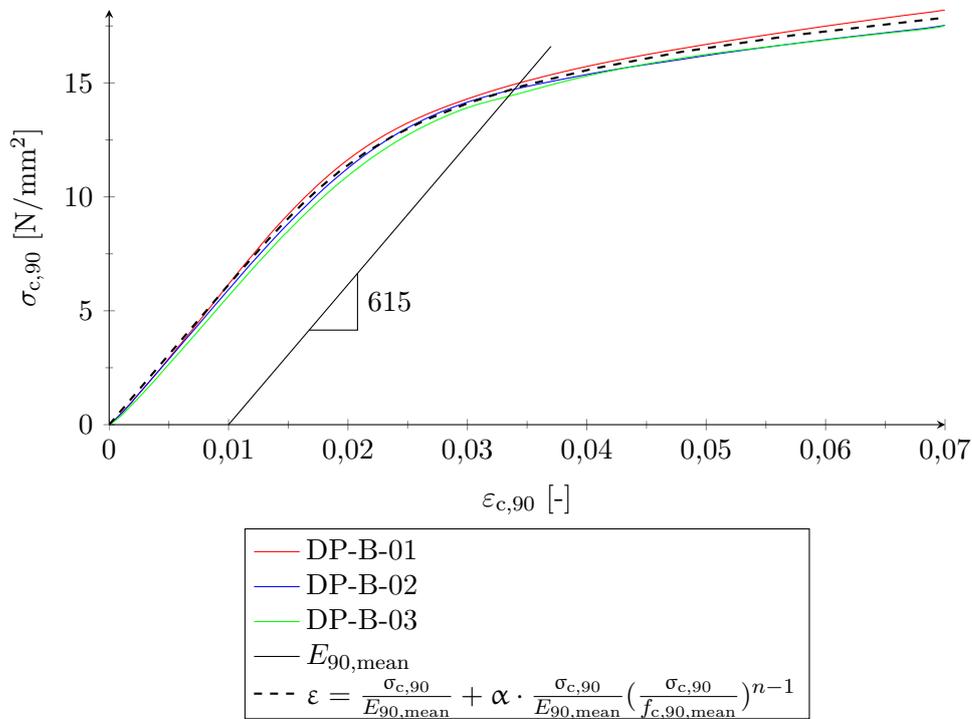


Abbildung 8-13: Spannungs-Dehnungsdiagramm für Baubuche

8-3 KRIECHEN

Die Ergebnisse der Kriechversuche werden in diesem Abschnitt angeführt und diskutiert. Die Versuche wurden in zwei Zyklen durchgeführt wobei in Zyklus 1 die Probekörper C-F-01, C-F-02, C-D-01, C-D-02 und C-B-01 den Kriechturm bildeten und jener des zweiten Zyklus aus den Probekörpern C-F-03, C-D-03, C-B-02 und C-B-03 bestand.

In den Abbildungen 8-14, 8-15 und 8-16 befinden sich die ermittelten Kriechkurven für Fichte, Douglasie und Baubuche. Es ist zu erkennen, dass die Probekörper des ersten Messzyklus bei allen Holzarten von denen des zweiten Versuchszyklus abweichen, jedoch innerhalb des selben Messzyklus gut übereinstimmen. Dieses Phänomen konnte nicht vollständig geklärt werden. Da der Kriechversuch in unkontrolliertem Klima durchgeführt wurde, wird jedoch vermutet, dass es während der Versuchsdurchführung zu einer Temperatur- und/oder Feuchteschwankung kam.

Trotz dieses Umstands ist jedoch deutlich zu erkennen, dass die Fichtenholzproben am stärksten zu Kriechverformungen neigten. Dabei kann für Fichte in etwa mit der doppelten Kriechzahl gerechnet werden als für Douglasie. Die geringsten Kriechverformungen zeigte die Baubuche. Die ermittelten Beiwerte zur Beschreibung der Kriechzahl befinden sich in Tabelle 8-7. Im Vergleich zu den Kriechzahlen aus [44] (vgl. Kapitel 5-2.3, Tabelle 5-2) fällt auf, dass die bestimmten Werte doch sehr hoch sind, obwohl die Belastungsdauer nur eine Woche betrug. Die Versuchsdurchführung in unkontrolliertem Klima stellt sicher mit einen Grund dar.

Tabelle 8-7: Beiwerte zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(t)_c$

Holzart	a [-]	b [-]
Fichte	0,132	0,554
Douglasie	0,0730	0,526
Baubuche	0,0830	0,331

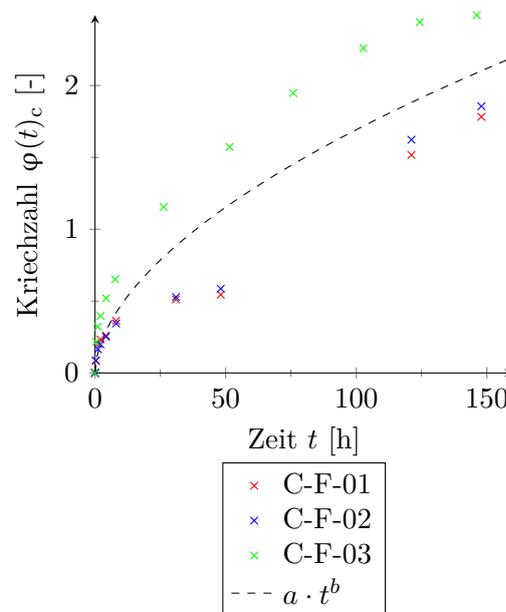


Abbildung 8-14: Ergebnisse Kriechen für Fichte

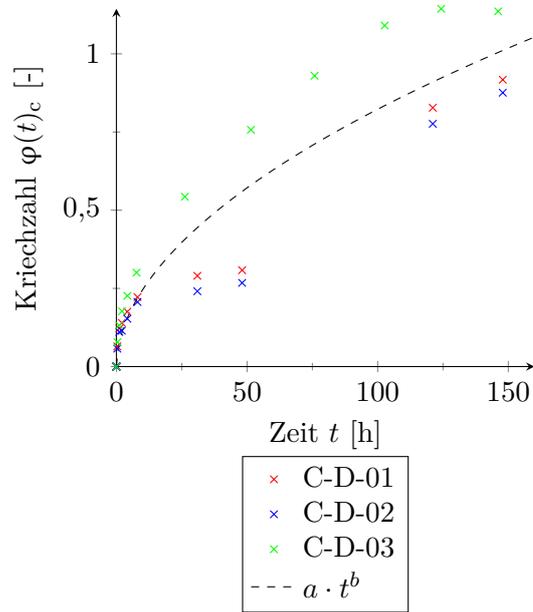


Abbildung 8-15: Ergebnisse Kriechen für Douglasie

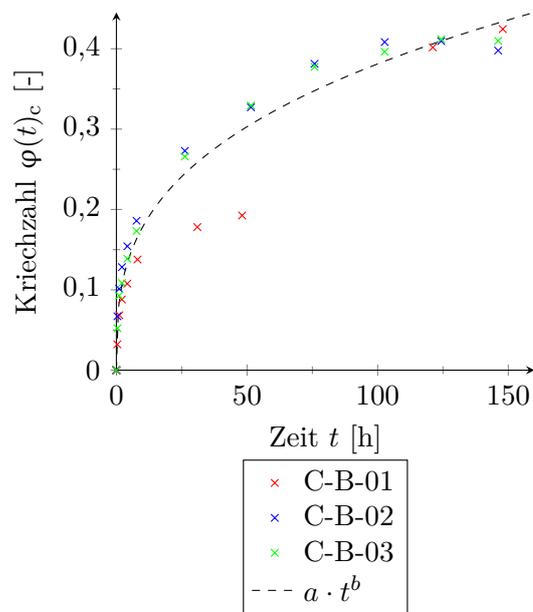


Abbildung 8-16: Ergebnisse Kriechen für Baubuche

8-4 SCHRAUBENZUGVERSUCH

In Tabelle 8-8 sind die Ergebnisse des Schraubenzugversuchs, sowie die charakteristischen Zugtragfähigkeiten und der Bruchdrehmomente gemäß Europäisch Technischer Bewertung (ETB) [70] angeführt.

Tabelle 8-8: *Ergebnisse des Schraubenzugversuchs. f_{tens} = Zugtragfähigkeit, f_{tor} = Torsionsfestigkeit und CoV = Variationskoeffizient*

Schraubenbezeichnung	Anzahl [-]	$f_{\text{tens},k}^1$ [kN]	$f_{\text{tens,mean}}^2$ [kN]	CoV [%]	$f_{\text{tor},k}^1$ [kN m]
Rapid® Vollgewinde 8 × 300	6	24,1	25,9	0,760	25,8
Rapid® Komprex 8 × 300/100	6	23,3	25,1	1,60	28,0
Rapid® Komprex 8 × 180/100	6	23,3	27,9	1,00	28,0

¹ gemäß [70]

² ermittelt

8-5 HAUPTVERSUCHE

Im diesem Abschnitt sind die Ergebnisse der Hauptversuchsreihe aufgeführt. Die Ergebnisse werden dabei nach Prüferie getrennt und einzeln diskutiert. Vorausgreifend sei angemerkt, dass die angeführten Prüfkräfte aufgrund von Eigenheiten der Messsensorik mit besonderer Vorsicht zu betrachten sind und deren absolute Höhe durchaus angezweifelt werden muss. Auf diese Thematik wird bei den betreffenden Versuchsserien näher eingegangen.

Die Darstellung und Diskussion der Ergebnisse erfolgt aufgeteilt nach den einzelnen Prüferien. Dabei sind für jede einzelne Prüferie drei Diagramme angeführt und zu einer Abbildung zusammengefasst. Das jeweils linke obere Diagramm zeigt dabei den Kraft- und Momentenverlauf in Abhängigkeit der Zeit beim Anspannvorgang. Die durchgängige Linie bildet den Kraftverlauf ab, die gestrichelte Linie zeigt den Momentenverlauf. Im oberen rechten Diagramm jeder Abbildung ist der Verlauf der Schraubenkraft über die gesamte Messdauer abgebildet. Abschließend enthält jede Abbildung ein Diagramm, in dem die Schraubenkraft beim Anspannvorgang in Abhängigkeit des Anspannmoments aufgetragen wird. Dieses Diagramm befindet sich im linken unteren Bereich der Abbildung.

8-5.1 FT-VG-NV-300-1600

Die Ergebnisdiagramme dieser Serie sind in Abbildung 8-17 enthalten. Die Kontrollserie Fichte ohne Wasserlagerung zeigt bereits nach einer Woche einen deutlichen Abfall der Schraubkraft. Dabei tritt die Maximalkraft beim Anziehen der Schraube auf und fällt bereits beim Absetzen des Drehmomentenschlüssels ab, wie im linken oberen Diagramm zu erkennen ist. Dies begründet sich durch die elastische Verformung aufgrund des aufgetragenen Torsionsmoments. Wird das Anziehmoment abgesetzt, so wird die Schraube entlastet und die elastische Verformung wird zurückgebildet.

Im Schraubkraft-Anziehmoment-Diagramm ist zu erkennen, dass die Höhe der Schraubkraft zwar vom Anziehmoment abhängt, jedoch kein linearer Zusammenhang besteht. Da sich die Schraube beim kontrollierten Festziehen bereits im Holz befindet, muss dabei erst die Haftreibung überwunden werden, bevor die Schraube weiter eingedreht wird. Diese Haftreibung erkennt man am horizontalen Beginn der Kurve im Schraubkraft-Anziehmoment-Diagramm.

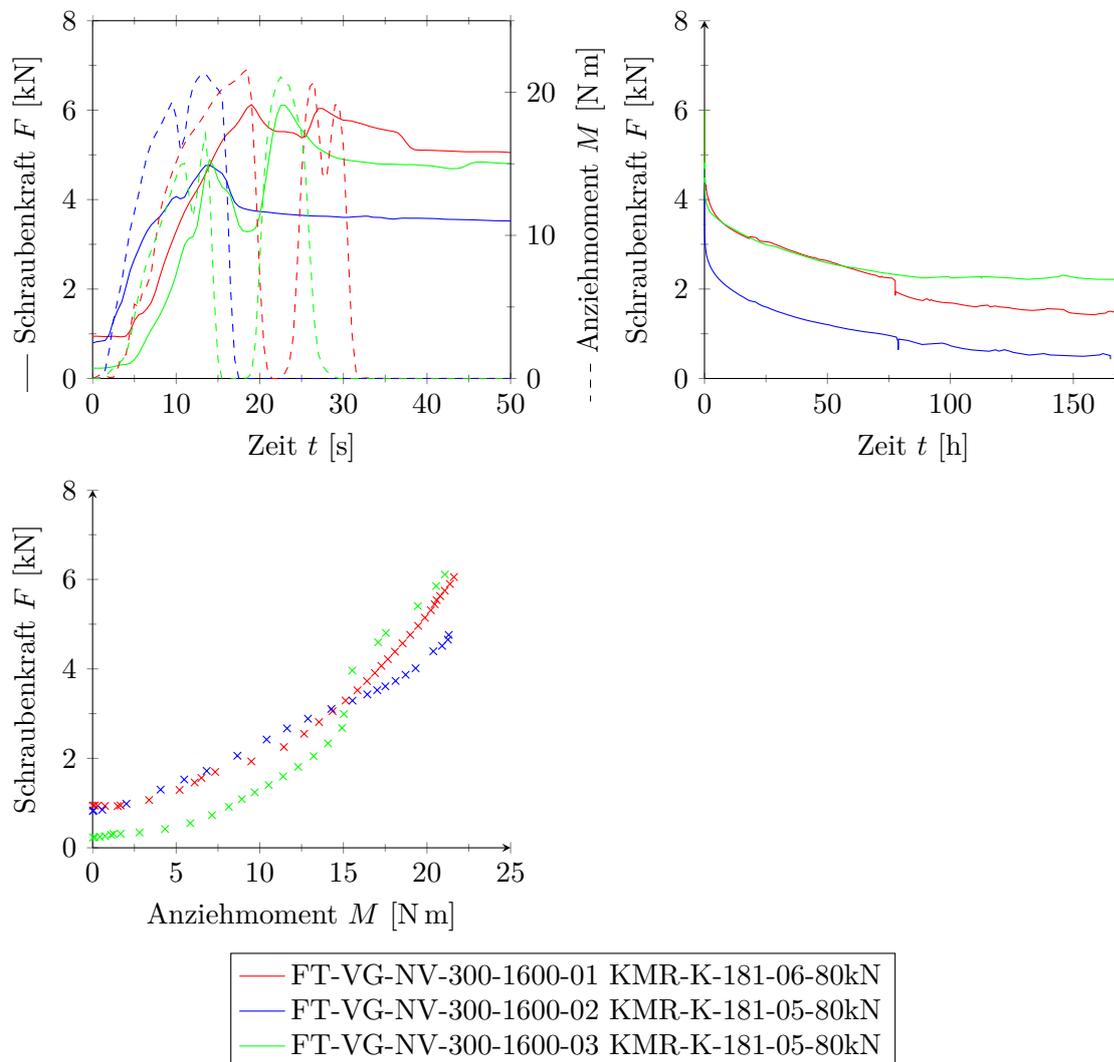


Abbildung 8-17: Ergebnisdaten der Prüfserie FT-VG-NV-300-1600

8-5.2 FT-VG-V-300-1600

Die Ergebnisdiagramme der vorgespannten Fichtenproben ohne Wasserlagerung sind in Abbildung 8-18 dargestellt. Diese Versuchsserie zeigt einen noch deutlicheren Abfall der Schraubenkraft. Zwar sind die Maximalkräfte zu Versuchsbeginn aufgrund des höheren Anziehmoments ebenfalls größer als bei der nicht vorgespannten Serie, jedoch fällt die Schraubenkraft innerhalb kürzester Zeit auf ein ähnliches Kraftniveau ab wie die nicht vorgespannte Variante. Weiters traten unter dem Stahlblech große plastische Verformungen auf, wie in Abbildung 8-19 gut zu erkennen ist. Dies lässt auf eine erhebliche Überschreitung der Querdruckfestigkeit schließen.

