

# Diplomarbeit

## „Verstärkungsmaßnahmen bei hölzernen Dachtragwerken zur erweiterten Nutzung für Mobilfunkanlagen“

**vorgelegt am:** 17.08.2022

**von:** Förster, Endris  
08134 Wildenfels  
Parkstraße 1

**Studiengang:** Bauingenieurwesen

**Studienrichtung:** Hochbau

**Seminargruppe:** HB 19/1

**Matrikelnummer:** 4003697

**Praxispartner:** Mugler SE  
09353 Oberlungwitz  
Hofer Straße 2-4

**Gutachter:** Dipl.-Ing. (BA) André Schilling (Mugler SE)  
Prof. Dr.-Ing. Jens Piehler (Staatliche Studienakademie  
Glauchau)

## Themenblatt Diplomarbeit

Studiengang Bauingenieurwesen  
Studienrichtung Hochbau

Student: **Endris Förster**  
Matrikelnummer: **4003697**  
Seminargruppe: **4HB19-1**

### Thema der Diplomarbeit

**Verstärkungsmaßnahmen bei hölzernen Dachtragwerken zur erweiterten Nutzung für Mobilfunkanlagen**

Gutachter/ Betreuer: Dipl.-Ing. (BA) André Schilling  
Gutachter (Studienakademie): Dr.-Ing. Jens Piehler

Ausgabe des Themas: **25.05.2022**  
Abgabe der Arbeit an den SG am: **17.08.2022, bis 14:00:00**



Prof. Ingolf Tiator  
Vorsitzender des Prüfungsausschusses  
Technik

---

# Inhaltsverzeichnis

<b>Abbildungsverzeichnis</b> .....	<b>IV</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b> .....	<b>V</b>
<b>Formelverzeichnis</b> .....	<b>VI</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis</b> .....	<b>VII</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Problemstellung und methodische Herangehensweise.....	2
1.2 Standortbeschreibung .....	5
1.3 Literaturrecherche .....	6
<b>2 Theoretische Grundlagenermittlung der Verstärkungsmaßnahmen</b> ...	<b>8</b>
2.1 Aufbau der Verstärkungen .....	8
2.2 Tragfähigkeitsberechnung der Träger nach dem angenäherten Berechnungsverfahren von Lehmann/Stolze .....	9
2.3 Tragfähigkeitsberechnung der Träger nach dem genaueren Berechnungsverfahren von Hagen Prehl .....	10
2.4 Tragfähigkeitsberechnung der Verbindungsmittel.....	12
2.4.1 Berechnungsverfahren nach Johansen.....	14
2.4.2 Vereinfachtes Verfahren .....	18
2.4.3 Scheibendübel Typ C1/C2 .....	18
<b>3 Biegedruckversuche</b> .....	<b>22</b>
3.1 Aufbau und Messtechnik.....	22
3.2 Versuchsdurchführung .....	26
3.2.1 Vorbetrachtungen.....	28
3.3 Versuchsauswertung und Vergleiche.....	34
<b>4 Wahl der Verstärkungsvariante für den Mobilfunkstandort</b> .....	<b>50</b>
<b>5 Berechnung des vorliegenden Mobilfunkstandortes</b> .....	<b>53</b>
5.1 Verstärkungsaufbau .....	53
5.2 Belastung .....	53
5.3 Nachweise .....	54
5.3.1 Biegetragfähigkeitsnachweis.....	54
5.3.2 Nachweis der Verbindungsmittel.....	55

---

5.3.3	Schubnachweis infolge Querkraft .....	55
5.3.4	Dachaussteifung .....	55
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>57</b>
	<b>Quellenverzeichnis .....</b>	<b>61</b>
	<b>Anhangsverzeichnis .....</b>	<b>63</b>

## Abbildungsverzeichnis

<b>Abbildung 1</b>	Aufbau im Dachinnenraum des Beispielstandorts aus Praxisarbeit	3 4
<b>Abbildung 2</b>	Ansicht Verbindung Antennenträger-Lastverteilungsbalken-Sparren	5
<b>Abbildung 3</b>	Aufnahme aus den durchgeführten Biegedruckversuchen .....	11
<b>Abbildung 4</b>	Ideal-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Verbindungsmittels bei Biegebeanspruchung (a) und des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung (b) .....	15
<b>Abbildung 5</b>	Gegenüberstellung von Scheibendübeln mit Zähnen und Dornen ..	19
<b>Abbildung 6</b>	Geometrische Kenngrößen Scheibendübel .....	20
<b>Abbildung 7</b>	Mindestabstände von Scheibendübeln mit Zähnen .....	21
<b>Abbildung 8</b>	Aufbau des Versuches 1.1 mit eingezeichnetem statischem System .....	22
<b>Abbildung 9</b>	Seitenansicht des Versuchs 2.1 .....	23
<b>Abbildung 10</b>	Aufbau der Versuchsreihen 1 – 5 .....	24
<b>Abbildung 11</b>	Seitliche Trägeransicht mit Bemaßung der Verbindungsstellen .....	25
<b>Abbildung 12</b>	Versuchsaufbau mit Beschriftung der Messeinrichtungen .....	26
<b>Abbildung 13</b>	Auszug aus der statischen Berechnung im Anhang 4 .....	29
<b>Abbildung 14</b>	Überprüfung der Mindestholzdicken und Mindestabstände aus Anhang 3 .....	31
<b>Abbildung 15</b>	Auszug der Biegetragfähigkeitsberechnung aus den Vorbetrachtungen .....	32
<b>Abbildung 16</b>	Darstellung Diagramme zur Versuchsauswertung .....	34
<b>Abbildung 17</b>	Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 2.1 mit eingezeichneten Laststufen ..	35
<b>Abbildung 18</b>	Kraft-Verschiebungs-Diagramme aus der Versuchsreihe 3 mit eingetragenen Bruchlasten .....	39
<b>Abbildung 19</b>	Seitenansicht während des Versuchs 3.2 .....	40
<b>Abbildung 20</b>	Fotografien des Versuchs 4.2 .....	42
<b>Abbildung 21</b>	Säulendiagramme der Versuchsreihe 5 aus dem Anhang 12 .....	43
<b>Abbildung 22</b>	Bruchbild des Versuchs 5.1 .....	44
<b>Abbildung 23</b>	Bruchbild an Unterseite des Versuchskörpers 5.2 .....	44
<b>Abbildung 24</b>	Darstellung der Pressung zwischen den Trägern aus Versuchsreihe 4 (links) und Versuchsreihe 5 (rechts) .....	47
<b>Abbildung 25</b>	Mit Scheibendübelbeiwert $p_{SZD}$ korrigierte Biegetragfähigkeit der Versuchsreihe 5 (Auszug aus Anhang 7) .....	48
<b>Abbildung 26</b>	Kraft-Verschiebungs-Diagramme der Versuche 2.3 und 4.3 .....	49

## Tabellenverzeichnis

<b>Tabelle 1</b>	Tragfähigkeit einschnittiger Holz-Stahl-Verbindungen je Scherfuge	16
<b>Tabelle 2</b>	Tragfähigkeit zweischnittiger Holz-Holz-Verbindungen je Scherfuge .....	17
<b>Tabelle 3</b>	Versuchsergebnisse und prozentualer Anteil der Verstärkungen ....	45
<b>Tabelle 4</b>	Vor- und Nachteile von Verstärkungen mit Stahl und Holz .....	50
<b>Tabelle 5</b>	Kosten pro Verstärkungsmaßnahme .....	51
<b>Tabelle 6</b>	Preis pro kN Verstärkung aus Versuchsreihe 2 und 3 .....	59

---

## Formelverzeichnis

<b>Formel 1</b>	Lastaufteilung über die Biegesteifigkeit .....	9
<b>Formel 2</b>	Charakteristisches Fließmoment .....	13
<b>Formel 3</b>	Lochleibungsfestigkeit unabhängig der Kraft-Faser-Richtung [N/mm <sup>2</sup> ] ([5]) .....	13
<b>Formel 4</b>	Lochleibungsfestigkeit abhängig der Kraft-Faser-Richtung [N/mm <sup>2</sup> ] ([5]) .....	14
<b>Formel 5</b>	Tragfähigkeit außen liegender, dicker Stahlbleche je Scherfuge.....	18
<b>Formel 6</b>	Tragfähigkeit außen liegender, dünner Stahlbleche je Scherfuge ...	18
<b>Formel 7</b>	Tragfähigkeitsberechnung bei Verbindungen mit Bolzen und Dübeln .....	20
<b>Formel 8</b>	Tragfähigkeit Scheibendübel Typ C1 und C2 .....	21
<b>Formel 9</b>	Nachweis der Biegetragfähigkeit .....	28
<b>Formel 10</b>	Berechnung maximaler Momentenbeanspruchung aus Biegenachweis .....	28
<b>Formel 11</b>	Einzellastberechnung aus umgestellter Momentengleichung .....	28
<b>Formel 12</b>	Ermittlung des Beiwertes „ $\rho_{SDZ}$ “ zur Berücksichtigung der Verminderung der Biegetragfähigkeit durch Scheibendübel.....	47

**Abkürzungsverzeichnis**

BA	Berufsakademie
VH	Vollholz
Ro.	Rohr
OK	Oberkante
kN	Kilonewton
N/mm <sup>2</sup>	Newton pro Quadratmillimeter
N/s	Newton pro Sekunde
VBM	Verbindungsmittel
Abb.	Abbildung
ca.	Circa
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
z.B.	zum Beispiel
BMVI	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
SE	Societas Europaea
KOS	Koordinatensystem
Abh.	Abhängig
Absch.	Abschnitt
Diff.	Differenz
VR	Versuchsreihe

# 1 Einleitung

Die Mobilfunkbranche ist von ständigem technischem Fortschritt geprägt. Die Anfänge des Mobilfunks in Deutschland liegen im Jahr 1918. Damals wurde in einem Zug der deutschen Reichsbahn zum ersten Mal in der Geschichte mobile Telefonie getestet. 74 Jahre später, im Jahr 1992, erhielt die breite Bevölkerung, über die Einführung der 2. Generation Mobilfunk, erstmalig Zugang zur mobilen Kommunikation. Es kam „zu einem wahren Boom“, so beschreibt die Plattform „Informationszentrum-Mobilfunk.de“ [18] in einem Artikel ihrer Seite die 90er Jahre, in Bezug auf den Mobilfunk. Diesmal nur 27 Jahre später, im Jahr 2019, erfolgte der kommerzielle Start der nun bereits 5. Mobilfunkgeneration. Das geht aus einer Publikation des „Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur“ (BMVI) [11] hervor. Die Entwicklungen im Bereich Mobilfunk haben also in den letzten Jahren einen rasanten Anstieg angenommen, der in absehbarer Zeit nicht zum Erliegen kommen wird.

Eine gute Nachricht für meinen Praxispartner MUGLER SE, die sich auf diesen Mobilfunkausbau spezialisiert hat. Planung, Ausführung und Service rund um das Gebiet Mobilfunkstandorte gehören hier zum Tagesgeschäft. Besonders Umbaumaßnahmen sind eines der Steckenpferde der MUGLER SE. Auf diese soll auch im Zuge des 5G-Ausbaus hohen Wert gelegt werden. Das geht ebenfalls aus der Publikation [11] des BMVI hervor. Da aus ökonomischen Gründen die Erschließung neuer Standorte begrenzt ist, soll weiterhin der Fokus auf den Ausbau der bereits bestehenden Standorte liegen. Besonders im städtischen Gebiet spielen dabei Dachstandorte eine große Rolle. Für die Aufrüstung eines bereits bestehenden Mobilfunkstandortes, bedarf es aufgrund größerer bzw. zusätzlicher Antennen oftmals einer Verstärkung. Im speziellen bei Dachstandorten werden Antennenträger häufig zu einem Problem. Die Anbindung des Antennenträgers an das Dachtragwerk geschieht meist punktuell, z.B. an Sparren oder Zangen. Somit werden auf die Träger des Daches Einzellasten eingebracht, für die die Dachtragwerke ursprünglich nicht ausgelegt waren. Aus diesem Grund tritt der Fall häufig ein, dass der Holzträger für die Lasten nicht ausreichend tragfähig ist und im Zuge des Ausbaus verstärkt werden muss.

An diesem Punkt soll die Diplomarbeit ansetzen. Das wirtschaftliche Arbeiten gewinnt nicht zuletzt aus den stark angestiegenen Materialpreisen immer weiter an Bedeutung. Um die Wirtschaftlichkeit eines Unternehmens weiter steigern zu können, gehört ein ständiger Optimierungsprozess in den Arbeitsalltag. Deshalb soll die Wahl und die Berechnung einer Dachverstärkung optimiert werden. Gerade im Bereich der Tragwerksplanung bietet dieses Gebiet Verbesserungspotential. Im Fokus liegt dabei die Kundenzufriedenheit, die mit Wirtschaftlichkeit, Funktionsfähigkeit und Schnelligkeit erreicht wird.

## 1.1 Problemstellung und methodische Herangehensweise

Schwerpunkt der folgenden Arbeit ist die Untersuchung zweier Verstärkungsmaßnahmen, die bei der Verstärkung von hölzernen Dachtragwerken meist Anwendung finden. Es handelt sich bei diesen Verstärkungen

1. um die seitliche Aufdopplung eines Trägers mittels Vollholzquerschnitten über die gesamte Trägerlänge
2. um die einseitige, seitliche Verstärkung mittels U-Profilen aus Stahl, ebenfalls über die gesamte Trägerlänge.

Die Verstärkungen werden insbesondere für den in der Praxisarbeit 3 [10] bearbeiteten Standort untersucht. Dort kam es aufgrund der Anbindung eines Antennenträgers an die Dachsparren zum Biegeversagen dieser Sparren. In der Abbildung 1 ist das Modell dieses Standortes in einem Auszug dargestellt. Die Anbindung des Antennenträgers erfolgt über einen quer zu den Sparren verlaufenden Lastverteilerbalken als Rohrprofil. In der Abbildung 2 ist die Verbindung zwischen dem Antennenträger und dem Lastverteilerbalken, sowie die Anbindung des Lastverteilerbalkens an den Dachsparren in einer Detailzeichnung dargestellt. Ausschlaggebend für das Versagen der Sparren sind die Horizontalkräfte in Richtung X, nach dem globalen Achsensystem aus Abbildung 1. Die Horizontalkräfte in Richtung Y sind von geringerer Größe und werden später über eine Aussteifung aufgenommen. Die Verstärkungen sollen also die Biegetragfähigkeit der Sparren ausreichend erhöhen, um die angreifenden Horizontallasten, die infolge von Wind auf den Antennenträger und den angebauten Antennen auftreten, aufnehmen zu können. Neben den Sparren sollen die Ergebnisse dieser Arbeit ebenfalls für andere ähnliche Bauteile eines hölzernen Dachtragwerkes, wie z.B. Deckenbalken oder Zangen, verwendet werden.

Für die Verwendung und die Wahl einer Verstärkung kann noch einiges an Wissen über das Tragverhalten von Träger und Verstärkung gewonnen werden. Es ist davon auszugehen, dass nicht immer die wirtschaftlichste Wahl für eine Verstärkung getroffen wird, da tiefgreifende Untersuchungen dazu fehlen. Zudem bleibt die Frage, ob die Berechnungen solcher Verstärkungen ausreichend genau und richtig geführt werden. Aus diesem Grund sollen die genannten Verstärkungsmaßnahmen mit den Maßen der vorliegenden Konstruktion untersucht werden.

Dafür sollen die Verstärkungen zunächst auf ihre maximale Tragfähigkeit bzw. ihrer Bruchlast rechnerisch untersucht werden. Dies geschieht über vorgegebene Rechenmodelle aus gegebener Literatur.

Zudem soll auch die Wahl der Verbindungsmittel optimiert werden. Dafür wird insbesondere die Wirkungsweise von Scheibendübeln auf diese Verstärkungsmaßnahmen überprüft. Mit den ermittelten Ergebnissen soll in Zukunft ein gezielterer Einsatz dieser Dübel erreicht werden. Auch für diese

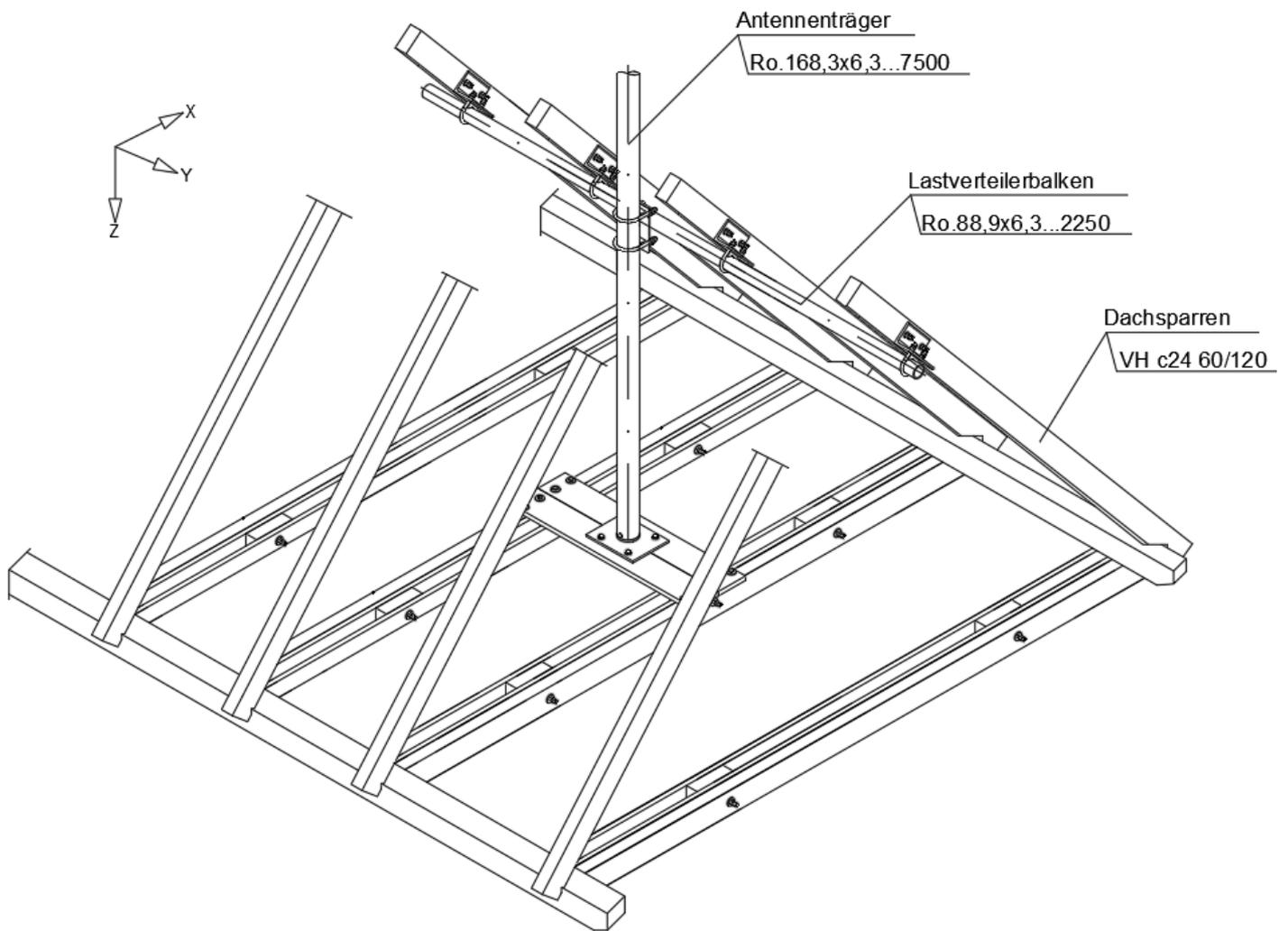
Tragfähigkeitsberechnung werden in der Literatur recherchierte Rechenwege verwendet.

Da, wie sich später zeigen wird, die vorgegebenen Rechnungen in der Literatur nur teilweise auf die vorhandenen Verstärkungen angewendet werden können, sollen die Rechnungen mit Biegedruckversuchen geprüft werden. Zudem können über diese Versuche Informationen über die Last-Verformungsbeziehungen zwischen Holz-Stahl und Holz-Holz Trägern gewonnen werden. Die Versuche werden als 3-Punkt-Biegedruckversuche an 2 m langen Trägern durchgeführt. Diese Größe sollte ausreichend genug sein, um realitätsnahe Ergebnisse erzielen zu können. Die Querschnitte der Hauptträger entsprechen dem vorliegenden Standort. Dieser wird im folgenden Gliederungspunkt näher beschrieben. Die gewonnenen Ergebnisse werden mittels Diagrammen graphisch dargestellt und ausgewertet.

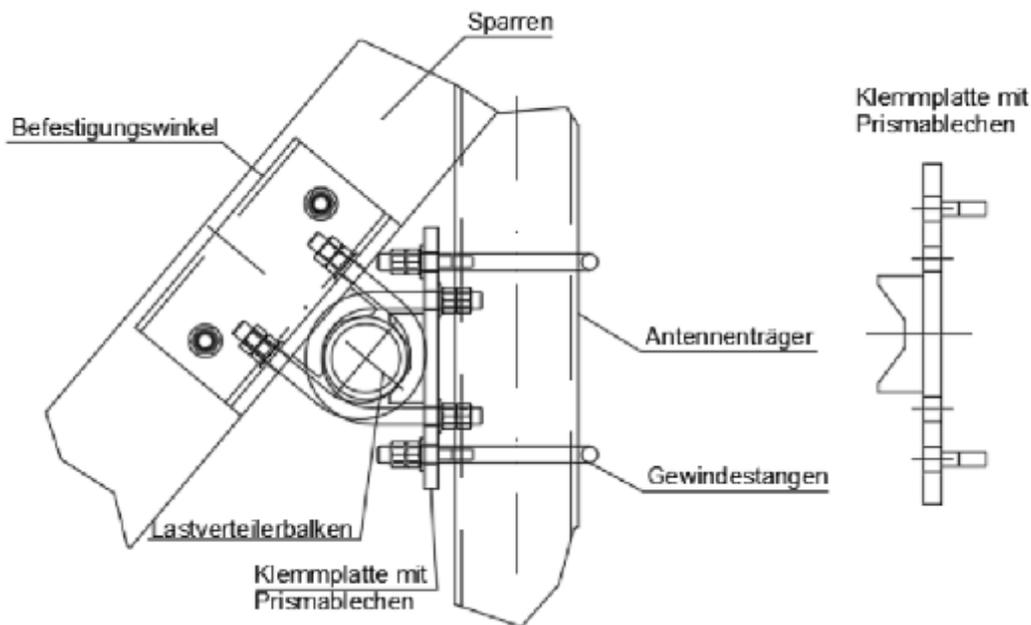
Für einen anschließenden Vergleich der Verstärkungen spielen allerdings nicht nur die Tragfähigkeiten eine Rolle. Für den vollständigen Vergleich sollen sowohl die Kosten der Materialien wie auch die Montagebedingungen und Verformungen abgeglichen werden. Mit diesen Ergebnissen wird es zum Schluss möglich sein, die für einen Standort beste Verstärkung zu wählen.

Die Wahl und der Nachweis der Verstärkung soll abschließend für den Beispielstandort aus dem Vordiplom stattfinden.

Zum Schluss dieser Diplomarbeit wird für den Mobilfunkstandort aus der Praxisarbeit 3 eine Verstärkungswahl getroffen werden und gegen die bereits ermittelten Schnittgrößen nachgewiesen werden.



**Abbildung 1** Aufbau im Dachinnenraum des Beispielstandorts aus Praxisarbeit 3  
(eigene Darstellung, nicht maßstabsgetreu)



**Abbildung 2** Ansicht Verbindung Antennenträger-Lastverteilerbalken-Sparren  
(eigenen Darstellung, nicht maßstabsgetreu)

## 1.2 Standortbeschreibung

Ausgangspunkt meiner Diplomarbeit ist ein bestehender Dachstandort auf einem Wohnhaus. Anhand dieses Standortes sollen die Verstärkungen untersucht und anschließend berechnet werden.

Die Dachkonstruktion ist über dem gesamten Grundriss als einfach stehendes Sparren-Pfetten-Dach ausgeführt mit einer Firsthöhe von 12,10 m. Der Grundriss des Hauses beträgt 12 x 6 m. Die Sparren haben einen Querschnitt b/h von 60/120 mm und sind jeweils auf First- und Fußpfette gelagert. Das Dach besitzt eine Neigung von 45°. Die wahre Länge der Sparren beträgt 4,24 m und der Sparrenabstand beläuft sich auf 0,75 m. Auf dem Dach ist eine Schieferdeckung aufgebracht.

Der Antennenträger ist als Rohrprofil im Dachinneren aufgestellt und durchstößt die Dachhaut in einer Höhe von 2,00 m. Weitere 5,00 m ragt der Antennenträger über die Dachhaut hinaus. Die Gesamthöhe des Trägers beträgt somit 7,50 m. In der Höhe von 5,75 m sind 3 Sektorantennen angebracht. Der Antennenträger ist aus drei gleich großen Abschnitten, auch Schüsse genannt, mit sich nach oben verjüngenden Rohrprofilen zusammengesetzt. Der untere 3. Schuss ist als Ro. 114,3x5,0, der 2. Schuss als Ro. 139,7x6,3 und der 1. Schuss als Ro. 114,3x5,0 ausgeführt. Als weiteren Haltepunkt ist der Antennenträger in einer Höhe von 1,70 m (ab OK Fußboden) an die Sparren angebunden. Die Anbindung erfolgt, wie in Abb. 1 dargestellt, über ein Rohrprofil mit  $\varnothing 88,9$  mm als Lastverteilerbalken. Die Anbindung des Lastverteilerbalkens an den Antennenträger erfolgt über eine Prismaverbindung mit

---

Gewindestangen. Dargestellt ist diese in der Abbildung 2. Der Lastverteilerbalken wird an vier Sparren angebracht und leitet die auftretenden Horizontallasten aus der Windbelastung des Antennenträgers und der Antennen in die Sparren ein. Diese erhalten somit eine Einzellast. Die an dem Antennenträger auftretenden Vertikallasten aus Eigengewicht und Eis werden ausschließlich in den Fußpunkt eingeleitet. Die Sparren erhalten neben der Einzellast ebenfalls Linienlasten aus der Flächenbelastung des Daches. Dazu zählt die Eigenlast aus der Dachdeckung, die Wind- sowie die Schneelast. Berechnet wurden diese Lasten bereits in der Praxisarbeit 3 [10].

### 1.3 Literaturrecherche

Verstärkungsmaßnahmen von hölzernen Dachtragwerken in der Mobilfunkbranche sind standortspezifisch. Deshalb konnte mit Bezug auf den Mobilfunk zu diesem Thema nur wenig, für diese Arbeit verwertbares, gefunden werden.

Für die allgemeine Problematik der Balkenverstärkung mittels seitlich angebrachten Stahl- und Holzträgern konnte vorhandene Literatur gefunden werden. In dieser wird sich zwar zumeist auf Deckenbalken bezogen, jedoch kann die Lösungsansatzung in anderen Bereichen des Dachtragwerks übernommen werden.

Aufgegriffen wurde das Thema der Balkenverstärkungen unter anderem von Wolfgang Rug und Willi Mönck in ihrem gemeinsamen Buch „Holzbau - Bemessung und Konstruktion“ [16]. In diesem Werk wird das komplette Thema Holzbau allumfassend aufgegriffen. Auch die Verbindungsmittel werden von den Autoren umfangreich behandelt und mit Beispielrechnungen belegt.

Das Thema der seitlichen Holzbalkenverstärkung wurde von Rug in Zusammenarbeit mit Karin Lißner ebenfalls in ihrem Buch „Holzbausanierung - Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung“ [14] aufgegriffen. Hier wurden zwei Berechnungsmethoden dieser Verstärkungen gegenübergestellt.

Die Berechnungsmethoden, die in beiden Werken von Rug aufgegriffen werden, werden in das „angenäherte Verfahren“ und die „genaue Berechnung“ unterteilt. Das angenäherte Verfahren baut auf den Annahmen von Lehmann und Stolze in dem Buch „Ingenieurholzbau“ [13] auf. Mit den Annahmen von Lehmann und Stolze entwickelte Günther Bätz [2] Lastverteilungszahlen, mit den die Berechnung von seitlich angebolzten U-Profilen vereinfacht werden sollte. Für die Verstärkungen dieser Arbeit können diese allerdings nicht verwendet werden, da nur beidseitige Stahlverstärkungen betrachtet wurden. Der Artikel ist im Anhang 1 beigefügt.

Das genaue Berechnungsverfahren wurde von Hagen Prehl [7] entwickelt und in der Bauzeitung „DIE BAUTECHNIK“ veröffentlicht. Prehl stellt damit ein Verfahren auf, welches die bisher vereinfachten Annahmen für die Berechnung von stahlverstärkten Holzträgern nicht mehr unterstützt. Er beschreibt, dass die meisten dieser Annahmen

für Träger im Dachbereich nicht getroffen werden können. Sein Verfahren berücksichtigt genauer die Gegebenheiten einer Dachverstärkung und kann sowohl für Stahlverstärkungen wie auch für Holzverstärkungen verwendet werden.

Für die Theorie zu den Verbindungsmitteln wurde auf das Buch „Ingenieurholzbau-Basiswissen: Tragelemente und Verbindungen“ von Werner Seim und Johannes Hummel [17] zurückgegriffen. Diese greifen sowohl das Modell nach Johansen, wie auch das vereinfachte Berechnungsverfahren auf.

Für die Berechnung der Verbindungsmittel müssen neben der freien Literatur die vorgegebenen Normen beachtet werden. Die Berechnung von stiftförmigen, metallischen Verbindungsmitteln ist im Eurocode 5 [5] und dem dazugehörigen Nationalen Anhang [4] genormt. Auch die Berechnungsvorgaben der Scheibendübel sind im EC 5 vorgegeben.

## **2 Theoretische Grundlagenermittlung der Verstärkungsmaßnahmen**

### **2.1 Aufbau der Verstärkungen**

Die erste Verstärkungsart, die untersucht werden soll, ist die Verstärkung mittels Stahlprofilen- bzw.-querschnitten. Dazu wird seitlich an den Holzträger ein U120-Stahlprofil angeschraubt. Für die Erhöhung der Tragfähigkeit des Holzträgers ist die Lage des Stahls zweitrangig. Statisch gesehen kann die Verstärkung also auch oberhalb bzw. unterhalb des Trägers angebracht werden. Natürlich ist das Tragverhalten einer seitlich angebrachten Verstärkung ein anderes als das Tragverhalten von übereinander liegenden Trägern, jedoch bleibt die Tatsache, dass der Balken dadurch, insbesondere in seiner Biegetragfähigkeit, verstärkt wird. Die Lage der Verstärkung entscheidet sich beim Bauen im Bestand meist danach, wo die Verstärkung nachträglich am besten angebracht werden kann. ([16]) Im Mobilfunkbau ist es meistens der Fall, dass der Antennenträger, gerade im Bereich der Sparren, vorzugsweise an der Unterseite des Sparrens befestigt wird. Demnach kann nachträglich nur noch eine seitliche Verstärkung des Sparrens vorgenommen werden. So ist es auch im vorliegenden Standort der Fall. Wie in Abb. 1 zu sehen, ist der Antennenträger über einen Lastverteilerbalken an der Unterseite der Sparren befestigt. Für eine nachträgliche Verstärkungsmaßnahme kann ein zusätzlicher Träger nur seitlich an den Holzbalken angebracht werden. Seitlich ist die Anbringung, wenn der Sparren nach dem Koordinatensystem aus Abb. 1 in Richtung X betrachtet wird. Aus der Y-Richtung des globalen KOS kann auch diese Anbringung als übereinander gelegte Träger betrachtet werden, jedoch kommt die hauptsächliche Belastung aus der X-Richtung. Deshalb wird im Folgenden immer von einer seitlichen Verstärkungsmaßnahme gesprochen.

Die Höhe des angebrachten U-Profils beträgt 120 mm und hat somit dieselbe Höhe wie der zu verstärkende Holzträger. Nach Rüg und Mönck ist dies eine „ungünstige Lösung“ [16], da nach ihrer aufgestellten „Handformel“ die Höhe des Holzes um mindestens das 1,5 fache größer sein sollte als die Höhe des Stahls. Bei Nichteinhaltung dieser Anforderung könne die Biegespannung des Holzes nicht voll erreicht werden. Der Herkunft dieser Aussage wird in der folgenden Arbeit nicht weiter nachgegangen, könnte allerdings Bestandteil weiterführender Untersuchungen werden.

Wie aus verschiedenen Literaturen ([14, 16],) hervorgeht, ist die häufigere Variante die beidseitige Anbringung eines Stahlprofils. Aus wirtschaftlichen Gründen soll jedoch in der folgenden Arbeit die einseitige Anbringung untersucht werden, da davon ausgegangen wird, dass dadurch bereits die erforderlichen Tragfähigkeiten im Mobilfunkbau erreicht werden können.

Die zweite Verstärkungsart, die für die Sparrenverstärkung in Frage kommt, ist die Aufdopplung des Trägers mit Vollholz. Dabei wird beidseitig an den Holzsparren jeweils ein zusätzlicher Holzbalken angebracht. Die Größe der Verstärkungsbalken wurde mit  $b/h = 40/120$  gewählt. Das Material der Verstärkung soll dem Material des Hauptholzes entsprechen. Wie bei der Verstärkung mit Stahl, könnte die Holzverstärkung auch einseitig ausgeführt werden. Jedoch ist die einseitige Verstärkung mit Holz aufgrund der geringeren Steifigkeit von Holz (bei ähnlicher Geometrie) gegenüber Stahl bei weitem nicht so hoch, wie die einseitige Verstärkung mit Stahl. Aus diesem Grund wird die Holzverstärkung als Aufdopplung ausgeführt.