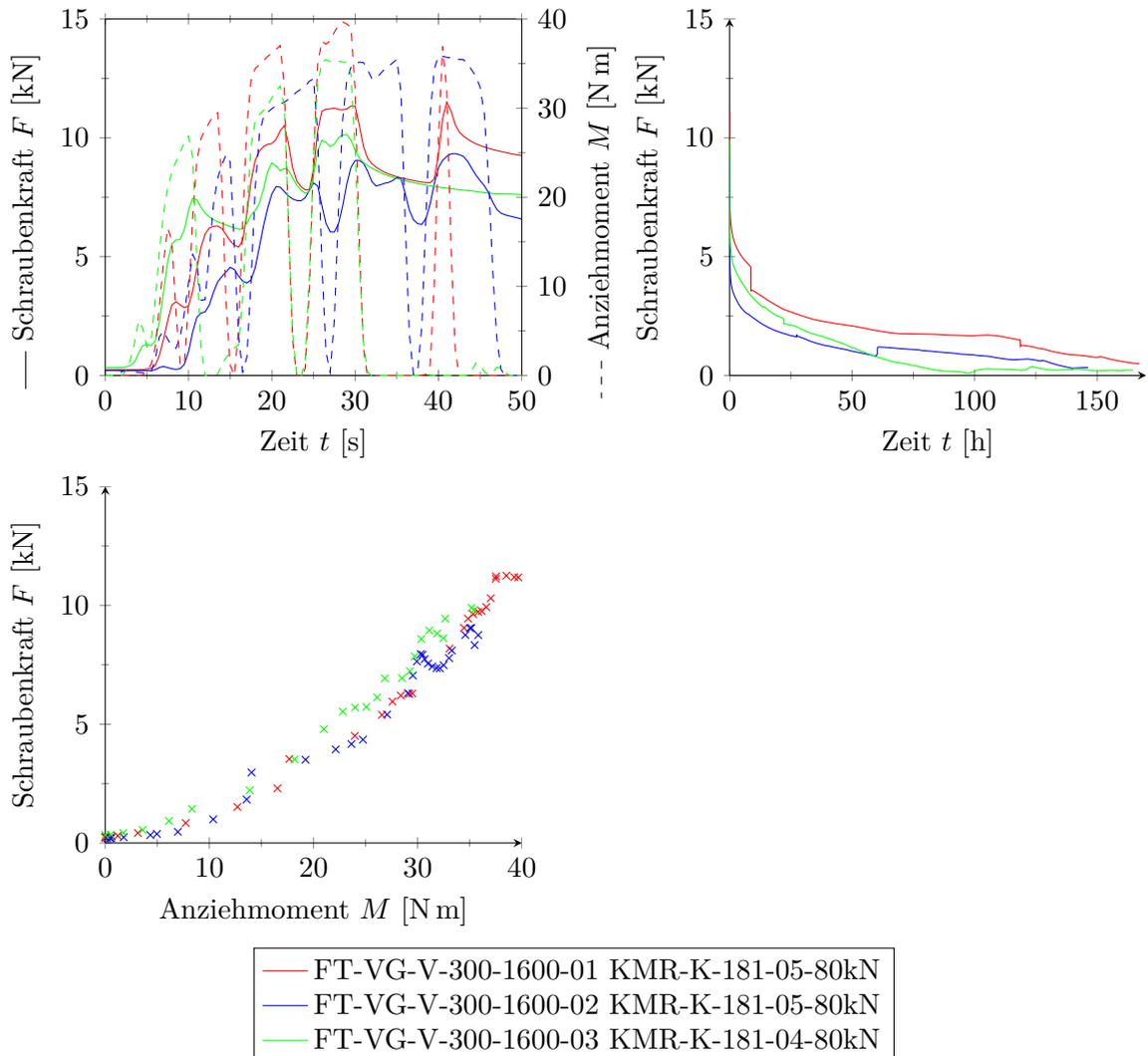


Abbildung 8-18: Ergebnisdaten der Prüfserie FT-VG-V-300-1600



Abbildung 8-19: Querdruckversagen durch hohe Vorspannkraft

8-5.3 DT-VG-NV-300-1600

Die in Abbildung 8-20 dargestellten Diagramme beinhalten die Ergebnisverläufe für nicht vorge-spannte Douglasie ohne Wasserlagerung. Grundsätzlich besteht eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zwischen den Probekörpern DT-VG-NV-300-1600-02 und DT-VG-NV-300-1600-03, während der Probekörper DT-VG-NV-300-1600-01 stark von diesen abweicht. Betrachtet man nun die für jeden Probekörper verwendeten Messsensoren, fällt auf, dass die Schraubkraft abhängig vom verwendeten Sensortyp unterschiedlich hoch ausfällt. Die Sensoren des Typs K-181-80kN zeigen über alle Versuchsserien hinweg ein geringeres Kraftniveau als der Sensor K-180-30kN. Es wurde zunächst vermutet, dass der größere Innendurchmesser der Sensoren des Typs K-181-80kN zu einer exzentrischen Belastung führt, wodurch das Messergebnis verfälscht würde. Der Einsatz von Zentrierhülsen, welche den Innendurchmesser der betreffenden Sensoren an jenen des Sensors K-180-30kN anpassen sollten, führten jedoch zu keiner Änderung. Die derzeit herrschende Vermutung beruht daher auf ein im Bezug auf die Nennkraft zu geringem Kraftniveau für die betreffenden Sensoren und einer daraus resultierenden Ungenauigkeit der Messung. Auf jeden Fall bedarf es vor der Durchführung von Folgeuntersuchungen einer Klärung dieses Phänomens. Nichtsdestotrotz geben die zur Verfügung stehenden Messdaten Aufschluss über den qualitativen Kraftverlauf in den Schrauben.

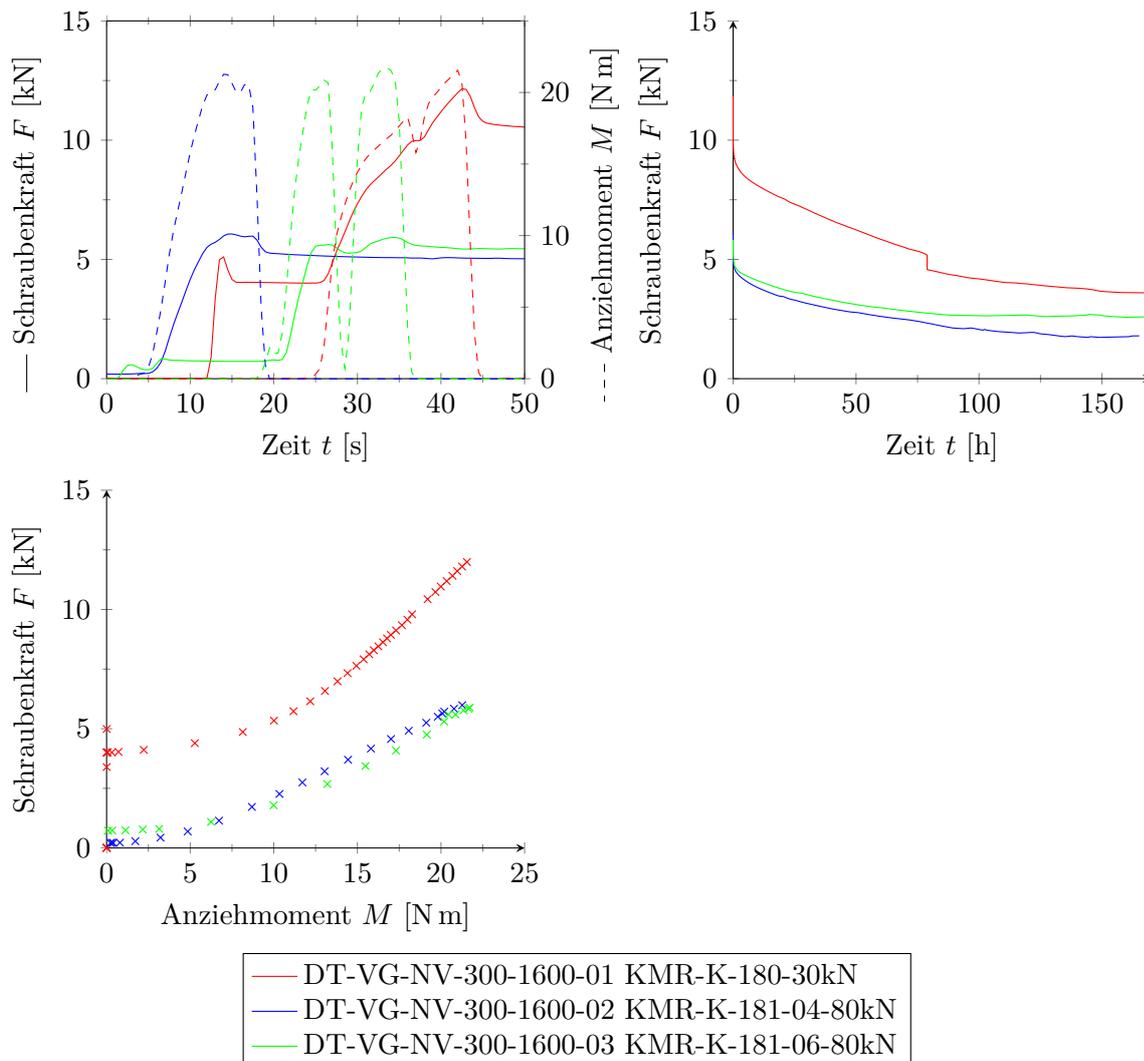


Abbildung 8-20: *Ergebnisdaten der Prüfserie DT-VG-NV-300-1600*

8-5.4 DT-VG-V-300-1600

Abbildung 8-21 enthält die Ergebnisverläufe für Douglasie, welche über vorgespannte Schrauben verfügte und nicht in Wasser gelagert wurde. Bei dieser Serie kam es zu einem Schraubenbruch beim Anspannvorgang des Prüfkörpers DT-VG-V-300-1600-01. Das Anspannmoment liegt hier bei circa 150 % des Bruchdrehmoments der Schraube. Das im Bezug auf die Torsionsfestigkeit erhöhte Moment kann dadurch aufgebracht werden, da ein Großteil des Anspannmoments über Reibung zwischen Schraubenkopf und den darunter liegenden Stahlteilen übertragen und nicht direkt in den Schraubenschaft eingeleitet wird. Dadurch hängt das maximal aufnehmbare Moment jedoch stark von den Reibbeiwerten der einzelnen Komponenten ab, welche starken Streuungen unterliegen können. Im dargestellten Fall ist also die Reibung der Einzelkomponenten von Prüfkörper DT-VG-V-300-1600-01 vermutlich geringer als in den restlichen Prüfkörpern der Serie. Dadurch wird zwar ein höherer Anteil des Anziehmoments in Schraubenzugkraft umgewandelt, auf der anderen Seite wird so die Torsionsfestigkeit der Schraube überschritten, was schließlich zum Bruch führt.

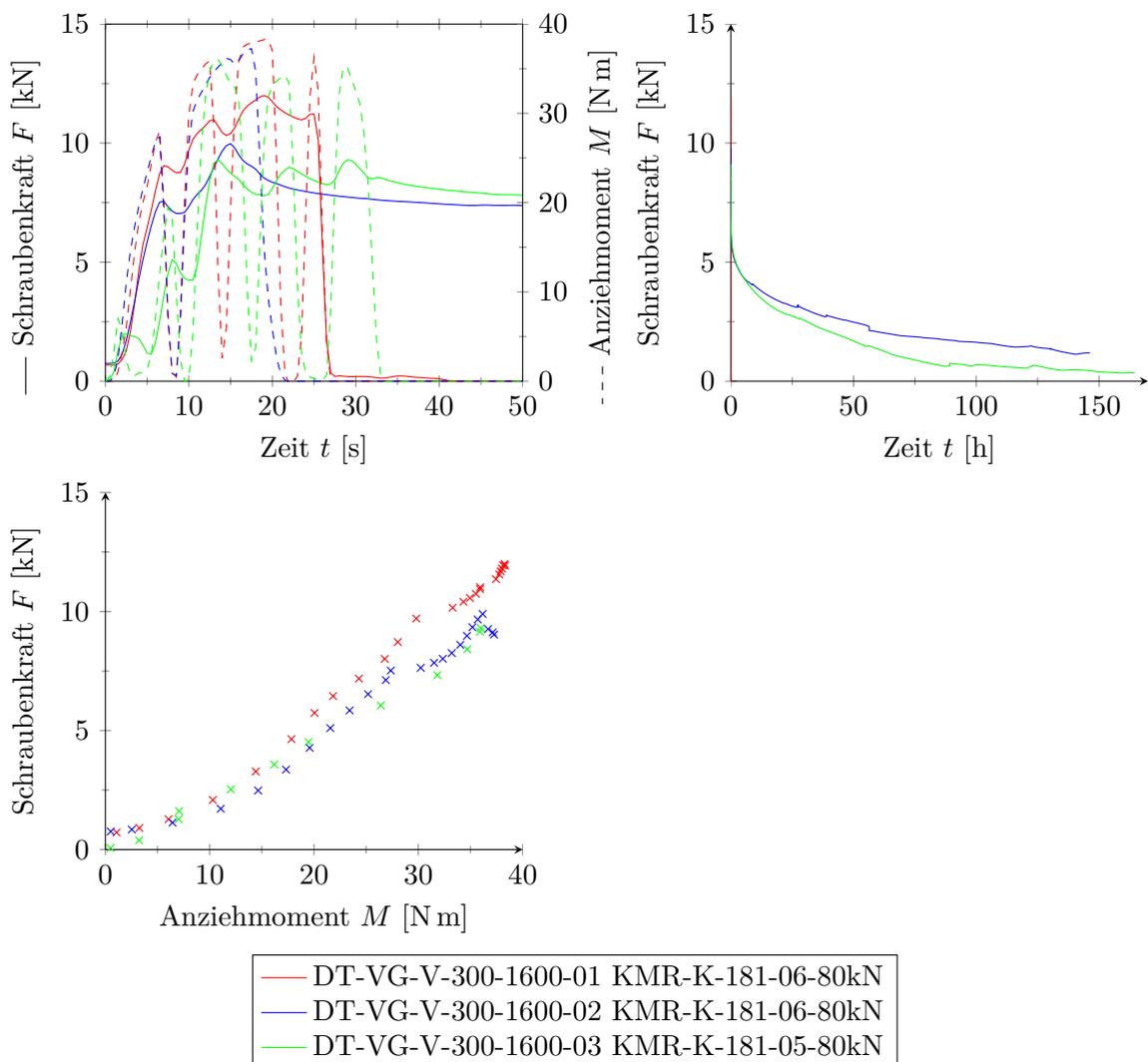


Abbildung 8-21: *Ergebnisdaten der Prüfserie DT-VG-V-300-1600*

8-5.5 BT-VG-NV-300-1600

Die Ergebnisse dieser Serie sind in Abbildung 8-22 dargestellt. Bei dieser Serie ist erneut das unterschiedliche Kraftniveau aufgrund der unterschiedlichen Sensoren erkennbar. Die Schraubenkraft in Probekörper BT-VG-NV-300-1600-03 gelangt dabei sogar in den Bereich der Zugtragfähigkeit der Schraube. Auch bleibt die Schraubenkraft im Vergleich zu Fichte und Douglasie über den Versuchszeitraum relativ konstant. Im Bezug auf die ebenfalls geringeren Kriechzahlen von Baubuche (vgl. Kapitel 8-3) erscheint dies durchaus plausibel.

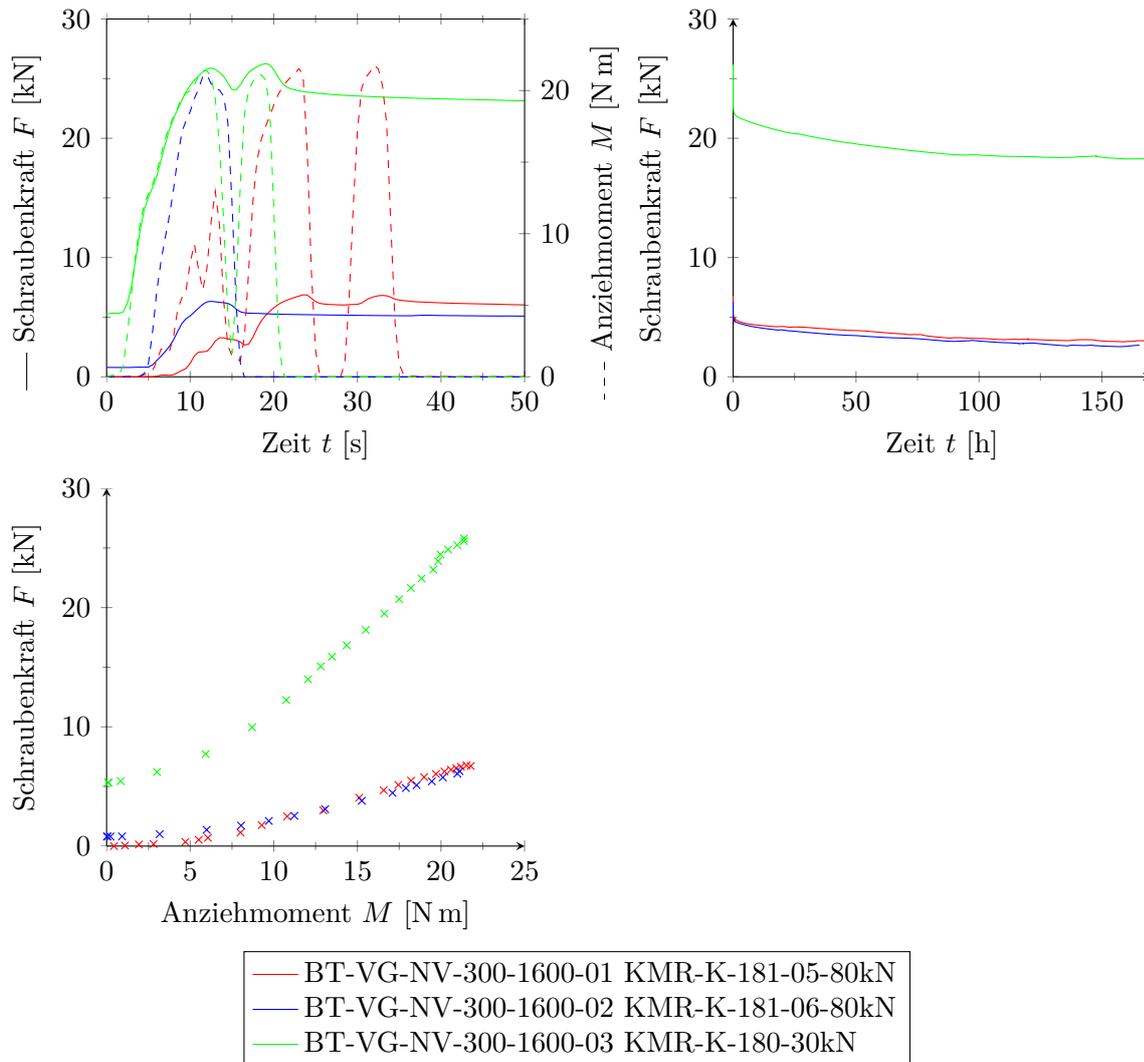


Abbildung 8-22: *Ergebnisdaten der Prüfserie BT-VG-NV-300-1600*

8-5.6 BT-VG-V-300-1600

Ein durchaus interessantes Bild zeigt die Auswertung dieser Serie, welche in Abbildung 8-23 dargestellt wird. Zwar wurden bei den Prüfkörpern BT-VG-V-300-1600-02 und BT-VG-V-300-1600-03 unterschiedliche Messsensoren verwendet, doch scheinen sie die selbe Schraubenkraft-Anziehmomentecharakteristik zu besitzen, während Prüfkörper BT-VG-V-300-1600-01 und BT-VG-V-300-1600-02 über den selben Messsensor verfügten, aber die Schraubenkraft in Abhängigkeit des Anziehmoments in Prüfkörper BT-VG-V-300-1600-01 weniger stark anwächst als in Prüfkörper BT-VG-V-300-1600-02. Weiters wurde Prüfkörper BT-VG-V-300-1600-01 mit einem höheren Anziehmoment beansprucht, jedoch trat der Schraubenbruch beim Anziehen in Prüfkörper BT-VG-V-300-1600-02 ein. Erneut besteht die unbestätigte Vermutung, dass die unterschiedlichen Reibungsverhältnisse verantwortlich für dieses Bild sind.

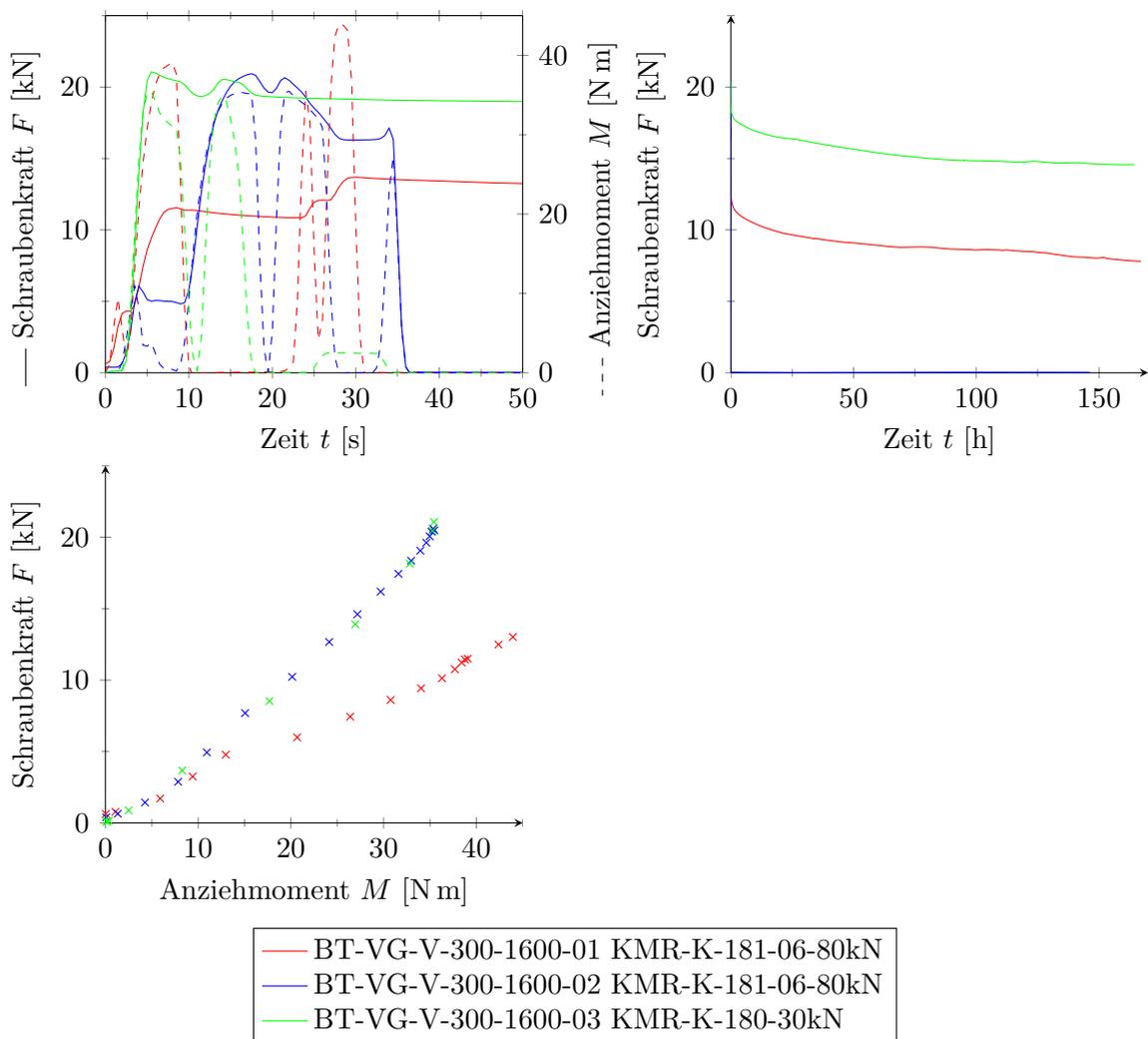


Abbildung 8-23: Ergebnisdaten der Prüfsérie BT-VG-V-300-1600

8-5.7 FF-VG-NV-300-1600

Abbildung 8-24 zeigt die Ergebnisse der Prüferserie Fichte in Wasserlagerung. Bei dieser Versuchsreihe kam es erstmalig zum Entstehen eines Quelldrucks. Nach dem Absetzen des Anspannmoments fällt die Kraft in der Schraube zunächst wie bereits bekannt zufolge der elastischen Rückverformung der Schraube ab. Im Anschluss steigt die Kraft innerhalb von rund 2 Tagen jedoch erneut an. Die Verformungsbehinderung der Schraube führt also tatsächlich zum Entstehen eines Quelldrucks. Dieser Quelldruck wird anschließend über Kriechverformungen zum Teil wieder abgebaut. Die Schraubenkraft bleibt dabei über den Versuchszeitraum annähernd konstant, da sich Kriech- und Quellverformung annähernd ausgleichen.

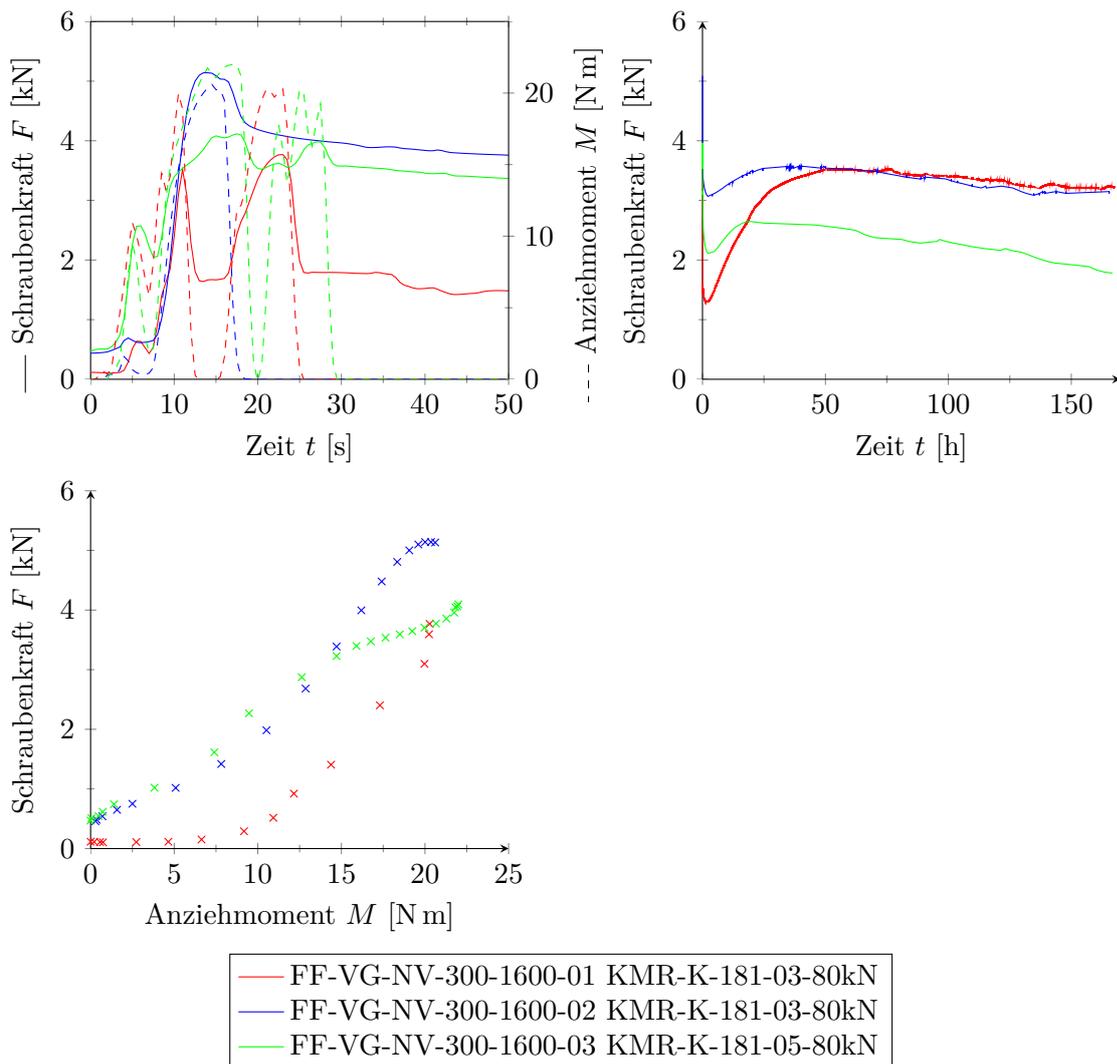


Abbildung 8-24: Ergebnisdaten der Prüferserie FF-VG-NV-300-1600

8-5.8 FF-VG-V-300-1600

Die Ergebnisdarstellung dieser Prüferserie erfolgt in Abbildung 8-25. Diese Prüferserie zum vorge-spannten Fichtenholz in Wasserlagerung zeigt, anders als vermutet, keine Quellschwellung. Durch die hohe Vorspannkraft wird das Holzgefüge soweit zerstört, dass die Quellverformung in den daraus entstandenen Rissen aufgenommen und daher nicht spannungswirksam wird. In Folgeuntersuchungen bleibt zu klären, ob eine bessere Kraftverteilung durch eine größere Stahlblechfläche zu einer erneuten Quellschwellung führen würde. Erneut zeigt sich jedoch ein ausgeprägter Kraftabfall durch Kriecherscheinungen.

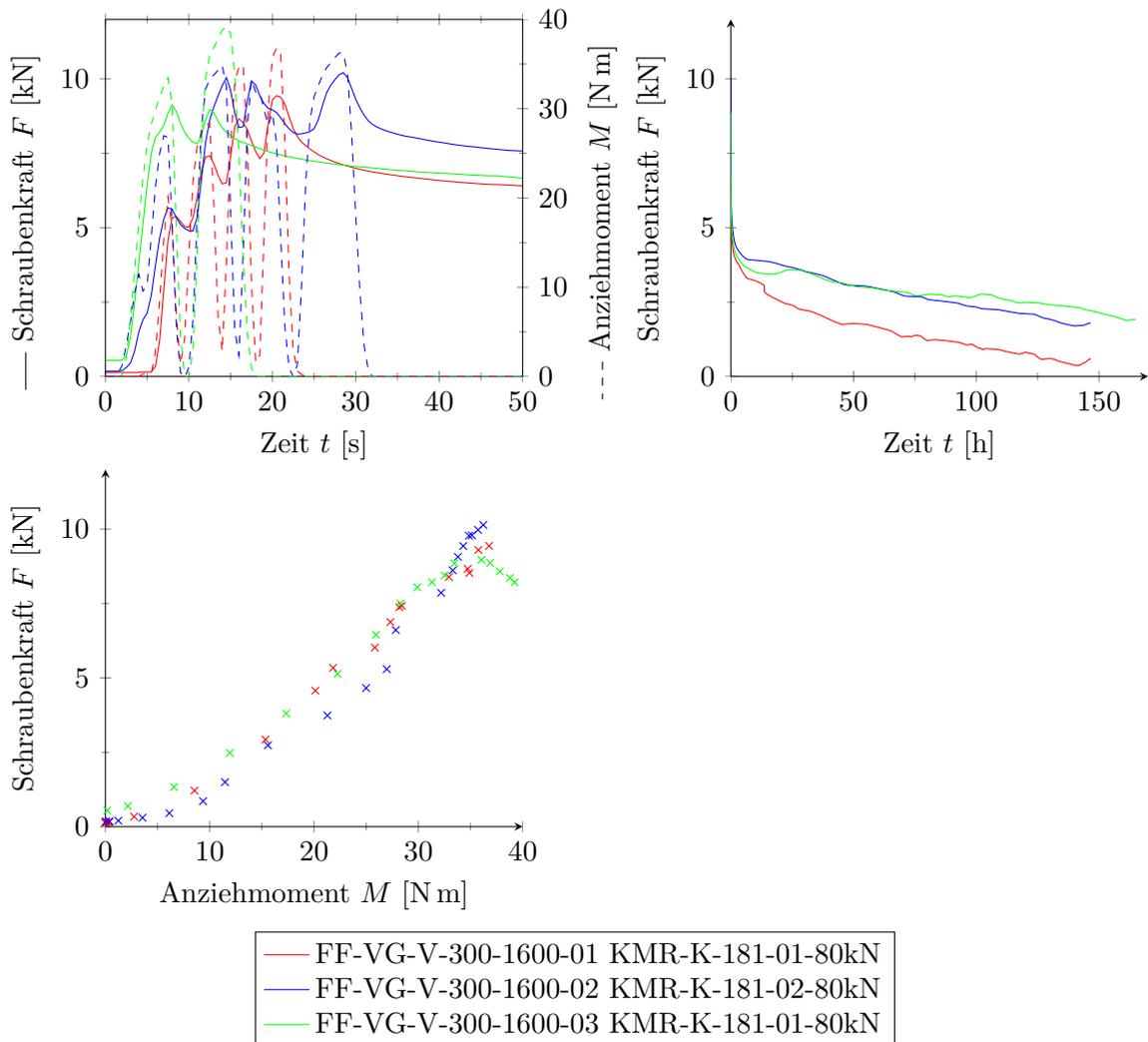


Abbildung 8-25: *Ergebnisdaten der Prüferserie FF-VG-V-300-1600*

8-5.9 DF-VG-NV-300-1600

Die Serie zu Douglasie zeigt ein ähnliches Bild zur Queldruckentstehung wie die betreffende Serie für Fichte, wie in Abbildung 8-26 ersichtlich. Die Schraubenkraft fällt direkt nach dem Anspannen zunächst ab, ehe sie zufolge Quellverformungen erneut ansteigt. Nach einiger Zeit verbleibt die Schraubenkraft annähernd konstant, da ein Gleichgewicht zwischen Quell- und Kriechverformung herrscht. Die unterschiedliche Höhe der Schraubenkraften im Vergleich zur korrespondierenden Serie mit Fichtenholz resultiert aus dem höheren Elastizitätsmodul quer zur Faser der Douglasie.

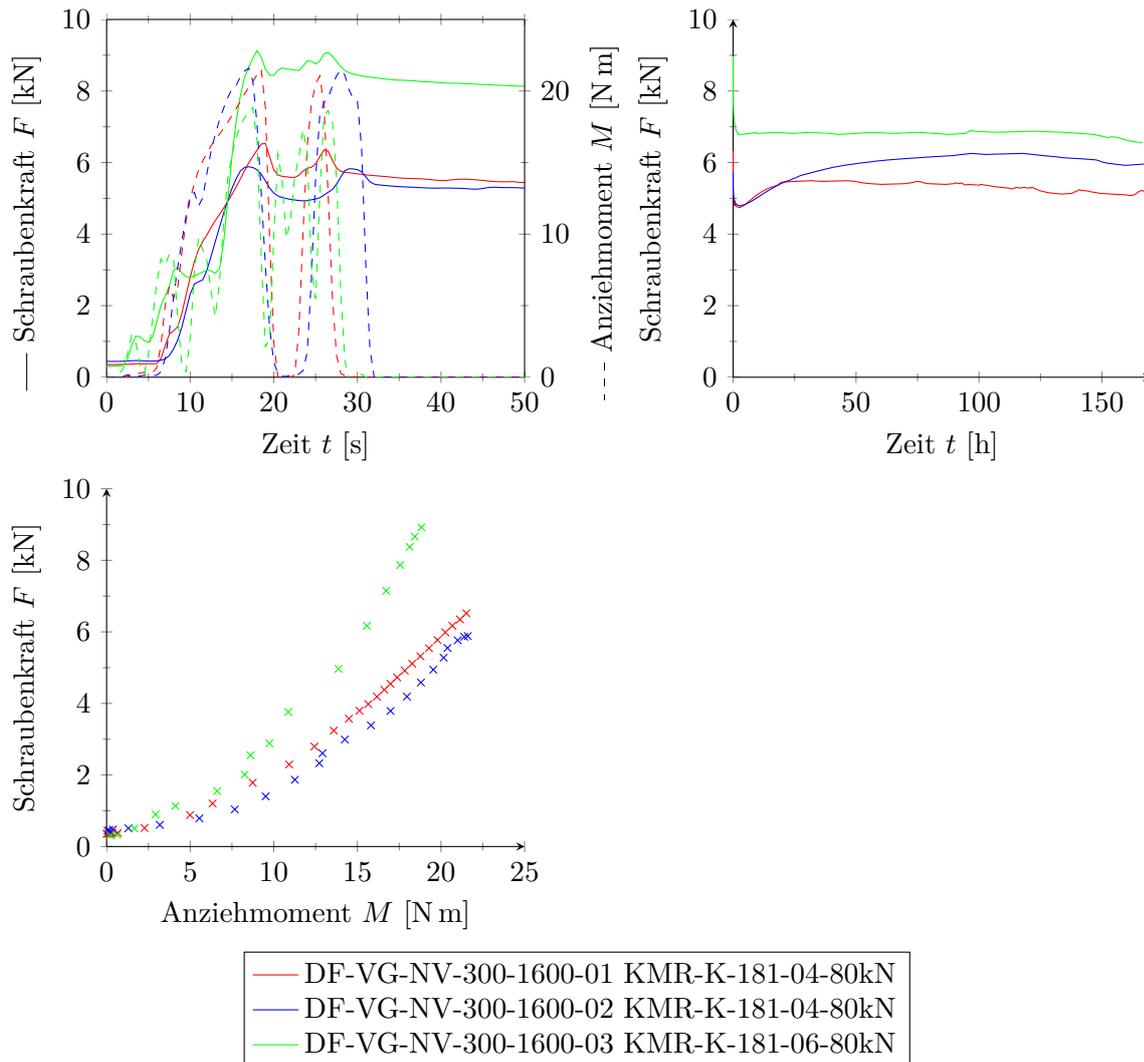


Abbildung 8-26: *Ergebnisdaten der Prüfserie DF-VG-NV-300-1600*

8-5.10 DF-VG-V-300-1600

In Abbildung 8-27 sind die Ergebnisse der Serie zur vorgespannten Douglasie in Wasserlagerung. Erneut verhält sich diese sehr ähnlich zur Fichte. Die hohe Vorspannkraft führt zu einem Zerstören der Holzmatrix, wodurch die Quellverformung nicht mehr spannungswirksam wird. Die vorhandene Schraubenkraft wird über Kriechverformungen abgebaut.