Die Verbindung der beiden Querschnitte erfolgt über M12 Gewindestangen mit der Güteklasse 8.8. Die Anzahl der Verbindungsmittel wird nach der Trägerlänge entschieden. Zudem sollen für beide Verstärkungsvarianten der Einsatz von Scheibendübel geprüft werden. Diese werden zwischen den Trägern über die Gewindestangen angebracht. Aufgrund des Anziehens der Gewindestangen werden sich die Zähne der Scheibendübel in den Holzquerschnitt einpressen.

## 2.2 Tragfähigkeitsberechnung der Träger nach dem angenäherten Berechnungsverfahren von Lehmann/Stolze

Das am häufigsten angewendete Verfahren für die Berechnung von seitlich an Holzbalken angebrachten Stahlträgern ist die Berechnung nach Lehmann und Stolze (1975) [13]. Diese Berechnung wird nach [16] auch als „angenäherte Verfahren“ bezeichnet. Demnach kann die Gesamtbelastung des Trägers über das Verhältnis der Biegesteifigkeiten auf den Holz- bzw. Stahlquerschnitt aufgeteilt werden. Die Belastungen werden nach [13] dazu in folgendes Verhältnis gesetzt:

$$\frac{q_S}{q_H} = \frac{E_S * I_S}{E_H * I_H}$$

**Formel 1** Lastaufteilung über die Biegesteifigkeit

mit:

$q_S$ ;  $q_H$  - Belastung Stahl; Belastung Holz

$E_S$ ;  $E_H$  - Elastizitätsmodul Stahl; Elastizitätsmodul Holz

$I_S$ ;  $I_H$  - Trägheitsmoment Stahl; Trägheitsmoment Holz

Bei der Berechnung von Verstärkungen mit Holzträgern können die Werte des Stahls einfach durch die Werte des Holzes ersetzt werden.

Als Biegesteifigkeit eines Trägers wird der Zusammenhang zwischen seinem Elastizitätsmodul und seinem Trägheitsmoment beschrieben. Das Elastizitätsmodul, oder auch kurz E-Modul, ist eine Werkstoffkonstante, die über Zugversuche bestimmt

wird und für typische Materialien in Tabellen festgelegt ist. Es beschreibt den linearen Zusammenhang zwischen der Spannung  $\sigma$  und der Dehnung  $\varepsilon$  eines Festkörpers. Dieser lineare Zusammenhang wird in dem Hook'schen Gesetz beschrieben. Es besagt, dass bei Festkörpern im elastischen Bereich eine steigende Spannung eine ebenso gleich steigende Dehnung bedingt und bei Rückgang der Spannung auch die Dehnung in gleichem Maße wieder sinkt. (vgl. [3])

Das Trägheitsmoment oder auch Flächenmoment genannt, ist eine geometrische Größe eines Querschnitts. Über ihn wird der Einfluss unterschiedlicher Querschnitte bei gleichen Spannungen beachtet. Er wird nach der Achse eines Bauteils bestimmt und ist somit abhängig von der Lage eines Querschnittes. (vgl. [3])

Für die Anwendung dieses Berechnungsverfahrens werden drei Annahmen getroffen:

*Annahme 1:* Das unterschiedliche Elastizitätsmodul von Holz und Stahl muss berücksichtigt werden.

*Annahme 2:* Beide Materialien werden sich in gleichem Maße verformen.

*Annahme 3:* Die Stahlprofile laufen über die gesamte Länge des Holzes, sind am Auflager unterstützt und sind kontinuierlich mit dem Holz verbunden.([16])

Diese Annahmen gelten für die seitliche Verstärkungen mit Stahlprofilen, sowie für die Verstärkungen mit Holzquerschnitten.

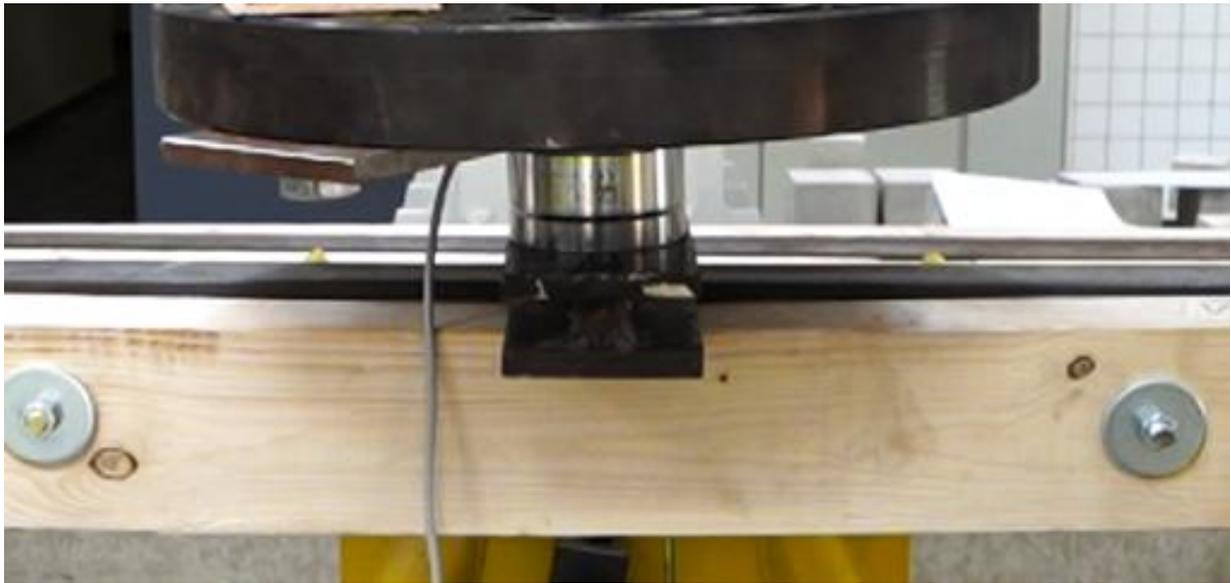
Sie können für die Modelle dieser Arbeit nur bedingt angenommen werden. Besonders bei der Verbindung des Holzträgers mit dem Stahlprofil stoßen diese Annahmen an ihre Grenzen. In dem folgenden Punkt 4.2.2 wird näher darauf eingegangen, weshalb diese Annahmen nicht getroffen werden können. Wie sich später bei den Versuchen zeigen wird, können diese Annahmen jedoch für die Verstärkungen mit Holz so getroffen werden.

## **2.3 Tragfähigkeitsberechnung der Träger nach dem genaueren Berechnungsverfahren von Hagen Prehl**

Die eben in dem *angenäherten Verfahren* aufgestellten Annahmen sind so in der Realität nur bedingt bis nicht zutreffend. In der Annahme 2 wird davon ausgegangen, dass die Durchbiegung beider Querschnitte gleich groß ist, wodurch die Biegesteifigkeiten der beiden Querschnitte ins Verhältnis gesetzt, werden können.

Was anfangs bereits vermutet wurde, hat sich später auch bei den Versuchen gezeigt. Abbildung 3 ist während der Laboruntersuchungen zu den mit Stahl verstärkten Holzbalken entstanden und zeigt deutlich auf, dass die Annahme 2 in der Realität nicht der Fall ist. Der Holzbalken wird zum Zeitpunkt des Bildes mit einer Drucklast aus dem Belastungsstempel in der Mitte des Bildes belastet. Es ist zu erkennen, dass die

Durchbiegung des Holzes, insbesondere in der Nähe des Druckstempels, deutlich weiter vorangeschritten ist als die des Stahlprofils.



**Abbildung 3** Aufnahme aus den durchgeführten Biegedruckversuchen  
(eigene Aufnahme)

Des Weiteren gehen Lehmann und Stolze [13] davon aus, dass das Stahlprofil über die gesamte Länge des Trägers verläuft, kontinuierlich mit dem Holz verbunden ist und am Auflager gleich dem Holz gestützt ist. Bei der Betrachtung der Situation im Dachstuhl, insbesondere bei der nachträglichen Verstärkung von Dachsparren fällt auf, dass besonders die letzte Annahme selten bis nie der Fall ist. In der Regel ist nur der Holzsparren an der Fuß- bzw. Firstpfette (wenn vorhanden) aufgelagert.

Um den Umstand zu berücksichtigen, dass die Stahlträger meist nicht aufgelagert sind und oftmals auch nicht über die gesamte Länge des Holzbalkens vorhanden sind, hat Dipl.-Ing. Hagen Prehl [7] ein genaueres Berechnungsverfahren entwickelt. Dieses wurde im Jahr 1966 in dem Magazin „DIE BAUTECHNIK“ veröffentlicht. Bei diesem Verfahren wird für die Ermittlung der Verbundkräfte, Biegemomente und Formänderungen die oben genannten Bedingungen im Dachstuhl berücksichtigt. Zudem wird auch die Anzahl der verwendeten Verbindungsmittel berücksichtigt. Insgesamt wurden Verbindungen mit 3-6 Verbindungsstellen untersucht. Aus den Untersuchungen wurden Nomogramme erstellt, aus denen Beiwerte für die Bestimmung der Biegemomente und Verbundkräfte abgelesen werden können.

Prehl betrachtet in seinem aufgestellten Berechnungsverfahren auch die Gefahr der Querschnittsverdrehung bei unsymmetrischen Querschnitten, wie es auch in meinem folgenden Beispiel der Fall sein wird.

Allerdings trifft Prehl die Voraussetzung, dass sich die Holz- und Stahlträger in den Verbundstellen nicht gegeneinander verschieben können. Wie später in den Versuchen wieder zu erkennen sein wird, ist auch das für die vorliegenden Modelle

nicht zutreffend. Es kann also auch nur bedingt auf die durchgeführten Versuche angewendet werden. Der Artikel von Prehl ist im Anhang 2 beigefügt.

## 2.4 Tragfähigkeitsberechnung der Verbindungsmittel

Als Verbindungsmittel (VBM) bei der Holz-Stahl bzw. Holz-Holz-Verbindung kommen Gewindestangen zum Einsatz. Diese zählen zu den stiftförmigen Verbindungsmitteln und werden in mancher Literatur auch mit den Bolzenverbindungen gleichgesetzt. Zu den stiftförmigen VBM zählen außerdem Passbolzen, Stabdübel, Nägel, Klammern und Holzschrauben. Alle diese Verbindungsmittel können für einschnittige oder mehrschnittige Verbindungen verwendet werden. Die eingesetzten Gewindestangen werden bei der Stahlverstärkung einschnittig und bei der Holzverstärkung zweischnittig beansprucht. Die Aufgabe der Gewindestangen- oder Bolzenverbindung ist dabei die Übertragung der Scherkräfte. Bei der Scherbeanspruchung der VBM werden in den metallischen Stiften Biegemomente und Querkräfte entstehen. Zudem wird es zu Lochleibungsspannungen zwischen dem Holz und den Gewindestangen kommen. Im vorliegenden Fall der Biegebeanspruchung werden diese Spannungen quer zur Holzfasern auftreten. ([17])

Bei den stiftförmigen Verbindungsmitteln sind nur Nägel, Schrauben und beharzte Klammern in der Lage Zugkräfte in ihrer Längsrichtung aufnehmen zu können. Die VBM Passbolzen, Stabdübel, Bolzen und Gewindestangen sind dazu allein nicht in der Lage. Diese müssen zusätzlich mit Unterlegscheiben ausgeführt werden, um die Einleitung der Zugkräfte gewährleisten zu können. ([17])

Für den vorliegenden Fall der Biegebeanspruchung quer zur Trägerachse werden die Verbindungsmittel aus der Lasteinleitung allein nicht auf Zug beansprucht. Dennoch werden die Gewindestangen mit Unterlegscheiben ausgeführt, um diese mit Muttern und einem gewählten Anzugsmoment vorspannen zu können. Über diese Vorspannung wird die Verbundtragfähigkeit zwischen den Trägern hergestellt. Die Gewindestangen erhalten durch die Vorspannung und den Unterlegscheiben ebenfalls eine Zugspannung in Längsrichtung ihrer Achse.

Die Verformung von stiftförmigen VBM infolge Belastung entsteht durch das Eindringen der Stifte in die Lochleibung und der Biegung der Stifte. Bei der Verbindung mit Bolzen oder Gewindestangen entsteht ebenfalls eine weitestgehend lastunabhängige Verformung aufgrund des Lochspiels. Bei der Montage dieser Verbindungen wird in der Regel ein Lochspiel von 1 mm vorgesehen. Dieses Spiel darf bei der Betrachtung der Verschiebung nicht vernachlässigt werden. Für die Berechnung der Verschiebung „u“ wird die Kraft durch das Verschiebungsmodul K geteilt. Das Verschiebungsmodul K ist abhängig von der Rohdichte des Holzes und der Verbindungsmittelart und dessen Durchmesser. (vgl. [17])

Wie bereits erwähnt, werden die Verbindungsmittel, die für die Sparrenverstärkungen vorgesehen werden, auf Abscheren beansprucht. Die Tragfähigkeit ergibt sich in diesem Fall aus der Festigkeit der Lochleibung, der Geometrie des Stiftes und der daraus folgenden Biegefestigkeit des VBM. ([17]) Die Ermittlung der Biegefestigkeiten erfolgt über die Bestimmung des Fließmomentes. Das charakteristische Fließmoment ist abhängig von der Stahlzugfestigkeit und dem Stiftdurchmesser. Es gibt an, ab welcher Beanspruchung es zu einer Momentenverformung innerhalb des Stiftes kommen wird: Definiert ist es nach der Gleichung 2:

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}$$

**Formel 2** Charakteristisches Fließmoment

mit:

$f_{u,k}$  - char. Zugfestigkeit des Stahls (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  - Durchmesser des Verbindungsmittels

Die Grenzfestigkeit der Lochleibung ist abhängig vom Stiftdurchmesser, der Rohdichte des Holzes und der Kraft-Faser-Richtung. Bei der Betrachtung der Kraft-Faser-Richtung ist grundlegend zu wissen, dass sich Holz aus Fasern zusammensetzt, die in Wachstumsrichtung eines Baumes verlaufen und entscheidend Einfluss auf die Festigkeiten von Holz nehmen. Holz kann Kraft parallel zu seiner Faser deutlich besser aufnehmen als Kraft senkrecht zu seiner Faser. Aus diesem Grund sind die Festigkeitskennwerte Druck und Zug bei Holz im Schneider „Bautabellen für Ingenieure“ [1] Seite 9.8, nach der Lasteinwirkungsrichtung eingeteilt. Dort kann bereits erkannt werden, dass die charakteristischen Festigkeitswerte für die gleiche Beanspruchungsart senkrecht zur Faser deutlich geringer sind, als die Festigkeiten parallel zu Faser. Da die stiftförmigen Verbindungsmittel auf Druck beansprucht werden, kann es zu Querspannungen und Spaltkräften im Holz kommen. Die Formel für die Berechnung des charakteristischen Werts der Lochleibung, unabhängig von der Kraft-Faser-Richtung, ist in der DIN EN 1995-1-1 wie folgt definiert:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$$

**Formel 3** Lochleibungsfestigkeit unabhängig der Kraft-Faser-Richtung [N/mm<sup>2</sup>] ([5])

mit:

$d$  - Durchmesser Verbindungsmittel [mm]

$\rho_k$  - charakteristische Rohdichte Holz [kg/m<sup>3</sup>]

Für die Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit in Abhängigkeit der Kraft-Faser-Richtung ist in der DIN EN 1995-1-1 die Gleichung 4 gegeben:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

**Formel 4** Lochleibungsfestigkeit abhängig der Kraft-Faser-Richtung [N/mm<sup>2</sup>]  
([5])

mit:

$\alpha$  - Winkel zwischen Krafteinwirkung und Faserverlauf

$k_{90}$  - Beiwert in Abh. der Holzart (für NH  $k_{90}=1,35+0,015d$ )

$f_{h,0,k}$  - Lochleibungsfestigkeit unabhängig der Kraft-Faser-Richtung [N/mm<sup>2</sup>]

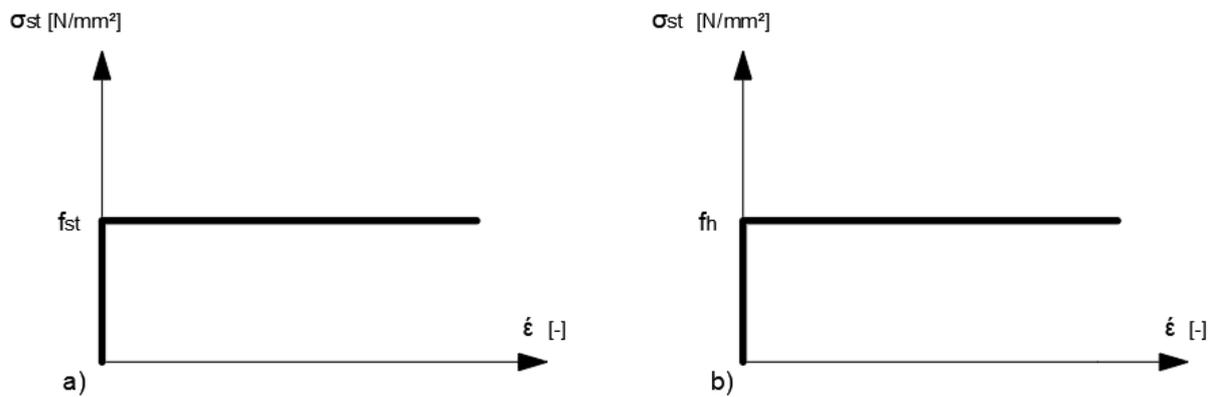
Zusammenfassend kann es also bei Verbindungsmitteln zum Versagen der Lochleibung kommen, zur Ausbildung eines Fließmoments oder zu einer gleichzeitigen Ausbildung eines oder mehreren Fließmomente und dem Erreichen der Grenzlochleibung. Wie viele Fließmomente pro Verbindung entstehen können ist abhängig von der Schnittigkeit der Verbindung und wird im Anschluss, bei der Berechnung nach Johansen, näher betrachtet.

Vor der Nachweisführung sind die einzuhaltenden Mindestabstände der Verbindungen nach [1] bzw. [5] zu prüfen.

Bei der Berechnung von stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln wird nach [16] zwischen dem genauen Berechnungsverfahren und dem vereinfachten Verfahren unterschieden. In den folgenden Abschnitten wird auf beide Möglichkeiten näher eingegangen.

### **2.4.1 Berechnungsverfahren nach Johansen**

Das Berechnungsverfahren nach Johansen wird nach Rug und Mönck [16] als das „genaue Berechnungsverfahren“ bezeichnet. Es beruht auf der Plastizitätstheorie, die Johansen im Jahr 1949 näher aufgearbeitet hat.([16]) Die Plastizitätstheorie oder auch Fließtheorie nach Eurocode 5 Teil 1 [5] besagt, dass für das Lochleibungsversagen und für das Biegeverhalten der Verbindungsmittel ein ideal-plastisches-Materialverhalten angenommen wird.



**Abbildung 4** Ideal-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Verbindungsmittels bei Biegebeanspruchung (a) und des Holzes bei Lochleibungsbeanspruchung (b)  
(eigene Darstellung , in Anlehnung an [17], S. 55)

In der Abbildung 4 ist das ideal-plastische Materialverhalten eines Verbindungsmittels (a) und der Lochleibungsbeanspruchung (b) in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm dargestellt.

Bei dem genauen Nachweisverfahren werden je nach Verbindung (Holz-Holz, Holz-Holzwerkstoff oder Holz-Stahl), der Schnittfugen pro Stift und der Belastungsart verschiedene Versagensmechanismen vorgegeben die zu untersuchen sind. Es werden dabei Lochleibungsversagen mit und ohne Ausbildung von Fließgelenken im Stift untersucht. Der Versagensmechanismus mit der kleinsten Tragfähigkeit wird für die Verbindung maßgebend.

### Holz-Stahl-Verbindung

Für die Berechnung der Verbindung mit dem U-Profil muss zwischen der Verbindung mit einem „dicken“ und einem „dünnen“ Stahlblech unterschieden werden. Als „dicke Stahlbleche“ werden Bleche bezeichnet deren Stärke mindestens dem Durchmesser des Verbindungsmittels entsprechen. „Dünne Stahlbleche“ haben eine Stärke von maximal  $0,5d$ . Die vorliegende Blechdicke liegt mit der Stegdicke 7 mm und dem vorhandenen Gewindestangendurchmesser 12 mm zwischen den beiden Grenzwerten. Für diesen Fall müssen die Tragfähigkeiten, laut DIN EN 1995-1-1\_2010-12 Abschn. 8.2.3 (1), linear interpoliert werden. ([5])

Die Versagensmechanismen und die dazugehörigen Formeln für eine einschnittige Holz-Stahl-Verbindung sind in der folgenden Tabelle 1 dargestellt:

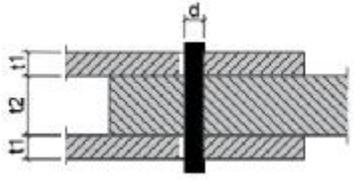
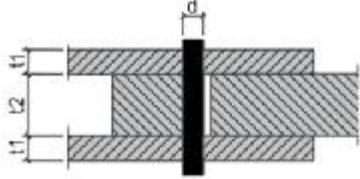
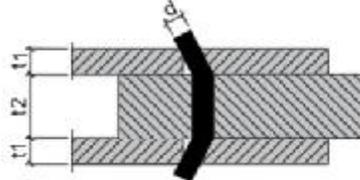
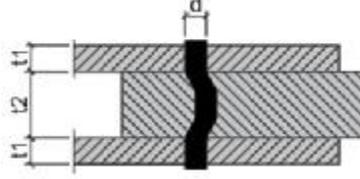
Theoretische Grundlagenermittlung der Verstärkungsmaßnahmen

Stahlblechstärke	Versagensmechanismus	Tragfähigkeit $F_{V,Rk}$	
Dünnes Blech	<p>Lochleibungsversagen</p>	a	$0,4 * f_{h,k} * t_1 * d$
Dünnes Blech	<p>Lochleibungsversagen + Fließgelenk ausgebildet</p>	b	$1,15 * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$
Dickes Blech	<p>Lochleibungsversagen</p>	c	$f_{h,k} * t_1 * d$
Dickes Blech	<p>Lochleibungsversagen + Fließgelenk ausgebildet</p>	d	$f_{h,k} * t_1 * d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} * d * t_1^2}} - 1 \right]$
Dickes Blech	<p>Lochleibungsversagen + zwei Fließgelenke ausgebildet</p>	e	$2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$
$f_{h,k}$	Charakteristische Wert der Lochleibung		
$t_1$	Holzdicke		
$d$	Durchmesser Verbindungsmittel		
$M_{y,Rk}$	Charakteristische Wert des Fließmomentes		

**Tabelle 1** Tragfähigkeit einschnittiger Holz-Stahl-Verbindungen je Scherfuge  
(eigene Darstellung in Anlehnung an [17], S. 60)

### Holz-Holz-Verbindung

Für die Bemessung der Holz-Holz-Verbindung stehen vier zu untersuchende Versagensfälle zur Verfügung. Durch die beidseitige Anbindung eines Holzquerschnittes entsteht für die Gewindestangen eine zweischnittige Verbindung. Die Versagensfälle sind in der folgenden Tabelle 2 aufgeführt. Die Nummerierung der Fälle ist aus dem Eurocode 5 übernommen.

Versagensmechanismus	Tragfähigkeit $F_{v,Rk}$	
 <p data-bbox="268 748 564 815">Lochleibungsversagen in Seitenhölzern</p>	g	$f_{h,1,k} * t_1 * d$
 <p data-bbox="204 1061 632 1095">Lochleibungsversagen im Mittelholz</p>	h	$0,5 * f_{h,2,k} * t_2 * d$
 <p data-bbox="225 1346 608 1413">Lochleibungsversagen und zwei Fließgelenke ausgebildet</p>	j	$1,05 * \frac{f_{h,1,k} * t_1 * d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * t_1^2 * d}} - \beta \right]$
 <p data-bbox="229 1659 604 1727">Lochleibungsversagen und vier Fließgelenke ausgebildet</p>	k	$1,15 * \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d}$
$f_{h,i,k}$ $t_i$ $d$ $M_{y,Rk}$ $\beta$	Charakteristische Wert der Lochleibung im Teil i Holzdicke des Teils i Durchmesser Verbindungsmittel Charakteristische Wert des Fließmomentes Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten (für gleiche Rohdichten der Hölzer $\beta=1$ )	

**Tabelle 2** Tragfähigkeit zweischnittiger Holz-Holz-Verbindungen je Scherfuge (eigene Darstellung in Anlehnung an [17], S. 58)

## 2.4.2 Vereinfachtes Verfahren

In Deutschland ist laut DIN EN 1995-1-1-NA NCI Zu 8.2 die Berechnung von metallischen, stiftförmigen Verbindungsmitteln auf Abscheren mit dem vereinfachten Verfahren ausreichend.

Demnach ist die Tragfähigkeit von Stahlblech-Holz-Verbindungen für außen liegende dicke Stahlbleche je Scherfuge nach folgender Gleichung zu berechnen:

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2} * \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$$

**Formel 5** Tragfähigkeit außen liegender, dicker Stahlbleche je Scherfuge

Die Formel für die Tragfähigkeit außen liegender, dünner Stahlbleche je Scherfuge lautet:

$$F_{v,Rk} = \sqrt{2 * M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$$

**Formel 6** Tragfähigkeit außen liegender, dünner Stahlbleche je Scherfuge

Wie bei dem genaueren Verfahren muss nach dem nationalen Anhang [4] die Tragfähigkeit einer Stahlblechdicke zwischen den Grenzwerten linear interpoliert werden.

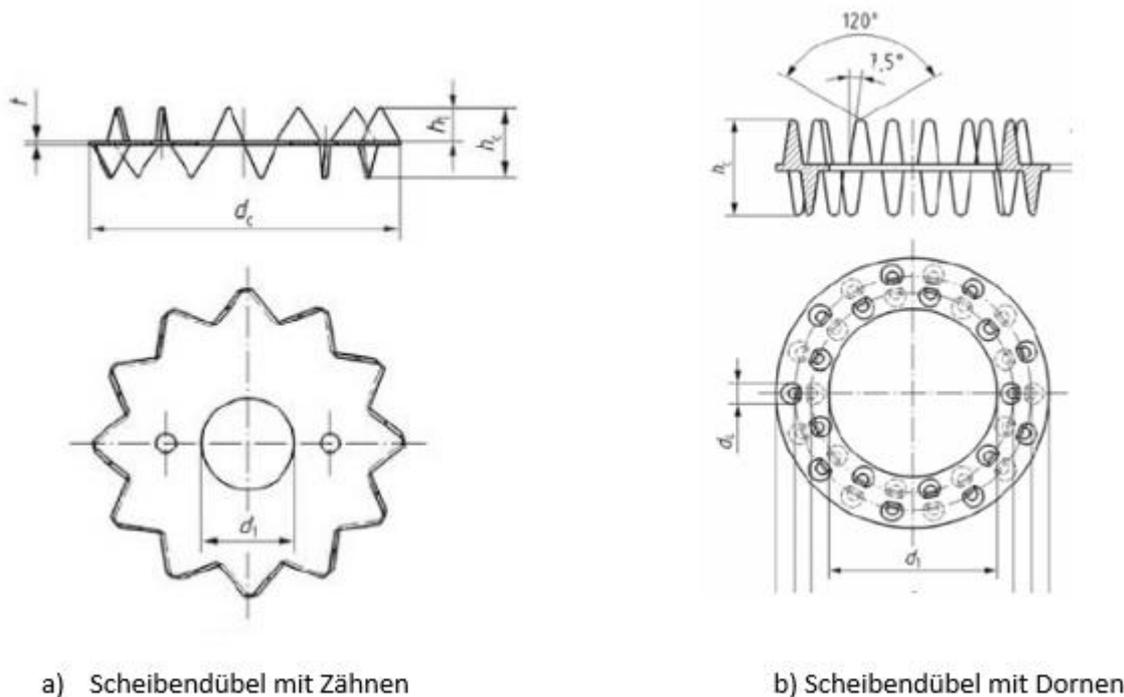
Bei der Holz-Holz-Verbindung wird bei dem vereinfachten Nachweis davon ausgegangen, dass sich je Scherfuge zwei Fließgelenke im VBM ausbilden. Die Berechnung der Grenztragfähigkeit geschieht daher über die Formel k aus der Tabelle 2. ([17])

In den Formeln dieses Nachweises wird davon ausgegangen, dass die Mindestholzdicken eingehalten sind. Die Mindestholzdicken sind im Nationalen Anhang [4] im Abschnitt 8.2 definiert. Sind die Mindestholzdicken nicht eingehalten, müssen die errechneten Tragfähigkeiten mit dem kleinsten Verhältnis von vorhandener Holzdicke und der Mindestholzdicke abgemindert werden. ([4])

## 2.4.3 Scheibendübel Typ C1/C2

Scheibendübel gehören nach [17] zur Gruppe der „Dübel mit besonderer Bauart“. Dazu zählen auch die Ring- bzw. Einlassdübel. Diese werden über eingefräste Vertiefungen in das Holz eingelassen. Bei Scheibendübeln muss weiterhin zwischen Scheibendübeln mit Zähnen und Scheibendübeln mit Dornen unterschieden werden. Um den Unterschied zwischen Dübeln mit Zähnen und Dornen erkennen zu können, sind die Scheibendübelarten in Abbildung 5 gegenübergestellt. Im Gegensatz zu den Ringdübeln werden diese in das Holz über das Anzugsmoment des

Verbindungsmittels eingepresst. Sie werden deshalb auch als Einpressdübel bezeichnet. Ab einer Holzrohddichte von  $500 \text{ kg/m}^3$  ist diese Einpressung nicht mehr zulässig. Bei diesen Hölzern müssen Ringdübel eingesetzt werden. Normativ geregelt sind die Ring- und Scheibendübel in der DIN EN 1995-1-1 [5]. Für die Verstärkungen sollen Scheibendübel mit Zähnen eingesetzt werden. Aus diesem Grund wird im folgenden Abschnitt der Fokus auf diese Dübelart gelegt.



**Abbildung 5** Gegenüberstellung von Scheibendübeln mit Zähnen und Dornen  
(eigene Darstellung in Anlehnung an [17], S. 80f.)

Scheibendübel mit Zähnen werden in die Typen C1 und C2 unterteilt. In der Abbildung 5 ist ein Typ C1 Dübel dargestellt. Zu erkennen ist er daran, dass er auf beiden Seiten mit Zähnen ausgestattet ist. C2 Scheibendübel dagegen besitzen diese Zähne nur einseitig. Sie können dadurch bei Verbindungen von zwei Holzbauteilen und auch bei der Verbindung eines Holzbauteils an einen Stahlträger verwendet werden. Zur Lagesicherung der Dübel müssen diese immer mit einem passenden, stiftförmigen Verbindungsmittel verbaut werden.

Das Verformungsverhalten von Scheibendübeln weist nach Seim und Hummel [17] ein „ausgesprochen duktilen Verhalten auf“. Dieses ist ähnlich dem Verhalten von Bolzen und bolzenähnlichen Verbindungsmitteln, wie z.B. Gewindestangen. Aus diesem Grund kann angenommen werden, dass das Verbindungsmittel und der Dübel gemeinsam wirken. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Scheibendübel braucht die Kraft-Faser-Richtung im Gegensatz zu den Gewindestangen nicht berücksichtigt werden. Für die Berechnung der Tragfähigkeit einer Verbindung mit Bolzen bzw. Gewindestangen und Dübeln ergibt sich folgende Gleichung:

$$F_{v,\alpha,Rd} = F_{v,0,Rd}^c + F_{v,\alpha,Rd}^b$$

**Formel 7** Tragfähigkeitsberechnung bei Verbindungen mit Bolzen und Dübeln

Der Indize „c“ im ersten Summanden steht für „connector“, übersetzt also „Dübel“. Der Indize „b“ steht für „bolt“, also „Bolzen“. ([17])

Für die optimale Anwendung von Scheibendübeln werden in der folgenden Abbildung 6 typische Dübelgrößen und die Mindestholzdicken für die Scheibendübel angegeben.

Dübeltyp	Durchmesser	Höhe	Einlass-/ Einpress- tiefe	Dübel- Fehlfläche	Typischer Bolzen	Mindestholzdicken	
	$d_c$ [mm]	$h_c$ [mm]	$h_e$ [mm]	$\Delta A$ [mm <sup>2</sup> ]		$t_1$ [mm]	$t_2$ [mm]
C1/C2	50/50	13/6,6 <sup>d)</sup>	6	170	M12	24	30
(Bulldog)	62/62	16/8,7 <sup>d)</sup>	7,4	300	M12	24	37
	75/75	19,5/10,4 <sup>d)</sup>	9,1	420	M16	28	46
	95/95	24/12,7 <sup>d)</sup>	11,3	670	M16	34	57
	117/117	30/16 <sup>d)</sup>	14,3	1000	M20	43	72
	140 <sup>b)</sup>	31	14,7	1240	M24	45	74
	165 <sup>b)</sup>	33	15,6	1490	M24	47	78

$t_1$  – Seitenholzdicke,  $t_2$  – Mittelholzdicke.