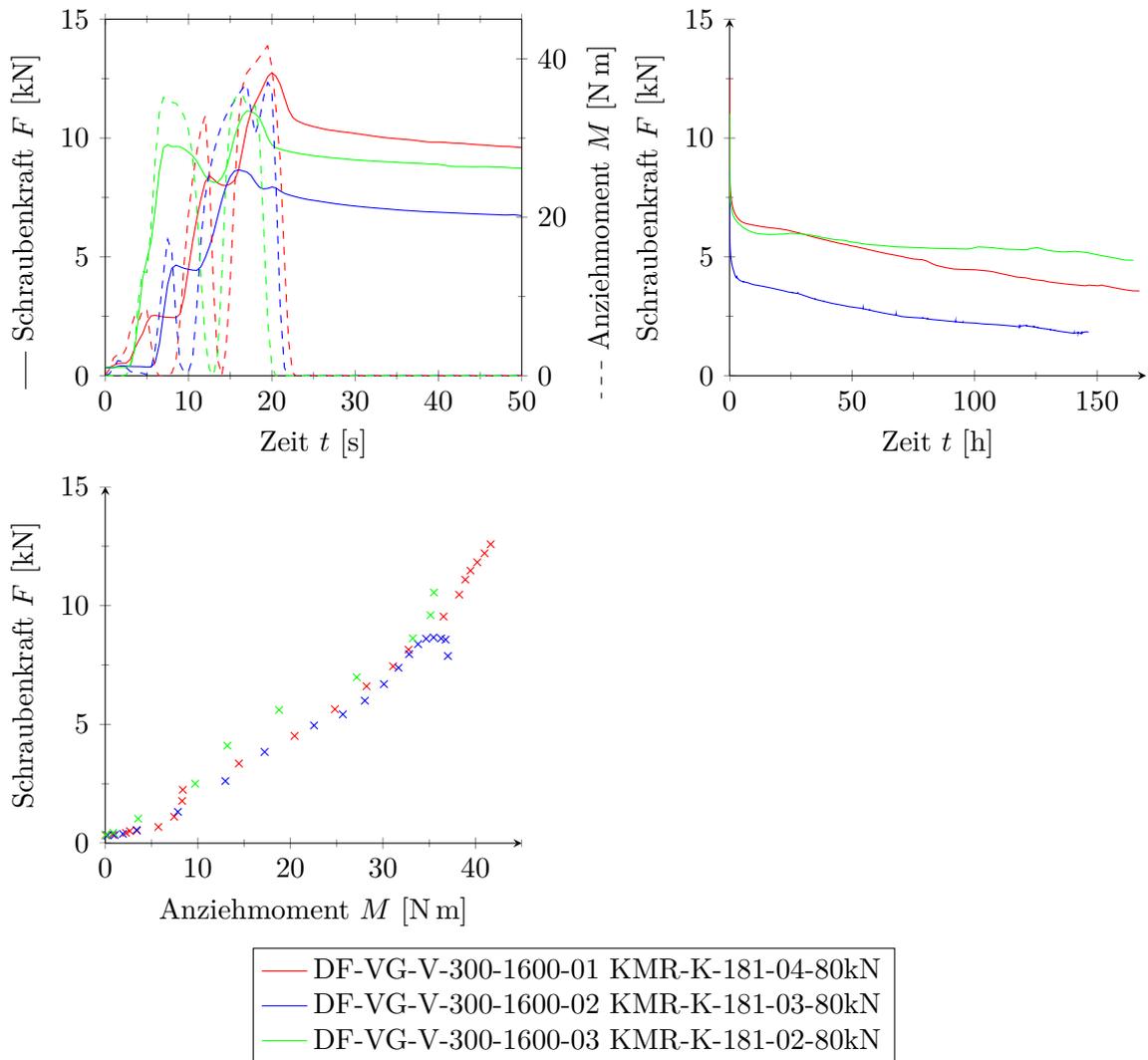


Abbildung 8-27: *Ergebnisdaten der Prüfserie DF-VG-V-300-1600*

8-5.11 BF-VG-NV-300-1600

Wozu Quelldruck imstande ist, wird bei den Versuchsserien der Baubuche deutlich. Innerhalb von rund 24 Stunden stieg die Schraubenkraft rapide an, bis sie ein Plateau erreichte. Nach circa 2 bis 3 Tagen trat anschließend bei allen Versuchskörpern ein Schraubenbruch ein. Da der Bruch der Vollgewindeschrauben immer einige Zentimeter vom Schraubenkopf aus betrachtet im Holz eintrat (siehe Abbildung 8-29), blieb stets eine Restkraft in der Schraube bestehen. Es ist wichtig zu betonen, dass sämtliche Schraubenkräfte zum Zeitpunkt der Brüche weit unterhalb der experimentell bestimmten Zugtragfähigkeit der Schrauben lagen (vgl. Tabelle 8-8). Da dies jedoch, wie bereits zuvor erläutert, womöglich auf die beobachteten Differenzen in der Sensorik zurückzuführen ist, kann nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden, dass die tatsächlichen Schraubenkräfte weitaus höher lagen.

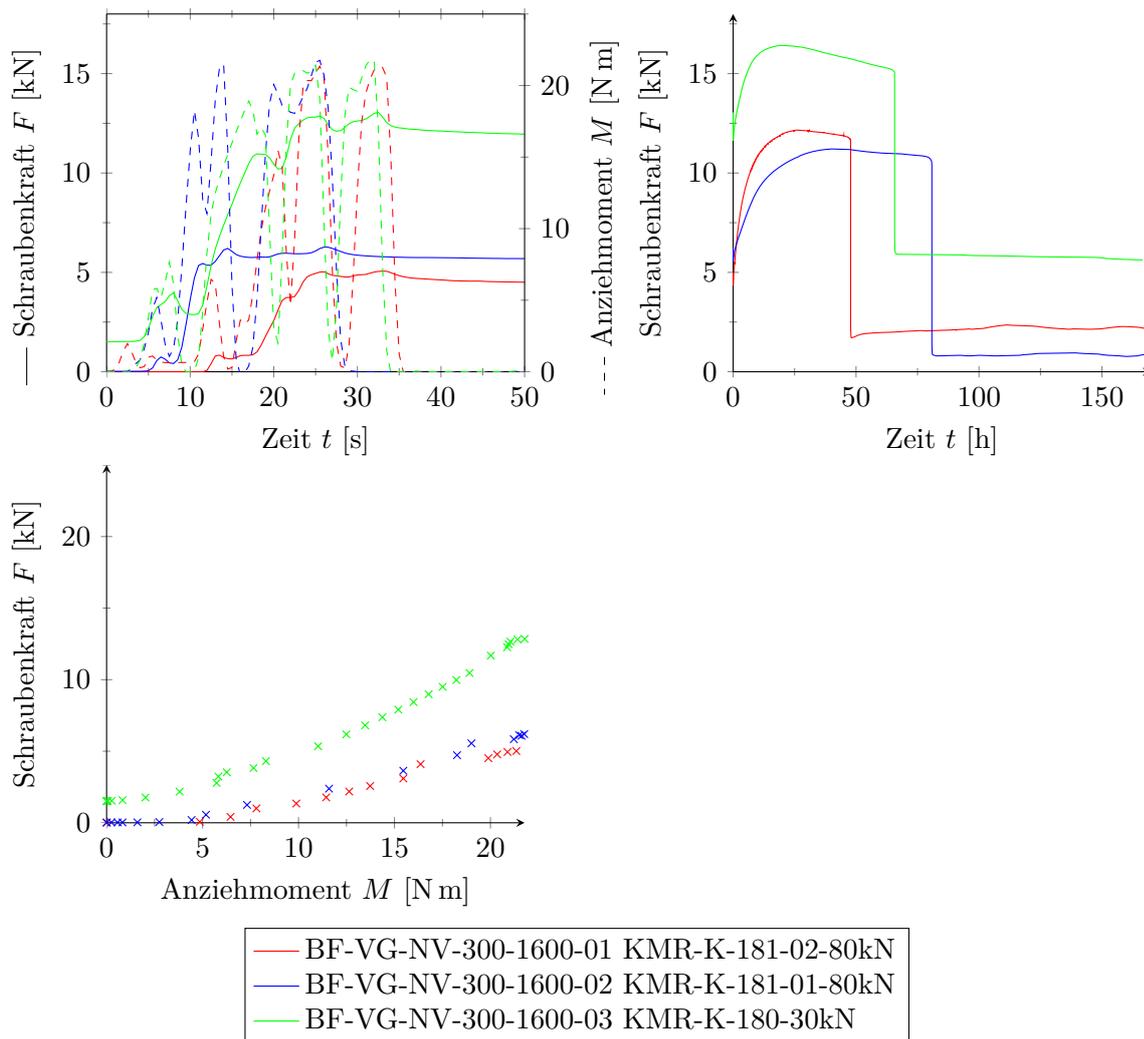


Abbildung 8-28: *Ergebnisdaten der Prüfserie BF-VG-NV-300-1600*

Trotzdem erscheint es aufgrund der verwendeten Metall- und Holzwerkstoffe, der hohen Holzfeuchte und des Umstandes, dass der Gewindebereich um den Schraubenbruch von deutlichen Korrosionserscheinungen gekennzeichnet ist, auch möglich, dass die Schrauben zufolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion versagten. Zur Untersuchung, ob so ein Versagen vorliegt, wurde bei der Schraube des Probekörpers BF-VG-NV-300-1600-01 eine Analyse der Bruchfläche mit dem Rasterelektronenmikroskop seitens des Institutes für Werkstoffkunde, Umformtechnik und Schweißtechnik der TU Graz durchgeführt. Leider standen zum Zeitpunkt der Abgabe dieser

Arbeit noch keine Ergebnisse zur Verfügung, wodurch diese Annahme zurzeit weder bestätigt noch widerlegt werden kann.

Im Bereich des Stahlblechs führte die behinderte Quellung zu großen plastischen Verformungen, wie in Abbildung 8-30 zu erkennen ist.



Abbildung 8-29: Schraubenbruch im Prüfkörper BF-VG-NV-300-1600-01. Oben: Schraubenkopf, unten: Schraubenkanal mit restlicher Schraube



Abbildung 8-30: Plastische Verformungen rund um das Stahlblech durch die behinderte Quellung

8-5.12 BF-VG-V-300-1600

Die Ergebnisse dieser Serie sind in Abbildung 8-31 dargestellt. Hier fällt der lange Kraftabfall bei Prüfkörper BF-VG-V-300-1600-03 in Form einer kontinuierlichen Abnahme über einen Zeitraum von 50 Stunden ins Auge, bevor ein Schraubenbruch auftritt. Auch hier stellt sich die Frage, ob der Kraftabfall durch Kriechverformungen mit anschließender Wasserstoffverprödung oder durch Stahlfließen mit anschließendem Bruch auftrat. Bei Prüfkörper BF-VG-V-300-1600-02 blieb der Bruch gar aus. Da Prüfkörper BF-VG-V-300-1600-01 bereits beim Anziehen versagte, können keine weiteren Schlüsse aus dieser Serie gezogen werden.

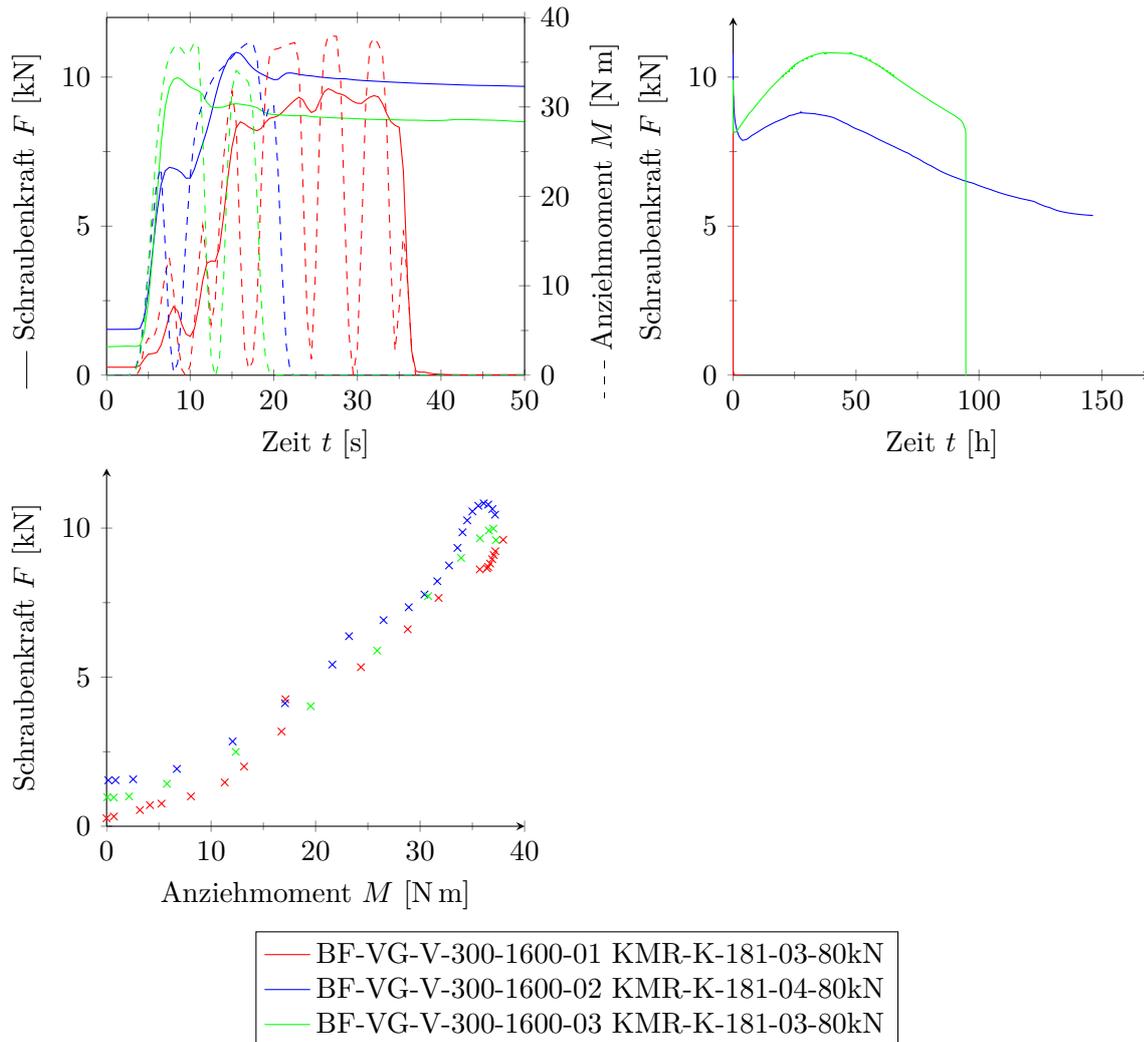


Abbildung 8-31: *Ergebnisdaten der Prüfserie BF-VG-V-300-1600*

8-5.13 BF-VG-NV-300-2240

Die Ergebnisdiagramme dieser Serie sind in Abbildung 8-32 enthalten. Bei der Prüferserie mit der mittelgroßen Stahlfläche traten erneut Schraubenbrüche auf. Der Probekörper BF-VG-NV-300-2240-01 verfügte dabei nicht über die zusätzlich aufgeklebte Furnierlamelle wodurch der Probekörper entlang der Schraubenachse aufspaltete und kein Schraubenbruch eintrat (siehe Abbildung 8-33). Die restlichen Probekörper zeigen das bereits aus den anderen Serien gewohnte Bruchbild.