**Abbildung 6** Geometrische Kenngrößen Scheibendübel  
(eigene Darstellung in Anlehnung an [17], S. 83)

Zudem sind wie für Gewindestangen und Bolzen auch für Scheibendübel Mindestabstände einzuhalten. Diese sind in der Abbildung 7 aufgeführt

Abstände (siehe Bild 8.7)	Winkel	Mindestabstand
$a_1$ (in Faserrichtung)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3   \cos \alpha  ) d_c$
$a_2$ (rechtwinklig zur Faserrichtung)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (beanspruchtes Hirnholzende)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (unbeanspruchtes Hirnholzende)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,9 + 0,6   \sin \alpha  ) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6   \sin \alpha  ) d_c$
$a_{4,t}$ (beanspruchter Rand)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2   \sin \alpha  ) d_c$
$a_{4,c}$ (unbeanspruchter Rand)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

**Abbildung 7** Mindestabstände von Scheibendübeln mit Zähnen  
([5])

Sind bei einem Scheibendübel des Typs C1 oder C2 die Mindestholzdicken und die Mindestabstände nach Abbildung 6 und Abbildung 7 eingehalten und werden diese in einem Holz mit einer Rohdichte gleich  $350 \text{ kg/m}^3$  eingesetzt, darf die Tragfähigkeit nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$F_{v,0,Rk}^c = 18 * d_c^{1,5}$$

**Formel 8** Tragfähigkeit Scheibendübel Typ C1 und C2

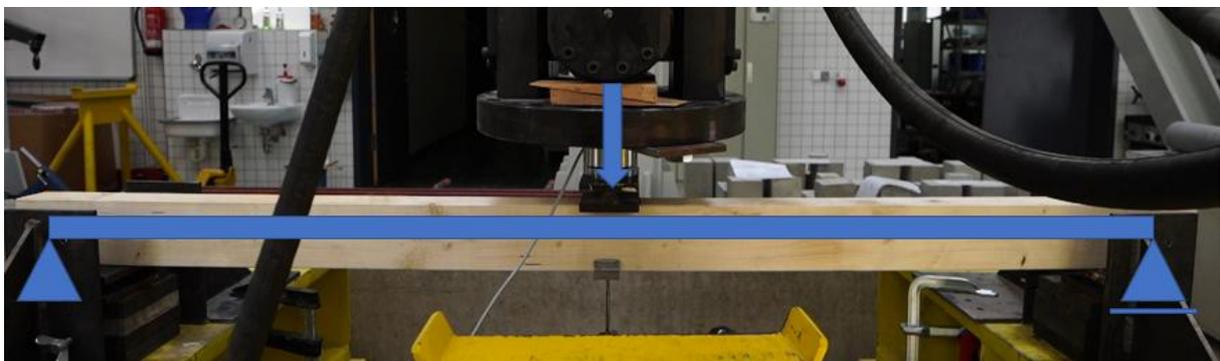
Ist eine für die Formel 8 genannte Voraussetzung nicht eingehalten, müssen die Beiwerte  $k_1$  bis  $k_3$  nach [17] bestimmt werden. Mit diesen ist anschließend die Tragfähigkeit abzumindern. Die Bestimmung der Beiwerte erfolgt nach DIN EN 1995-1-1 Abschnitt 8.10.

### 3 Biegedruckversuche

#### 3.1 Aufbau und Messtechnik

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden Biegedruckversuche an unverstärkten wie auch verstärkten Holzbalken durchgeführt. Damit sollen die getätigten Rechnungen überprüft und weitere Erkenntnisse über die Verbundwirkung von Holz zu Stahl sowie von Holz zu Holz gewonnen werden. Die Besonderheit dabei ist die Voraussetzung, dass nur das Hauptholz gelagert sowie belastet wird. Diese Voraussetzung wird in den meisten Rechnungen vernachlässigt. Zudem wird im Vorfeld die Frage gestellt, welchen Einfluss die eingepressten Scheibendübel auf die Verbundwirkung der einzelnen Trägerquerschnitte haben und ob diese die Lastverteilung beeinträchtigen. Ausgehend von der vorliegenden Literatur haben die Scheibendübel auf die Verbundwirkung keinen Einfluss, sondern unterstützen ausschließlich die Verbindungsmittel.

Die Versuche wurden als 3-Punkt-Biegedruckversuche durchgeführt. Das heißt die Träger wurden an zwei Punkten aufgelagert und über einen dritten Punkt belastet. Das statische System der Träger war ein Einfeldbalken mit einem losen und einem festen Lager. Die Last wurde als Einzellast zentrisch auf den Balken gebracht. Zur Vorstellung ist das statische System und die Belastung in der Abbildung 8 dargestellt. Die Spannweite des Einfeldträgers betrug 1,80 m.



**Abbildung 8** Aufbau des Versuches 1.1 mit eingezeichnetem statischem System  
(eigene Darstellung)

Da die Verstärkungen zwar über die gesamte Länge des Trägers liefen, allerdings weder belastet noch aufgelagert werden sollten, entstand das Problem, dass die Träger sich während der Belastung infolge von Torsion hätten verdrehen können. Um dem entgegenzuwirken wurden die Auflager als Gabellager ausgeführt. Dies ist in der Abbildung 9 dargestellt. Zudem ist in dieser Abbildung auch zu erkennen, dass die Lagerung und Lasteinleitung nur auf den Holzträgern stattfand.

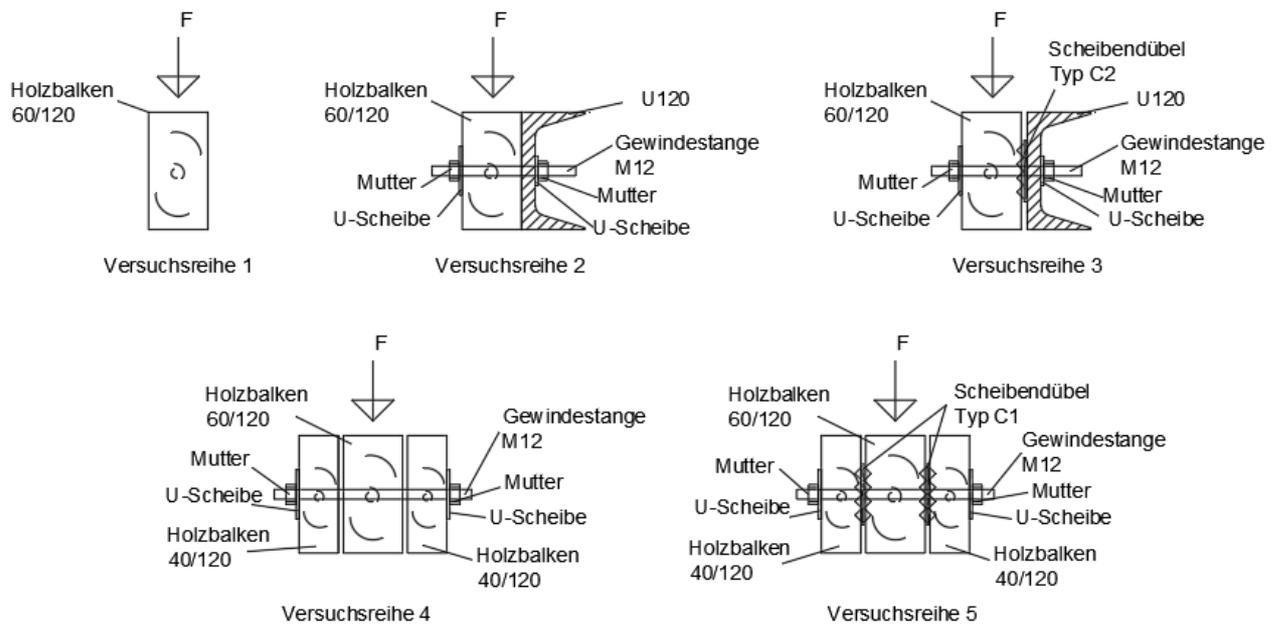


**Abbildung 9** Seitenansicht des Versuchs 2.1  
(eigene Aufnahme)

Die Versuche wurden in die folgenden fünf Versuchsreihen eingeteilt:

- Versuchsreihe 1* unverstärkter Holzbalken 60/120 mm (VH c24)
- Versuchsreihe 2* Holzbalken 60/120 mm (VH c24) mit einseitig angebrachtem U120 Stahlprofil (S235)
- Versuchsreihe 3* Holzbalken 60/120 mm (VH c24) mit einseitig angebrachtem U120 Stahlprofil (S235) und C2 Scheibendübeln an den Verbindungsstellen
- Versuchsreihe 4* Holzbalken 60/120 mm (VH c24) mit beidseitig angebrachten Holzbalken 40/120 mm (VH c24)
- Versuchsreihe 5* Holzbalken 60/120 mm (VH c24) mit beidseitig angebrachten Holzbalken 40/120 mm (VH c24) und C1 Scheibendübeln an den Verbindungsmitteln

Der Aufbau der einzelnen Versuchsreihen ist in der Abbildung 10 skizziert dargestellt.



**Abbildung 10** Aufbau der Versuchsreihen 1 – 5  
(eigene Darstellung, nicht maßstäblich)

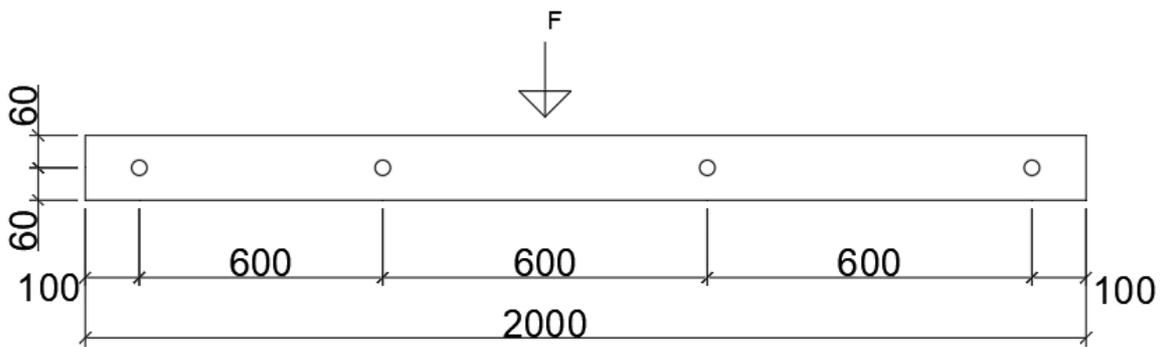
Die Verbindungen erfolgten über M12 Gewindestangen der Güteklasse 8.8 und den dazugehörigen Unterlegscheiben und Muttern. Bei den Unterlegscheiben wurde zwischen U-Scheiben auf Holz und Stahl unterschieden. Bei Holz besitzen diese einen Außendurchmesser von 58 mm. Die für Stahl hingegen haben nur einen Außendurchmesser von 24 mm. Unterlegscheiben auf Holz benötigen eine größere Auflagerfläche, um ein Druckversagen des Holzes unterhalb der Scheibenfläche zu verhindern.

Die Scheibendübel der Versuchsreihe 3 und 4 haben eine Größe von  $d_c=50$  mm.

In jeder Versuchsreihe wurden 3 Probekörper geprüft. Es wurden also insgesamt 15 Versuche durchgeführt

Zur Unterscheidung der einzelnen Versuche wurde eine Nummerierung nach dem Schema „X.N“ eingeführt. Die Zahl „X“ gibt die Versuchsreihe an, in der der Versuch stattfindet. Die Zahl „N“ steht für den Probekörper in der Versuchsreihe. Der Versuch „2.1“ ist also der 1. Versuch der 2. Versuchsreihe.

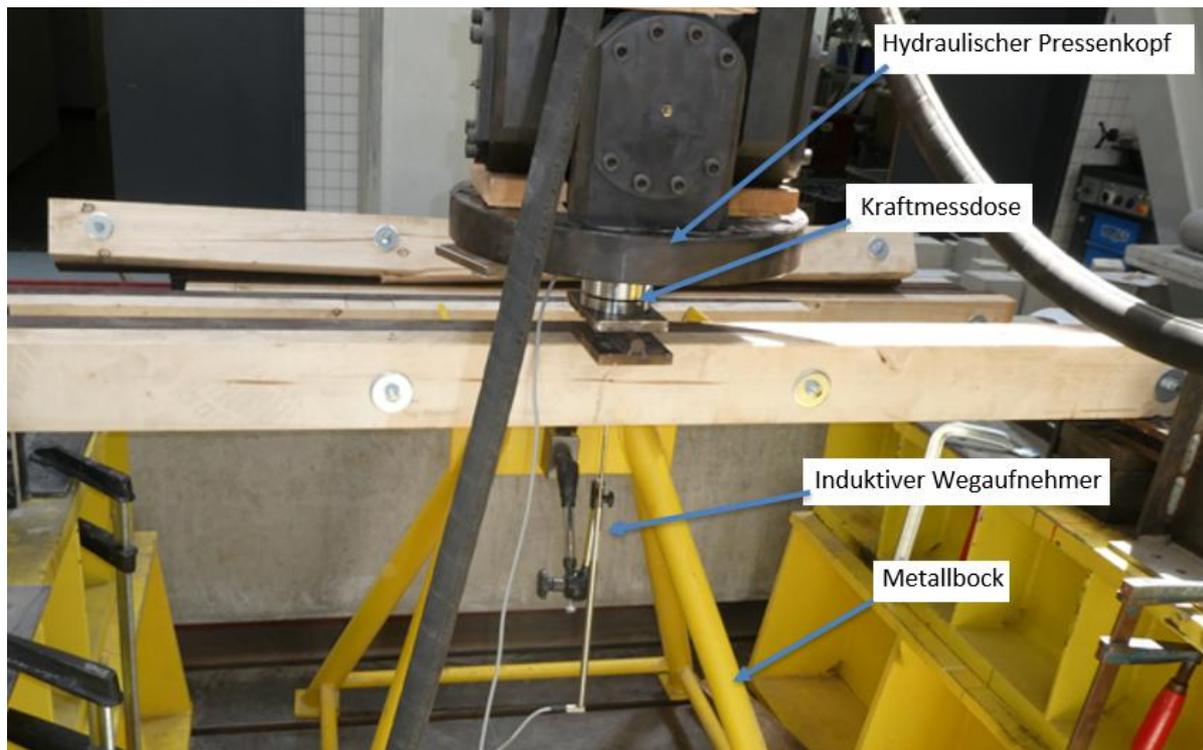
In jeder Versuchsreihe wurden die Verstärkungen mit vier Verbindungspunkten in den gleichen Abständen angebracht. Die Muttern wurden mit einem Drehmoment von 90 Nm angezogen. Die Abmessungen der Verbindungsabstände sind in der Abbildung 11 dargestellt.



**Abbildung 11** Seitliche Trägeransicht mit Bemaßung der Verbindungsstellen  
(eigene Darstellung, nicht maßstäblich)

Die Ermittlung der Messdaten während der Versuche erfolgte über zwei unterschiedliche Methoden. Damit konnte später die Plausibilität der Ergebnisse geprüft werden und während der Versuche sicher gegangen werden, dass Messdaten aufgenommen werden, auch wenn ein System fehlerhaft aufzeichnet oder ausfällt. Die erste Reihe an Messdaten wurde über die Messwerte der Maschine aufgenommen. Diese hat die wirkende Kraft am hydraulischen Kopf der Presse gemessen und den Weg, den die Presse zurückgelegt hat. Pro Sekunde wurde ca. ein Datensatz ermittelt. Pro Datensatz wurde die Zeit, die Kraft und die Verformung ausgegeben. Zudem wurde eine zweite Reihe Messdaten über ein weiteres System generiert. Dazu wurde eine Kraftmessdose mit einer Maximalkraft von 50 kN über ein Blech an den Kopf der hydraulischen Presse angebracht. Darüber wurden die Kräfte aufgenommen. Zur Aufnahme der Verformung wurde ein induktiver Wegaufnehmer magnetisch an einem nebenstehenden Metallbock befestigt und mittig unterhalb des Holzbalkens angebracht. Anschließend wurde der Wegaufnehmer über einen Laptop mit der Kraftmessdose gekoppelt und die Datensätze konnten aufgezeichnet werden.

Der Aufbau der Versuche mit den beschrifteten Messeinrichtungen ist in der folgenden Abbildung 12 dargestellt.



**Abbildung 12** Versuchsaufbau mit Beschriftung der Messeinrichtungen  
(eigene Aufnahme)

Nichtsdestotrotz haben diese Versuche nicht von der Hand zu weisende Nachteile gegenüber der Realität. Die Sparren des vorhandenen Dachstandortes werden, wie die Versuche, mit einer Einzellast belastet. Jedoch kommt es durch die Wind- und Schneebelastung zu einer Flächenlast auf dem Dach, die auf den Sparren bezogen auf eine Linienlast reduziert wird. Diese konnte in den Biegedruckversuchen nicht beachtet werden. Auch ist die, im 90° Winkel, senkrechte Belastung des Sparrens als äußerst idealisiert anzusehen. Trotz dieser Abweichungen wird angenommen, dass die Ergebnisse ausreichend nah an den tatsächlichen Gegebenheiten angrenzen und somit auf diese übertragen werden können.

### 3.2 Versuchsdurchführung

Im Vorfeld der Versuche wurden die einzelnen Versuchsreihen betrachtet und über Rechnungen ermittelt welche Versagensart und Versagenslast zu erwarten ist. Infolgedessen konnte der Ablauf und die einzelnen Schritte der Versuche geplant werden.

Für die Belastung der Versuchskörper wurde ein kraftgesteuerter Versuchsablauf mit einer Stufenbelastung gewählt. Das heißt die Steuerung der hydraulischen Presse erfolgt über Kräfte. Sie wird also mit einer bestimmten Anzahl an Newton pro Sekunde gegen das Bauteil drücken, bis ein gewünschter Widerstand erreicht ist. Neben den

kraftgesteuerten Versuchsabläufen spielen weggesteuerte Versuche eine immer größer werdende Rolle. Bei diesen Abläufen wird die Presse den Versuchskörper so lange belasten, bis ein gewünschter Durchbiegungs- oder Dehnungszustand erreicht ist. Die Vorteile bei diesem Prinzip liegen darin, dass der Versagens- oder Bruchzustand deutlich langsamer eintritt als es bei kraftgesteuerten Versuchen der Fall ist. So schreiben es Quade und Tschötschel in ihrem Buch „Experimentelle Baumechanik“ [15]. Dadurch soll es bei diesem Prinzip besser möglich sein, Messwerte kurz vor oder während des Bruchs ermitteln zu können. Allerdings kann bei einem kraftgesteuerten Ablauf, der stufenweise gefahren wird, das Trägerverhalten in den einzelnen Belastungen besser erkannt werden. Da mit dieser Methode ein höherer Ergebnis-Output erhofft wurde, wurden die Versuche nach diesem Ablauf belastet.

Wie bereits erwähnt erfolgt die Belastung der Versuchskörper in einzelnen Stufen mit zwischengeschalteter Entlastung. Dabei wurde der Versuchsablauf in einzelne Belastungsstufen eingeteilt. Zwischen den Stufen wurde der Träger immer wieder bis auf eine geringe, gleichbleibende Laststufe entlastet. Diese lag meistens bei ca. 1 kN. Die Träger wurden mit jeder Belastungsstufe zweimal belastet und wieder entlastet, bis die nächste Belastungsstufe eingeleitet wurde. Durch diese Stufenbelastungen konnte das Verhalten der Träger in unterschiedlichen Belastungshöhen verglichen werden. Durch die zwischenzeitlichen Entlastungen konnten aufgetretene irreversible Formänderungen durch Schlupf oder Schädigung des Materials erkannt werden.

Die Belastungsstufen der folgenden Versuche wurden abhängig von den errechneten Bruchlasten der Versuchsreihen unterteilt in:

- |                           |                                |
|---------------------------|--------------------------------|
| 1. <i>Belastungsstufe</i> | 30% der errechneten Bruchlast  |
| 2. <i>Belastungsstufe</i> | 60% der errechneten Bruchlast  |
| 3. <i>Belastungsstufe</i> | 90% der errechneten Bruchlast  |
| 4. <i>Belastungsstufe</i> | 120% der errechneten Bruchlast |

War nach Abschluss der Belastungsstufe 4 die Tragfähigkeit der Träger wider Erwarten immer noch gewährleistet, so wurde eine 5. oder 6. Belastungsstufe in gleichbleibender Steigerung angefügt.

Ab der 2. Versuchsreihe wurden die Be- und Entlastungsstufen automatisch für 15 Sekunden gehalten, bevor die nächste Phase gestartet wurde. In der Versuchsreihe 1 wurde der Start der nächsten Phase noch manuell gestartet.

Für die Berechnung der Bruchlasten wird auf Teilsicherheitsbeiwerte verzichtet. Das heißt, es wird nur mit charakteristischen Größen gerechnet. Dadurch kann die rechnerische Bruchlast der tatsächlichen Bruchlast angenähert werden.

### 3.2.1 Vorbetrachtungen

#### Versuchsreihe 1

In der Versuchsreihe 1 werden wie bereits beschrieben die unverstärkten Holzträger belastet. Diese Versuchsreihe wird durchgeführt, um Vergleichswerte schaffen und eine Rahmenabweichung aufstellen zu können. Dies wird in der Versuchsauswertung näher erklärt.

Alle Berechnungen der Vorbetrachtung dieser Versuchsreihe sind in Anhang 3 zu finden.

Ausgehend von einem Versagen der Biegetragfähigkeit wird über den Biegenachweis die Grenzlast  $F$  ermittelt. Der Nachweis der Biegetragfähigkeit für charakteristische Lasten ist wie folgt definiert:

$$\frac{M_d}{W_n} \leq f_{m,k} * k_h$$

#### Formel 9 Nachweis der Biegetragfähigkeit

mit:

$M_d$  - Momentenbelastung

$W_n$  - Netto-Widerstandsmoment

$f_{m,k}$  - charakteristischer Wert der Biegetragfähigkeit

$k_h$  - Höhenfaktor

Für die Grenzlastbestimmung wird diese Formel nach der Momentenbelastung umgestellt:

$$M_d = W_n * f_{m,k} * k_h$$

#### Formel 10 Berechnung maximaler Momentenbeanspruchung aus Biegenachweis

Nach der Berechnung der maximal möglichen Momentenbeanspruchung des Trägers, kann mit Hilfe der umgestellten Momentengleichung aus der Festigkeitslehre die Grenzlast  $F$  für mittig belastete Träger auf 2 Stützen bestimmt werden:

$$F = M_d / \frac{l}{4}$$

#### Formel 11 Einzellastberechnung aus umgestellter Momentengleichung

mit:

$M_d$  - Momentenbelastung

$l$  - effektive Länge

$F$  - Einzellast mittig aus Träger

Demnach ergibt sich eine Grenzkraft  $F$  von 8,07 kN. Es wird die Annahme getroffen, dass sowohl der Schwellendruck wie auch die Auflagerpressung bei diesem System von vernachlässigbarer Größe sind.

Ausgehend von einer Bruchlast  $F=8,07 \text{ kN}$  wurden folgende Belastungsstufen gewählt:

1. Belastungsstufe 2,3 kN
2. Belastungsstufe 4,5 kN
3. Belastungsstufe 7,0 kN
4. Belastungsstufe 10,0 kN

Die Geschwindigkeit der Be- und Entlastungen wurde auf 100 N/s festgelegt.

### Versuchsreihe 2

In der Versuchsreihe 2 wird die erste Verstärkungsmaßnahme getestet. Einseitig werden U120-Stahlprofile angebracht. Die Verbindung geschieht in dieser Versuchsreihe mit M12 Gewindestangen ohne Scheibendübel. Die Berechnungen dieser Versuchsreihe sind in Anhang 4 dieser Arbeit angehängt.

In der Vorbetrachtung wird von einem Versagen infolge der Querkräfte an den Verbindungsmitteln ausgegangen. Aus diesem Grund wurde die Grenzlast aus der maximalen Tragfähigkeit der Verbindungsmittel bestimmt. Um bereits im Vorfeld aus den Rechnungen möglichst viele Erkenntnisse zu gewinnen, wurde das genaue Berechnungsverfahren nach Johansen angewendet. Da die Stegdicke des U120-Profiles zwischen den festgelegten Grenzwerten für dicke und dünne Bleche liegt, mussten die Werte aus den Versagensmechanismen linear interpoliert werden. Aus der Berechnung im Anhang 4 ergab sich eine charakteristische Grenztragfähigkeit der Gewindestangen von  $F_{v,Rk}=5,94 \text{ kN}$ . Maßgebend wurde dabei das Versagen der Lochleibungsfestigkeit.

Das Versagen an den Verbindungsmitteln ist ein Versagen infolge Querkraft. Aus diesem Grund kann die Formel der Querkraftberechnung nach der Einwirkung umgestellt werden. Die Abbildung 13 ist ein Auszug aus der Berechnung im Anhang 4 und zeigt die Formel der Querkraftbelastung auf eine Gewindestange und darunter die nach der Einwirkung umgestellte Formel.

Grenzabscherkraft:

$$F_{v,Rk} = \text{MIN}(F_{v,Rk,1,int}; F_{v,Rk,2,int}; F_{v,Rk,3}) = \underline{\underline{5,94 \text{ kN}}}$$

$$N_k = F_{v,Rk} = 0,5 \cdot E_{d,Stahl} \cdot a_{\text{Bolzen}}$$

$$E_{k,Stahl} = \frac{F_{v,Rk}}{(0,5 \times a)} = 19,80 \text{ kN}$$

**Abbildung 13** Auszug aus der statischen Berechnung im Anhang 4  
(eigene Darstellung)

Die maßgebende Querkraft wird aus dem Stahlprofil auf die Gewindestange treffen. Aus diesem Grund wird auch die Belastung des Stahls mit 19,80 kN ermittelt. Über das bereits beschriebene Verhältnis der Biegesteifigkeiten kann berechnet werden, welche Belastung auf das gesamte System gegeben werden muss, damit der Stahlträger die ermittelte Grenzlaster von 19,80 kN aufnimmt. Daraus wurde eine Gesamtlaster von **22,27 kN** ermittelt. Bei dieser Last müsste ein Versagen der Lochleibungen an den VBM auftreten.

Daraus wurden folgende Belastungsstufen aufgestellt:

1. Belastungsstufe	5,3 kN
2. Belastungsstufe	10,0 kN
3. Belastungsstufe	16,0 kN
4. Belastungsstufe	21,0 kN
5. Belastungsstufe	27,0 kN

Aufgrund einer anfänglich fehlerhaften Vorbetrachtung wurde bei dem Versuch 2.1 nur bis zur 4. Belastungsstufe belastet. Die Belastungsstufe 5 wurde bei den folgenden Versuchen dieser Versuchsreihe ergänzt.

Die Geschwindigkeit der Belastung wurde auf 400 N/s festgelegt.

### **Versuchsreihe 3**

Die Berechnungen zur 3. Versuchsreihe sind in Anhang 5 zu finden.

Hier wurden die Verbindungsmittel mit C2 Scheibendübeln verstärkt. Für die Vorbetrachtung wurde zunächst, wie in der Versuchsreihe 2, die Grenztragfähigkeit der Gewindestangen nach Johansen berechnet. Da sich an der Geometrie und den Gewindestangen nichts verändert hat, bleibt die Grenzabscherkraft bei 5,94 kN.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit der Scheibendübel werden zunächst die Dübelabstände und die Mindestholzdicken geprüft. In der Abbildung 14 ist ein Auszug aus Anhang 5 dargestellt in der die Überprüfungen geführt wurden.

Holzdicke $t_{\text{vorh.}}$ =	60,0 mm
Mindestholzdicke $t_{\text{min}}$ =	30,0 mm
$a_{1,\text{vorh.}}$ =	600,00 mm
$(a_{3,t,\text{vorh.}}$ =	100,00 mm )
$a_{3,c,\text{vorh.}}$ =	100,00 mm
$a_{4,t,\text{vorh.}}$ =	60,00 mm
$a_{4,c,\text{vorh.}}$ =	60,00 mm

Mindestholzdicken:

Mindestholzdicken  $t_{\text{min}}$  = 30,0 mm

Kontrolle: WENN( $t_{\text{min}} \leq t_{\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!") = OK!

Dübelabstände:

$\alpha$ =	90°	=	90,00 °	
$a_1$ =	$(1,2 + 0,3 \cdot \cos(\alpha)) \cdot d_c$	=	60,00 mm	
Kontrolle:	WENN( $a_1 \leq a_{1,\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!	
$a_{3,t}$ =	$2,0 \cdot d_c$	=	100,00 mm	
(Kontrolle:	WENN( $a_{3,t} \leq a_{3,t,\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!	
$a_{3,c}$ =	$1,2 \cdot d_c$	=	60,00 mm	
Kontrolle:	WENN( $a_{3,c} \leq a_{3,c,\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!	
$a_{4,t}$ =	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin(\alpha)) \cdot d_c$	=	40,00 mm	
Kontrolle:	WENN( $a_{4,t} \leq a_{4,t,\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!	
$a_{4,c}$ =	$0,6 \cdot d_c$	=	30,00 mm	
Kontrolle:	WENN( $a_{4,c} \leq a_{4,c,\text{vorh.}}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!	

**Abbildung 14** Überprüfung der Mindestholzdicken und Mindestabstände aus Anhang 3 (eigene Darstellung)

Da sowohl die Mindestdicken der Hölzer wie auch die Mindestabstände der Dübel eingehalten sind, darf die Tragfähigkeit der Scheibendübel nach Abschnitt 2.4.3 berechnet werden. Für die Tragfähigkeit der Scheibendübel wurde eine Kraft von 6,4 kN errechnet. Summiert mit der Tragfähigkeit der Gewindestangen ergibt sich eine Grenztragfähigkeit des VBM von 12,3 kN.

Wie in der Versuchsreihe 2 wird nun über die Querkraft und der Biegesteifigkeiten die Gesamtlast ausgerechnet. Es ergibt sich daraus eine Gesamtbelastung von **46,11 kN**. Für die Versuche wurden folgende Belastungsstufen gewählt:

1. Belastungsstufe	10,0 kN
2. Belastungsstufe	20,0 kN
3. Belastungsstufe	30,0 kN
4. Belastungsstufe	38,0 kN
5. Belastungsstufe	48,0 kN

Für die Geschwindigkeit der Belastung wurden, ebenfalls wie in der Versuchsreihe 2, 400 N/s gewählt.

#### Versuchsreihe 4

In der Versuchsreihe 6 werden die ersten Versuche mit den Holzverstärkungen durchgeführt. Die Handrechnungen zu dieser Versuchsreihe sind in Anhang 4 an diese Arbeit angehängt. Da vorab nicht gesagt werden kann, ob es bei diesen Trägern zu

einem Biegeversagen oder wieder zu einem Querkraftversagen an den Stellen der Verbindungsmittel kommen wird, werden beide Versagensarten in der Vorbetrachtung berechnet. Die kleinere der beiden Tragfähigkeiten wird anschließend maßgebend.

Bei der Betrachtung der Biegetragfähigkeit kann angenommen werden, dass die Bruchlast des Hauptholzes gleich der errechneten Bruchlast aus der Versuchsreihe 1 ist. Dies kann angenommen werden, weil sich, bezogen auf das Hauptholz, weder die Geometrie noch die Lagerbedingungen oder die Krafterleitung geändert hat. Der Momentenverlauf entspricht dem aus der Versuchsreihe 1. Der Träger kann mit den Verstärkungen dennoch mehr Last aufnehmen, da hier die Biegekräfte zwischen den Querschnitten aufgeteilt werden können. Bei den Verstärkungen mit Holz kann die Lastaufteilung über die Biegesteifigkeit nach Lehmann und Stolze stattfinden, da hier, anders als bei den Stahlverstärkungen, von einer gleichen Durchbiegung der verbundenen Träger ausgegangen wird. Für die Ermittlung der Gesamtlast wird also die Lastaufteilungsformel nach dieser umgestellt. In Abbildung 15 sind dieser Vorgang und das Ergebnis aus der Vorbetrachtung zu sehen.

max. Gesamtlast über Lastaufteilung

$$p_{MH} = 8,07 = \frac{E_{0,mean} \times I_{MH}}{E_{0,mean} \times 2I_{y,SH} + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \times p_{ges}$$

$$\text{Umgestellt nach Gesamtkraft } p_{ges.} = 8,07 / \left( \frac{E_{0,mean} \times I_{y,MH}}{E_{0,mean} \times (I_{y,SH} \times 2) + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \right) = \underline{\underline{18,83 \text{ kN}}}$$

**Abbildung 15** Auszug der Biegetragfähigkeitsberechnung aus den Vorbetrachtungen  
(eigene Darstellung)

Für den vorliegenden Träger wird also eine rechnerische Grenzbiegetragfähigkeit von ca. 19 kN ermittelt. Anschließend wurde aus der Gesamtlast die Belastung der Seitenhölzer ermittelt und damit der Nachweis der Biegetragfähigkeit pro Seitenholz ermittelt. Im Ergebnis ergibt sich eine Auslastung von 1,0. Rein rechnerisch müsste es also zu einem gleichzeitigen Biegeversagen von Hauptholz und Verstärkung kommen. Dies ist allerdings eine sehr theoretische Annahme. Holz als natürlicher Rohstoff weist immer Abweichungen in seiner Struktur auf. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass einer der drei Holzträger früher als die anderen versagen wird.

Die Grenztragfähigkeit der Verbindungsmittel wird, wie in den vorhergehenden Versuchsreihen, nach dem genauen Verfahren von Johansen berechnet. Im Ergebnis wird der Versagensmechanismus j mit einer Grenzabscherkraft von 4,97 kN maßgebend. Demnach wird es zu einem Lochleibungsversagen mit gleichzeitiger Ausbildung zweier Fließgelenke im Verbindungsmittel kommen. Aus der Grenzabscherkraft wird nun wieder über die umgestellte Formel der

Querkraftberechnung und der Umstellung der Lastaufteilungsgleichung die Gesamtlast  $P_{\text{ges.}}$  errechnet. Diese Rückrechnung geschieht wie in Versuchsreihe 2 und 3. Daraus ergibt sich eine Gesamtbelastung von 29,00 kN.