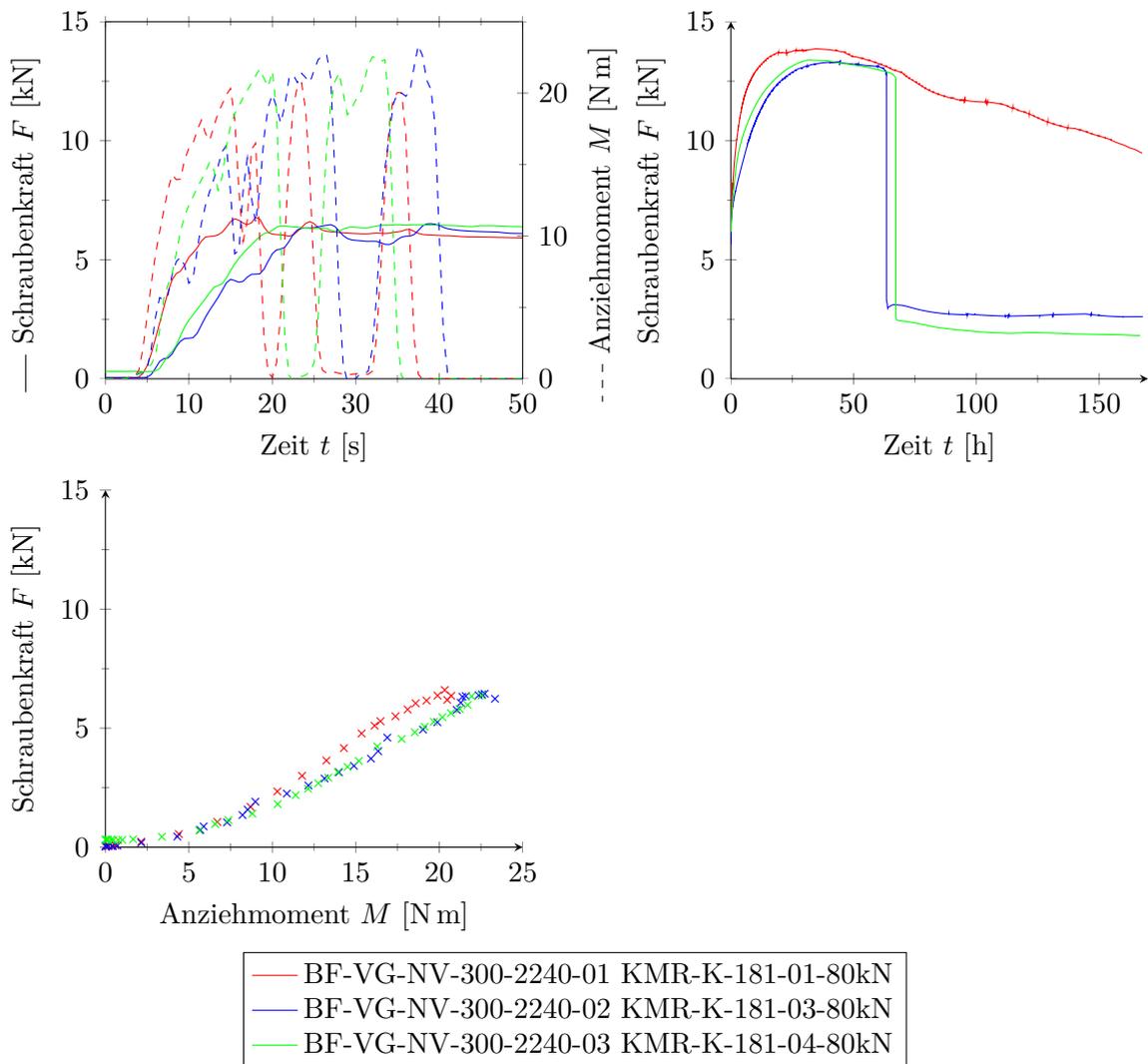


Abbildung 8-32: *Ergebnisdaten der Prüferserie BF-VG-NV-300-2240*



Abbildung 8-33: *Aufspalten des Probekörpers entlang der Schraubenachse zufolge Querzug*

8-5.14 BF-VG-NV-300-10000

Abbildung 8-34 enthält die Ergebnisdiagramme der Prüfserie mit dem größten Stahlblech, bei der es auch am Schnellsten zu einem Schraubenbruch kam. Bereits nach rund 30 Stunden trat ein Bruch ein. Dabei blieb jedoch die Plateauphase aus, die bei den kleineren Stahlblechen auftrat. Auch war die in der Schraube verbleibende Restkraft höher als bei den Vergleichsserien mit den kleineren Stahlblechen. Die Größe der Stahlplatte scheint also einen Einfluss sowohl auf die Höhe der entstehenden Kraft, als auch den Kraftverlauf zu besitzen.

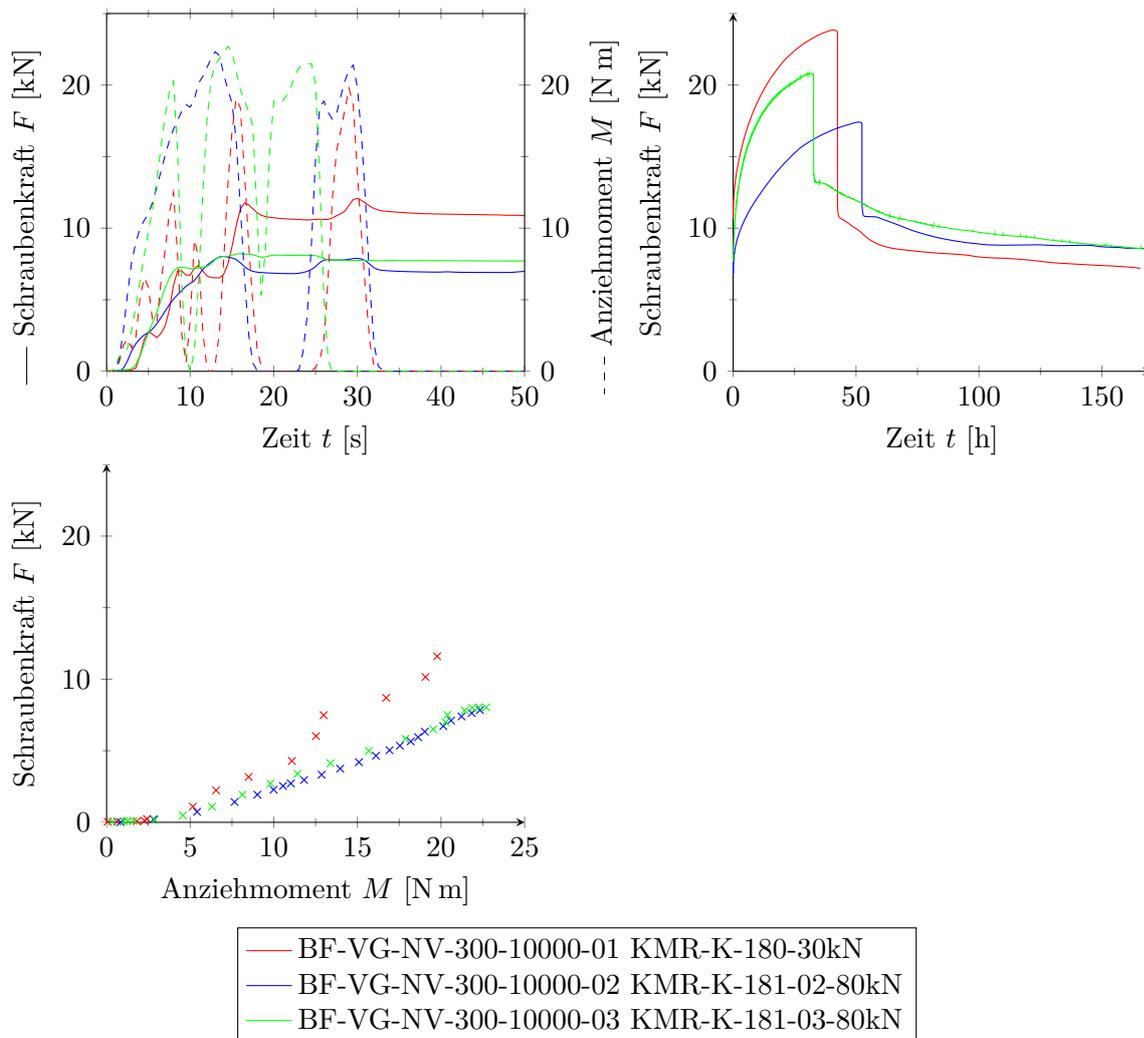


Abbildung 8-34: *Ergebnisdaten der Prüfserie BF-VG-NV-300-10000*

8-5.15 BF-TG-NV-300-1600

In Abbildung 8-35 befinden sich die Ergebnisdiagramme dieser Prüfserie. Bei den Prüfserien mit Teilgewindeschrauben kam es zu keinen Schraubenbrüchen, jedoch versagte die Verbindung auf Herausziehen der Schraube. Bei den Schrauben, welche eine Länge von 300 mm aufwiesen, kam es zu einem fast vollständigen Abfall der Schraubenkraft. Die absolute Quellverformung ist hier so groß, dass die Schraube bis zur vollständigen Entlastung herausgezogen wird.

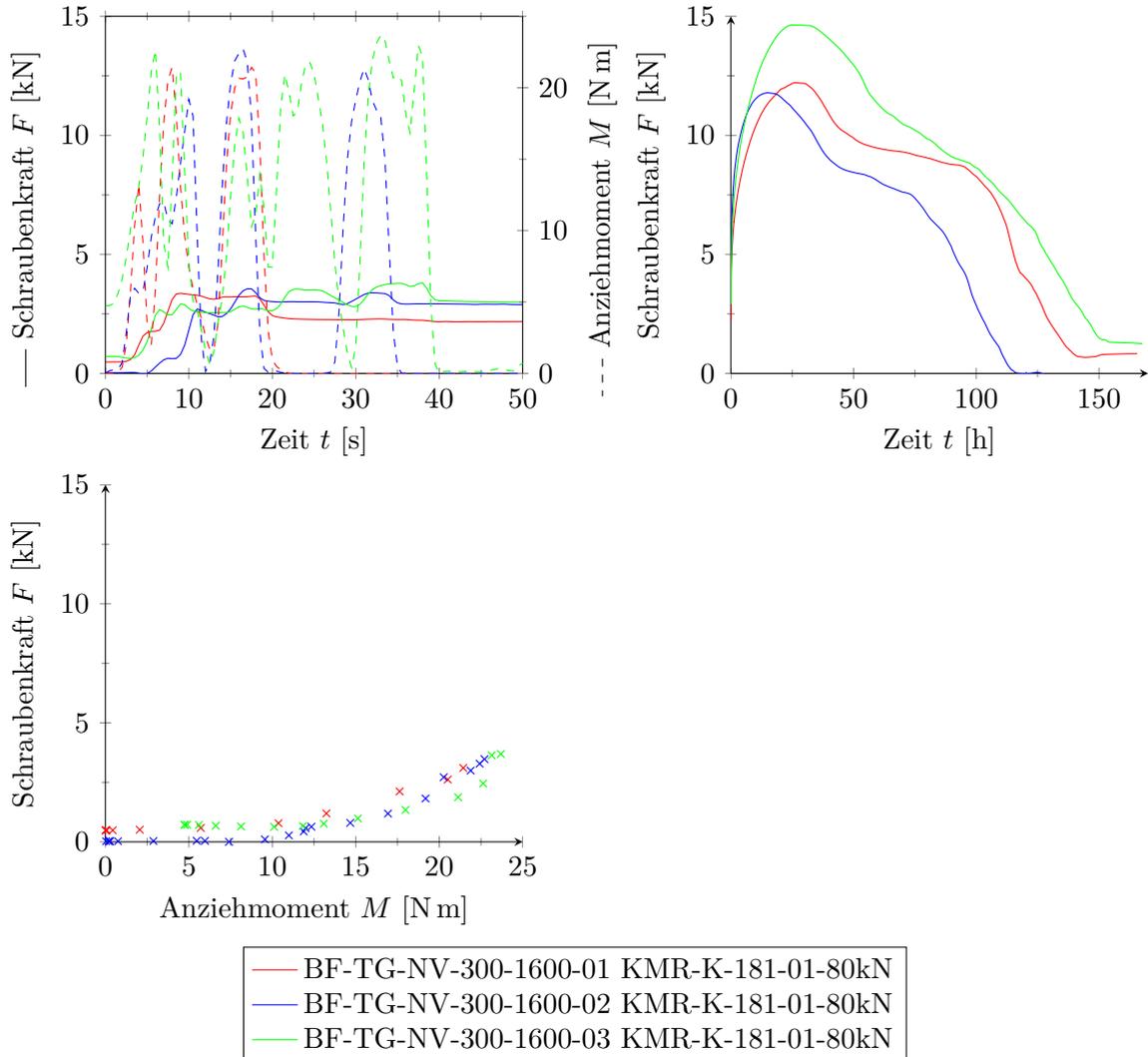


Abbildung 8-35: *Ergebnisdaten der Prüfserie BF-TG-NV-300-1600*

8-5.16 BF-TG-NV-180-1600

Die Ergebnisdiagramme dieser Serie befinden sich in Abbildung 8-36. Auch die mit 180 mm deutlich kürzeren Schrauben versagten auf Herausziehen. Jedoch blieb in allen Schrauben nach dem zuvorigen Abfall eine beträchtliche Restkraft bestehen. Dadurch, dass die Teilgewindeschrauben über die selbe Gewindelänge verfügen wie die Schrauben der Serie BF-TG-NV-300-1600 kann davon ausgegangen werden, dass sie auch über den selben Auszieh Widerstand verfügen. Die Unterschiede in der verbleibenden Restkraft liegt also daran, dass die absolute Verformung welche auf die Schraube wirkt, nicht ausreicht, um die Schraube vollständig herauszuziehen. Diese Verformung bestimmt sich über die Quelldehnung ε_q multipliziert mit der Länge der Schraube im Holz l . Dadurch ist klar ersichtlich, dass längere Schrauben größeren Verformungen ausgesetzt sind.

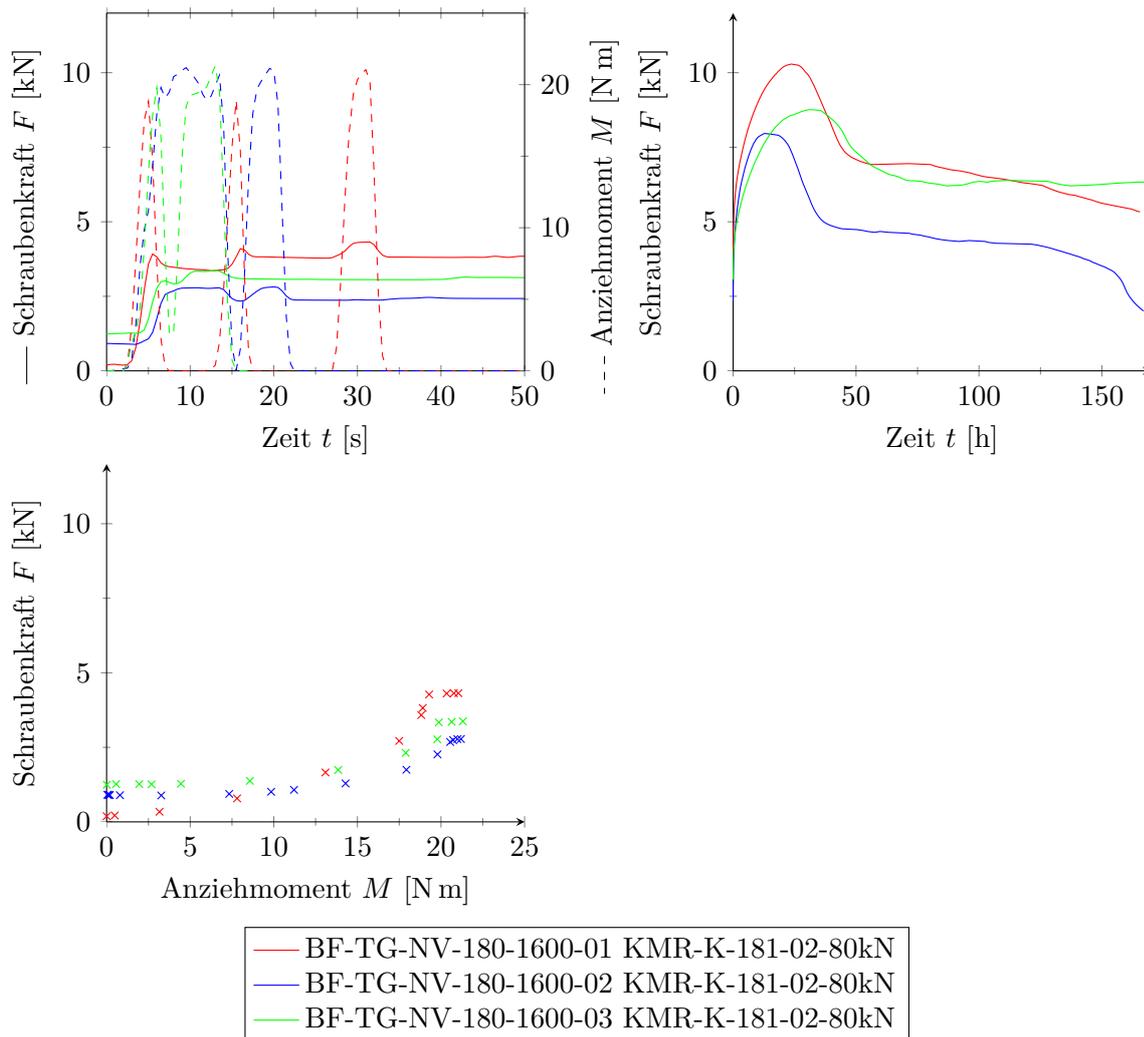


Abbildung 8-36: *Ergebnisdaten der Prüfserie BF-TG-NV-180-1600*

KAPITEL 9: ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

9-1 ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte zunächst eine theoretische Aufbereitung des gegenwärtigen status quo bezüglich des Vorspannes von System zur gezielten Steuerung von bestimmten Trageigenschaften. Dazu wurde auf das prinzipielle Vorgehen beim Vorspannen von Tragwerken eingegangen und die verschiedenen Methoden der Vorspannung erläutert. Es wurde auf die im Spannbetonbau üblichen Systeme verwiesen und deren Unterschiede und Gemeinsamkeiten mit vorgespannten Holzkonstruktionen aufgezeigt.

Bei einer umfassenden Literaturrecherche wurde der derzeitige Stand der Technik in Bezug auf die Vorspannung von Holz dargelegt, auf deren Besonderheiten eingegangen und Anwendungsgrenzen aber auch Potenziale einer kritischen Beurteilung unterworfen wurden.

Es folgte eine Auflistung der gebräuchlichsten Spannlieder, deren Anwendungsgebiete und in der Praxis erhältlichen Ausprägungen.

Durch eine vertiefte Betrachtung der Spannkraftverluste wurde deren Ursachen angeführt und auf die verschiedenen Einflussfaktoren näher eingegangen. Insbesondere das viskoelastische Materialverhalten von Holz und das Verhalten gegenüber Feuchte bildeten dabei Schwerpunkte.

Die für die Praxis relevante Dimensionierung von vorgespannten Tragwerken wurde im Kapitel Nachweisführung behandelt. Dazu wurden die Besonderheiten in der Berechnung solcher Konstruktionen im Vergleich zu herkömmlichen Tragwerken aufgezeigt. Da die Normung bislang sehr wenig zur Bemessung von vorgespannten Holzkonstruktionen enthält, wurden- wo nötig- Vorschläge zur möglichen Nachweisführung bereitgestellt oder auf die Normung des Spannbetonbaus verwiesen.