Da die Grenztragkraft der Biegetragfähigkeit deutlich geringer ist als die der Verbindungsmittel, wird diese für den Versuch maßgebend. Der Verbundträger wird also rechnerisch bei **18,83 kN** ein Biegeversagen erreichen. Es wird angenommen, dass der Balken dabei in der Zugzone quer zu seiner Faser aufreißt. Folgende Belastungsstufen wurden getroffen:

1. Belastungsstufe	4,0 kN
2. Belastungsstufe	8,0 kN
3. Belastungsstufe	12,0 kN
4. Belastungsstufe	15,0kN
5. Belastungsstufe	18,0 kN
6. Belastungsstufe	21,0 kN
7. Belastungsstufe	24,0 kN

Es haben sich im Laufe der Versuche 7 Belastungsstufen entwickelt, da in der anfänglichen Vorbetrachtung ein fehlerhaftes Trägheitsmoment der Seitenhölzer angenommen wurde. Dies konnte erst im Nachhinein festgestellt werden. Trotzdem konnten die Versuche ab dem Versuch 4.2 auf 130 % (Belastungsstufe 7) ihrer Bruchlast belastet werden.

Die Geschwindigkeit dieses Versuchs wurde auf 400 N/s festgelegt.

### **Versuchsreihe 5**

Abschließend bleibt die Versuchsreihe 5. Die Vorbetrachtung zu diesem Versuch ist im Anhang 7 zu finden. Die einzige Veränderung ist der Einsatz der Typ 1 Scheibendübel. Da diese rechnerisch nichts an der Biegetragfähigkeit des Systems ändert, bleibt diese gleich der Versuchsreihe 4. Das heißt, dass auch hier die errechnete Bruchlast bei **18,83 kN** liegt.

Die Berechnung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel kann theoretisch vernachlässigt werden, da diese in der Versuchsreihe 4 nicht maßgebend wurden und die Scheibendübel diese nochmal verstärken würden. Im Anhang wurden diese jedoch trotzdem bemessen. Es konnte eine Grenzlast von 66,33 kN ermittelt werden.

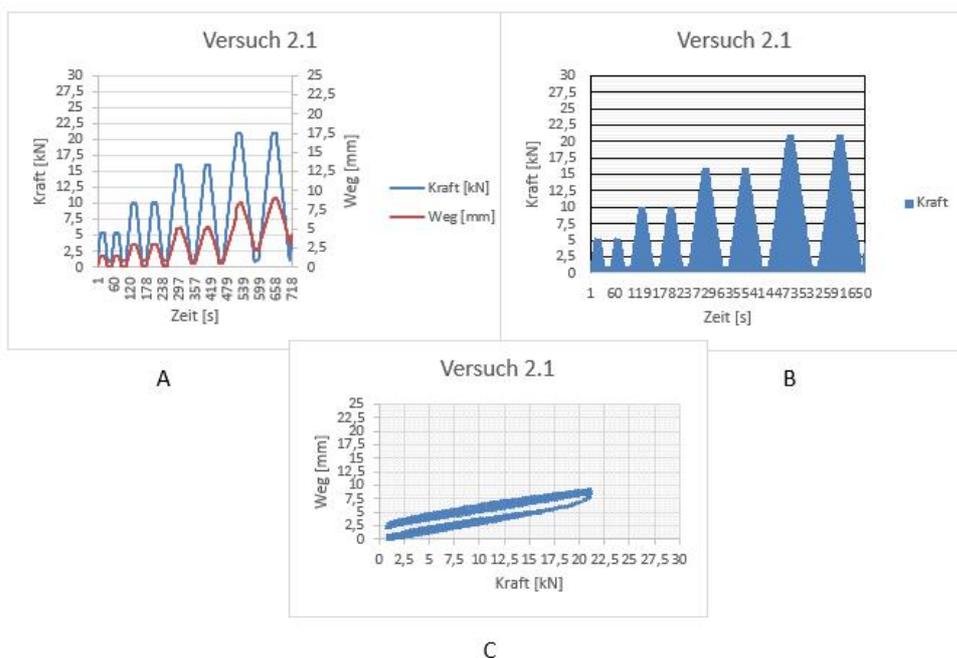
Zu beobachten bleibt ein möglicher Einfluss der Scheibendübel auf die Biegetragfähigkeit.

Für die Belastungsstufen und der Belastungsgeschwindigkeit wurden die Daten aus der Versuchsreihe 4 übernommen.

### 3.3 Versuchsauswertung und Vergleiche

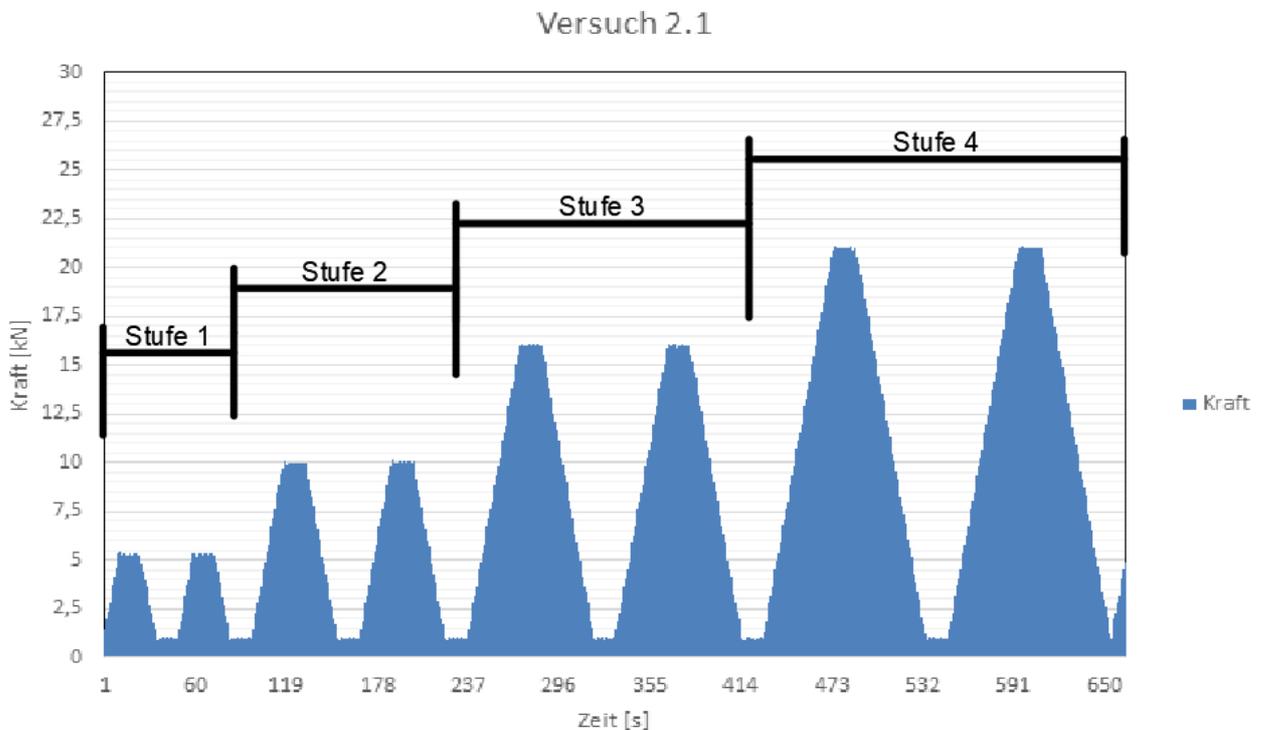
Für die Versuchsauswertung wird zunächst auf jede Versuchsreihe separat eingegangen. Anschließend sollen wichtige Ergebnisse zwischen den Versuchsreihen verglichen werden. Zur Veranschaulichung der Versuchsabläufe und der ermittelten Daten werden diese in verschiedenen Diagrammen graphisch dargestellt und dem Anhang dieser Arbeit beigelegt. Um zu wissen welche Diagramme in der folgenden Erklärung gemeint sind, wurden exemplarisch die Diagramme von Versuch 2.1 in der Abbildung 16 dargestellt.

Zuerst wurde jeder Versuch in einem Liniendiagramm (siehe A) dargestellt. Darin verlaufen zwei Graphen mit unterschiedlichen Abhängigkeiten. Der erste Graph beschreibt die Abhängigkeit von der Kraft zur Zeit. Über den zweiten wird die Abhängigkeit vom Weg zur Zeit dargestellt. Anhand der beiden übereinander liegenden Linien lässt sich die Verformung in Abhängigkeit zur Kraft gut erkennen. Des Weiteren wurde ein Balkendiagramm (siehe B) erstellt, in dem, wie im Liniendiagramm, die Kraft im Verhältnis zur Zeit dargestellt wurde. An diesem Diagramm ist das Belastungsregime deutlich besser zu erkennen und auch die Bruchlast ist, wenn erreicht, im Gegensatz zum Liniendiagramm besser abzulesen. Als dritte und letzte Veranschaulichung wurde ein Kraft-Verschiebungs-Diagramm (siehe C) gewählt. Dieses Liniendiagramm zeigt deutlich auf, ab welcher Kraft es zu einer Plastizität im Träger kommt und ob sich der Träger bei der Entlastung regenerieren kann. Dies ist deutlich zu erkennen, wenn im Graphen Hysteresen, umgangssprachlich auch „Schlaufen“, entstehen. Zusätzlich werden zu den Diagrammen Ansichtsbilder jedes Trägers nach der Versuchsdurchführung dargestellt.



**Abbildung 16** Darstellung Diagramme zur Versuchsauswertung  
(eigene Darstellung)

Zur Vorstellung des Belastungsregime ist in der folgenden Abbildung 17 beispielhaft das Balkendiagramm von Versuch 1.2 mit den eingezeichneten Laststufen dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass in jeder Laststufe der Versuchskörper zweimal be- und entlastet wird, wie es in Gliederungspunkt 5.2 „Versuchsdurchführung“ beschrieben ist. Dieser Diagrammaufbau ist bei allen Versuchen ähnlich.



**Abbildung 17** Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 2.1 mit eingezeichneten Laststufen  
(eigene Darstellung)

### Versuchsabweichungen

Bei der Auswertung der Ergebnisse muss mit gewissen Abweichungen gerechnet werden. Holz ist, anders als Stahl, ein natürlicher, anisotroper und inhomogener Rohstoff. Die Festigkeit von Holz ist laut [16] abhängig von:

- der Holzart,
- den Wachstumsverhältnissen,
- dem Feuchtegehalt,
- der Rohdichte,
- dem Faserverlauf und
- der Ästigkeit.

Fehler im Holz nehmen auf die Festigkeit nahezu immer Einfluss. Somit wurden durch Holzfehler auch die durchgeführten Laborversuche beeinflusst. Zum Einen könnten durch das Wachstum Fehler in der Struktur entstanden sein. Dabei kann es durch eine Häufung von Ästen oder durch eine wachstumsbedingte Abweichung des Faserverlaufs zu einer Veränderung in der Struktur und somit zu einem Herabsetzen

der Festigkeit kommen. Zum Anderen kann auch durch einen unterschiedlichen Feuchtegehalt im Holz eine Abweichung der Holzfestigkeit entstehen. In der Vorbereitung dieser Versuche wurde auf eine trockene Lagerung der Hölzer geachtet, jedoch konnte der tatsächliche Feuchtegehalt der Hölzer nicht bestimmt werden. Außerdem wurden bei der Montage teilweise Verdrehungen der Hölzer festgestellt, welche ebenfalls Einfluss auf die Festigkeiten in den Versuchen genommen haben könnten. Abweichungen bei den Versuchen sind also in gewissem Maße zu erwarten.

Um die Tatsache der Festigkeitsabweichungen im Holz auch bei den Berechnungen von Holztragwerken beachten zu können, sind die Festigkeitskennwerte im GZT mit 5%-Fraktilwerten angegeben. Das geht aus dem „holzbau handbuch“ [8] vom Informationsdienst Holz hervor. Diese Werte entstehen aus der statistischen Verteilung einer Reihe von Versuchsergebnissen. Sie entsprechen den unteren 5 % Grenzwerten der Normalverteilung. Dieser Wert ist somit ein Anhaltswert, mit dem gewährleistet wird, dass die Eigenschaft des Holzes die vorgegebene Festigkeit mit 95 %-iger Wahrscheinlichkeit überschreitet. Mit diesem Wert ist eine Sicherheit gegeben, um trotz der abweichenden Holzeigenschaften immer ein Tragwerk mit ausreichender Festigkeit gewährleisten zu können. Aufgrund dieser Sicherheit ist damit zu rechnen, dass die tatsächliche Bruchlast höher als die errechnete liegen könnte.

### **Auswertung Versuchsreihe 1**

Die Diagramme und Bilder zur 1. Versuchsreihe sind im Anhang 8 angefügt. In der Vorbetrachtung wurde ein Biegeversagen mit einer Bruchlast von 8,07 kN errechnet. Bei der Versuchsdurchführung kam es äußerlich nicht zu einem Versagen der Balken. Jedoch konnten während der Versuche deutliche Knackgeräusche in jedem Versuchskörper wahrgenommen werden. Diese zeigen, dass eine Schädigung der Struktur stattgefunden haben muss. Die Knackgeräusche wurden jeweils bei der ersten und zweiten Belastung auf 10,0 kN wahrgenommen. Diese Stufe entspricht ca. 125% der errechneten Bruchlast. Dass eine Schädigung stattgefunden hat, wird auch aus dem Kraft-Verschiebungs-Diagramm ersichtlich. In diesem ist bis zur Laststufe 4 ein nahezu linear-elastisches Verhalten der Holzbalken zu erkennen. Bereits nach der ersten Belastung mit 10,0 kN stellt sich bei den Versuchen 1.1 und 1.2 eine plastische Verformung ein. Anhand von plastischen Verformungen werden innere Schädigungen der Struktur deutlich erkennbar. Dadurch kann trotz der fehlenden äußerlichen Versagenserscheinung von einem Versagen der Tragfähigkeit bei 10,0 kN ausgegangen werden. Die Traglaststeigerung von der errechneten Bruchlast auf die tatsächliche beträgt 25% und kann über den abgeminderten Festigkeitswert auf den 5%-Fraktilwert erklärt werden.

Anhand dieser Versuchsreihe wurden die Rahmenbedingungen für die anderen Versuche festgelegt. Ist die Abweichung zwischen der Rechnung und dem

Versuchsergebnis ähnlich groß wie bei dieser Versuchsreihe, kann ebenfalls von einer Abweichung durch die Sicherheiten in den Kennwerten ausgegangen werden. Der Rahmen, in dem die tatsächlichen Ergebnisse liegen sollten, wird in dieser Arbeit auf den Faktor 1,20 bis 1,30 festgelegt. Somit sind zur Versuchsreihe  $1 \pm 5\%$  Abweichung toleriert. Ohne diesen geschaffenen Rahmen wäre es bei den anderen Versuchen nur schwer möglich, zwischen Fehlern in der Rechnung oder anderen Ursachen unterscheiden zu können.

### **Auswertung Versuchsreihe 2**

Die Diagramme und Ansichtsbilder der Versuchsreihe 2 sind im Anhang 9 zu finden. Die Vorbetrachtung zu dieser Versuchsreihe ergab, dass bei einer Gesamtbelastung von 22,27 kN ein Versagen in den Verbindungsmitteln eintreten wird. Genauer gesagt, soll es zu einem Versagen in der Lochleibung des Holzes kommen.

Während der Versuche kam es bei keinem der Träger zu einem äußerlichen Bruch in der Struktur. Dennoch wurden deutliche Knackgeräusche und visuell zu erkennende plastische Verformungen nach Abschluss der Versuche wahrgenommen. Diese Beobachtungen werden bei der Betrachtung der Kraft-Verschiebungs-Diagramme bestätigt. Besonders bei den Versuchen 2.2 und 2.3 ist eine deutliche Ausbildung von Hysteresen zu erkennen, was auf plastische Verformungen schließen lässt. Besonders ab dem Übertreten der Grenzlast, also bei ca. 23 kN, ist ein deutlicher Anstieg der Verformungen und der Plastizierung zu erkennen. Die Verformungen bei 27 kN erreichen im Versuch 2.2 mit ca. 21 mm ihr Maximum. Im entlasteten Zustand der Belastungsstufe 5 liegt die Verformung bei ca. 6,5 mm. Der entlastete Verformungszustand bei Belastungsstufe 4 lag bei knapp 2,5 mm. Zwischen den beiden Stufen hat sich eine Plastizität von 4 mm eingestellt. Diese ist somit um 260 % angestiegen. Im Vergleich dazu liegt der Unterschied der Verformung im entlasteten Zustand zwischen Stufe 1 und 4 bei 2,5 mm.

Zu beachten ist allerdings, dass sich die Verformung dieser Versuche nicht allein aus der Durchbiegung einstellt. Einfluss nimmt ebenfalls die Auflagerpressung und die Verformung aus den Verbindungsmitteln (Lochspiel, Eindrücken des Gewindes).

Wie in Versuchsreihe 1 wird trotz fehlendem äußerlichem Bruchversagen aufgrund der Verformungen und der Beobachtungen während des Versuches ein Erreichen der Grenztragfähigkeit bei 27 kN festgelegt. Im Vergleich zur errechneten Grenzlast der Tragfähigkeit aus der Vorbetrachtung, ist die ermittelte Grenzlast um 21 % höher. Dies liegt im vorgegebenen Rahmen und kann somit mit den Sicherheitswerten in der Rechnung erklärt werden.

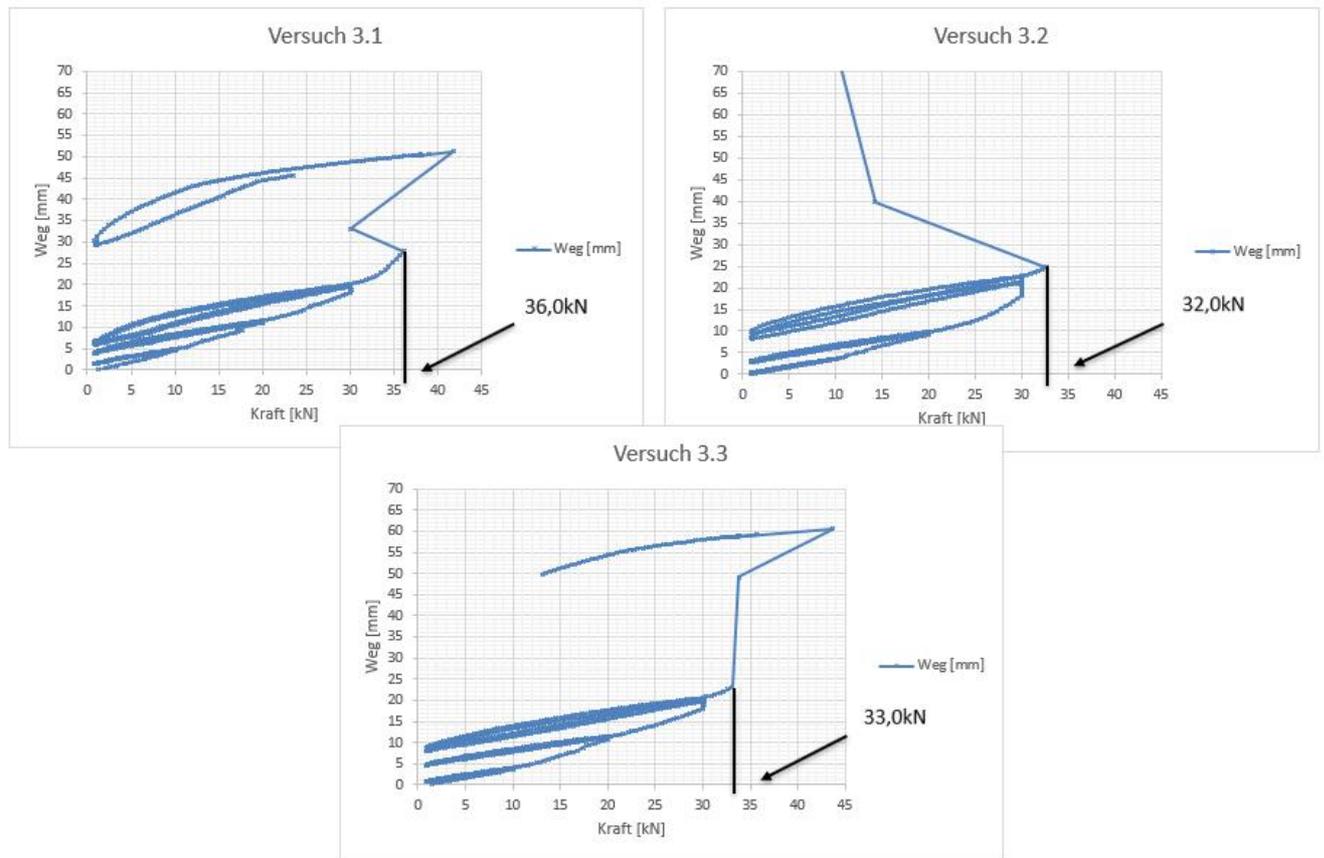
### **Auswertung Versuchsreihe 3**

Die Diagramme und Übersichtsbilder aus Versuchsreihe 3 sind im Anhang 10 beigelegt. In der Vorbetrachtung dieser Versuchsreihe wurde wie in der Versuchsreihe 2 von einem Versagen der Verbindungsmittel ausgegangen. Die errechnete Bruchlast konnte mit den Scheibendübeln allerdings auf eine Kraft von 46,11 kN gesteigert werden. Die Errechnung dieser Bruchlast ist in den Vorbetrachtungen genau beschrieben.

Das Ergebnis dieser Versuchsreihe konnte allerdings den Erwartungen nicht entsprechen, da in jedem Versuchskörper ein Versagen weit unterhalb der Bruchlast eingetreten ist.

Für die Auswertung der Versuche sind die Balkendiagramme irreführend. Besonders die Diagramme für Versuch 3.1 und 3.3 können leicht zu Fehlinterpretationen führen, da in beiden eine einzelne Messspitze auftritt, welche die anderen Messungen deutlich übertritt. Dies ist kein Fehler der Maschine, sondern entstand infolge der Versagenserscheinung. Unmittelbar vor dieser Messspitze kam es zum Versagen des Holzträgers. Dieser wurde dadurch in Schwingung versetzt und schnappte an die Kraftmessdose zurück, wodurch diese Messspitze erzielt wurde. Es wird vermutet, dass dies auch der Grund ist, weshalb die Maschine das Abbruchkriterium nicht erkennen konnte und das Versuchsprotokoll weiter verfolgte. Deshalb laufen die Graphen im Gegensatz zum Diagramm 3.2 vorübergehend weiter.

Das Versagen der Träger ist in den Kraft-Verschiebungs-Diagrammen (siehe Abbildung 18) besser zu erkennen. Aufgrund der unverhältnismäßigen Verschiebungen, die infolge des Versagens eintreten, können die Bruchlasten sehr gut abgelesen werden.



**Abbildung 18** Kraft-Verschiebungs-Diagramme aus der Versuchsreihe 3 mit eingetragenen Bruchlasten (eigene Darstellung)

Das Versagen bei Versuch 3.1 stellt sich bei einer Belastung von 36,0 kN ein und erreichte damit die größte Tragfähigkeit der drei Versuche. Während des Versuches 3.2 wurde die Grenztragfähigkeit bereits bei 32,0 kN erreicht. Der Versuch 3.3 konnte nur mit 1,0 kN mehr belastet werden, bevor auch der Träger versagte. Die Übersichtsbilder aus dem Anhang zeigen deutlich, dass es bei allen Versuchen zu einem Querkraftversagen an den Verbindungsmitteln kam.

Zwar konnte die Bruchlast im Vergleich zur Versuchsreihe 2 gesteigert werden, jedoch entsteht eine deutliche Diskrepanz zwischen den Rechnungen und den Versuchsergebnissen. Die ermittelte untere Bruchlast der Versuchsreihe beträgt 32,0 kN und liegt damit ca. 14,0 kN unter der errechneten Bruchlast. Selbst die höchste erreichte Tragfähigkeit unterschreitet die errechnete um 10,0 kN.

Bei dem Versuch dieses Ergebnis zu erklären, wurden verschiedene Möglichkeiten betrachtet. Die erste Möglichkeit wäre ein Fehler in der Vorbetrachtung. Deshalb wurde diese noch einmal detailliert aufgeschlüsselt. Die Tragfähigkeitsberechnung der Gewindestangen wurde aus der Versuchsreihe 2 übernommen. In der Auswertung dieser Versuchsreihe konnte die Rechnung bestätigt werden. In dieser Rechnung kann also kein Fehler aufgetreten sein. Zur Überprüfung der errechneten Tragfähigkeit des

Scheibendübeln wurden diese mit der angegebenen Tragfähigkeit vom Hersteller verglichen. Im Anhang 13 ist die von Würth angegebene Leistungserklärung zu den verwendeten Scheibendübeln angehängt. Im Punkt 8 ist die charakteristische Tragfähigkeit der verwendeten Scheibendübel mit 6,36 kN angegeben. Die errechnete Tragfähigkeit in der Vorbetrachtung ergab 6,4 kN und stimmt mit der angegebenen überein. Diese Rechnung kann also auch nicht fehlerhaft sein.

Bereits in der Vorbetrachtung wurden die Mindestabstände und Mindestholzdicken nach Norm [5] in der Abbildung 14 als ausreichend nachgewiesen. Der Dübelhersteller Würth verweist in der Bemessungshilfe (siehe Anhang 15) ebenfalls auf diese Norm. Hier kann also ebenfalls kein Fehler vorliegen.

Messfehler könnten eine weitere Fehlerquelle darstellen, jedoch kann auch das widerlegt werden. Da die Ermittlung der Messdaten über zwei unabhängig voneinander laufenden Systemen stattfand und diese weitestgehend übereinstimmen, kann auch das nicht die Erklärung sein.

Auch die Möglichkeit der falschen Einbringung wurde in Betracht gezogen. Jedoch wurden alle Vorgaben der Firma Würth zur Montage beachtet. Diese Vorgaben können dem Anhang 14 entnommen werden. Zudem ist in der Abbildung 19 deutlich zu erkennen, dass die Einpressung der Dübel vollständig stattgefunden hat.



**Abbildung 19** Seitenansicht während des Versuchs 3.2  
(eigene Aufnahme)

Nach all diesen Untersuchungen muss zugegeben werden, dass die Diskrepanz zwischen den Rechnungen und den Versuchen nicht erklärt werden kann. Es wurden sowohl in der Rechnung als auch in der Versuchsvorbereitung alle Vorgaben eingehalten. Dennoch können die Versuchsergebnisse auf keiner Weise mit den Rechnungen in Einklang gebracht werden.

## Auswertung Versuchsreihe 4

Die erstellten Diagramme mit den Ergebnissen aus der 4. Versuchsreihe sind im Anhang 11 dargestellt. In der Vorbetrachtung wurde sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel untersucht. Dabei wurde das Versagen der Biegetragfähigkeit mit einer Grenzlast von 18,83 kN maßgebend.

Der erste Versuch wurde mit einer Maximallast von 18,0 kN belastet. Ein äußerliches Bruchversagen ist nicht eingetreten. Der Graph aus dem Kraft-Verschiebungs-Diagramm weist ebenfalls einen nahezu linearen Spannungsverlauf auf. Die Verformung nach der 5. Belastungsstufe liegt dort bei ca. 1,8 mm und ist damit als sehr gering zu betrachten, zumal ein Teil dieser Verformung der Auflagerpressung zuzuordnen ist.

Nach diesem Versuch wurden zwei weitere Belastungsstufen bei 21,0 kN und 24,0 kN in das Belastungsregime eingefügt.

Im Versuch 4.3 sind auch bei den zusätzlichen Laststufen keine Schädigungen aufgetreten. Zwar konnte bei der letzten Belastungsstufe deutliches Knacken wahrgenommen werden, jedoch ist im Last-Verschiebungs-Diagramm wieder nur eine sehr geringe Verformung nach Abschluss des Versuches zu erkennen. Insgesamt ergab sich eine plastische Verschiebung von ca. 2,4 mm.

Anders als bei Versuch 4.1 und 4.3 kam es bei Versuch 4.2 noch vor Beendigung des Versuches zu einem Versagen des Bauteils. Aus dem Säulendiagramm im Anhang 11 zum Versuch 4.2 ist ein Versagen bei einer Kraft von 24,0 kN zu erkennen. Wie erwartet, kam es zu einem Aufreißen der Zugzone infolge eines Biegeversagens. Im Übersichtsbild im Anhang ist zwar auch ein Riss entlang des VBM zu erkennen, welcher ein Querkraftversagen vermuten lässt, allerdings ist in den Videoaufnahmen deutlich zu sehen, dass erst die Zugzone aufreißt und das Versagen am VBM nur eine Folge dessen ist. In der Vorbetrachtung wurde ebenfalls ermittelt, dass sowohl das Mittelholz wie auch die Seitenhölzer bei der ermittelten Maximallast eine Auslastung der Biegefestigkeit von 1,0 haben und somit beide gleichzeitig versagen werden. Wie aber bereits erwartet, ist das nicht eingetreten. Während des Versuches, aber auch besonders auf den Videoaufnahmen, konnte gut erkannt werden, dass zuerst das Mittelholz und anschließend die Seitenhölzer versagt haben. Dies ist deutlich in dem Bild A) der Abbildung 20 zu sehen. Dieses Bild wurde zu dem Zeitpunkt aufgenommen, als das Versagen des Mittelholzes eingetreten ist, die Seitenhölzer aber noch intakt waren. Dieser Unterschied kann unter anderem mit der Inhomogenität und den Strukturfehlern des Werkstoffs erklärt werden.



**Abbildung 20** Fotografien des Versuchs 4.2  
(eigene Aufnahmen)

In Foto B) ist deutlich zu sehen, dass das Versagen des Hauptholzes in der Keilzinkenverbindung aufgetreten ist, obwohl sich diese etwas außerhalb des maximalen Momentes befand. Das geht auch aus der Gesamtansicht in Anhang 11 hervor. Das Versagen der Seitenhölzer ist nahezu mittig eingetreten. Die Keilzinkenverbindung ist also als Schwachstelle des Trägers hervor gegangen. Das könnte auch der Grund dafür sein, dass das Versagen des Hauptholzes eher eingetreten ist und dass dieser Versuch im Gegensatz zum Versuch 4.3 in der Belastungsstufe 7 versagt. Zudem befanden sich in der Zugzone der beiden Seitenhölzer Äste, die die Faserstruktur gestört haben könnten. Diese Beobachtungen fallen unter die bereits angesprochenen Holzfehler und stellen keine weiteren Probleme dar, da die errechnete Grenzlast eingehalten wurde. Sie wurde sogar um 27 % überschritten und liegt damit im vorgegebenen Rahmen.

Auffallend ist jedoch, dass das Aufreißen der Keilzinkenverbindung nicht hätte passieren dürfen, da die Biegezugfestigkeit dieser Verbindung laut DIN [6]:“[...] muss gleich oder größer sein als die deklarierte Biegefestigkeit des ungezinkten Holzes.“ Demnach hätte der Träger an der Stelle des maximalen Momentes versagen müssen. Aber auch hier ist darauf zu verweisen, dass die erforderliche Tragfähigkeit dennoch eingehalten und im angemessenen Rahmen überschritten wurde.

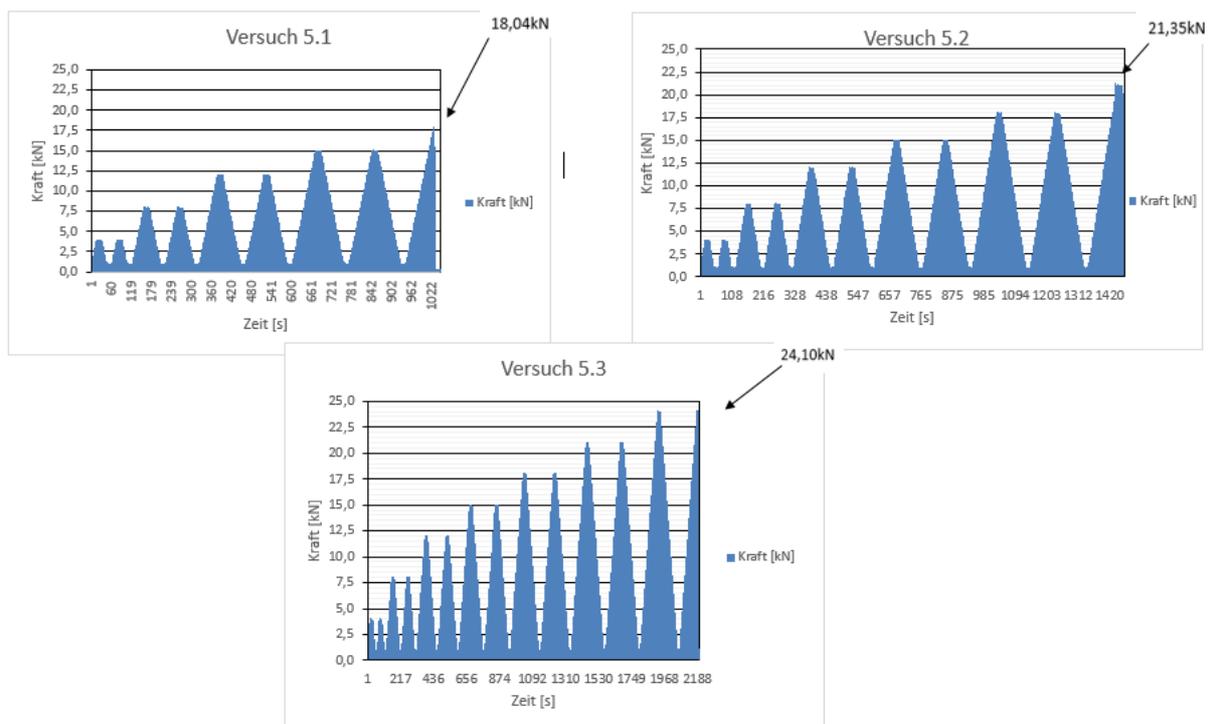
### **Auswertung Versuchsreihe 5**

Abschließend wurde Versuchsreihe 5 mit zusätzlichen Scheibendübeln untersucht. Die Diagramme und Bilder sind im Anhang 12 zu finden.

Die Vorbetrachtung dieser Versuchsreihe gestaltete sich recht einfach, da die eingepressten Dübel auf die maßgebende Biegetragfähigkeit keinen Einfluss nehmen sollten und die Tragfähigkeit der VBM verstärkt. Es wird also wieder mit einem Biegeversagen bei 18,83 kN gerechnet, mit dem Wissen, dass die tatsächliche Grenzlast um den Faktor 1,20 bis 1,30 höher liegen muss als die Errechnete.

In der folgenden Abbildung 21 sind die Säulendiagramme der drei Versuche zusammengefasst dargestellt. An den Graphen der jeweiligen Diagramme sind die Bruchlasten der Versuche angezeigt. Zur besseren Betrachtung sind die Diagramme in größerer Form im Anhang 12 dargestellt.

Anders als erwartet, sind die Bruchlasten aus der 5. Versuchsreihe teilweise deutlich geringer als die aus der Versuchsreihe 4. Trotz gleicher Belastungsstufen kam es in der Versuchsreihe 5 bei jedem Probekörper zum Versagen. Der Versuch 5.1 versagte bereits beim Erreichen der Belastungsstufe fünf und bleibt mit einer Bruchlast von 18,04 kN unterhalb der rechnerischen Grenztragfähigkeit. In der Abbildung 22 ist das Bruchbild des Probekörpers zu sehen. Daran wird deutlich, dass das Mittelholz im Bereich des maximalen Moments aufgerissen ist. Das Bruchbild im Seitenholz lässt dagegen eher auf ein Querkraftversagen schließen. Beim Betrachten der Videoaufnahmen wird jedoch deutlich, dass das Mittelholz als erstes versagt und sich als Folge darauf das Versagen in den Seitenhölzern einstellt.



**Abbildung 21** Säulendiagramme der Versuchsreihe 5 aus dem Anhang 12 (eigene Darstellung)



**Abbildung 22** Bruchbild des Versuchs 5.1  
(eigene Aufnahme)

Der 2. Versuchskörper übersteht zwar die Belastungsstufe fünf, versagt jedoch während der Belastungsstufe sechs. Die Bruchlast liegt bei 21,35 kN. Auf der Gesamtansicht im Anhang ist kein äußerliches Versagen zu erkennen, da es nur zu einem Versagen in der Zugzone des Hauptholzes gekommen ist. Das Bild in der Abbildung 23 ist kurz nach Abschluss des Versuches noch auf dem Prüfstand entstanden und zeigt die aufgerissene Unterseite des Mittelholzes.



**Abbildung 23** Bruchbild an Unterseite des Versuchskörpers 5.2  
(eigene Aufnahme)

Der letzte Versuch konnte die meiste Last aufnehmen, versagte jedoch auch bei einer Kraft von 24,10 kN. Auch hier kam es zum Biegeversagen im Hauptholz.

Auffallend in dieser Versuchsreihe ist eine große Streuung der Ergebnisse. In der Regel muss der kleinste Wert als maßgebende Tragfähigkeit angegeben werden. Damit würde die errechnete Tragfähigkeit, trotz der Sicherheiten in den Festigkeitswerten, unterschritten werden.

Der Mittelwert aus den drei Versagenslasten beläuft sich auf 21,16 kN. Dieser Wert ergibt eine Steigerung der errechneten Traglast von ca. 12 % und liegt damit immer noch unterhalb der bestimmten minimalen Steigerung von 20 %. Die Rechnung der Biegetragfähigkeit in der Vorbetrachtung ist in der Versuchsreihe 4 bestätigt worden. Der Grund für diese Unterschreitung der errechneten Werte muss also etwas anderes sein. Die Möglichkeiten werden im Vergleich zwischen Versuchsreihe 4 und 5 näher betrachtet.

### Tabellarischer Vergleich aller Versuchsergebnisse

Zusammenfassend wurden in der nachfolgenden Tabelle 3 alle Ergebnisse der Versuchsreihen aufgefasst. Zudem wurde die Erhöhung der Tragfähigkeiten im Vergleich zur Versuchsreihe 1 in Prozent angegeben.

Versuchsreihe	errechnete Bruchlast	ermittelte Bruchlast	erreichte Verstärkung (rechnerisch)	erreichte Verstärkung (ermittelt)
VR 1	8,07 kN	10,0 kN	-	-
VR 2	22,27 kN	27,0 kN	276 %	270 %
VR 3	46,11 kN	32,0 kN	571 %	320 %
VR 4	18,83 kN	24,0 kN	233 %	240 %
VR 5	18,83 kN	18,0 kN	233 %	180 %

**Tabelle 3** Versuchsergebnisse und prozentualer Anteil der Verstärkungen  
(eigene Darstellung)

### Vergleich der Versuchsreihen 2 und 3

Die Tragfähigkeit aus der Versuchsreihe 2 konnte rein rechnerisch durch das Einbringen der Scheibendübel in der Versuchsreihe 3 mehr als verdoppelt werden. Jedoch spiegeln die Versuchsergebnisse, wie bereits ausgewertet wurde, ein anderes Ergebnis wider. Zwar konnte die Tragfähigkeit über die Scheibendübel erhöht werden, jedoch nicht in dem Maße wie es errechnet wurde. Aus der Tabelle 3 kann einer Erhöhung der Bruchlast um 5,0 kN (Diff. VR 2 und 3 ermittelte Bruchlast) abgelesen werden. Die erwartete Erhöhung betrug allerdings über 23,0 kN (Diff. VR 2 und 3 errechnete Bruchlast). Wie bereits beschrieben, kann trotz umfangreicher Analyse nicht geklärt werden, wie es zu dieser Abweichung in der Versuchsreihe 3 kommt.

## Vergleich der Versuchsreihen 4 und 5

Beim Vergleich der beiden Versuchsreihen mit aufgedoppelter Vollholzverstärkung fällt auf, dass rechnerisch kein Unterschied zwischen dem Aufbau mit und ohne Scheibendübel entsteht. Bei der Auswertung der Biegedruckversuche konnte jedoch festgestellt werden, dass die Versuchsreihe mit Scheibendübel im Durchschnitt deutlich geringere Bruchlasten aufweist als die Versuchsreihe ohne Scheibendübel. Die tatsächliche Bruchlast der Versuchsreihe 4 lag bei 24,0 kN. Die minimale und damit maßgebende Bruchlast aus der Versuchsreihe 5 lag bei 18,0 kN. Mit der Bruchlast von 18,0 kN wurde selbst der Rechenwert der Tragfähigkeit unterschritten. Bei beiden Versuchsreihen kam es zu einem Biegeversagen. Es scheint als hätten die eingepressten Scheibendübel einen negativen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit der Träger genommen.

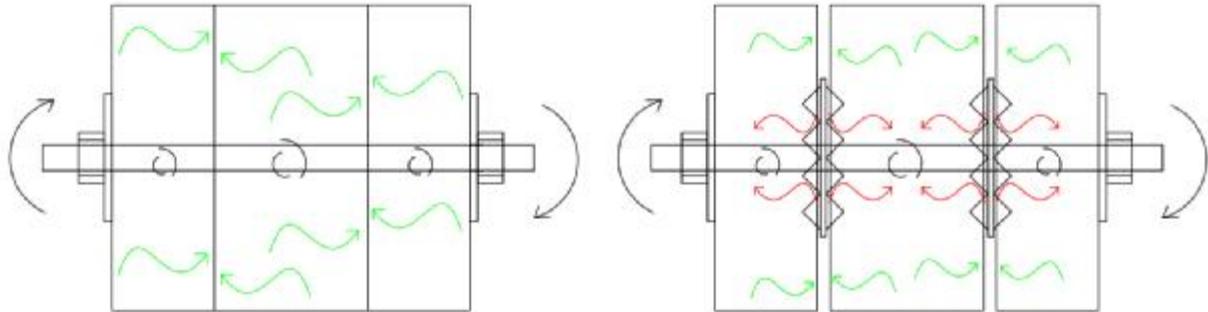
Grund dafür könnte zum einen eine falsche Anbringung der Scheibendübel sein. Zu beachten sind bei der Anbringung die Mindestabstände und die Mindestdicken der Verbindung. Diese wurden jedoch in der Vorbetrachtung im Anhang 5 geprüft und als ausreichend nachgewiesen. Des Weiteren wäre eine falsche Einbringung der Dübel eine Möglichkeit. Jedoch wurden alle vom Hersteller angegebenen Anwendungsbedingungen eingehalten. Ein Fehler in der Einbringung könnte noch von Ungenauigkeiten des Drehmomentschlüssels ausgegangen sein. Zwar wurde jede Mutter mit 90 Nm angezogen, jedoch könnte es durch den Schlüssel zu Abweichungen gekommen sein, wovon allerdings nicht ausgegangen wird.

Ein weiterer Grund für diese Versagenserscheinungen wäre die fehlerhafte Zuteilung der Sortierklassen. Da die Hölzer allerdings äußerlich keine unverhältnismäßigen Fehler aufgewiesen haben, wird auch das als unwahrscheinlich betrachtet. Auch wäre es sehr ungewöhnlich, dass alle Versuchskörper dieser Reihe in eine falsche Sortierklasse eingeteilt wurden. Da aber selbst die durchschnittliche Bruchlast deutlich unter der Bruchlast von Versuchsreihe 4 liegt, ist auch davon nicht auszugehen.

Eine weitere Möglichkeit wären Messfehler in der Versuchsreihe, jedoch kann auch das widerlegt werden, da die Messung sowohl über die Maschinendaten durchgeführt wurden wie auch über die Kraftmessdose und dem induktiven Wegaufnehmer. Diese Messdaten stimmen weitestgehend überein.

Letztlich bleibt die Möglichkeit, dass die Scheibendübel tatsächlich die Biegetragfähigkeit der Träger verschlechtern haben. Es wird die Theorie aufgestellt, dass die Scheibendübel die Verbundwirkung zwischen den Holzträgern verschlechtern. Ohne die Scheibendübel werden die Balken über ihre gesamte Fläche durch das Anzugsmoment der Gewindestangen aneinandergespresst. Dies ist in der Abbildung 24 auf der linken Seite dargestellt. Desto stärker die Pressung, desto besser kann die Kraftübertragung, die über die Biegesteifigkeiten ermittelt wurde, stattfinden. Dargestellt ist die Pressung über die grünen Pfeile. Auf der rechten Seite ist der Aufbau

mit Scheibendübeln zu erkennen. Da die Scheibendübel zwischen den Trägern liegen, liegen diese nun nicht mehr auf der gesamten Fläche aneinander. Zudem kommt, dass durch die Blechdicke des Dübels die Pressung der Träger reduziert wird, bzw. es an den Blechen zu Spannungen kommt und diese der Pressung sogar entgegenwirken können. Dies wird über die roten Pfeile in der Abbildung 24 dargestellt.



**Abbildung 24** Darstellung der Pressung zwischen den Trägern aus Versuchsreihe 4 (links) und Versuchsreihe 5 (rechts) (eigene Darstellung)

Aus diesem Grund kann die Kraftübertragung über die Biegesteifigkeiten nicht mehr in der Art stattfinden, wie es bei der Verbindung ohne Dübel der Fall war. Die Kraftübertragung nach dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten wird um einen noch unbekanntem Faktor reduziert. Dadurch muss das Hauptholz mehr Kraft aufnehmen und erreicht somit bereits bei weniger Gesamtbelastung seine Grenztragfähigkeit.

In der Praxis sollte dieser Fakt also unbedingt beachtet werden. Aus diesem Grund wird aus den Ergebnissen dieser Druckversuche ein Beiwert ermittelt, über den die abgeschwächte Pressung infolge der Scheibendübel berücksichtigt werden kann. Dieser Beiwert, im Folgenden auch „Scheibendübelbeiwert“ genannt, wird hier mit „ $p_{SDZ}$ “ bezeichnet. Das Symbol „ $p$ “ wird in der Physik bereits als Formelzeichen für die Flächenpressung verwendet. Der Indize „SDZ“ steht für die Scheibendübel mit Zähnen, da dieser Beiwert nicht für die Verwendung von Scheibendübeln mit Dornen vorgesehen ist und für diese erst noch geprüft werden muss. Um in dem Beiwert für eine ausreichende Sicherheit bei der Bemessung zu sorgen, wird er über die niedrigsten Tragfähigkeitswerte aus Versuchsreihe 4 und 5 berechnet. Der Beiwert „ $p_{SDZ}$ “ ergibt sich nach folgender Gleichung:

$$p_{SDZ} = \frac{F_{c,VR5}}{F_{c,VR4}} = \frac{18,0kN}{24,0kN} = 0,75$$

**Formel 12** Ermittlung des Beiwertes „ $p_{SDZ}$ “ zur Berücksichtigung der Verminderung der Biegetragfähigkeit durch Scheibendübel

Für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit mit eingesetzten Scheibendübeln des Typs C1 oder C2, kann nun die ermittelte Biegetragfähigkeit ohne Scheibendübel mit dem Beiwert „ $p_{SDZ}$ “ abgemindert werden.

Zur Überprüfung dieses Beiwertes wird im Anhang 5 die Vorbetrachtung mit dem ermittelten Beiwert angepasst. Dazu wird die ermittelte Grenztragkraft der Biegetragfähigkeit mit dem Beiwert  $p_{SDZ}$  abgemindert. In der folgenden Abbildung 25 ist ein Ausschnitt dieser Rechnung dargestellt.

**Biegetragfähigkeit mit Scheibendübel:**

Hauptholz

max Druckkraft  $F_H$   $p_{MH} =$  8,07 kN  
(siehe Versuchsreihe 1)

Scheibendübelbeiwert  $p_{SDZ} =$  0,75

max. Gesamtlast über Lastaufteilung

$$p_{MH} = 8,07 = \left( \frac{E_{0,mean} \times I_{MH}}{E_{0,mean} \times 2I_{y,SH} + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \times p_{ges} \right) \times p_{SDZ}$$

$$\text{Umgestellt nach Gesamtkraft } p_{ges.} = (8,07 / \left( \frac{E_{0,mean} \times I_{y,MH}}{E_{0,mean} \times (I_{y,SH} \times 2) + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \right)) \times p_{SDZ} = 14,12 \text{ kN}$$

**Abbildung 25** Mit Scheibendübelbeiwert  $p_{SDZ}$  korrigierte Biegetragfähigkeit der Versuchsreihe 5 (Auszug aus Anhang 7)  
(eigene Darstellung)

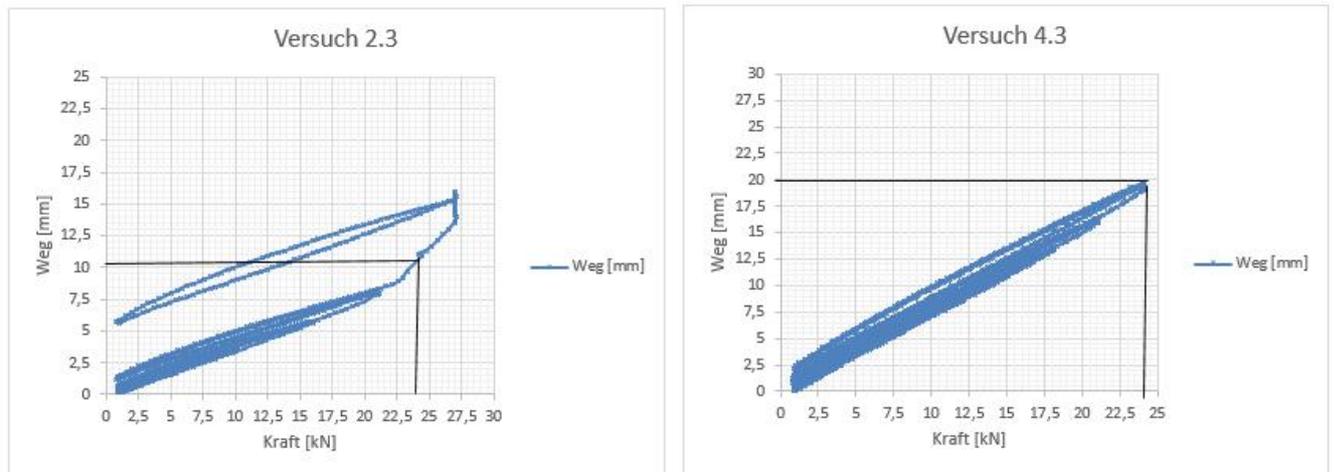
Es ergibt sich eine neue Grenzbelastung bei 14,12 kN. Die ermittelte Grenztragfähigkeit aus den Versuchen liegt bei 18,0 kN und ist damit um 28 % größer. Somit würde die errechnete Tragfähigkeit im geschaffenen Rahmen aus der Versuchsreihe 1 liegen und kann mit den 5%-Fraktilwerten erklärt werden. Die Rechnung geht mit Hilfe des Scheibendübelbeiwertes auf.

Mit dieser neuen Gesamtkraft wird weiterführend im Anhang 5 der Biegenachweis für die Verstärkungen geführt. Dieser ergibt eine Auslastung von 56 %. Damit kann nun auch erklärt werden, weshalb die Bruchbilder der Seitenhölzer kein Biegeversagen aufweisen, sondern ein Querkraftversagen (Versuch 5.1 und 5.3) oder ohne Versagenserscheinung (Versuch 5.2) geblieben sind.

**Vergleich der Versuchsreihe 2 und 4**

Materialübergreifend sollen die Verstärkungen mit Stahl und Holz ohne Scheibendübel gegenübergestellt werden. Stahl besitzt im Gegensatz zu Holz das weitaus größere E-Modul was darauf schließen lässt, dass dadurch auch eine bei weitem bessere Verstärkung erzielt werden könnte. Zwar ist dem auch der Fall, jedoch ist die ermittelte Verstärkungsleistung nach Tabelle 3 nur um 30 % höher als die der Holzverstärkung.

Dieser Unterschied ist bei Prozentzahlen von 240 % und 270 % nicht als vernachlässigbar, aber als recht gering zu bewerten.



**Abbildung 26** Kraft-Verschiebungs-Diagramme der Versuche 2.3 und 4.3  
(eigene Darstellung)

Für die Betrachtung der Verformungsverhalten beider Verstärkungen ist in der Abbildung 26 jeweils ein Kraft-Verschiebungs-Diagramm aus beiden Versuchsreihen gegenübergestellt. Dabei fällt auf, dass die Verformung des Versuchs 4.3 bei einer Last von 24,0 kN doppelt so groß ist wie die des Versuchs 2.3. Die Verformung kann also mit einer Stahlverstärkung deutlich reduziert werden. Jedoch ist im linken Diagramm bereits ab 22,0 kN ein steilerer Anstieg des Graphen zu erkennen. Das lässt auf eine bereits eintretende plastische Verformung schließen. Der Versuch 2.3 konnte noch bis zu einer Last von 27,0 kN belastet werden, bildet jedoch ab 22,0 kN Last eine ungewünschte Plastizität aus. Diese beläuft sich nach Abschluss des Versuchs auf ca. 6 mm. Die Versuchsreihe mit der Holzverstärkung hingegen, weist bis zu seiner Grenztragfähigkeit ein nahezu elastischen Spannungsverlauf auf. Die plastische Verformung nach Abschluss des Versuchs beläuft sich auf ca. 2,5 mm.

## 4 Wahl der Verstärkungsvariante für den Mobilfunkstandort

Anschließend an die Biegedruckversuche mit den unterschiedlichen Verstärkungsmaßnahmen soll nun eine sinnvolle Wahl für die Verstärkung des vorliegenden Mobilfunkstandortes getroffen werden.

Bei der Betrachtung der reinen Zahlen aus Tabelle 3 geht deutlich hervor, dass die Verstärkung mit dem U120-Stahlprofil und den eingepressten Scheibendübeln die tragfähigste Verstärkungsmaßnahme ist. Auch trotz der hohen Diskrepanz zwischen der rechnerischen Verstärkungsleistung gegenüber der ermittelten, beträgt diese immer noch 320 % und liegt damit über den anderen Verstärkungsvarianten.

Natürlich ist nicht immer eine Verstärkungsleistung in dieser Höhe notwendig. Abhängig von der angreifenden Last kann auch mit einer geringeren Verstärkungsleistung die Tragfähigkeit für den Mobilfunkstandort erreicht werden.

Zudem ist bei der Wahl der Verstärkungsart bei Dachstandorten nicht nur die Tragfähigkeit entscheidend. Weitere wichtige Kriterien sind die Verformungseigenschaften, die Wirtschaftlichkeit sowie die Montage.

In der Tabelle 4 wurden die Vor- und Nachteile der Verstärkungen mit Holz und Stahl dargestellt:

Verstärkungsmaßnahme	Vorteil	Nachteil
Verstärkung mit Stahl	+ hohe Tragfähigkeit + geringere Verformung	- Montageschwierigkeiten - Preis - Rechenmodell aus der Literatur nicht anwendbar
Verstärkung mit Holz	+ Montage + geringere plastische Verformung + preiswerter	- kleinere Tragfähigkeiten - größere Verformungen

**Tabelle 4** Vor- und Nachteile von Verstärkungen mit Stahl und Holz  
(eigene Darstellung)

Der Vorteil der Verstärkungen mit Stahl gegenüber den Holzverstärkungen sind die hohen Tragfähigkeiten, die erreicht werden können. Zudem kann die Verformung durch die Steifigkeit des Stahls recht gering gehalten werden. Holz kann weder bei der Verstärkungsleistung noch den Verformungen gegenüber Stahl mithalten. Das ist bei den Untersuchungen deutlich geworden. Jedoch konnte bei den Holzverstärkungen bis zur Bruchlast ein nahezu linear-elastischer Spannungsverlauf ermittelt werden. Bei

den Stahlverstärkungen kam es bereits vor dem Erreichen der Grenzlast zu einer unerwünschten plastischen Verformung.

Ein weiterer großer Aspekt, der für die Verwendung der Holzverstärkung spricht, ist die Wirtschaftlichkeit. Gerade in einer Zeit, in der die Materialpreise einen enormen Anstieg erlebt haben, ist es für ein Unternehmen besonders wichtig, auf preiswerte Lösungen zu setzen. Da liegt der Vorteil deutlich bei Verstärkungen mit Holz, obwohl Holzverstärkungen mehr Material benötigen als Stahlverstärkungen. Deutlich wurde dieser Unterschied bei der Materialbeschaffung für die Versuchskörper. Im Anhang 16, 17 und 18 sind die Angebote für das Holz, den Stahl und die Verbindungsmittel der Versuchskörper angehängt. Die Kosten pro Verstärkungsvariante wurden über die Angebote aufgeschlüsselt und in der Tabelle 5 dargestellt.

	<b>U120 beidseitig</b>	<b>U120 einseitig mit Scheibendübeln</b>	<b>Holzaufdopplung</b>	<b>Holzaufdopplung mit Scheibendübeln</b>
<b>Verstärkungen</b>	<b>86,51€</b>	<b>86,51€</b>	7,68€ * 2Sz. = <b>15,36€</b>	7,68€ * 2Stk. = <b>15,36€</b>
<b>Gewindestangen</b>	0,40€ * 4Stk. <b>=1,60€</b>	0,40€ * 4Stk. <b>=1,60€</b>	0,40€ * 4Stk. = <b>1,60€</b>	0,40€ * 4Stk. = <b>1,60€</b>
<b>Unterlegscheiben Stahl</b>	0,05€ * 4Stk. <b>=0,20€</b>	0,05€ * 4Stk. <b>=0,20€</b>	-	-
<b>Unterlegscheiben Holz</b>	0,44€ * 4Stk. <b>=1,76€</b>	0,44€ * 4Stk. <b>=1,76€</b>	0,44€ * 8Stk. <b>=3,52€</b>	0,44€ * 8Stk. <b>=3,52€</b>
<b>Scheibendübel C2</b>	-	0,30€ * 4Stk. <b>=1,20€</b>	-	-
<b>Scheibendübel C1</b>	-	-	-	0,30€ * 8Stk. <b>=2,40€</b>
<b>Sechskantmuttern</b>	0,06€ * 8Stk <b>=0,48€</b>	0,06€ * 8Stk. <b>=0,48€</b>	0,06€ * 8Stk. <b>=0,48€</b>	0,06€ * 8Stk. <b>=0,48€</b>
<b>Summe</b>	<b><u>90,55€</u></b>	<b><u>91,75€</u></b>	<b><u>20,96€</u></b>	<b><u>23,36€</u></b>

**Tabelle 5** Kosten pro Verstärkungsmaßnahme  
(eigene Darstellung)

An den Summen ist deutlich zu erkennen, dass die Kosten der Verstärkungen mit Stahl die Kosten von den Holzverstärkungen um circa das 4-fache übertreffen. Die Verstärkung mit Holz ist also deutlich wirtschaftlicher.

Neben den Kosten, ist auch das Eigengewicht von Holz um einiges geringer als von Stahl. Dieser Unterschied wird zwar für den Tragfähigkeitsnachweis kaum ausschlaggebend werden, jedoch nimmt es erheblichen Einfluss auf die Montage. Zu

den Aufgaben eines Planers gehört es auch sich Gedanken um die Ausführung zu machen und sich in die Situation der Monteure zu versetzen. Insbesondere bei Dachstandorten können Monteure nicht immer mit Hebewerkzeugen wie einem Hubsteiger oder einem Kran arbeiten. Oftmals müssen die Materialien per Hand in das Dachgeschoss getragen werden. Aus diesem Grund und auch für die Montage in einem oftmals beengten Dachstuhl, ist es sinnvoll leichtere Materialien zu wählen. Hinsichtlich der Montage bietet Holz somit deutliche Vorteile.

Ein weiterer, nicht unerheblicher Punkt, ist die Berechnung der Verstärkungen. Wie aus der Literatur bereits deutlich geworden ist, kann die Verstärkung mit Holz über das angenäherte Verfahren nach Lehmann und Stolze berechnet werden. Problematisch ist allerdings die Nachweisführung auf Biegung bei den Stahlverstärkungen. Es wurde in der Literatur kein Berechnungskonzept gefunden, welches auf die Gegebenheiten der Stahlverstärkungen anwendbar ist. In beiden recherchierten Rechenmodellen wurden Annahmen für diese Verstärkung getroffen, die so in den Versuchen nicht aufgetreten sind. Für die Berechnung müssten also aufwendige Modelle aufgestellt werden. Da diese aber einen hohen zeitlichen Aufwand bedeuten würden und somit auch höhere Kosten verursachen, ist eine Holzverstärkung auch in diesem Aspekt die bessere Lösung. Auch die ungeklärte Frage zu den C2 Einpressdübeln, lassen von den Berechnungen einer Stahlverstärkung Abstand nehmen.

Abschließend kann also gesagt werden, dass die Stahlverstärkungen Vorteile in den statischen Aspekten, wie Tragfähigkeit und Verformung mitbringen. Die Verstärkungen mit Holz können jedoch in den Punkten der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, der Wirtschaftlichkeit, der Montage und der Berechenbarkeit überzeugen. Von besonders hoher Bedeutung ist dabei der Aspekt der Kosten. Durch die Entscheidung für eine Verstärkung mit Holz, muss lediglich  $\frac{1}{4}$  der Kosten vom Stahl bezahlt werden. Kann also eine Holzverstärkung den statischen Anforderungen gerecht werden, liegt diese Verstärkungsvariante deutlich vor der Stahlverstärkung.

Somit soll für den vorliegenden Beispielstandort, der in Gliederungspunkt 1.2 bereits beschrieben wurde, eine Verstärkung mittels Holzaufdopplung gewählt werden. Ob diese Verstärkung den Anforderungen entspricht, muss noch nachgewiesen werden. Während des Nachweises wird sich auch zeigen, ob der Einsatz von Scheibendübeln notwendig wird.

## 5 Berechnung des vorliegenden Mobilfunkstandortes

### 5.1 Verstärkungsaufbau

Gewählt wird zunächst eine Verstärkung nach der Versuchsreihe 4. Der Sparren soll mit zwei Holzbalken  $h/b=70/120$  aufgedoppelt werden. Die Verstärkungen verlaufen über die gesamte Länge des Sparrens bis zum Beginn der Auflagerflächen. Da im Zuge der Verstärkung der Dachstuhl nicht unnötig verändert und umgestaltet werden kann, werden nur die Sparren an der First- und Fußpfette aufgelagert. Die Auflagerung beträgt auf beiden Seiten 10 cm.

Die Träger werden wie in den Versuchen mit M12 Gewindestangen der Güteklasse 8.8 und passenden Unterlegscheiben, sowie Muttern verbunden. Die Verschraubungen erfolgen mittig im Träger. Insgesamt werden sechs Verbindungen eingesetzt. Ob Scheibendübel nötig werden, zeigt sich im Laufe der Berechnungen.

Die Skizzen und Maße zum Aufbau können dem Anhang 19 entnommen werden.

### 5.2 Belastung

Die Einwirkungen auf die Sparren entstehen durch Eigengewicht, Wind, Schnee und der Belastung aus dem Antennenträger. Die Lastannahmen dafür wurden bereits in der Praxisarbeit 3 [10] aufgestellt und von dort übernommen. Zudem sind die Schnittgrößen in der Arbeit bereits berechnet. Für die Anschlussstelle des Lastverteilerbalkens an den Sparren beträgt die maximale Schnittgröße senkrecht zum Sparren 1,63 kN. Diese Kraft ergibt sich aus dem Eigengewicht des Lastverteilerbalkens und der Windbelastung auf den Antennenträger und den Antennen. Sie wirkt als Einzellast auf den Sparren. Die Last drückt den Sparren ins Dachinnere und wirkt somit in dieselbe Richtung wie die ständigen Lasten, die Windlast und die Schneelast auf dem Dach.

Die Last aus dem *Eigengewicht* wird über die Wichte des Holzes und dem Querschnitt errechnet. Im Tabellenbuch „Bautabellen für Ingenieure“ Abschnitt 3.11. von Schneider [1] wird die Wichte von Vollholz c24 mit  $4,2 \text{ kN/m}^3$  angegeben. Für die Sparren ergibt sich die Eigenlast  $g_{k,\text{Sparren}}=0,03 \text{ kN/m}$ . Die Eigenlast der Verstärkungen beläuft sich auf  $g_{k,\text{Verstärkung}}=0,04 \text{ kN/m}$ . Um das Gewicht der Verbindungsmittel (Gewindestange, Unterlegscheiben, Muttern) mit zu berücksichtigen, werden die Eigenlasten der Träger mit dem Faktor 1,1 erhöht. Dieser Verbindungsmittelzuschlag ist firmenintern auf 10 % festgelegt und kann unterschiedlich geregelt werden. Ebenfalls als Eigengewicht bzw. ständige Last kommt die Dacheindeckung mit  $g_k=0,38 \text{ kN/m}$  hinzu. Da der Träger für die Berechnung in eine horizontale Ebene gebracht wird, müssen die Eigenlasten ebenfalls in die Horizontale umgerechnet werden. Deshalb werden die Lasten durch den Kosinus der Dachneigung geteilt. Im Gesamten entsteht eine Eigenbelastung auf den Sparren von  $g_{k,\text{ges.}}=0,76 \text{ kN/m}$ .

Für die *Windbelastung* wurde eine maßgebende Windrichtung aus -X ermittelt. Bei der Windlastberechnung wird ein Satteldach in verschiedene Bereiche eingeteilt, an denen der Wind in unterschiedliche Größe wirkt. Die maßgebenden Bereiche des vorliegenden Daches sind die Bereiche F und G mit  $w_{k,F}=w_{k,G}=0,56 \text{ kN/m}^2$ . Die Berechnung wurde im Programm RSTAB von Dlubal durchgeführt. Da dies die ungünstigsten Bereiche sind, darf für die Handrechnung vereinfacht angenommen werden, dass diese Bereiche über die gesamte Sparrenlänge verlaufen. Die Last auf einen einzelnen Sparren wird über die Lasteinzugsfläche ermittelt. Diese ist zu beiden Seiten jeweils der halbe Sparrenabstand. Die Flächenlast kann also mit dem Sparrenabstand multipliziert werden, um die Linienlast für einen einzelnen Sparren zu bekommen. Für den Standort ergibt sich eine Linienlast  $w_k=0,42 \text{ kN/m}$ . Neben der Flächenbelastung auf dem Dach, erfährt der Sparren über den Lastverteilerbalken ebenfalls eine Belastung aus dem Antennenträger durch Windeinwirkung. Bei der Windrichtung -X entsteht eine maximale Sparrenbelastung

Die *Schneelast* wurde ebenfalls über RSTAB errechnet. Daraus ergab sich eine Schneelast auf dem Dach von  $s_D=0,57 \text{ kN/m}^2$ . Multipliziert mit dem Sparrenabstand ergibt sich eine Sparrenbelastung von  $s_{k,\text{Sparren}}=0,43 \text{ kN/m}$ . Die Höhe des Standortes über NN ist kleiner 1000 m.