Zur Untersuchung der Wirkung von Zwangspannungen auf selbstbohrende Holzbauschrauben als Komponenten von Holz-Stahlblech-Verbindungen wurde ein umfassendes Versuchskonzept erarbeitet und ein Rechenmodell zur Abschätzung der entstehenden Spannungen angeführt. Die für dieses Modell notwendigen Parameter wurden ebenfalls über entsprechende Versuche bestimmt.

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen die Brisanz dieses Themas. Zahlreiche Schraubenbrüche zufolge der entstehenden Quelldrücke bestätigen einmal mehr die gefährliche Wirkung eines plötzlichen Feuchteintrags auf Holzkonstruktionen. Dabei können beispielsweise bereits kurze Regenereignisse im Bauzustand zu beträchtlichen Schäden führen. Obwohl im Rahmen der Versuche lediglich die in Baubuche eingedrehten Schrauben zu Bruch gingen, ist ein Versagen in anderen Holzarten nicht auszuschließen.

9-2 AUSBLICK

Die erhaltenen Erkenntnisse können dazu verwendet werden, um weitere Untersuchungen zu diesem Thema durchzuführen. Der während dieser Arbeit entwickelte Versuchsaufbau erwies sich prinzipiell als sehr geeignet und kann als Grundlage für weitere Versuche dienen. Davor sind jedoch unbedingt die Hintergründe zum Einfluss der verwendeten Messsensoren auf die gemessenen Schraubenkräfte zu klären und in weiterer Folge auszuschließen. Im Anschluss soll mithilfe der erhaltenen Messdaten das eingeführte Rechenmodell überprüft werden, um in Zukunft

mit dessen Hilfe gezielt Vorhersagen treffen zu können. Zudem ist mithilfe der Ergebnisse der REM-Untersuchung zu klären, ob eine externe Wasserstoffversprödung zu den Schraubenbrüchen geführt hat.

ANHANG A: VERZEICHNISSE

A-1 LITERATUR

- [1] Benaim, R., *The design of prestressed concrete bridges: Concepts and principles*, 1. Auflage. London: Taylor & Francis, 2008, ISBN: 978-0-415-23599-0.
- [2] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Februar 2015.
- [3] Almeida, J., *Post-tensioning in buildings: Technical report*, Ser. Bulletin / fib, CEB-FIP. 2005, ISBN: 2883940711.
- [4] Zilch, K. und Zehetmaier, G., *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010, ISBN: 978-3-540-70637-3.
- [5] Sparowitz, L., *Vorlesungsskriptum aus Betonbau*, Technische Universität Graz, Hrsg., Graz, 2004.
- [6] Rombach, G., *Spannbetonbau*, 2nd ed. Berlin: Ernst & Sohn, 2010, ISBN: 3-433-60058-9.
- [7] Luggin, W. F. und Bergmeister, K., „Vorspannung mit karbonfaserverstärkten Kunststoffen im konstruktiven Holzbau“, *Bautechnik*, Jg. 78, Nr. 8, S. 556–570, 2001, ISSN: 0932-8351. DOI: 10.1002/bate.200103730.
- [8] Pommer, F., *Herstellung eines Fasses*, Fassbinderei Franz Pommer, Hrsg. Adresse: <https://www.fassbinderei-pommer.at/herstellung-eines-fasses/> (letzter Zugriff: 01.10.2019).
- [9] Schickhofer, G., *Brückenbau Vorlesung Skriptum*, Technische Universität Graz, Hrsg., Graz, 2005.
- [10] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 1995-2 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 2: Brücken*, November 2004.
- [11] Genähr, G., „Zur Vorspannung von Brettschichtträgern“, *Bauen mit Holz*, Jg. 82, Nr. 11, S. 670–672, 1980.
- [12] Buchanan, A. et al., „Multi-Storey Prestressed Timber Buildings in New Zealand“, *Structural Engineering International*, Jg. 18, Nr. 2, S. 166–173, 2008. DOI: 10.2749/101686608784218635.
- [13] Priestley, M., „The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III“, *PCI Journal*, Jg. 41, Nr. 2, S. 22–40, 1996.
- [14] Priestley, M. et al., „Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building“, *PCI Journal*, Jg. 44, Nr. 6, S. 42–67, 1999.
- [15] Wanninger, F. und Frangi, A., *Investigation of a post-tensioned timber connection: Test report*, Ser. IBK-Bericht. Zürich: Inst. für Baustatik und Konstruktion der ETH, 2014, Bd. 355.

- [16] Wanninger, F. et al., „Long-Term Behavior of Posttensioned Timber Connections“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 141, Nr. 6, 04 014 155–1 bis 04014155–13, 2015, ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001121.
- [17] Granello, G. et al., „Design Approach to Predict Post-Tensioning Losses in Post-Tensioned Timber Frames“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 144, Nr. 8, 04018115–1 bis 04018115–13, 2018, ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/{\%}28ASCE{\%}29ST.1943-541X.0002101.
- [18] Granello, G. et al., „Long-Term Performance Assessment of an Operative Post-Tensioned Timber Frame Structure“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 145, Nr. 5, 04019034–1 bis 04019034–15, 2019, ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002308.
- [19] Fragiacomio, M. und Davies, M., „Long-Term Behavior of Prestressed LVL Members. II: Analytical Approach“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 137, Nr. 12, S. 1562–1572, 2011, ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000410.
- [20] Lehmann, M. et al., „Investigations of the Loadbearing Behaviour of Timber Bending Beams Reinforced Using Prestressed CFRP-Lamellas“, Dissertation, Universität Weimar, Weimar, 2015.
- [21] Steilner, M., *Querdruckvorspannung von Holz mit Vollgewindeschrauben - Relaxation und Anwendung*, 2014. DOI: 10.5445/IR/1000039323.
- [22] Steilner, M., *Vorspannen von Holz mit Vollgewindeschrauben*, 2011. DOI: 10.5445/IR/1000025395.
- [23] Steilner, M., *Querdruckvorspannung von Holz*, 2012. DOI: 10.5445/IR/1000027486.
- [24] Blaß, H. J., *Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde*, Ser. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau. Hannover und Karlsruhe: Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek und Univ.-Verl. Karlsruhe, 2006, Bd. Bd. 4, ISBN: 3-86644-034-0. Adresse: <https://edocs.tib.eu/files/e01fn12/516273949.pdf>.
- [25] Deutsches Institut für Bautechnik, *ETA-11/0452 HECO-UNIX-plus, HECO-UNIX-top*, Berlin, 23.05.2016.
- [26] Deutsches Institut für Bautechnik, *Schraubenpressklebung unter Verwendung von HECO-UNIX-top Schrauben*, Berlin, 10.04.2018.
- [27] Otero-Chans, D. et al., „Application of a New System of Self-Tensioning to the Design of Large-Span Wood Floor Framings“, *Journal of Structural Engineering*, Jg. 142, Nr. 6, 04016012–1 bis 04016012–10, 2016, ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001486.
- [28] van Beerschoten, W. A., „Structural Performance of Post-tensioned Timber Frames under Gravity Loading“, Dissertation, University of Canterbury, Christchurch, 2013.
- [29] Gräfe, M. et al., *Vorspannung von Brettspertholzkonstruktionen: Schlussbericht zum Forschungsvorhaben*, Technische Universität München, Hrsg., München, 2018.
- [30] Fiebich, M., „Untersuchung von Hirnholzverbindungen mit eingeklebten Stahlstäben in Brettschichtholz“, Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz, September 2017.
- [31] Fiebich, M. et al., *Greentower Windturm- Untersuchungen zum Tragverhalten von in Holz faserparallel eingeklebten Gewindestangen: Ergebnisse der Untersuchungen*, Lignum Test Center, Hrsg., Graz, Oktober 2018.
- [32] Ringhofer, A., „Axially Loaded Self-Tapping Screws in Solid Timber and Laminated Timber Products“, Dissertation, Technische Universität Graz, Graz, April 2017.
- [33] Deutsches Institut für Normung, *DIN EN ISO 4042 Verbindungselemente: Galvanisch aufgetragene Überzugssysteme*, November 2018.

- [34] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN ISO 15330 Verbindungselemente- Verspannungsversuch zur Entdeckung von Wasserstoffversprödung: Verfahren mit parallelen Auflagenflächen*, September 1999.
- [35] Österreichisches Institut für Bautechnik, *ETA-05/0123 Spannverfahren im Verbund, verbundlose und externe Stabverfahren zur Vorspannung von Tragwerken mit Stäben, Durchmesser 17,5 bis 47 mm*, 27. Juni 2018.
- [36] voestalpine Wire Technology GmbH, *Produktdatenblatt Spannstahl*, voestalpine Wire Technology GmbH, Hrsg. Adresse: <https://www.voestalpine.com/wiretechnology/de/produkte-services/Spannstahldraht/>.
- [37] Tue, N. V., *VO Spannbetonbau: Vorlesungsfolien*, Graz, 24. März 2017.
- [38] Österreichisches Institut für Bautechnik, *ETA-13/0815 Spannverfahren im Verbund mit 3 bis 55 Litzen für das Vorspannen von Tragwerken*, 25. Juni 2018.
- [39] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN ISO 898-1 Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl: Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen-Regelgewinde und Feingewinde*, 15.04.2013.
- [40] Europäisches Komitee für Normung, *EN ISO 14399 Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau*, 15. Juni 2015.
- [41] Gressel, P., *Erfassung, systematische Auswertung und Ergänzung bisheriger Untersuchungen über das rheologische Verhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Ein Beitrag zur Verbesserung des Formänderungsnachweises nach DIN 1052 "Holzbauwerke" ; [Abschlußbericht zu den Forschungsvorhaben AIF-Nr. 4289 und AIF-Nr. 5348 (Fortsetzung zu Nr. 4289)] ; [Bd. 1: Bericht ; Bd. 2: Anhang/Kriechkurven]*, Ser. Forschungsbericht / Informationszentrum Raum und Bau, Fraunhofer-Gesellschaft. 1983, Bd. T 1495.
- [42] Ranta-Maunus, A., „The viscoelasticity of wood at varying moisture content“, *Wood Science and Technology*, Jg. 9, Nr. 3, S. 189–205, 1975, ISSN: 1432-5225. DOI: 10.1007/BF00364637.
- [43] Bodig, J. und Jayne, B. A., *Mechanics of wood and wood composites*, Repr. ed. Malabar, Fla.: Krieger, 1993, ISBN: 0894647776.
- [44] Niemz, P. und Sonderegger, W., *Holzphysik: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. München: Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2017, ISBN: 9783446445260.
- [45] Hassani, M. M. et al., „Rheological model for wood“, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Jg. 283, S. 1032–1060, 2015, ISSN: 0045-7825. DOI: 10.1016/j.cma.2014.10.031.
- [46] Odqvist, F. K. G. und Hult, J., *Kriechfestigkeit metallischer Werkstoffe*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1962, ISBN: 978-3-642-52433-2. DOI: 10.1007/978-3-642-52432-5.
- [47] Gressel, P., „Untersuchungen über das Zeitstandbiegeverhalten von Holzwerkstoffen in Abhängigkeit von Klima und Belastung“, Dissertation, Universität Hamburg, Hamburg, 1972.
- [48] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 1156 Holzwerkstoffe- Bestimmung von Zeitstandfestigkeit und Kriechzahl*, April 2013.
- [49] Toratti, T., *Creep of timber beams in a variable environment: Zugl.: Espoo, Helsinki Univ. of Technology, Diss. : 1992*, Ser. Dissertation from Helsinki University of Technology. 1992, Bd. 835, ISBN: 9789512212514.
- [50] Svensson, S. und Toratti, T., „Mechanical response of wood perpendicular to grain when subjected to changes of humidity“, *Wood Science and Technology*, Jg. 36, Nr. 2, S. 145–156, 2002, ISSN: 1432-5225. DOI: 10.1007/s00226-001-0130-4.

- [51] Bengtsson, C., „Short-term" mechano-sorptive creep of well-defined spruce timber“, *Holz als Roh- und Werkstoff*, Jg. 59, Nr. 1-2, S. 117–128, 2001, ISSN: 0018-3768. DOI: 10.1007/s001070050483.
- [52] Granello, G. et al., „Design Equations to Predict Losses in Post-Tensioned Timber Frames: INTER/50-9-1“, in *INTER Proceedings Meeting 50*, Timber Scientific Publishing, Hrsg., Bd. 50, Karlsruhe: Timber Scientific Publishing, 2017, S. 125–142.
- [53] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 1995-1-1 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, 1. Juni 2019.
- [54] Bengtsson, C., „Mechano-sorptive bending creep of timber - influence of material parameters“, *Holz als Roh- und Werkstoff*, Jg. 59, Nr. 4, S. 229–236, 2001, ISSN: 0018-3768. DOI: 10.1007/s001070100217.
- [55] Armstrong, L. D. und Kingston, R., „Effect of Moisture Changes on Creep in Wood“, *Nature*, Jg. 185, Nr. 4716, S. 862–863, 1960, ISSN: 0028-0836. DOI: 10.1038/185862c0.
- [56] Blaß, H. J., „Einfluß des Kriechens auf die Tragfähigkeit von Holzdruckstäben 46 (1988), Nr. 11, S. 405–411“, *Holz als Roh- und Werkstoff*, Jg. 46, Nr. 11, S. 405–411, 1988.
- [57] Grossman, P. U. A., „Research on the Rheology of Wood“, *Holzforschung*, Jg. 17, Nr. 5, S. 146–149, 1963, ISSN: 0018-3830. DOI: 10.1515/hfsg.1963.17.5.146.
- [58] Dietsch, P., „Effect of reinforcement on shrinkage stresses in timber members“, *Construction and Building Materials*, Jg. 150, S. 903–915, 2017, ISSN: 09500618. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.06.033.
- [59] Virta, J. et al., „Measurement of swelling stresses in spruce (*Picea abies*) samples“, *Building and Environment*, Jg. 41, Nr. 8, S. 1014–1018, 2006, ISSN: 03601323. DOI: 10.1016/j.buildenv.2005.10.012.
- [60] Kollmann, F., *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*, 2., neubearb. u. erw. Aufl. Berlin, Göttingen und Heidelberg: Springer, 1951.
- [61] Ramberg, W. und Osgood, W. R., *Description of stress-strain curves by three parameters*, Washington DC, 1. Juli 1943.
- [62] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 408 Holzbauwerke- Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz: Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften*, September 2012.
- [63] Müllner, H. et al., „Constitutive Modelling of Biaxially Stressed Wood for the Analysis of Layered Wooden Shells“, 2004.
- [64] Hering, S. et al., „Characterisation of moisture-dependent plasticity of beech wood and its application to a multi-surface plasticity model“, *Holzforschung*, Jg. 66, Nr. 3, 2012, ISSN: 0018-3830. DOI: 10.1515/hf.2011.162.
- [65] Mang, H. A. und Hofstetter, G., *Festigkeitslehre*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2013, ISBN: 978-3-642-40751-2. DOI: 10.1007/978-3-642-40752-9.
- [66] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten: Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Oktober 2014.
- [67] Bródka, J. und Klobukowski, J., *Vorgespannte Stahlkonstruktionen*. Berlin: Ernst, 1969.
- [68] Bogensperger, T. und Augustin, M., *Lasteinleitung in Wandscheiben aus Brettsperrholz*, holz.bau Forschungs GmbH, Hrsg., September 2014.

- [69] Österreichisches Institut für Bautechnik, *ETA-14/0354 Träger BauBuche GL75*, Wien, 11.07.2018.
- [70] Österreichisches Institut für Bautechnik, *ETA-12/0373 Schmid Schrauben Rapid, STARD-RIVE und SP*, Wien, 3.11.2017.
- [71] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN ISO 15148- Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten: Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen*, November 2016.
- [72] Niemz, P. et al., „Untersuchungen zur Wasseraufnahme von Vollholz und Holzwerkstoffen“, *Bauphysik*, Jg. 34, Nr. 3, S. 101–106, 2012, ISSN: 01715445. DOI: 10.1002/bapi.201200014.
- [73] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 14080 Holzbauwerke- Brettschichtholz und Balkenschichtholz- Anforderungen*, 1.August 2013.
- [74] Europäisches Komitee für Normung, *ÖNORM EN 14592 Holzbauwerke- Stiftförmige Verbindungsmittel- Anforderungen*, 15.Juni 2012.
- [75] Schlicke, D., „Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton“, Dissertation.