Die Einzellast aus dem Ausdruckprotokoll wurde bereits als Design-Wert angegeben. Die Streckenlasten werden händisch mit den Teilsicherheitsbeiwerten und den Kombinationsfaktoren verrechnet. Der Wind wird dabei wie in Lastkombination 5 als Leiteinwirkung gewählt. In dieser Lastkombination ergibt sich die oben genannte, ungünstigste Einzellast aus dem Lastverteilerbalken auf den Sparren. Als Design-Wert ergibt sich die Streckenlast mit  $q_d=1,90 \text{ kN/m}$ .

Anschließend wurde die Einzellast und die Streckenbelastung über die Biegesteifigkeiten auf den Sparren und die Verstärkung aufgeteilt. Der Sparren erhält eine Streckenlast von  $0,91 \text{ kN/m}$  und eine Einzellast von  $0,75 \text{ kN}$ . Die Verstärkungsbalken erhalten gemeinsam  $1,02 \text{ kN/m}$  aus der Streckenlast und  $0,88 \text{ kN}$  aus der Einzellast.

## 5.3 Nachweise

### 5.3.1 Biegetragfähigkeitsnachweis

Die Nachweisführung der Biegetragfähigkeit wird für den Sparren und den Verstärkungsbalken einzeln geführt. Über die aufgeteilten Belastungen können die maximalen Momente für die einzelnen Träger berechnet werden. Es wird angenommen, dass sich die größten Momente aus der Einzellast und der Streckenlast in einem Punkt überschneiden. Das ist jedoch nicht der Fall, da die Einzellast außermittig an den Träger angreift. An dieser Stelle entsteht auch das maximale Moment aus der Einzellast. Das maximale Moment aus der Streckenlast dagegen,

entsteht mittig am Träger. Die Berechnung befindet sich jedoch auf der sicheren Seite, wenn die beiden Maxima der Momente angenommen werden. Die charakteristische Biegetragfähigkeit von VH c24 ist in [1] mit  $24 \text{ N/mm}^2$  angegeben. Der Design-Festigkeitswert ergibt sich aus der Verrechnung mit dem Modifikationsbeiwert  $k_{\text{mod}}$  und dem Teilsicherheitsbeiwert. Beides wurde mit dem Tabellenbuch [1] ermittelt. Die Bemessungsfestigkeit, in diesem Fall, wurde mit  $f_{m,d}=18,46 \text{ N/mm}^2$  ermittelt.

Für den Sparren ergibt sich ein maximales Moment von  $2,75 \text{ kNm}$ . Die Auslastung liegt bei  $97 \%$ . Das maßgebende Moment für einen Verstärkungsbalken liegt bei  $1,59 \text{ kNm}$  und sind infolgedessen zu  $98 \%$  ausgelastet. Somit konnten sowohl der Sparren wie auch die Verstärkungen auf Biegung nachgewiesen werden.

### 5.3.2 Nachweis der Verbindungsmittel

Der Nachweis der Verbindungsmittel erfolgt über das genaue Berechnungsverfahren nach Johansen. Zu Beginn wurden die Mindestabstände nachgewiesen. Anschließend erfolgte die Berechnung der Grenztragfähigkeit nach Versagensmechanismus g, h, j und k. Die Versagensmechanismen sind in Gliederungspunkt 2.4.1 beschrieben. Die geringste Grenztragkraft ergibt sich aus dem Versagensmechanismus h (Lochleibungsversagen im Mittelholz) mit  $F_{v,Rk}=5,94 \text{ kN}$ . Der Bemessungswert liegt bei  $F_{v,Rd}=4,57 \text{ kN}$ .

Die größte Einwirkung erfahren die Verbindungsmittel aus dem Sparren. Diese setzt sich aus der Streckenlast und der Einzellast zusammen. Es ergibt sich eine Einwirkung aus dem Sparren von  $1,45 \text{ kN}$ . Im Ergebnis ist eine Auslastung der VBM von  $32 \%$  errechnet. Der Nachweis der Verbindungsmittel ist also ebenfalls eingehalten. Der Einsatz von Scheibendübeln wird hier nicht nötig.

### 5.3.3 Schubnachweis infolge Querkraft

Der Schubnachweis wurde, wie der Biegenachweis, sowohl für den Sparren als auch für die Verstärkung geführt. Die maximale Querkraft entsteht bei den Sparren und den Verstärkungen im Auflager B. Der Sparren erhält dort eine Querkraft  $V_{d,\text{Sparren},B}$  von  $2,33 \text{ kN}$ . Ein Verstärkungsbalken muss an der Stelle die Kraft  $V_{d,\text{Verstärkung},B}=1,63 \text{ kN}$  aufnehmen.

Der Bemessungsfestigkeitswert beträgt  $0,31 \text{ kN/cm}^2$ . Der Nachweis ergibt, dass der Sparren zu  $32 \%$  ausgelastet und die Verstärkungen mit je  $19\%$  ausgelastet sind. Der Schubnachweis infolge Querkraft ist somit erfüllt.

### 5.3.4 Dachaussteifung

Alle Nachweise mit Holzaufdopplung konnten geführt werden. Die Sparren sind nun in der Lage die auftretenden Kräfte aus den Mobilfunkantennen und dem Antennenträger entlang der X-Achse aufzunehmen

Bislang unbeachtet bleibt jedoch die Längsaussteifung des Daches (Y-Richtung nach KOS aus Abb. 1). Diese Verstärkung des Dachstuhls war zwar bislang nicht Teil dieser Arbeit, soll aber bei der Betrachtung des Beispielstandortes dennoch mit beachtet werden. In Längsrichtung des Daches wirkende Kräfte werden bei Sparren-Pfetten-Dächern in der Regel über die Pfetten und die Kopfbänder aufgenommen und in die Giebelwände des Hauses eingeleitet. Das geht aus meiner 2. Praxisarbeit [9] hervor. Zum Aufgabenbereich der Sparren zählt die Längsaussteifung des Daches in der Regel nicht. Bei Dachstühlen mit angebrachten Antennenträgern werden allerdings auch Kräfte in Längsrichtung auf die Sparren aufgetragen. So werden auch in dem vorliegenden Standort Kräfte in Richtung Y auf die Sparren gebracht. Damit diese aufgenommen werden können, muss eine Aussteifung stattfinden.

Eine gängige Variante, die auch bei diesem Standort verwendet werden soll, ist die Aussteifung durch, sich kreuzende, Holzlatten, die an die Unterseite der Sparren genagelt werden. Diese wirken somit als Scheibe und sorgen für eine Längsaussteifung. Über die gesamte Länge des Daches sollen drei Kreuze, also drei Scheiben ausgeführt werden. Zusätzlich zu diesen Scheiben bildet die Holzlattung auf dem Dach eine Aussteifung. Somit wird auch eine Torsion der Sparren durch die Kraft aus dem Lastverteilerbalken verhindert.

Rechnerisch soll die Aussteifung in dieser Arbeit nicht nachgewiesen werden.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel dieser Diplomarbeit war die umfassende Untersuchung verschiedener Verstärkungsvarianten von hölzernen Dachtragwerken. Mit den Ergebnissen der Untersuchungen sollte eine Verstärkung für den Mobilfunkstandort aus meinem Vordiplom gewählt werden. Im Fokus sollte allerdings die Optimierung zukünftiger Verstärkungsmaßnahmen liegen. Untersucht wurden Verstärkungen mit einseitig angebrachten U120-Stahlprofilen und beidseitig angebrachten Holzträgern. Diese sind gängige Verstärkungen, die bereits in der Praxis Anwendung finden. Die Verbindung der Träger wurde jeweils mit und ohne Scheibendübel untersucht.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden an den gewählten Verstärkungen Biegedruckversuche durchgeführt. In diesen wurden die tatsächlichen Bedingungen im Dachtragwerk möglichst realitätsnah nachgebildet. Die im Vorfeld erarbeiteten, Rechenmodelle aus der Literatur konnten somit überprüft werden. Zudem wurden Erkenntnisse über das Last-Verformungs-Verhalten der verbundenen Träger gewonnen. Auch über den Einfluss der Scheibendübel auf die Verbundtragwirkung konnten neue Erkenntnisse gewonnen werden.

Um die errechneten Ergebnisse mit den ermittelten Ergebnissen vergleichen zu können, wurde zu Beginn eine Versuchsreihe an einem unverstärkten Holzbalken durchgeführt. Da die Festigkeitskennwerte, besonders bei Holz, mit einer großen Sicherheit aufgestellt sind, wird die tatsächliche aufnehmbare Last in der Regel immer größer sein als die Errechnete. Durch diese Versuchsreihe konnte ein Rahmen von 120-130 % geschaffen werden, in dem das ermittelte Ergebnis über dem Errechneten liegen sollte.

### Ergebnisse

Die Literaturrecherche und die darauf aufgebauten Vorbetrachtungen ergaben, dass die maximale Verstärkung des Holzbalkens mit den angebrachten U-Profilen erreicht werden kann. Dies wurde in den Versuchen bestätigt. Bei den Stahlverstärkungen ohne eingepresste Scheibendübel konnte, wie erwartet, ein Versagen am Verbindungsmittel bei 27,0 kN festgestellt werden. Diese Verstärkung erreichte somit die zweitgrößte aufnehmbare Last. Die meiste Last konnte auf die Stahlverstärkungen mit zusätzlichen Scheibendübeln aufgebracht werden. Dies entsprach den Vorrecherchen. Die aufnehmbare Grenzlast lag bei 32,0 kN. Jedoch wurde in der Vorbetrachtung eine bei weitem höhere aufnehmbare Last ermittelt. Beim Versuch diese Diskrepanz zu erklären, wurden verschiedene Möglichkeiten in Betracht gezogen. Mögliche Fehlerquellen waren die Vorbetrachtung, die fehlerhafte Tragfähigkeit der Scheibendübel, Messfehler, unzureichende Mindestabstände und Mindestholzdicken, sowie die fehlerhafte Einbringung der Scheibendübel. Trotz mehrmaligem Überprüfen aller potenziellen Fehlerquellen konnte kein Fehler

gefunden und somit nicht geklärt werden, weshalb die errechnete Bruchlast deutlich höher war als die Tatsächliche.

Mit der Holzaufdopplung konnten die Verstärkungsleistungen der Stahlverstärkungen nicht erreicht werden. Die Versuchsreihe mit Holzaufdopplung ohne Scheibendübel erreichte eine 2,4fache Verstärkung mit einem Biegeversagen bei 24,0 kN. Diese Ergebnisse stimmen mit den Ergebnissen aus der Vorbetrachtung überein. Überraschend wurde bei den Versuchen an den Holzverstärkungen mit eingepressten Scheibendübeln die geringste Verstärkungsleistung festgestellt. Nach der Literatur und den Vorbetrachtungen hätten die Versuche hier das gleiche Ergebnis zeigen müssen wie die Holzverstärkungen ohne Scheibendübel. Der Holzbalken konnte hier jedoch nur um das 1,8fache verstärkt werden. Wieder kam es zu einem Biegeversagen, diesmal mit einer Bruchlast von 18,0 kN. Auch hier wurden im Anschluss alle bereits erwähnten Fehlerquellen in der Vorbetrachtung und der Versuchsdurchführung überprüft. Da keine der Fehlerquellen zutreffen konnte, wurde die Theorie aufgestellt, dass der Scheibendübel einen erheblichen, negativen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit zwischen zwei Holzquerschnitten nimmt. Das würde erklären, weshalb das Biegeversagen deutlich früher eingetreten ist. Von Seiten der Literatur konnte allerdings ein Einfluss dieser Art bislang nicht bestätigt werden. Um diesen, offensichtlich vorhandenen Einfluss bei zukünftigen Rechnungen trotzdem berücksichtigen zu können, wurde aus dem Verhältnis der Versuchsreihen mit Holzverstärkung ein Scheibendübelbeiwert ermittelt. Mit diesem wird die Biegetragfähigkeit von Holzverstärkungen mit eingesetzten Scheibendübeln C1 und C2 um 25 % gesenkt. Somit kann die tatsächliche Biegetragfähigkeit nun auch rechnerisch erreicht werden. Die Verwendung dieser Dübel sollte also genau geprüft werden. Wichtig werden könnten sie dennoch an Stellen mit kurzen Spannweiten, da dort geringe Biegemomente auftreten und dennoch große Querkräfte entstehen können.

Diese Theorie lässt sich allerdings auf das unvorhergesehene Versagen der Stahlverstärkung mit Scheibendübel nicht anwenden, da es dort zu einem Querkraftversagen an den Verbindungsmitteln gekommen ist.

### **Schlussfolgerung**

Im Anschluss an die Versuche wurden die Verstärkungsvarianten gegenübergestellt und ihre Vor- und Nachteile verglichen. Dabei wurden neben der Traglast auch die Wirtschaftlichkeit, die Montagebedingung, das Verformungsverhalten und die Berechnungsmethode berücksichtigt. Die Vorteile der Stahlverstärkung gegenüber der Holzverstärkung sind die höheren Traglasten und die geringere Verformbarkeit. Bei der Verformbarkeit muss allerdings gesagt werden, dass die Holzverstärkungen, in den Versuchen, bis zu ihrer Bruchlast eine deutlich geringere plastische Verformung aufweisen als die Verstärkungen mit Stahl. In den Bereichen Wirtschaftlichkeit,

Montagebedingungen und Berechenbarkeit konnten deutliche Vorteile bei den Holzverstärkungen festgestellt werden.

Besonders im Bereich der Wirtschaftlichkeit schneidet die Verstärkung mit Holz deutlich besser ab. In der folgenden Tabelle 6 ist dargestellt, welcher Preis bei den Versuchen pro 1 kN Verstärkung bezahlt wurde.

	Verstärkung mit U120- Stahlprofil (einseitig)	Verstärkung mit Holzbalken 40/120 (beidseitig)
Einkaufspreis pro Versuchskörper (ohne Hauptholz)	90,55 €	20,96 €
Erhöhung der tatsächlichen Traglast	17,0 kN	14,0 kN
Preis pro kN Verstärkung	<u>5,24 €</u>	<u>1,50 €</u>

**Tabelle 6** Preis pro kN Verstärkung aus Versuchsreihe 2 und 3  
(eigene Darstellung)

Aus dieser Tabelle geht hervor, dass die Verstärkung mit Stahl leistungsfähiger ist, jedoch auch deutlich unwirtschaftlicher. Der Preis für 1,0 kN Verstärkung mit Stahl liegt bei 5,24 €. Im Vergleich dazu kostet die Verstärkung um 1,0 kN mit Holz nur 1,50 €, also über das 3-fache weniger.

Dieser Grund, genauso wie die anderen erarbeiteten Vorteile, führten zu dem Entschluss, dass die Holzverstärkungen, wenn möglich, den Stahlverstärkungen vorzuziehen sind. Kann die erforderliche Tragfähigkeit jedoch nicht mit einer Holzaufdopplung erreicht werden, so muss auf Stahl zurückgegriffen werden.

Deshalb wurde auch für den vorliegenden Dachstandort die Sparrenverstärkung mittels Holz gewählt und nachgewiesen. Der Querschnitt wurde mit  $b/h=70/120$  gewählt. Nachgewiesen wurde anschließend die Biegetragfähigkeit, die Verbindungsmittel und die Schubtragfähigkeit. Somit kann der Standort seinen statischen Nachweis erfüllen und der geplante Antennentausch kann durchgeführt werden.

Die Erkenntnisse dieser Arbeit können neben Sparren auch auf Deckenbalken, Zangen, Pfetten oder anderen Bauteilen eines hölzernen Dachtragwerks übertragen werden.

### Ausblick

Die Untersuchungen dieser Diplomarbeit haben sich auf zwei Verstärkungsvarianten beschränkt, die bereits im Mobilfunkbau Anwendung finden. Die Verstärkungen

konnten umfangreich verglichen werden und mit den gewonnenen Erkenntnissen, kann die Verstärkungswahl des Statikers in Zukunft vereinfacht werden.

Die Forschungsarbeit auf diesem Gebiet ist mit dieser Arbeit allerdings längst nicht abgeschlossen. Weiterführend könnten Untersuchungen an der Versuchsreihe 3 durchgeführt werden, um die bislang ungeklärte Diskrepanz zwischen der Rechnung und dem Versuchsergebnis zu beschreiben. Könnte die große Tragfähigkeit aus der Rechnung erreicht werden, wäre diese Verstärkungsart eine gute Alternative für Standorte mit besonders hohen Lasten.

Denkbar wäre außerdem eine Untersuchung weiterer Stahlquerschnitte oder sogar einfacher Stahlbleche. Damit könnte eventuell eine Stahleinsparung erreicht werden, ohne einen großen Verlust der Tragfähigkeit verbuchen zu müssen. Die Verstärkungen mit Stahl würden damit an Wirtschaftlichkeit gewinnen.

Eine weitere Variante wäre es auch die Verstärkungslänge nach den Schnittgrößen zu variieren. Anders als bei den hier untersuchten Verstärkungen, würden diese nicht über die gesamte Länge angebracht, sondern spezifisch an der Stelle, an der es zum Versagen des Trägers kommen würde. Damit könnte ebenfalls eine Material- und somit auch eine Kosteneinsparung erreicht werden.

Es gibt also auf diesem Gebiet noch weitere Verbesserungsmöglichkeiten, die untersucht werden können. Um als Unternehmen aktuell und wettbewerbsfähig bleiben zu können, ist eine solches Streben nach Verbesserung unausweichlich. Das abschließende Sprichwort, welches laut Krieghofer [12], unter anderem Edward Benjamin Britten zugeschoben wird, soll als Aufforderung dienen diesen Optimierungsprozess mit dieser Arbeit nicht abzuschließen, sondern in stätigem Bestreben des Lernens zu bleiben.

*„Lernen ist wie Rudern gegen den Strom. Hört man damit auf, treibt man zurück.“*

- Edward Benjamin Britten -

---

## Quellenverzeichnis

- [1] Albert, A., Schneider, K.-J., and Goris, A., Eds. 2018. *"Bautabellen für Ingenieure". "Mit Berechnungshinweisen und Beispielen"*. Bundesanzeiger Verlag, Köln.
- [2] Bätz, G. 1976. "Balkenverstärkungen durch seitlich angebolzte Stahl-Profile". *Deutsche BAUZEITUNG* 8, S. 427–429.
- [3] Böge, A. and Böge, W. 2021. *"Technische Mechanik". "Statik - Reibung - Dynamik - Festigkeitslehre - Fluidmechanik : mit 724 Abbildungen, 20 Tabellen, 22 Arbeitsplänen, 17 Verständnisübungen und 56 Übungseinheiten"*. Springer eBook Collection. Springer Vieweg, Wiesbaden.
- [4] Deutsches Institut für Normung. *"Nationaler Anhang - Nationale festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten". "Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regelungen für den Hochbau"* 91.010.30; 91.080.20. Beuth Verlag GmbH, Berlin 91.010.30; 91.080.20, DIN EN 1995-1-1-NA.
- [5] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 150. 2010. *"Bemessung und Konstruktion von Holzbauten". "Teil 1-1: Allgemeines"* 91.010.30; 91.080.20. Beuth Verlag GmbH, Berlin 91.010.30; 91.080.20, DIN EN 1995-1-1. Accessed 18 July 2022.
- [6] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 150. 2014. *"Keilgezinktes Vollholz für tragende Zwecke - Leistungsanforderung und Mindestanforderung an die Herstellung"* 79.040. Beuth Verlag GmbH, Berlin 79.040, DIN EN 15497.
- [7] Dipl.-Ing. Hagen Prehl. 1966. "Die genaue Berechnung der durch Stahl verstärkten Holzquerschnitte". *DIE BAUTECHNIK* 4, S. 129–135.
- [8] Dr.-Ing. Colling, F., Dipl.-Ing. Wagner, G., and Dipl.-Ing. Winter Stefan. *"Bemessung nach Eurocode 5-1-1"*. <https://www.hs-augsburg.de/homes/colling/holzbau-colling/pdf/1995-IFO-EC5.pdf>. Accessed 1 August 2022.
- [9] Förster, E. 2021. *"Grundlagenermittlung zur statischen Berechnung eines Sparren-Pfetten-Dachs als Mobilfunkstandort für 5G-Antennen"*. 2. Praxisarbeit, Berufsakademie Sachsen.
- [10] Förster, E. 2022. *"Schnittgrößenermittlung an ausgewählten Bauteilen des Dachtragwerks infolge 5G-Umbaus eines Antennenträgers"*. 3. Praxisarbeit, Berufsakademie Sachsen.
- [11] Jay, S., Jost, R., Kriegeskotte, Nick, Lemke, M., Pauli, O., Dr. Schramm Frank, and Veith Ingobert. 2020. *"Mitnutzungspotentiale kommunaler Trägerinfrastrukturen für den Ausbau der nächsten Mobilfunkgeneration 5G"*. [https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Publikationen/DG/mitnutzungspotentiale-kommunale-traegerinfrastrukturen-ausbau-5g.pdf?\\_\\_blob=publicationFile](https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Publikationen/DG/mitnutzungspotentiale-kommunale-traegerinfrastrukturen-ausbau-5g.pdf?__blob=publicationFile). Accessed 4 August 2022.

- [12] Kriehofer, G. 2019. *""Lernen ist wie Rudern gegen den Strom. Hört man damit auf, treibt man zurück" Laotse (angeblich)"*. <https://falschzitate.blogspot.com/2019/01/lernen-ist-wie-rudern-gegen-den-strom.html>.
- [13] Lehmann, H.-A., Stolze, B. J., and Stolze, B. J. 1975. *"Ingenieurholzbau"*. Grundlagen des konstruktiven Holzbaues. Teubner, Stuttgart., S. 57-60
- [14] Lißner, K. and Rug, W. 2000. *"Holzbausanierung"*. *"Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung"*. VDI-Buch. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, s.l., S. 334-344
- [15] Quade, J., Ed. 1993. *"Experimentelle Baumechanik"*. *"Meß- und Belastungstechnik, Modell- und Originalversuche, In-situ-Versuche"*. Werner, Düsseldorf., S. 42. ff
- [16] Rug, W. and Mönck, W., Eds. 2015. *"Holzbau"*. *"Bemessung und Konstruktion"*. Praxis Bauwesen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich.
- [17] Seim, W., Hummel, J., Claus, T., Eisenhut, L., Schick, M., and Vogt, T. 2019. *"Ingenieurholzbau"*. *"Basiswissen : Tragelemente und Verbindungen"*. Bauingenieur-Praxis. Ernst & Sohn a Wiley Brand, Berlin., S. 50 ff.
- [18] Steinhart, M. *"Wie entwickelt sich der digitale Mobilfunk in Deutschland?"*. <https://www.informationszentrum-mobilfunk.de/technik/geschichte-des-mobilfunks>. Accessed 4 August 2022.

## Anhangsverzeichnis

<b>Anhang 1</b>	Quelle [2]
<b>Anhang 2</b>	Quelle [7]
<b>Anhang 3</b>	Vorbetrachtung Versuchsreihe 1
<b>Anhang 4</b>	Vorbetrachtung Versuchsreihe 2
<b>Anhang 5</b>	Vorbetrachtung Versuchsreihe 3
<b>Anhang 6</b>	Vorbetrachtung Versuchsreihe 4
<b>Anhang 7</b>	Vorbetrachtung Versuchsreihe 5
<b>Anhang 8</b>	Versuchsergebnisse Versuchsreihe 1
<b>Anhang 9</b>	Versuchsergebnisse Versuchsreihe 2
<b>Anhang 10</b>	Versuchsergebnisse Versuchsreihe 3
<b>Anhang 11</b>	Versuchsergebnisse Versuchsreihe 4
<b>Anhang 12</b>	Versuchsergebnisse Versuchsreihe 5
<b>Anhang 13</b>	Leistungserklärung Scheibendübel C1-C2 Würth
<b>Anhang 14</b>	Auszug C2 Scheibendübel aus Würth Blätterkatalog
<b>Anhang 15</b>	Auszug Bemessungshilfe Scheibendübel Würth
<b>Anhang 16</b>	Angebot Holzbalken
<b>Anhang 17</b>	Angebot Stahlträger
<b>Anhang 18</b>	Angebot Verbindungsmittel
<b>Anhang 19</b>	Berechnung Beispielstandort
<b>Anhang 20</b>	Ehrenwörtliche Erklärung
<b>Anhang 21</b>	Erklärung zur Prüfung wissenschaftlicher Arbeiten



Tabelle 1  
Festigkeitskennwerte nach DIN EN 1995-1-1 (Charakteristischer Wert  $f_{k,0.05}$ )

Table with columns for wood species (Kategorie Holzart), moisture content (Wasserhaltigkeit), and various strength values (f\_k, f\_{k,0.05}, etc.) for different grades (C16, C18, C24, etc.).

Tabelle 2  
Zugverschiebung nach DIN EN 1995-1-1 (Charakteristischer Wert  $s_{k,0.05}$ )

Table with columns for wood species (Kategorie Holzart), moisture content (Wasserhaltigkeit), and characteristic slip values (s\_k, s\_{k,0.05}) for different grades.

Tabelle 3  
Festigkeitskennwerte nach DIN EN 1995-1-1 (Charakteristischer Wert  $f_{k,0.05}$ )

Table with columns for wood species (Kategorie Holzart), moisture content (Wasserhaltigkeit), and various strength values (f\_k, f\_{k,0.05}, etc.) for different grades.

Tabelle 4  
Zugverschiebung nach DIN EN 1995-1-1 (Charakteristischer Wert  $s_{k,0.05}$ )

Diagram of a beam on two supports with a central load. Below the diagram are equations for characteristic values:  $f_{k,0.05} = 1.1 \cdot f_k$ ,  $s_{k,0.05} = 1.1 \cdot s_k$ , and  $N_{k,0.05} = 1.1 \cdot N_k$ . It also includes a note about the design value  $N_{Ed}$  and a reference to the design value  $N_{Ed}$ .



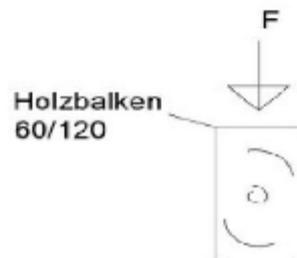






**1. Versuchsreihe**Wortlaut:

Unverstärkter, 2m langer Holzbalken mit einem Querschnitt  $b/h=60/120\text{mm}$ , mittig per Einzellast auf Biegung belastet. Die Länge der Spannweite beträgt 1,80m die Auflagerlänge beträgt 1,80m.

Material

NH c24 VH

Querschnittskennwerte:

Breite $b =$	6,00 cm
Höhe $h =$	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} =$	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_y =$	$\frac{b \cdot h^3}{12} = 864,00 \text{ cm}^4$
Spannweite $l =$	1,8 m

Festigkeitskennwerte:

Biegung $f_{m,k} =$	2,40 kN/cm <sup>2</sup>
---------------------	-------------------------

max. F infolge Biegetragfähigkeit:

$$\text{Netto-Widerstandsmoment } W_n = \frac{b \cdot h^2}{6} = 144,00 \text{ cm}^3$$

$$\text{Höhenfaktor } k_h = 1,05 \text{ (siehe Schneider Tafel 9.8; 23. Aufl.)}$$

$$\text{Biegung mit Höhenfaktor } f_{m,k} \cdot k_h = f_{m,k} \cdot k_h = 2,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Biegenachweis: } \frac{M_d}{W_n} = f_{m,k} \cdot k_h$$

$$\text{Grenzmoment } M_d = W_n \cdot f_{m,k} \cdot k_h = 363 \text{ kNcm}$$

$$\text{Momentenberechnung: } M_c = \frac{F \cdot l}{4}$$

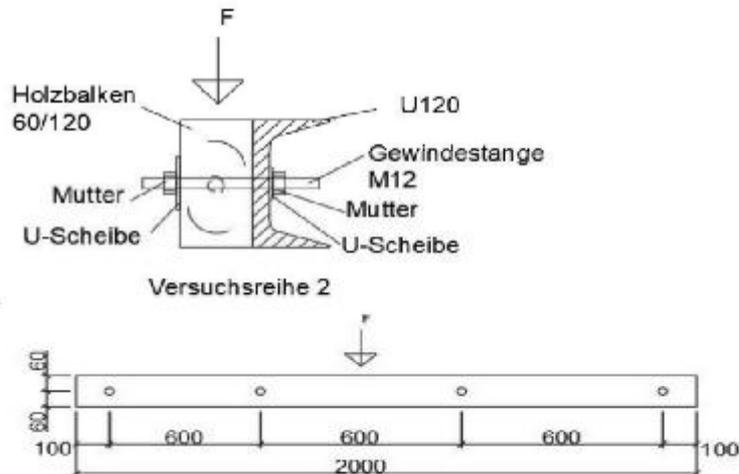
$$\text{Grenzkraft } F = \left( \frac{M_d}{100} \right) / \left( \frac{l}{4} \right) = \underline{8,07 \text{ kN}}$$

max. Durchbiegung bei Grenzkraft F:

$$\text{Durchbiegung } w_F = \frac{F \cdot (l \times 100)^3}{48 \times (E_{0,mean} \times I_y)} = 1,03 \text{ cm}$$

**2. Versuchsreihe**Wortlaut:

2m langer Holzträger (VH c24 b/h=60/120mm) mit seitlicher Verstärkung durch Stahlprofil U120  
Die Verbindung der Profile erfolgt mittels M12 Gewindestangen ohne Scheibendübel



Spannweite l = 1,80 m

Material :

NH c24 VH

U120 Stahlprofil S235

Querschnittskennwerte:Holzträger

Breite $b_H$ =	6,00 cm	
Höhe $h_H$ =	12,00 cm	
Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ =		1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,H} = \frac{b_H \cdot h_H^3}{12}$	=	864,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k$ =		350,00 kg/m

Stahlprofil

Breite $b_S$ =	5,50 cm	
Höhe $h_S$ =	12,00 cm	
Elastizitätsmodul $E_S$ =	21000,00 kN/cm <sup>2</sup>	
Trägheitsmoment $I_{y,S}$ =	364,00 cm <sup>4</sup>	
Widerstandsmoment $W_{pl,y,max}$ =	72,73 cm <sup>3</sup>	
Streckgrenze $f_y$ =	23,50 kN/cm <sup>2</sup>	
Stegdickte $t_w$ =	7,00 mm	
$n = \frac{E_S}{E_{0,mean}}$	=	19,09
$m = \frac{I_{y,S}}{I_{y,H}}$	=	0,42

**max. aufnehmbare Kraft der Verbindungsmittel nach genauem Berechnungsverfahren:**einschnittige Stahlblech - Holz - Verbindung

Verbindungsmittel Typ =	Gewindestangen
Stahlsorte S =	8,8
Durchmesser d =	12,00 mm
char. Zugfestigkeit $f_{u,k}$ =	800,00 N/mm <sup>2</sup>

Seileffekt  $F_{ax,Rk}$  ist nicht bekannt und sollte deshalb laut DIN EN 1995-1-1: 2010-12, Abschn. 8.2.2 als Null angenommen werden!

Abstand untereinander in Faserrichtung

Abstand a = 0,60 m

Stahlblechdicke

Stahlblech = WENN( $t_w \leq 0,5 \cdot d$ ; "dünnes Stahlblech"; "kein dünnes Stahlblech") = kein dünnes Stahlblech

Stahlblech = WENN( $t_w \geq d$ ; "dickes Stahlblech"; "kein dickes Stahlblech") = kein dickes Stahlblech

Grenzwert dünnes Stahlblech: 5mm

Grenzwert dickes Stahlblech: 12mm

vorhandene Dicke: 7mm

Versagensmechanismus a (dünnes Stahlblech):



Lochleibungsfestigkeit erreicht:  $F_{v,Rk,1} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times p_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Lochleibungsfestigkeit unter dem Winkel  $\alpha$  zur Faser

$\alpha = 90,00^\circ$

$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

Dicke Holz t. = 60,00 mm

$F_{v,Rk,1} = (0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = 4,75 \text{ kN}$

Versagensmechanismus c (dickes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht:  $F_{v,Rk,1} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$   
 Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$   
 Lochleibungsfestigkeit unter dem Winkel  $\alpha$  zur Faser  
 $\alpha = 90,00^\circ$   
 $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

Dicke Holz  $t_1 = 60,00 \text{ mm}$

$F_{v,Rk,1} = (f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = \underline{11,89 \text{ kN}}$

Interpolation Versagensmechanismus a und c:

6mm  $\cong 4,75 \text{ kN}$

7mm  $\cong ? \text{ kN}$

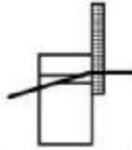
12mm  $\cong 11,89 \text{ kN}$

Interpolierte Tragfähigkeit  $F_{v,Rk,1,int} = ((11,89 - 4,75) / (12 - 6)) \cdot 4,75 = \underline{5,94 \text{ kN}}$

Versagensmechanismus b (dünnes Stahlblech)

Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk im Stift ausgebildet  
 $F_{v,Rk,2} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$   
 Fließmoment  $M_{y,Rk} = 0,30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 153490,8 \text{ Nmm}$   
 $f_{h,k} = f_{h,\alpha,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$   
 $F_{v,Rk,2} = (1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}) / 1000 = \underline{8,97 \text{ kN}}$

Versagensmechanismus d (dickes Stahlblech):



Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk im Stift ausgebildet

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,k} \times t_1 \times d \times \left( \sqrt{2 + \frac{4 \times M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times d \times t_1^2} - 1} \right)$$

Fließmoment  $M_{y,Rk} = 0,30 \times f_{u,k} \times d^{2,6} = 153490,8 \text{ Nmm}$

$f_{h,k} = f_{h,\alpha,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$

$$F_{v,Rk,2} = (f_{h,k} \times t_1 \times d \times \left( \sqrt{2 + \frac{4 \times M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times d \times t_1^2} - 1} \right)) / 1000 = \underline{16,21 \text{ kN}}$$

Interpolation Versagensmechanismus a und c:

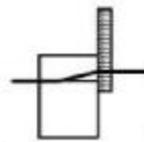
6mm  $\cong$  8,97 kN

7mm  $\cong$  ?kN

12mm  $\cong$  16,21 kN

Interpolierte Tragfähigkeit  $F_{v,Rk,2,int.} = ((16,21 - 8,97) / (12 - 6)) + 8,97 = \underline{10,18 \text{ kN}}$

Versagensmechanismus e (dickes Stahlblech):



Lochleibungsfestigkeit erreicht und 2 Fließgelenke im Stift ausgebildet

$$F_{v,Rk,3} = (2,3 \times \sqrt{M_{y,Rk}} \times f_{h,k} \times d) / 1000 = \underline{12,7 \text{ kN}}$$

Grenzabscherkraft:

$$F_{v,Rk} = \text{MIN}(F_{v,Rk,1,int.}; F_{v,Rk,2,int.}; F_{v,Rk,3}) = \underline{5,94 \text{ kN}}$$

$$N_k = F_{v,Rk} = 0,5 \times E_{d,Stahl} \times a_{\text{Bolzen}}$$

$$E_{k,Stahl} = \frac{F_{v,Rk}}{(0,5 \times a)} = 19,80 \text{ kN}$$

Gesamtbelastung aus max. Belastung Stahl

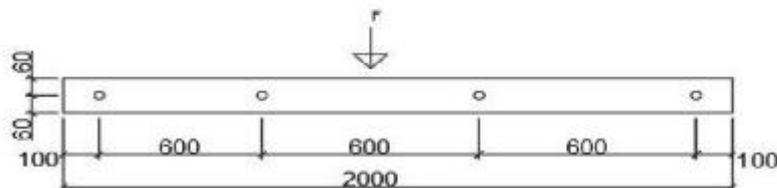
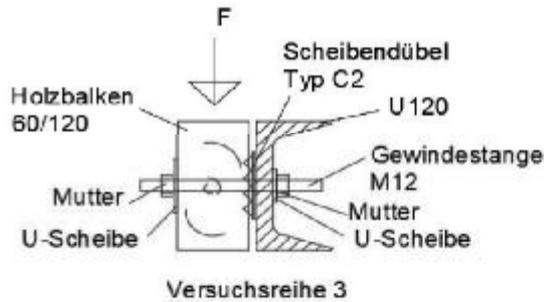
$$F_{\text{ges.,neu}} = \frac{E_{k,Stahl}}{\left( \frac{n \times m}{(1 + n \times m)} \right)} = \underline{22,27 \text{ kN}}$$

**3. Versuchsreihe**

Wortlaut:

2m langer Holzträger (VH c24 b/h=60/120mm) mit seitlicher Verstärkung durch Stahlprofil U120

Die Verbindung der Profile erfolgt mittels M12 Gewindestangen und eingespressten Scheibendübel Typ C2



Spannweite  $l = 1,80 \text{ m}$

Materiel :

NH c24 VH

U120 Stahlprofil S235

Querschnittskennwerte:

*Holzträger*

Breite $b_H =$	6,00 cm	
Höhe $h_H =$	12,00 cm	
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} =$		1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,H} =$	$\frac{b_H \cdot h_H^3}{12}$	= 864,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k =$		350,00 kg/m

*Stahlprofil*

Breite $b_S =$	5,50 cm	
Höhe $h_S =$	12,00 cm	
Elastizitätsmodul $E_S =$	21000,00 kN/cm <sup>2</sup>	
Trägheitsmoment $I_{y,S} =$	364,00 cm <sup>4</sup>	
Widerstandsmoment $W_{ply,max} =$	72,73 cm <sup>3</sup>	
Streckgrenze $f_y =$	23,50 kN/cm <sup>2</sup>	
Stegdickte $t_w =$	7,00 mm	
$n =$	$\frac{E_S}{E_{0,mean}}$	= 19,09
$m =$	$\frac{I_{y,S}}{I_{y,H}}$	= 0,42

**max. aufnehmbare Kraft der Verbindungsmittel nach genauem Berechnungsverfahren:**einschnittige Stahlblech - Holz - Verbindung

Verbindungsmittel Typ =	Gewindestange
Stahlsorte S =	8,8
Durchmesser d =	12,00 mm
char. Zugfestigkeit $f_{u,k}$ =	800,00 N/mm <sup>2</sup>

Selleffekt:  $F_{ax,Rk}$  ist nicht bekannt und sollte deshalb laut DIN EN 1995-1-1: 2010-12, Absch. 8.2.2 als Null angenommen werden!

Abstand untereinander in Faserrichtung

Abstand a = 0,60 m

Stahlblechdicke

Stahlblech = WENN( $t_w \leq 0,5 \cdot d$ ; "dünnes Stahlblech"; "kein dünnes Stahlblech") = kein dünnes Stahlblech

Stahlblech = WENN( $t_w \geq d$ ; "dickes Stahlblech"; "kein dickes Stahlblech") = kein dickes Stahlblech

Grenzwert dünnes Stahlblech: 6mm

Grenzwert dickes Stahlblech: 12mm

vorhandene Dicke: 7mm

Versagensmechanismus a (dünnes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht:  $F_{v,Rk,1} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$   
 Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Lochleibungsfestigkeit unter dem Winkel  $\alpha$  zur Faser:

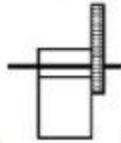
$$\alpha = 90,00^\circ$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

Dicke Holz  $t_1 = 60,00 \text{ mm}$

$$F_{v,Rk,1} = (0,4 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = \underline{4,75 \text{ kN}}$$

Versagensmechanismus c (dickes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht:  $F_{v,Rk,1} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$

$$\text{Lochleibungsfestigkeit } f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times p_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$$

Lochleibungsfestigkeit unter dem Winkel  $\alpha$  zur Faser

$$\alpha = 90,00^\circ$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Dicke Holz } t_1 = 60,00 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rk,1} = (f_{h,\alpha,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = \underline{11,89 \text{ kN}}$$

Interpolation Versagensmechanismus a und c:

$$6 \text{ mm} \cong 4,75 \text{ kN}$$

$$7 \text{ mm} \cong ? \text{ kN}$$

$$12 \text{ mm} \cong 11,89 \text{ kN}$$

$$\text{Interpolierte Tragfähigkeit } F_{v,Rk,1,int} = ((11,89 - 4,75) / (12 - 6)) \cdot 6 + 4,75 = \underline{5,94 \text{ kN}}$$

Versagensmechanismus b (dünnes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk im Stift ausgebildet

$$F_{v,Rk,2} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

$$\text{Fließmoment } M_{y,Rk} = 0,30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 153490,8 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,k} = f_{h,\alpha,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk,2} = (1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}) / 1000 = \underline{8,97 \text{ kN}}$$

Versagensmechanismus d (dickes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht und ein Fließgelenk im Stift ausgebildet

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,k} \times t_1 \times d \times \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times d \times t_1^2} - 1} \right)$$

$$\text{Fließmoment } M_{y,Rk} = 0,30 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,8} = 153490,8 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,k} = f_{h\alpha,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk,2} = (f_{h,k} \times t_1 \times d \times \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \times d \times t_1^2} - 1} \right)) / 1000 = 16,21 \text{ kN}$$

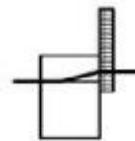
Interpolation Versagensmechanismus a und c:

$$6\text{mm} \cong 8,97 \text{ kN}$$

$$7\text{mm} \cong ? \text{ kN}$$

$$12\text{mm} \cong 16,21 \text{ kN}$$

$$\text{Interpolierte Tragfähigkeit } F_{v,Rk,2,int.} = ((16,21 - 8,97) / (12 - 6)) + 8,97 = 10,18 \text{ kN}$$

Versagensmechanismus e (dickes Stahlblech):

Lochleibungsfestigkeit erreicht und 2 Fließgelenke im Stift ausgebildet

$$F_{v,Rk,3} = (2,3 \times \sqrt{M_{y,Rk} \times f_{h,k} \times d}) / 1000 = 12,7 \text{ kN}$$

Grenzabscherkraft:

$$F_{v,Rk,b} = \text{MIN}(F_{v,Rk,1,int.}; F_{v,Rk,2,int.}; F_{v,Rk,3}) = 5,94 \text{ kN}$$

**Tragfähigkeit Scheibendübel C2:**  $F_{v,0,Rk}^c = 19 \cdot d_c^{1,5}$ 

Nenn Durchmesser $d_c =$	50,0 mm
Einbindetiefe $h_g =$	6,0 mm
Holzdicke $t_{vorh} =$	60,0 mm
Mindestholzdicke $t_{min} =$	30,0 mm
$a_{1,vorh} =$	800,00 mm
$(a_{3,t,vorh} =$	100,00 mm)
$a_{3,c,vorh} =$	100,00 mm
$a_{4,t,vorh} =$	60,00 mm
$a_{4,c,vorh} =$	60,00 mm

## Mindestholzdicken:

Mindestholzdicken $t_{min} =$	30,0 mm
Kontrolle:	WENN( $t_{min} \leq t_{vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!") = OK!

## Dübelabstände:

$\alpha =$	90°	=	90,00 °
$a_1 =$	$(1,2 + 0,3 \cdot \cos(\alpha)) \cdot d_c$	=	60,00 mm
Kontrolle:	WENN( $a_1 \leq a_{1,vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!
$a_{3,t} =$	$2,0 \cdot d_c$	=	100,00 mm
(Kontrolle:	WENN( $a_{3,t} \leq a_{3,t,vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!
$a_{3,c} =$	$1,2 \cdot d_c$	=	60,00 mm
Kontrolle:	WENN( $a_{3,c} \leq a_{3,c,vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!
$a_{4,t} =$	$(0,8 + 0,2 \cdot \sin(\alpha)) \cdot d_c$	=	40,00 mm
Kontrolle:	WENN( $a_{4,t} \leq a_{4,t,vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!
$a_{4,c} =$	$0,6 \cdot d_c$	=	30,00 mm
Kontrolle:	WENN( $a_{4,c} \leq a_{4,c,vorh}$ ; "OK!"; "nicht eingehalten!")	=	OK!

## Tragfähigkeitsberechnung:

Tragfähigkeit Scheibendübel $F_{v,0,Rk,c} = (19 \cdot 50^{1,5}) / 1000$	=	6,4 kN
Wert stimmt mit Tragfähig nach Leistungserklärung überein!		

## Grenzabscherkraft Gesamt:

$$F_{v,Rk} = F_{v,0,Rk,c} + F_{v,Rk,b} = \underline{\underline{12,3 \text{ kN}}}$$

$$N_k = F_{v,Rk} = 0,5 \cdot E_{k,Stahl} \cdot a_{\text{Bolzen}}$$

$$E_{k,Stahl} = \frac{F_{v,Rk}}{(0,5 \times a)} = 41,00 \text{ kN}$$

## Gesamtbelastung aus max. Belastung Stahl

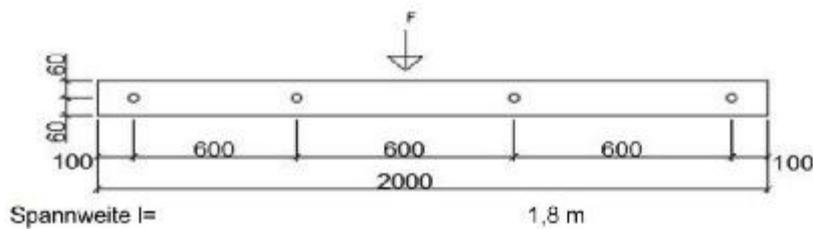
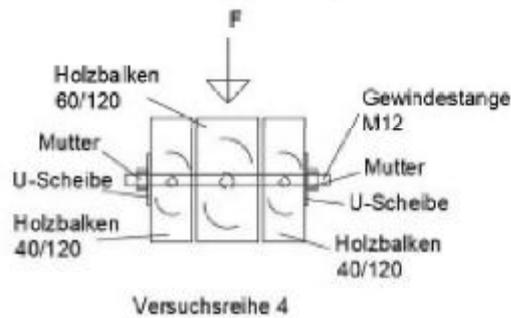
$$F_{\text{ges.,neu}} = \frac{E_{k,Stahl}}{\left( \frac{n \times m}{(1 + n \times m)} \right)} = \underline{\underline{46,11 \text{ kN}}}$$

#### 4. Versuchsreihe

##### Wortlaut:

2m langer Holzträger (VH c24 b/h = 60/120) mit seitlicher Aufdopplung durch Vollholz c24 b/h = 40/120, über der gesamten Länge

Die Verbindung der Träger erfolgt mittels M12 Gewindestangen ohne Scheibendübel



##### Material:

NH c24 VH

##### Querschnittskennwerte:

###### Hauptholz

Breite $b_H =$	6,00 cm
Höhe $h_H =$	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} =$	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,MH} = \frac{b_H \cdot h_H^3}{12}$	= 864,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k =$	350,00 kg/m

###### Seitenholz

Breite $b_{SH} =$	4,00 cm
Höhe $h_{SH} =$	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} =$	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,SH} = \frac{b_{SH} \cdot h_{SH}^3}{12}$	= 576,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k =$	350,00 kg/m

**Biegetragfähigkeit:***Hauptholz*

$$\text{max Druckkraft } F_H \text{ } p_{MH} = \underline{8,07 \text{ kN}}$$

(siehe Versuchsreihe 1)

max. Gesamtlast über Lastaufteilung

$$p_{MH} = 8,07 = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{MH}}{E_{0,mean} \cdot 2I_{y,SH} + E_{0,mean} \cdot I_{y,MH}} \cdot p_{ges}$$

$$\text{Umgestellt nach Gesamtkraft } p_{ges} = 8,07 / \left( \frac{E_{0,mean} \cdot I_{y,MH}}{E_{0,mean} \cdot (I_{y,SH} \cdot 2) + E_{0,mean} \cdot I_{y,MH}} \right) = \underline{18,83 \text{ kN}}$$

Seitenholz

$$\text{Belastung } p_{SH} = \frac{p_{ges} - p_{MH}}{(10,76/2) \cdot l} = 10,76 \text{ kN}$$

$$\text{Moment } M_d = \frac{(10,76/2) \cdot l}{4} = 2,42 \text{ kNm}$$

$$\text{Höhenfaktor } k_h = 1,05$$

$$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{SH} = \frac{b_{SH} \cdot h_{SH}^2}{6} = 96,00 \text{ cm}^3$$

Nachweis:

$$\frac{M_c \cdot 100 / W_{SH}}{k_h \cdot f_{m,k}} = 1,00$$

**max. aufnehmbare Kraft der Verbindungsmittel nach genauem Berechnungsverfahren:**

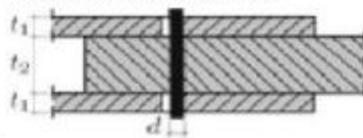
zweischrittige Holz-Holz-Verbindung:

Verbindungsmittel Typ =	Gewindestange
Stahlsorte S =	8,8
Durchmesser d =	12,00 mm
char. Zugfestigkeit $f_{u,k}$ =	800,00 N/mm <sup>2</sup>
Lastangriffswinkel zur Holzfaser $\alpha$ =	90,00 °

Abstand untereinander in Faserrichtung

Abstand  $a$  = 0,60 m

Versagensmechanismus g:



Lochleibungsfestigkeit in beiden Seitenhölzern

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Beiwert für Nadelholz  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel  $f_{h,a,1,k} = \frac{f_{h,1,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$

Stärke Seitenholz  $t_1 = b_{SH} \cdot 10 = 40,00 \text{ mm}$

$F_{v,Rk,1} = (f_{h,a,1,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = 7,92 \text{ kN}$

Versagensmechanismus h:



Lochleibungsfestigkeit im Mittelholz

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Beiwert für Nadelholz  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel  $f_{h,a,2,k} = \frac{f_{h,2,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$

Stärke Mittelholz  $t_2 = b_H \cdot 10 = 60,00 \text{ mm}$

$F_{v,Rk,2} = \frac{f_{h,a,2,k} \cdot t_2 \cdot d}{1000} = 11,89 \text{ kN}$

Versagensmechanismus j:



Lochleibungsversagen und zwei Fließgelenke ausgebildet

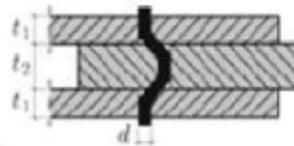
$$\text{Fließmoment } M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{t,k} \cdot d^{2,6} = 153490,85 \text{ Nmm}$$

$$\beta = 1,00$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,a,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \times \left( \sqrt{2 \cdot \beta + (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right) = 4971,68 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = 4,97 \text{ kN}$$

Versagensmechanismus k:



Lochleibungsversagen und vier Fließgelenke ausgebildet

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \times \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,a,1,k} \cdot d} = 8968,47 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,4} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = 8,97 \text{ kN}$$

Grenzabscherkraft:

$$F_{v,Rk} = \text{MIN} (F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}) = 4,97 \text{ kN}$$

$$N_x = F_{v,Rk} = 0,5 \cdot E_{d, \text{Seitenhölzer}} \cdot a_{\text{Bolzen}}$$

$$E_{k, \text{Seitenhölzer}} = \frac{F_{v,Rk}}{(0,5 \cdot a)} = 16,57 \text{ kN}$$

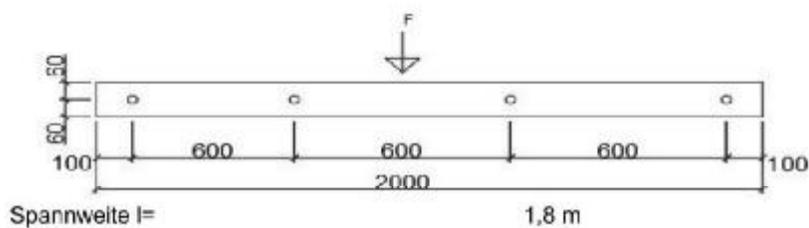
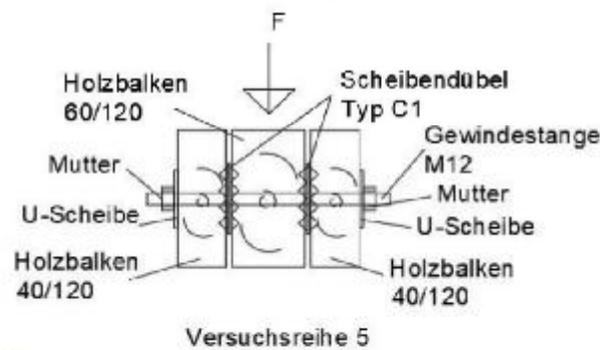
$$P_{\text{ges.}} = 16,57 / \left( \frac{E_{0, \text{mean}} \cdot I_{y,SH} \cdot 2}{E_{0, \text{mean}} \cdot (I_{y,SH} \cdot 2) + E_{0, \text{mean}} \cdot I_{y,MH}} \right) = 29,00 \text{ kN}$$

Die Biegetragfähigkeit ist mit einer Bruchlast von 18,83 kN deutlich geringer als die Bruchlast der Verbindungsmittel und wird daher maßgebend!

**5. Versuchsreihe**Wortlaut:

2m langer Holzträger (VH c24 b/h = 60/120) mit seitlicher Aufopplung durch Vollholz c24 b/h = 40/120, über der gesamten Länge

Die Verbindung der Profile erfolgt mittels M12 Gewindestangen und eingepressten Scheibendübel Typ C1

Material:

NH c24 VH

Querschnittskennwerte:Hauptholz

Breite $b_H$ =	6,00 cm
Höhe $h_H$ =	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ =	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,MH} = \frac{b_H \cdot h_H^3}{12}$ =	864,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k$ =	350,00 kg/m

Seitenholz

Breite $b_{SH}$ =	4,00 cm
Höhe $h_{SH}$ =	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ =	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment $I_{y,SH} = \frac{b_{SH} \cdot h_{SH}^3}{12}$ =	576,00 cm <sup>4</sup>
Rohdichte $\rho_k$ =	350,00 kg/m

**Biegetragfähigkeit:***Hauptholz*

$$\text{max Druckkraft: } F_H \text{ } p_{MH} = \underline{8,07 \text{ kN}}$$

(siehe Versuchsreihe 1)

max. Gesamtlast über Lastaufteilung

$$p_{MH} = 8,07 = \frac{E_{0,mean} \times I_{MH}}{E_{0,mean} \times 2I_{y,SH} + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \times p_{ges}$$

$$\text{Umgestellt nach Gesamtkraft } p_{ges} = 8,07 / \left( \frac{E_{0,mean} \times I_{y,MH}}{E_{0,mean} \times (I_{y,SH} \times 2) + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \right) = \underline{18,83 \text{ kN}}$$

*Seitenholz*

$$\text{Belastung } p_{SH} = \frac{p_{ges} - p_{MH}}{2} = 10,76 \text{ kN}$$

$$\text{Moment } M_d = \frac{(10,76 / 2) \times l}{4} = 2,42 \text{ kNm}$$

$$\text{Höhenfaktor } k_{H1} = 1,05$$

$$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{SH} = \frac{b_{SH} \times h_{SH}^2}{6} = 96,00 \text{ cm}^3$$

Nachweis:

$$\frac{M_d \times 100 / W_{SH}}{k_{H1} \times f_{m,k}} = 1,00$$

**max. aufnehmbare Kraft der Verbindungsmittel nach genauem Berechnungsverfahren:**

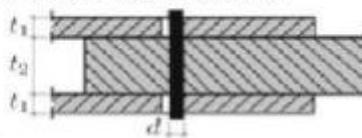
**zweischrittige Holz-Holz-Verbindung:**

Verbindungsmittel Typ =	Gewindestange
Stahlsorte S =	8,8
Durchmesser d =	12,00 mm
char. Zugfestigkeit $f_{u,k}$ =	500,00 N/mm <sup>2</sup>
Lastangriffswinkel zur Holzfaser $\alpha$ =	90,00 °

Abstand untereinander in Faserrichtung

Abstand a = 0,60 m

**Versagensmechanismus g:**



Lochleibungsfestigkeit in beiden Seitenhölzern

$$F_{V,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Beiwert für Nadelholz  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel  $f_{h,a,1,k} = \frac{f_{h,1,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$

Stärke Seitenholz  $t_1 = b_{SH} \cdot 10 = 40,00 \text{ mm}$

$F_{V,Rk,1} = (f_{h,a,1,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = 7,92 \text{ kN}$

**Versagensmechanismus h:**



Lochleibungsfestigkeit im Mittelholz

Lochleibungsfestigkeit  $f_{h,2,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$

Beiwert für Nadelholz  $k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$

Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel  $f_{h,a,2,k} = \frac{f_{h,2,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$

Stärke Mittelholz  $t_2 = b_M \cdot 10 = 60,00 \text{ mm}$

$F_{V,Rk,2} = \frac{f_{h,a,2,k} \cdot t_2 \cdot d}{1000} = 11,89 \text{ kN}$

Versagensmechanismus j:



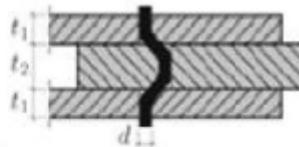
- Lochleibungsversagen und zwei Fließgelenke ausgebildet  
 Fließmoment  $M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,5} = 153490,85 \text{ Nmm}$

$$\beta = 1,00$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \times \frac{f_{h,a,1,k} \times t_1 \times d}{2 + \beta} \times \left( \sqrt{2 \times \beta + (1 + \beta) + \frac{4 \times \beta \times (2 + \beta) \times M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \times t_1^2 \times d}} - \beta \right) = 4971,68 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = \underline{4,97 \text{ kN}}$$

Versagensmechanismus k:



- Lochleibungsversagen und vier Fließgelenke ausgebildet

$$F_{v,Rk} = 1,15 \times \sqrt{\frac{2 \times \beta}{1 + \beta}} \times \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,a,1,k} \times d} = 8968,47 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,4} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = \underline{8,97 \text{ kN}}$$

Grenzabscherkraft:

$$F_{v,Rk,b} = \text{MIN} (F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}) = \underline{4,97 \text{ kN}}$$

**Tragfähigkeit Scheibendübel C1:**  $F_{v,0,Rk} = 18 \cdot d_c^{1,5}$

Nenn Durchmesser $d_c =$	50,0 mm
Einbindtiefe $h_g =$	6,0 mm
Holzdicke $t_{vorh,2} =$	60,0 mm
Holzdicke $t_{vorh,1} =$	40,0 mm
Mindestholzdicke $t_{min,2} =$	30,0 mm
Mindestholzdicke $t_{min,1} =$	24,0 mm
$a_{1,vorh} =$	500,00 mm
$a_{3,t,vorh} =$	100,00 mm
$a_{4,t,vorh} =$	60,00 mm

Dübelabstände:

$\alpha =$	90°	$=$	90,00 °	
$a_1 =$	$(1,2 + 0,3 \cdot \cos(\alpha)) \cdot d_c$	$=$	60,00 mm	
Kontrolle: WENN( $a_1 \leq a_{1,vorh}$ ;	"OK!"; "nicht eingehalten!")	$=$	OK!	
$a_{3,t} =$	$2,0 \cdot d_c$	$=$	100,00 mm	
Kontrolle: WENN( $a_{3,t} \leq a_{3,t,vorh}$ ;	"OK!"; "nicht eingehalten!")	$=$	OK!	
$a_{4,t} =$	$(0,6 + 0,2 \cdot \sin(\alpha)) \cdot d_c$	$=$	40,00 mm	
Kontrolle: WENN( $a_{4,t} \leq a_{4,t,vorh}$ ;	"OK!"; "nicht eingehalten!")	$=$	OK!	

$$\text{Tragfähigkeit Scheibendübel } F_{v,Rk,c} = (18 \cdot 50^{1,5}) / 1000 = \underline{\underline{6,4 \text{ kN}}}$$

Grenzabscherkraft Gesamt:

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk,c} + F_{v,Rk,b} = \underline{\underline{11,37 \text{ kN}}}$$

$$N_k = F_{v,Rk} = 0,5 \cdot E_{k, \text{Seitenhölzer}} \cdot a_{\text{Bolzen}}$$

$$E_{k, \text{Seitenhölzer}} = \frac{F_{v,Rk}}{(0,5 \cdot a)} = 37,90 \text{ kN}$$

Gesamtbelastung aus max. Belastung Seitenhölzer

$$P_{\text{ges.}} = E_{k, \text{Seitenhölzer}} \cdot \left( \frac{E_{0, \text{mean}} \cdot (l_{y,SH} \cdot 2)}{E_{0, \text{mean}} \cdot (l_{y,SH} \cdot 2) + E_{0, \text{mean}} \cdot l_{y,MH}} \right) = 66,33 \text{ kN}$$

Die Biegetragfähigkeit ist mit einer Bruchlast von 18,83kN deutlich geringer als die Bruchlast der Verbindungsmittel und wird daher maßgebend!

**Anpassung der Vorbetrachtung über den ermittelten Scheibendübelbeiwert  $p_{SDZ}$** **Biegetragfähigkeit mit Scheibendübel:***Hauptholz*

max Druckkraft  $F_H$   $p_{MH} = 8,07 \text{ kN}$   
 (siehe Versuchsreihe 1)

Scheibendübelbeiwert  $p_{SDZ} = 0,75$

max. Gesamtlast über Lastaufteilung

$$p_{MH} = 8,07 = \left( \frac{E_{0,mean} \times I_{MH}}{E_{0,mean} \times 2I_{y,SH} + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \times p_{ges} \right) \times p_{SDZ}$$

$$\text{Umgestellt nach Gesamtkraft } p_{ges} = \left( \frac{8,07}{\left( \frac{E_{0,mean} \times I_{y,MH}}{E_{0,mean} \times (I_{y,SH} \times 2) + E_{0,mean} \times I_{y,MH}} \right)} \right) \times p_{SDZ} = 14,12 \text{ kN}$$

*Seitenholz*

$$\text{Belastung } p_{SH} = \frac{p_{ges} - p_{MH}}{(p_{SH}/2) \times l} = 8,05 \text{ kN}$$

$$\text{Moment } M_d = \frac{(p_{SH}/2) \times l}{4} = 1,36 \text{ kNm}$$

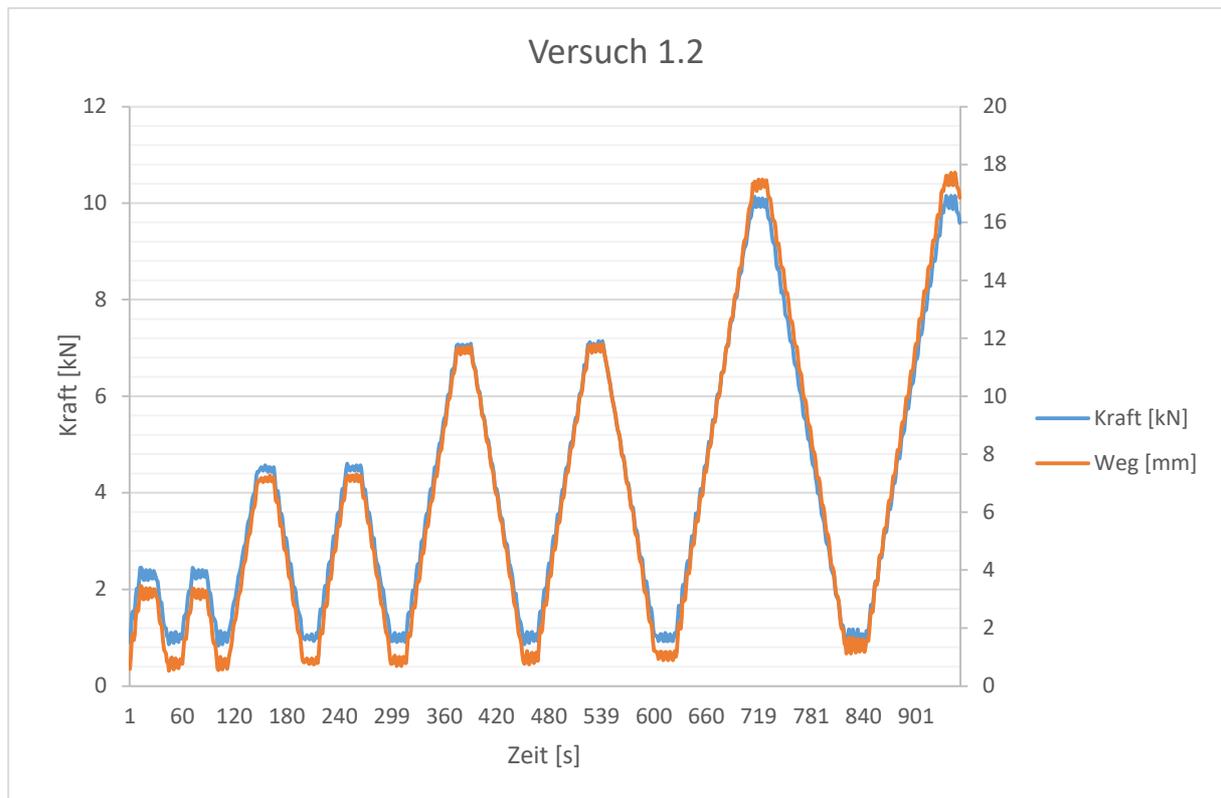
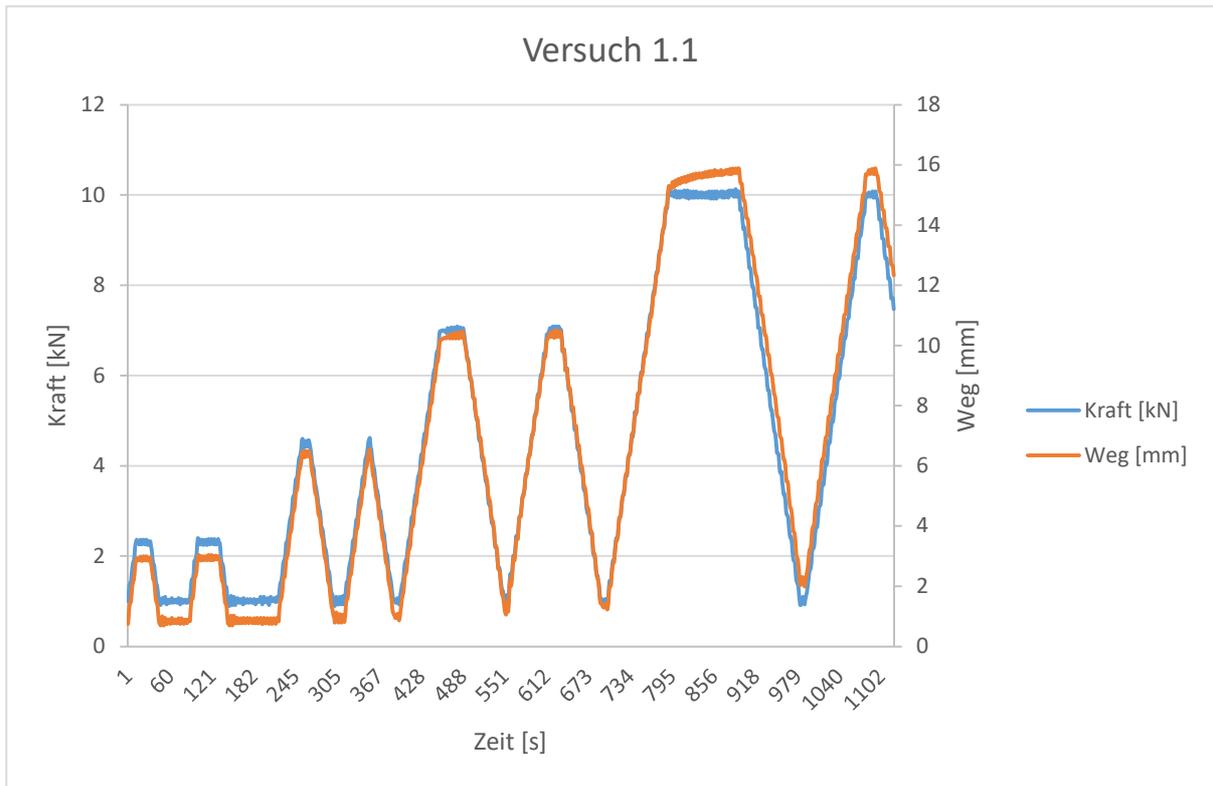
$$\text{Höhenfaktor } k_h = 1,05$$