A-2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

2-1	Prinzip der Vorspannung am Beispiel eines Bücherstapels [3]	3
2-2	„Vorgespannte“ Gewölbestructur [3]	4
2-3	Möglichkeiten der Spanngliedordnung in einem Querschnitt [3]	5
2-4	Prinzipskizze zur Vorspannung mit sofortigem Verbund [4]	6
2-5	Prinzipskizze zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund [4]	7
2-6	gerade (oben) und polygonale Spanngliedführung (mitte, unten) [5]	8
2-7	Querschnitt im Feld (links) und über der Mittelstütze (rechts) [5]	8
3-1	Fassherstellung [8]	9
3-2	System Howe „einfacher Strebenzug“ [9]	10
3-3	Knotendetails System HOWE [9]	10
3-4	Aufbau einer quervorgespannten Platte [9]	11
3-5	Aufbau einer quervorgespannten querarmierten Platte [9]	12
3-6	Spannungsverläufe zufolge Vorspannung, äußerer Belastung und resultierender Beanspruchung [11]	13
3-7	Konzept des zentrisch vorgespannten Rahmensystems; rechts: flaggenförmige Hystereseurve zur Energiedissipation [12]	13
3-8	Rahmendetail aus BSH der ETH Zürich. Die dunklen Bereiche kennzeichnen die Verstärkung mit Hartholz [16]	14
3-9	Anordnungen der CFK-Lamellen im Querschnitt [7]	15
3-10	Bruchbilder von mit CFK-Lamellen vorgespannten BSH-Trägern [7]	16
3-11	Schematische Darstellung einer Spannschraube mit veränderlicher Gewindesteigung. Bereich I und III besitzen die selbe konstante Gewindesteigung p_0 . In Bereich II ist die Gewindesteigung veränderlich mit der Funktion $p(x)$. [21]	17
3-12	Änderung der Gewindesteigung zweier untersuchter Varianten. Schraubenspitze bei 0 mm, Schraubenkopf bei 200 mm [22]	17
3-13	Wegdifferenzen und Grenzverschiebung in Abhängigkeit der Einschraubtiefen für zwei untersuchte Gewindevarianten [22]	18
3-14	Auflagerdetail zur selbstjustierenden Vorspannung [27]	19
3-15	Funktionsweise der selbstzentrierenden Vorspannung [27]	19
3-16	Sofortige Verformung(durchgezogene Linie) und Verformung inklusive Kriechanteil (strichlierte Linie) bei einer Belastung von 5 kN/m ² . [27]	20

3-17	Untersuchte Querschnitte. Maße in mm [28]	20
3-18	Vorgespannter Hohlkastenträger aus Furnierschichtholz, Querschnitt 3 [28]	21
3-19	Anwendung vertikaler Vorspannung zur Überdrückung von Zugkräften zufolge Horizontallasten. Links: konventionelle Bauweise ohne Vorspannung, rechts: vorgespannte Bauweise [29]	22
3-20	Stoß von BSP-Wand und -Decke mit vertikaler Vorspannung der Wandscheiben [29]	22
3-21	Spannungsverläufe im Zugschwellbereich, Wechselbereich und Druckschwellbereich [30]	23
3-22	Prüfaufbau gemäß ÖNORM EN ISO 15330 für gewindefurchende Schrauben, Blechschrauben und Bohrschrauben [34]	24
4-1	qualitatives Spannungs-Dehnungsdiagramm mit signifikanten Wertepunkten [2]	25
4-2	Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung im GZT nach Eurocode 2 [4] .	26
4-3	Übersicht über im Spannbetonbau gebräuchliche Spannstähe: 1) Spannglied mit aufgerolltem Gewinde und Verankerungsmutter, 2) Stabspannglied mit Gewinderippen, 3) Spannsthllitze aus 7 Drähten mit Verankerungskeil, 4) profilierter Spanndraht [4]	26
4-4	Spannanker eines verbundlosen Stabspannglieds- der Verpresmörtel dient als Korrosionsschutz [35]	27
4-5	Spann- und Festanker eines im Verbund liegenden Gewinderippenspannglieds [35]	28
4-6	profilierter Spanndraht zu Coils aufgewickelt [36]	29
4-7	Spannanker von Litzenbündeln [37]	29
4-8	In Hirnholz eingeklebte Gewindestange [30]	31
5-1	Burger-Modell für die Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Holz nach [43] aus [44]	34
5-2	Gegenüberstellung der rheologischen Mechanismen von Holz und Holzwerkstoffen [44]	34
5-3	Dehnung in Abhängigkeit der Zeit bei einem Dauerstandsversuch [44] . . .	35
5-4	a) idealisierter zeitlicher Kriechverlauf b) Abhängigkeit des Kriechverlaufs von der Belastung nach [46] aus [47]	35
5-5	Verlauf der Biegedehnung zweier Proben (a) und (b) nach Kompensation des Schwindens und Quellens [51]	38
5-6	Angenommene jährliche Schwankung der relativen Luftfeuchte je nach Nutzungsklasse bei einer konstanten Temperatur von 20 °C [52]	39
5-7	Mittlere jährliche Holzfeuchteschwankung nach 50 Jahren für BSH (GL) und FSH (LVL) und verschiedene Einbauholzfeuchten in Abhängigkeit des hydraulischen Radius (wet perimeter) [17]	40
5-8	Maximale Holzfeuchte $\hat{U}_{\max,50y}$ während einer Nutzungsdauer von 50 Jahren für BSH (GL) und FSH (LVL) und verschiedene Einbauholzfeuchten in Abhängigkeit des hydraulischen Radius (wet perimeter) [17]	41
5-9	Abhängigkeit des Kriechfaktors von der Belastungsart für Fichte [41]	42
5-10	Einfluss der Oberflächenbehandlung auf die Kriechverformung von Spanplatten [47]	44
5-11	Quellung von Rotbuchenholz: α_l längs, α_t tangential, α_r radial und α_v Volumenquellung [44]	46
5-12	Spannungs-Dehnungsdiagramm bei behinderter Quellverformung [44]	47
5-13	Ergebnisdaten aus [59]	47

5-14	Fließfläche des Mehrflächenmodells nach Hering für Rotbuche bei einer Holzfeuchte von 8,70 % [64]	50
5-15	Fließfläche des Einflächenmodells im orthotropen Spannungsraum mit Evolutionsgesetzen für die Maximalspannungen β in Abhängigkeit der plastischen Dehnungen α [63]	50
5-16	Planmäßiger Umlenkwinkel $\sum \Theta$ [4]	53
5-17	Ursachen für den ungewollten Umlenkwinkel [4]	53
5-18	Ringkeil zum Verankern von Litzen [5]	54
5-19	Keilverankerung und Keilschlupf Δl_{sl} [4]	55
6-1	Kernflächen eines Rechteckquerschnitts nach DIN 1054. Die dunkel schraffierte Fläche kennzeichnet die 1. Kernweite	58
6-2	Knicken eines Stabes unter externen Kräften (links) und unter Vorspannung im Verbund (rechts) [29]	59
6-3	Gewähltes Koordinatensystem für die Ermittlung der effektiven Lastverteilungsbreite [68]	60
6-4	Ausbreitung der Druckspannung links: $b \leq \frac{H}{2}$, rechts: $b > \frac{H}{2}$ [2]	61
7-1	Fichtenträger	64
7-2	Prüfkörperherstellung Douglasie	64
7-3	Prüfkörperherstellung Baubuche	65
7-4	fertig zugeschnittene Probekörper	65
7-5	Wasseraufnahmekoeffizient als Steigung der Regressionsgeraden nach EN ISO 15148 [71]	66
7-6	Messpunktanordnung zur Bestimmung der Quelldehnung. Die Anordnung der Messpunkte auf der gegenüberliegenden Stirnseite erfolgte analog.	67
7-7	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Quelldehnung und des Wasseraufnahmekoeffizienten.	67
7-8	Last- Verformungs-Diagramm zur Bestimmung der Druckfestigkeit $f_{c,90}$ und des Elastizitätsmoduls $E_{c,90}$ [62]	68
7-9	Bestimmung der Querdruckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls quer zur Faser-Versuchsanordnung	69
7-10	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Kriechverformung	70
7-11	Prüfaufbau für die Schraubenzugprüfung	71
7-12	Probekörper aus Baubuche mit aufgeklebter Furnierlamelle; oberes Bild: Seitenansicht, unteres Bild: Draufsicht	73
7-13	Versuchsaufbau der Hauptversuche	74
7-14	statisches System	75
8-1	Wasseraufnahme entlang der seitlichen Schnittflächen	77
8-2	Hirnholzfläche Douglasie	78
8-3	Aufschüsseln des Probekörpers durch die asymmetrische Quellung	78
8-4	Rissbildung zufolge der entstehenden Eigenspannungen nach vier Tagen	78
8-5	Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Fichte	79
8-6	Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Douglasie	79
8-7	Wasseraufnahmekoeffizient A_w für Baubuche	80
8-8	Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Fichte	81
8-9	Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Douglasie	81
8-10	Dehnungsverläufe entlang der Querschnittshöhe für Baubuche	82
8-11	Spannungs-Dehnungsdiagramm für Fichte	83
8-12	Spannungs-Dehnungsdiagramm für Douglasie	84

8-13	Spannungs-Dehnungsdiagramm für Baubuche	84
8-14	Ergebnisse Kriechen für Fichte	85
8-15	Ergebnisse Kriechen für Douglasie	86
8-16	Ergebnisse Kriechen für Baubuche	86
8-17	Ergebnisdaten der Prüferie FT-VG-NV-300-1600	88
8-18	Ergebnisdaten der Prüferie FT-VG-V-300-1600	89
8-19	Querdruckversagen durch hohe Vorspannkraft	89
8-20	Ergebnisdaten der Prüferie DT-VG-NV-300-1600	90
8-21	Ergebnisdaten der Prüferie DT-VG-V-300-1600	91
8-22	Ergebnisdaten der Prüferie BT-VG-NV-300-1600	92
8-23	Ergebnisdaten der Prüferie BT-VG-V-300-1600	93
8-24	Ergebnisdaten der Prüferie FF-VG-NV-300-1600	94
8-25	Ergebnisdaten der Prüferie FF-VG-V-300-1600	95
8-26	Ergebnisdaten der Prüferie DF-VG-NV-300-1600	96
8-27	Ergebnisdaten der Prüferie DF-VG-V-300-1600	97
8-28	Ergebnisdaten der Prüferie BF-VG-NV-300-1600	98
8-29	Schraubenbruch im Prüfkörper BF-VG-NV-300-1600-01. Oben: Schraubenkopf, unten: Schraubenkanal mit restlicher Schraube	99
8-30	Plastische Verformungen rund um das Stahlblech durch die behinderte Quellung	99
8-31	Ergebnisdaten der Prüferie BF-VG-V-300-1600	100
8-32	Ergebnisdaten der Prüferie BF-VG-NV-300-2240	101
8-33	Aufspalten des Probekörpers entlang der Schraubenachse zufolge Querkzug .	101
8-34	Ergebnisdaten der Prüferie BF-VG-NV-300-10000	102
8-35	Ergebnisdaten der Prüferie BF-TG-NV-300-1600	103
8-36	Ergebnisdaten der Prüferie BF-TG-NV-180-1600	104

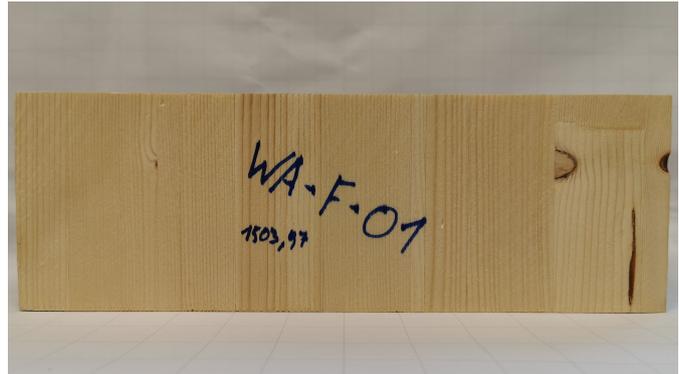
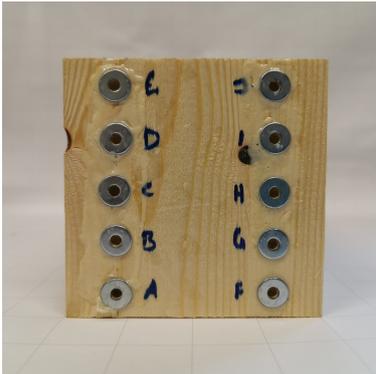
A-3 TABELLENVERZEICHNIS

4-1	Erhältliche Durchmesser und zugehörige Maximalkräfte für Spannglieder aus Rippenstahl mit der Stahlgüte Y1050 [35]	27
4-2	Erhältliche Durchmesser und zugehörige Maximalkräfte für Spanndrähte [35]	28
4-3	$F_{p0,1k}$ und F_{pk} für Litzenbündel mit einem Nenndurchmesser der Einzellitze von 15,7 mm und einer Querschnittsfläche von 150 mm ² [38]	30
4-4	$F_{p0,2k}$ und F_{pk} für Schrauben und Gewindestangen mit metrischem ISO- Regelgewinde [39]	31
4-5	Charakteristische Werte der Tragfähigkeiten von HECO-UNIX-plus und HECO- UNIX-top Schrauben aus Kohlenstoffstahl [25]	32
5-1	Jährliche Holzfeuchteänderung für die Nutzungsklassen 1 und 2- Parameter für das Kurvenfitting [52]	40
5-2	Kriechzahl von Holz und Holzwerkstoffen im Normalklima nach 26 Wochen (20 °C/50% relative Luftfeuchte) [44]	43
5-3	Wärmeausdehnungskoeffizienten von trockenem Holz und von Holzwerkstoffen [44]	51
5-4	Anhaltswerte für den Reibbeiwert von Spanngliedern nach [2]	54
6-1	Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft im Grenzzustand der Gebrauchs- tauglichkeit, Beiwerte aus dem nationalen Anhang für Österreich [66]	61
7-1	Herstellerangaben der verwendeten Schrauben [70]	65

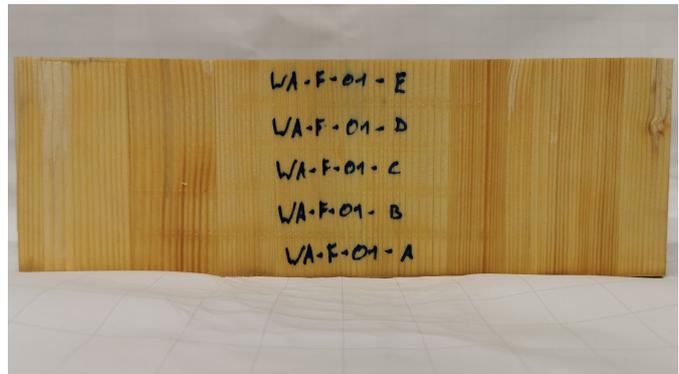
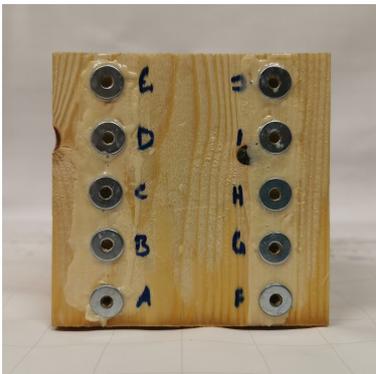
7-2	Durchgeführte Versuche der Vorversuchsreihe	72
7-3	Durchgeführte Versuche der Hauptversuchsreihe	75
8-1	Wasseraufnahmekoeffizienten A_w in Faserrichtung. ρ = Rohdichte, CoV=Variationskoeffizient.	77
8-2	Beiwerte zur Beschreibung der Dehnung	80
8-3	Ergebnisse der Querdruckprüfung für Fichte	82
8-4	Ergebnisse der Querdruckprüfung für Douglasie	83
8-5	Ergebnisse der Querdruckprüfung für Baubuche	83
8-6	Beiwerte für das Ramberg-Osgood-Modell	83
8-7	Beiwerte zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(t)_c$	85
8-8	Ergebnisse des Schraubenzugversuchs. f_{tens} = Zugtragfähigkeit, f_{tor} = Torsionsfestigkeit und CoV= Variationskoeffizient	87

ANHANG B: FOTODOKUMENTATION

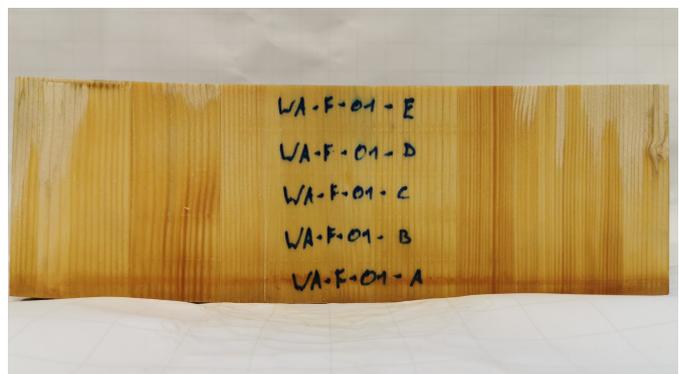
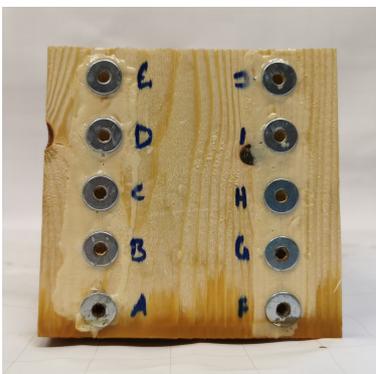
WA-F-01