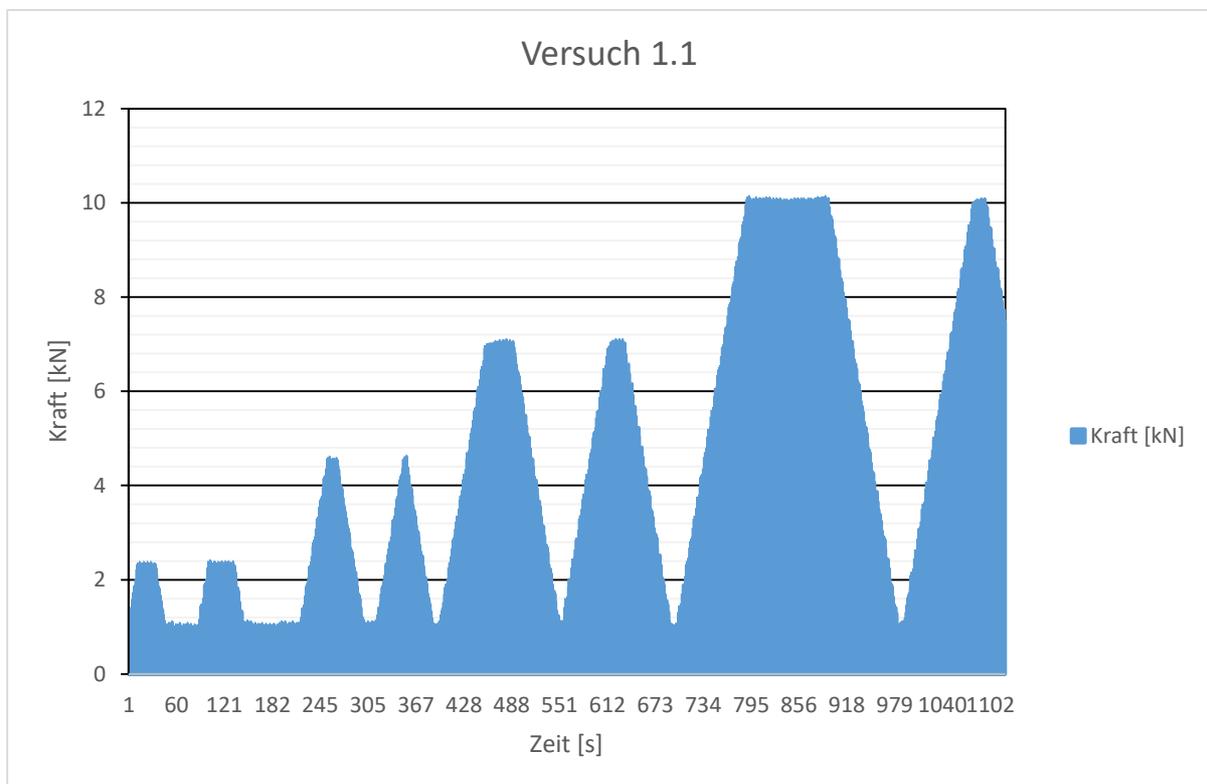
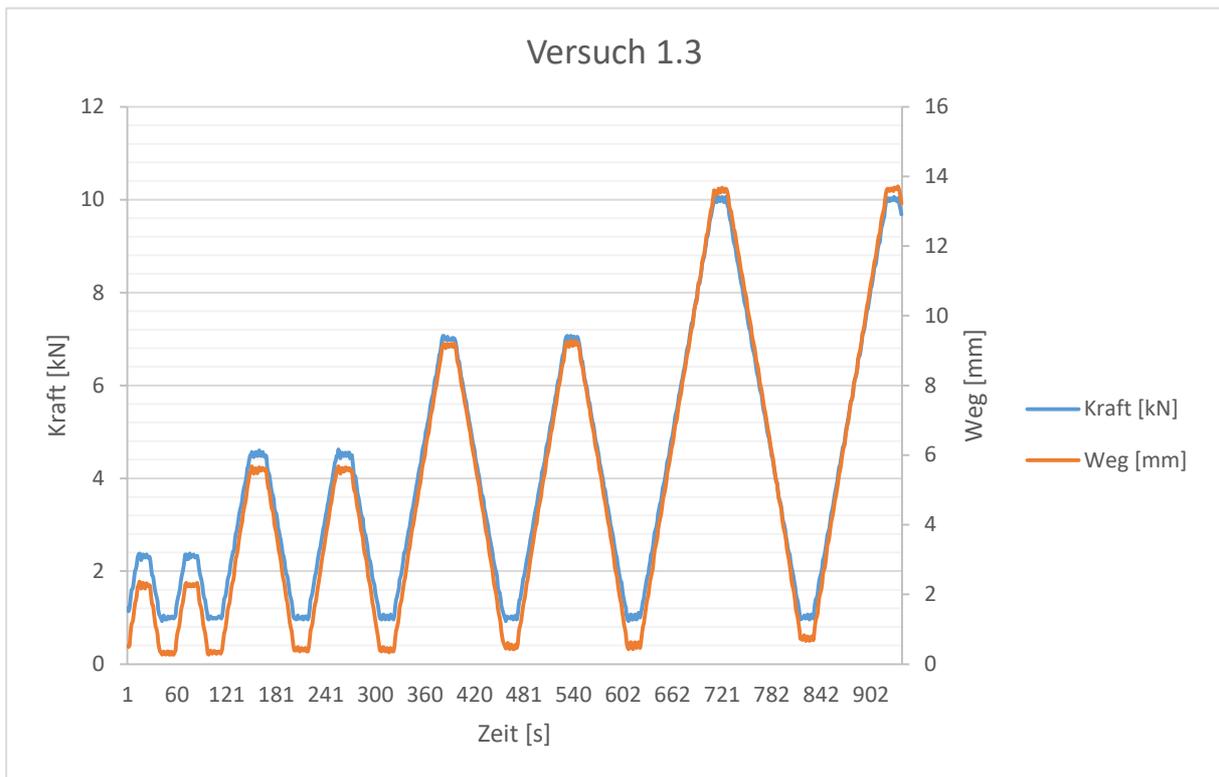
$$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$$

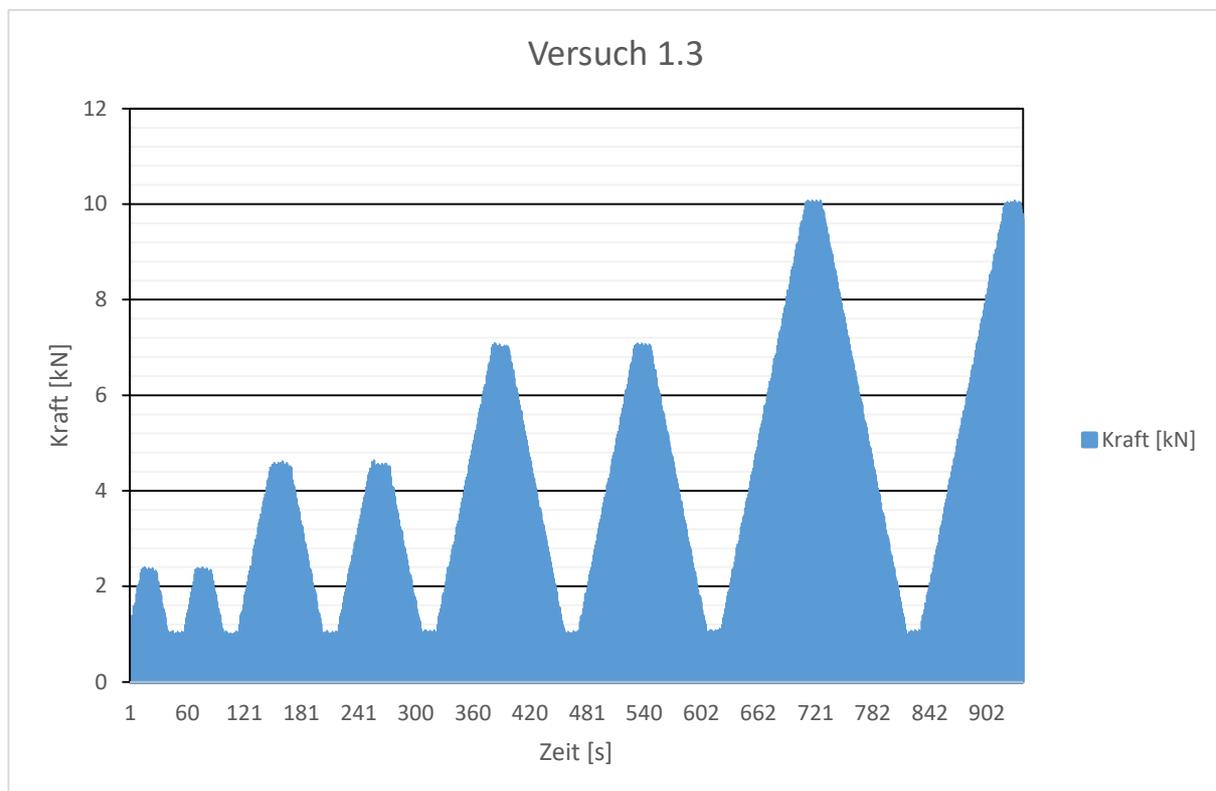
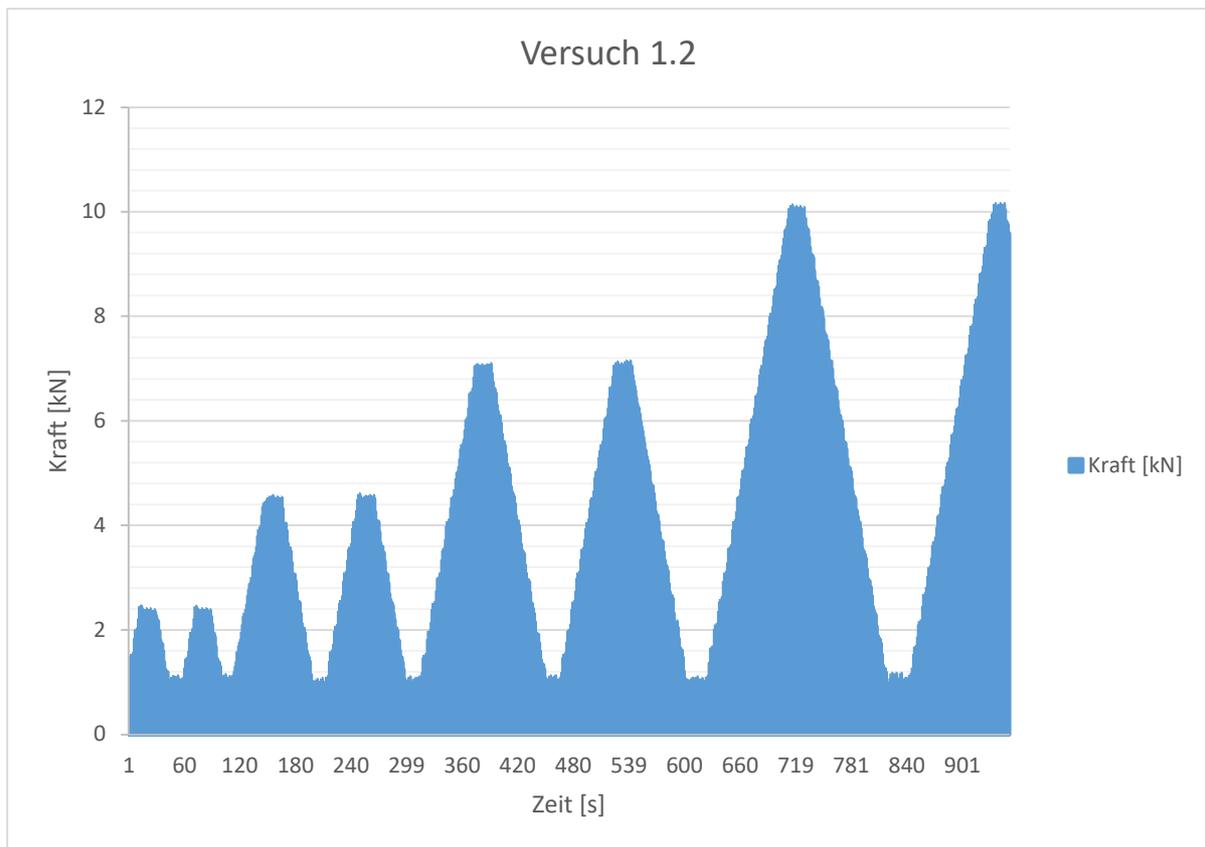
$$W_{SH} = \frac{b_{SH} \times h_{SH}^2}{6} = 96,00 \text{ cm}^3$$

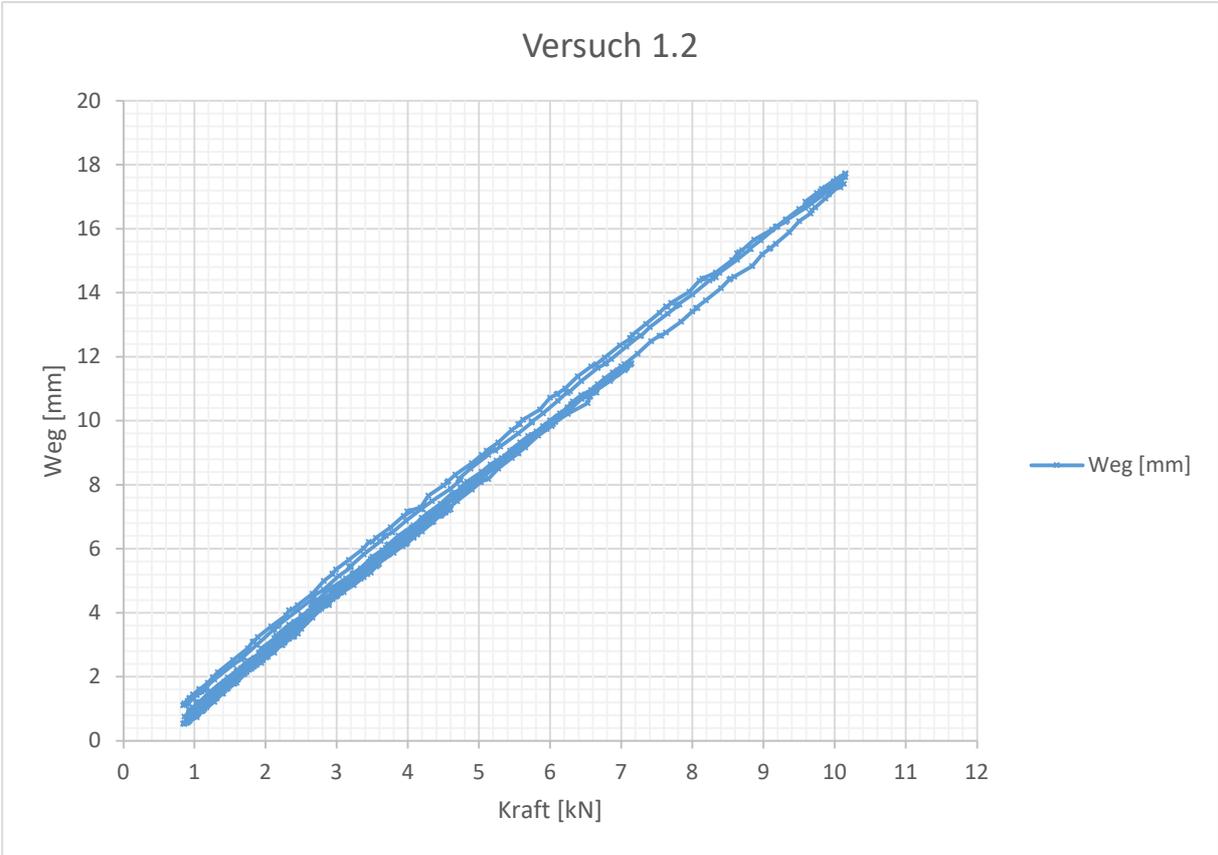
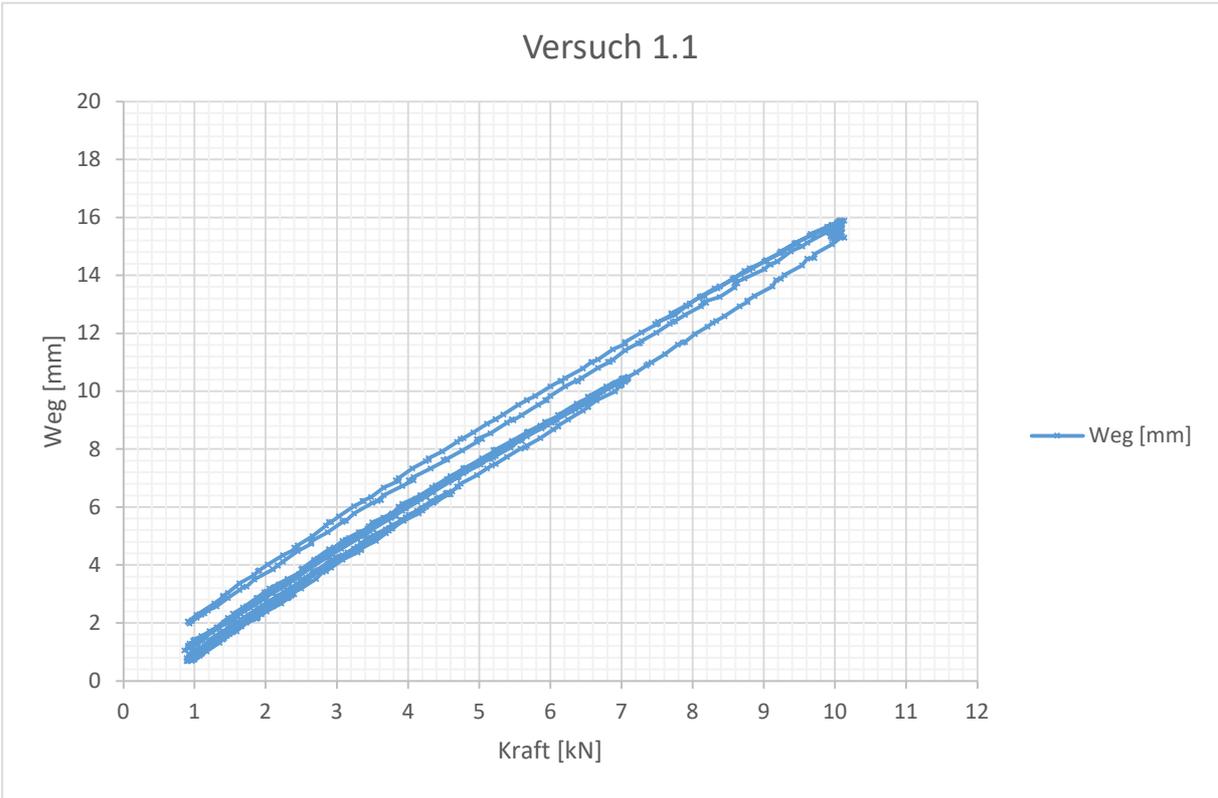
Nachweis:

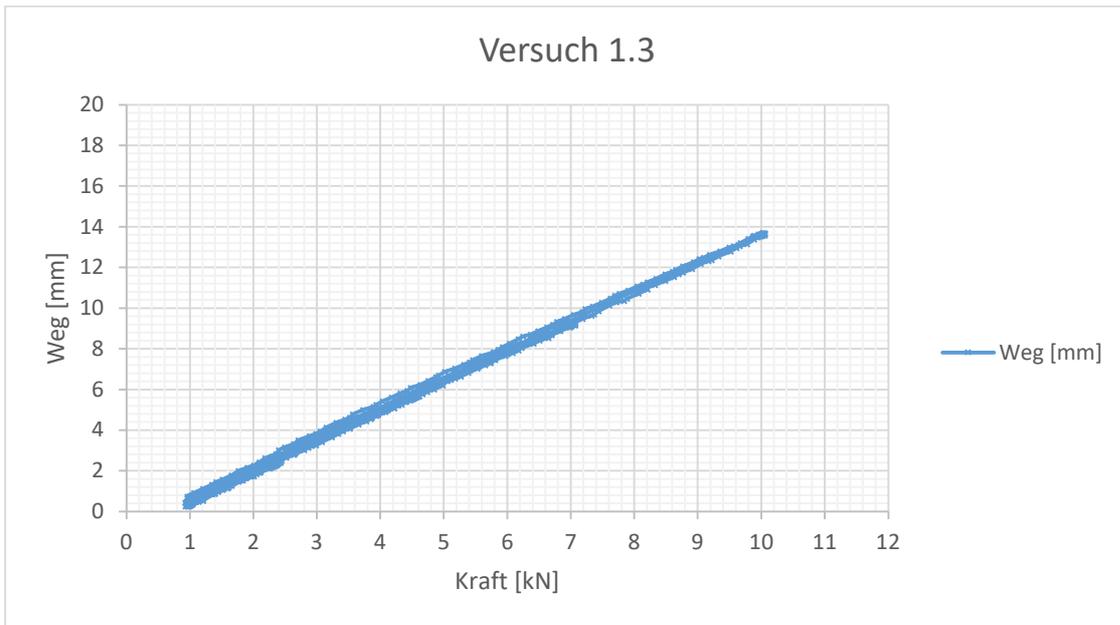
$$\frac{M_d \times 100 / W_{SH}}{k_h \times f_{m,k}} = 0,56$$











**Übersichtsbilder**

Versuch 1.1

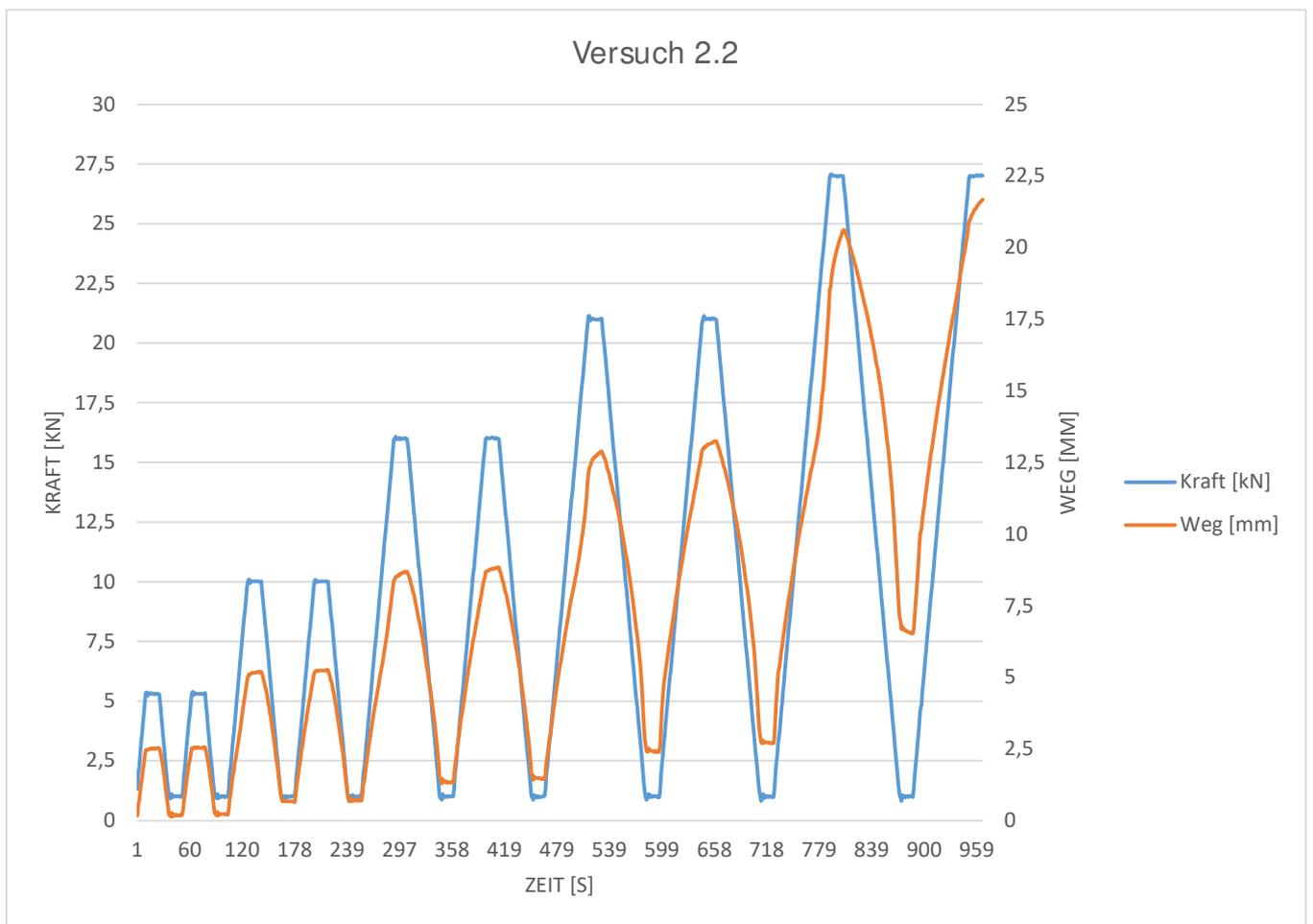
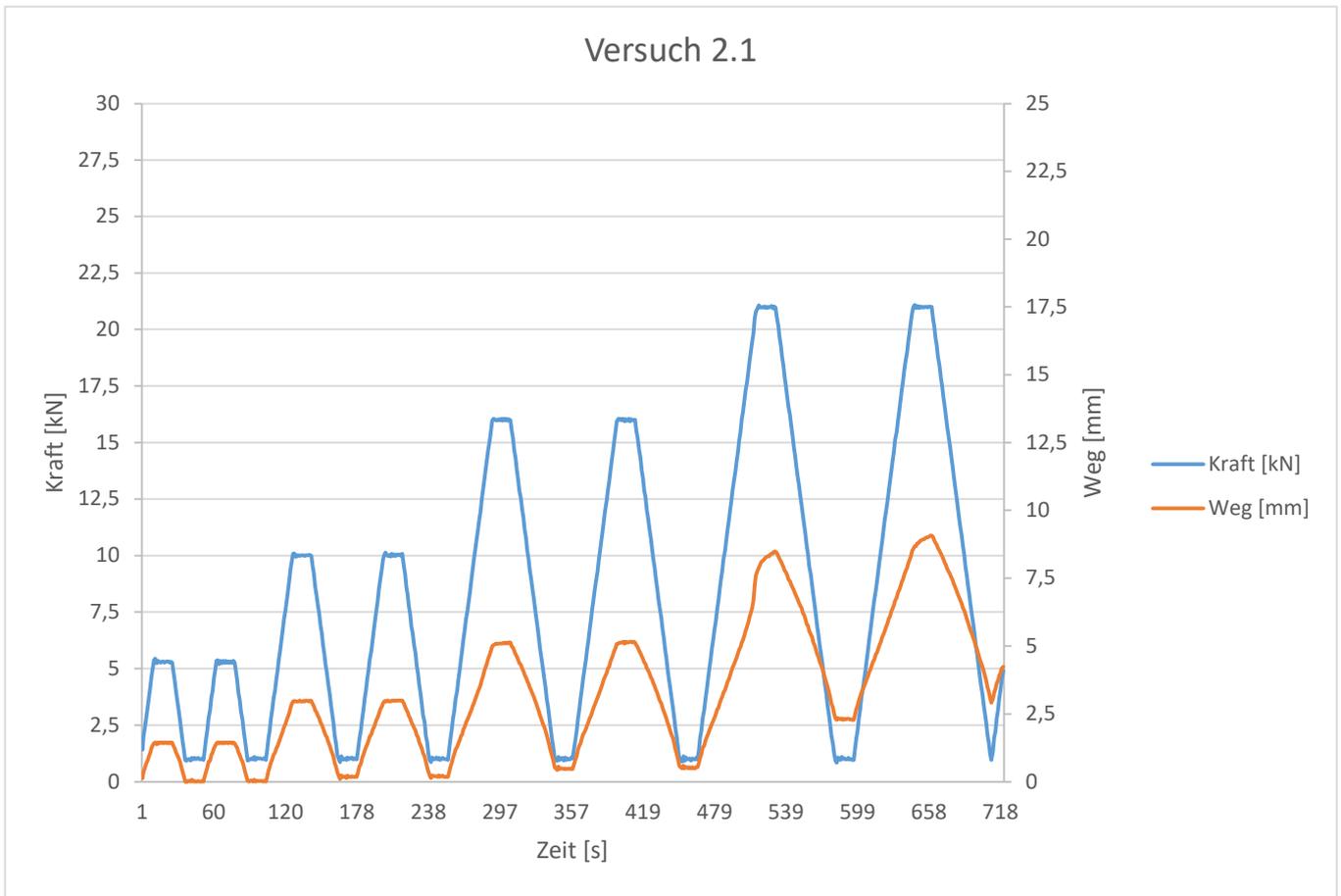


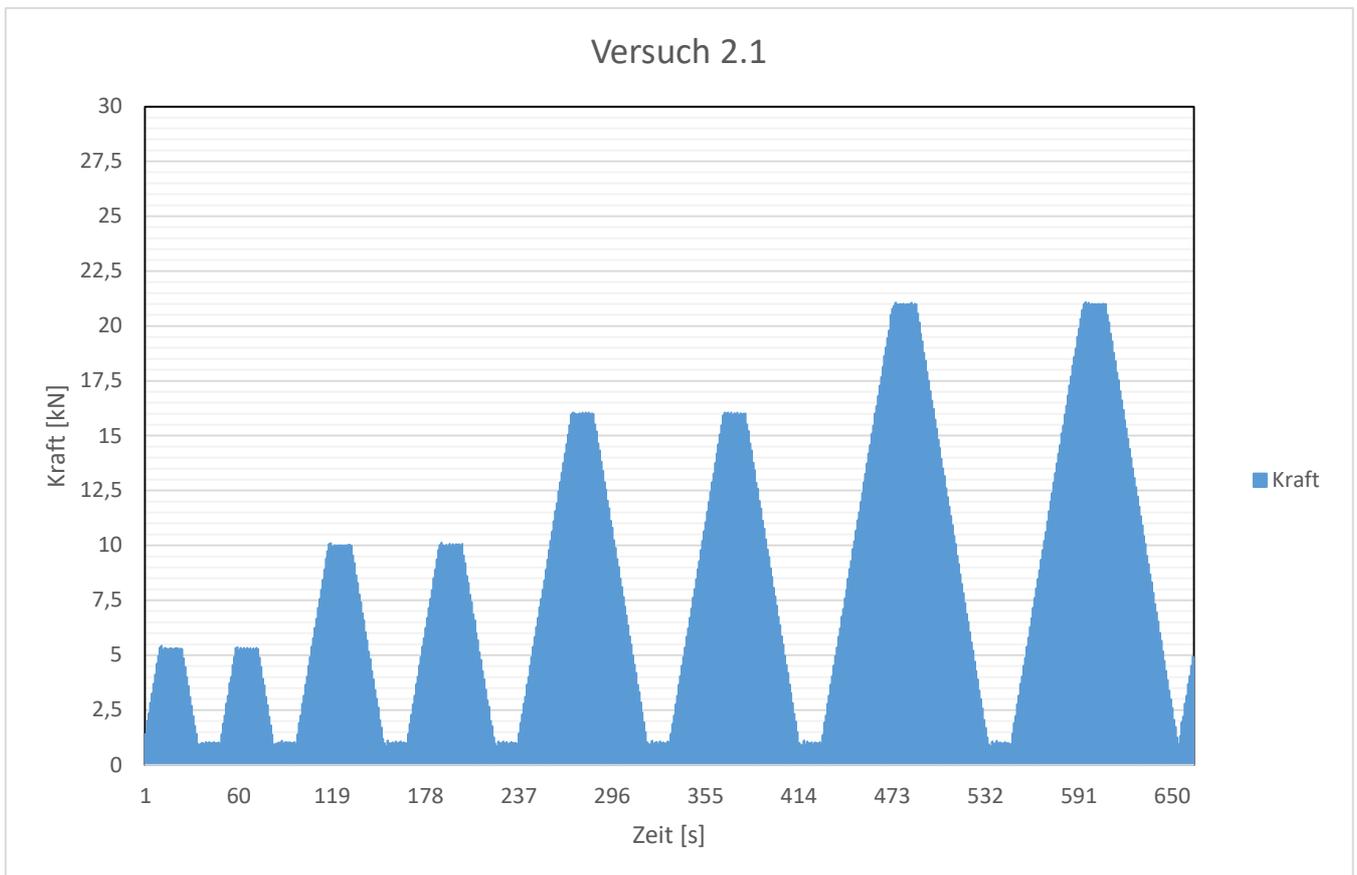