Prüfkörper WA-F-01 bei Versuchsbeginn

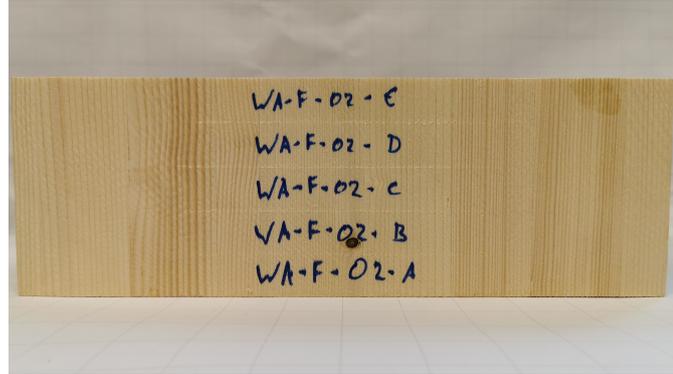


Prüfkörper WA-F-01 nach 32 Stunden Wasserlagerung

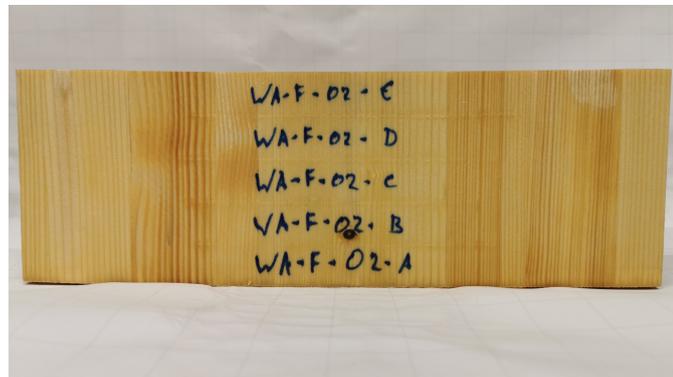


Prüfkörper WA-F-01 nach 144 Stunden Wasserlagerung

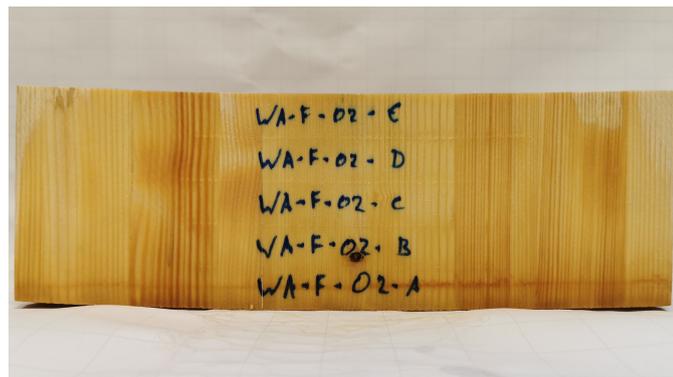
WA-F-02



Prüfkörper WA-F-02 bei Versuchsbeginn

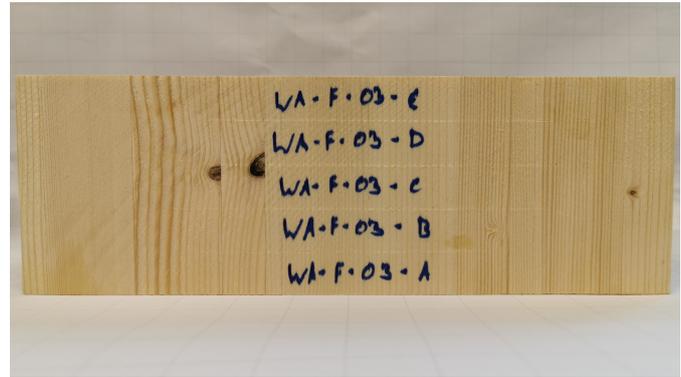


Prüfkörper WA-F-02 nach 32 Stunden Wasserlagerung

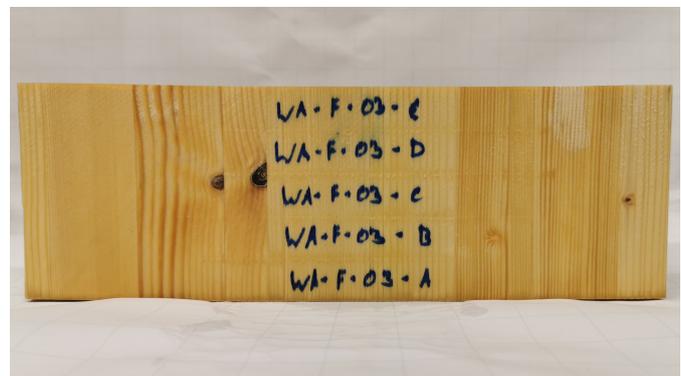


Prüfkörper WA-F-02 nach 144 Stunden Wasserlagerung

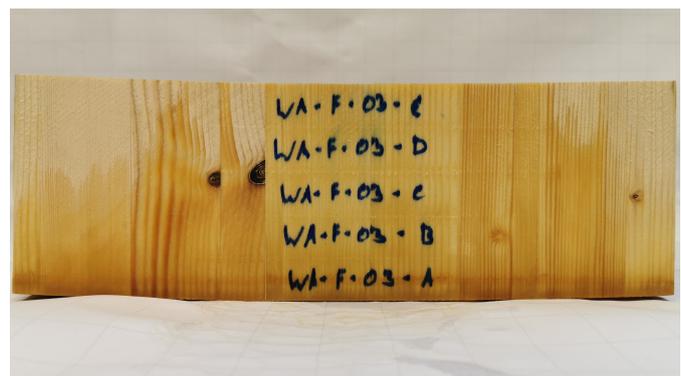
WA-F-03



Prüfkörper WA-F-03 bei Versuchsbeginn



Prüfkörper WA-F-03 nach 32 Stunden Wasserlagerung



Prüfkörper WA-F-03 nach 144 Stunden Wasserlagerung

WA-D-01



Prüfkörper WA-D-01 bei Versuchsbeginn

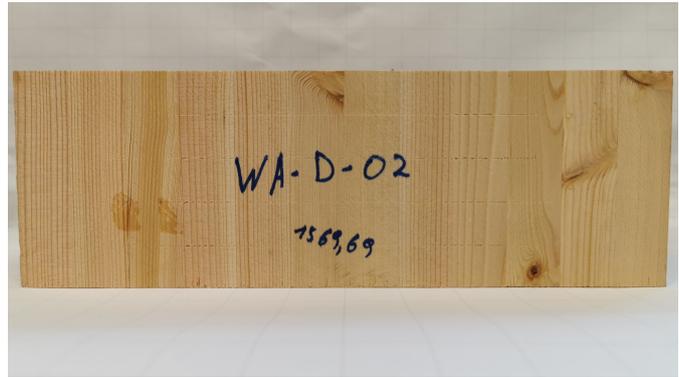


Prüfkörper WA-D-01 nach 32 Stunden Wasserlagerung



Prüfkörper WA-D-01 nach 144 Stunden Wasserlagerung

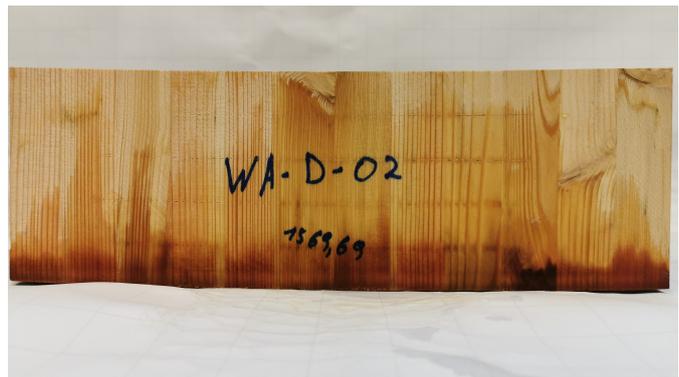
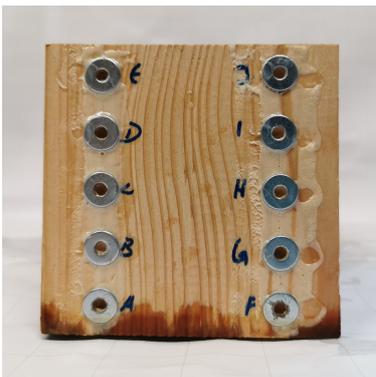
WA-D-02



Prüfkörper WA-D-02 bei Versuchsbeginn

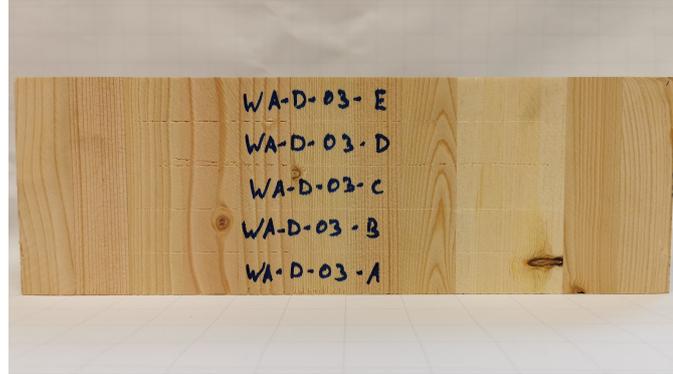
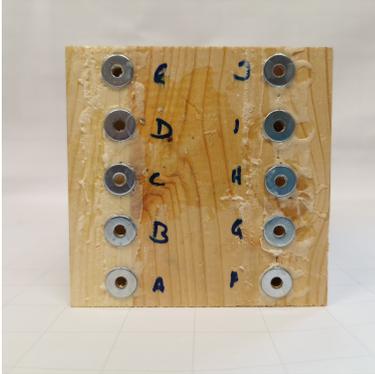


Prüfkörper WA-D-02 nach 32 Stunden Wasserlagerung

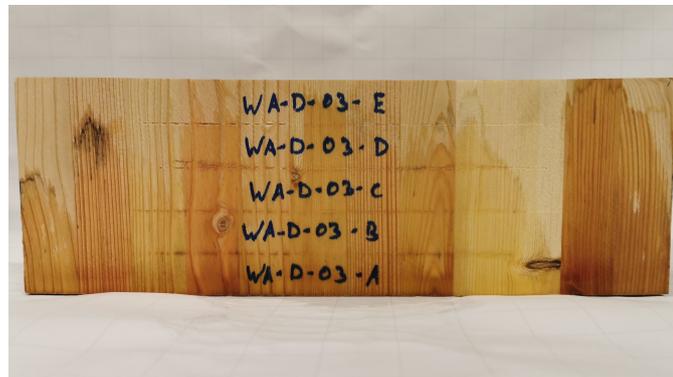


Prüfkörper WA-D-02 nach 144 Stunden Wasserlagerung

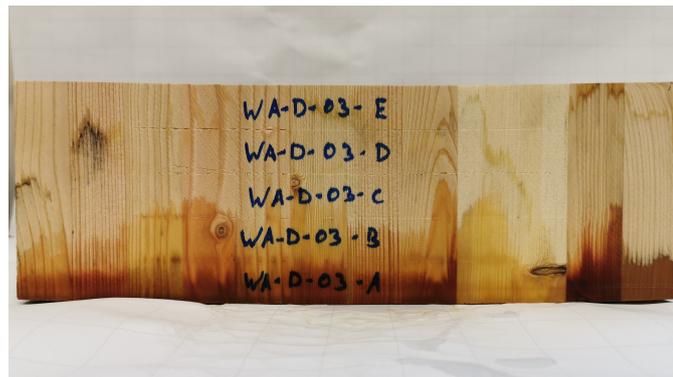
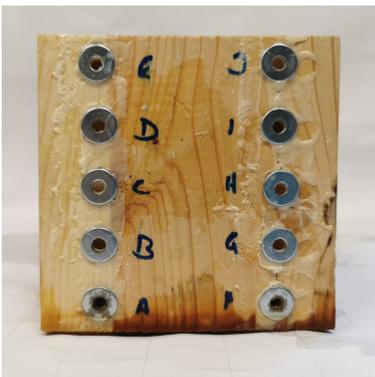
WA-D-03



Prüfkörper WA-D-03 bei Versuchsbeginn

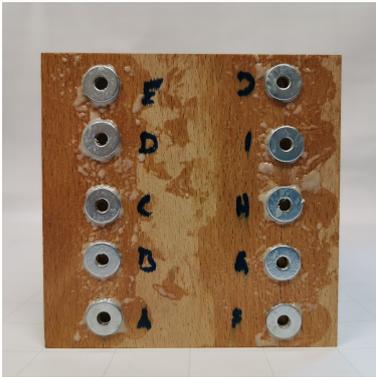


Prüfkörper WA-D-03 nach 32 Stunden Wasserlagerung

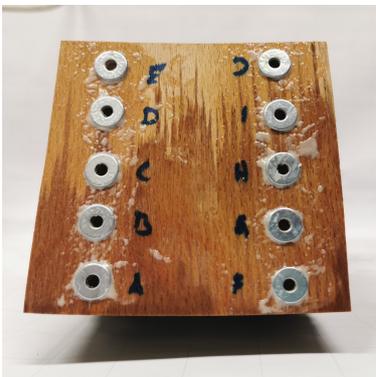


Prüfkörper WA-D-03 nach 144 Stunden Wasserlagerung

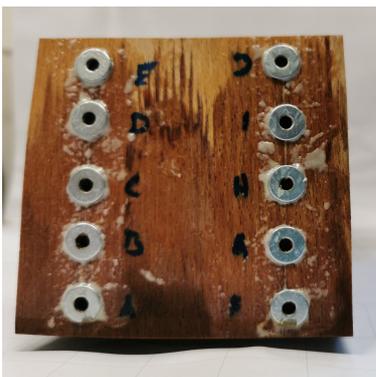
WA-B-01



Prüfkörper WA-B-01 bei Versuchsbeginn

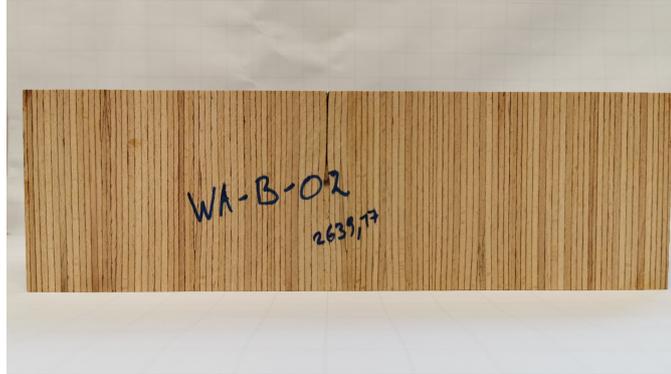
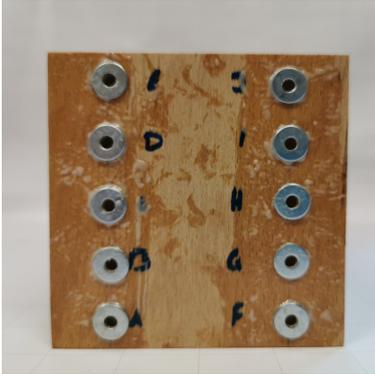


Prüfkörper WA-B-01 nach 32 Stunden Wasserlagerung

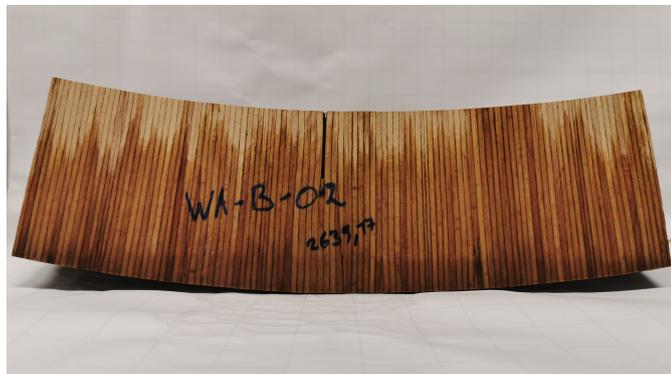
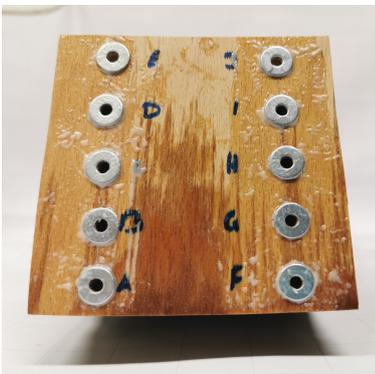


Prüfkörper WA-B-01 nach 144 Stunden Wasserlagerung

WA-B-02



Prüfkörper WA-B-02 bei Versuchsbeginn

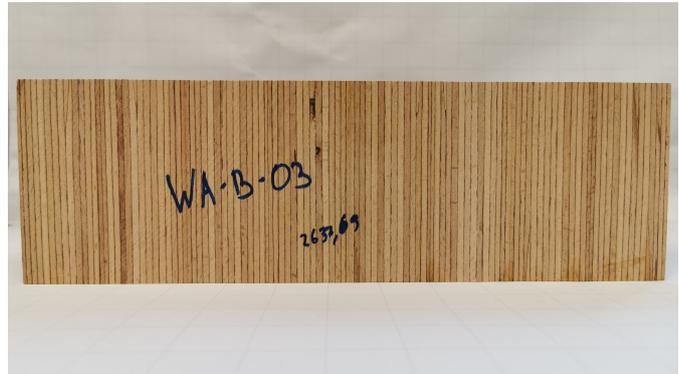
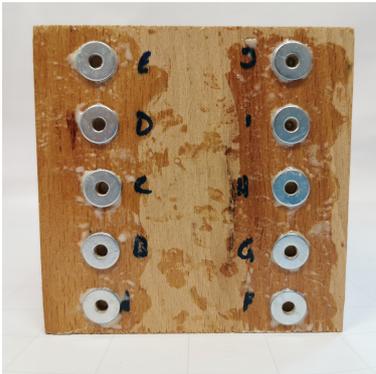


Prüfkörper WA-B-02 nach 32 Stunden Wasserlagerung

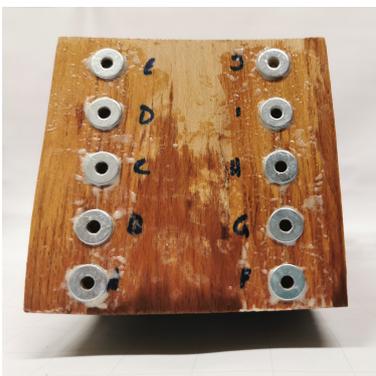


Prüfkörper WA-B-02 nach 144 Stunden Wasserlagerung

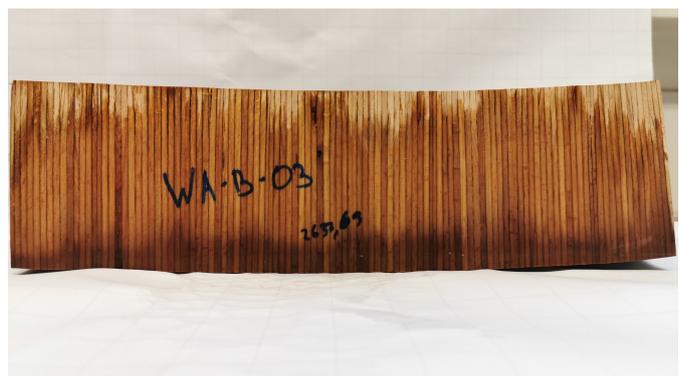
WA-B-03



Prüfkörper WA-B-03 bei Versuchsbeginn



Prüfkörper WA-B-03 nach 32 Stunden Wasserlagerung



Prüfkörper WA-B-03 nach 144 Stunden Wasserlagerung

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl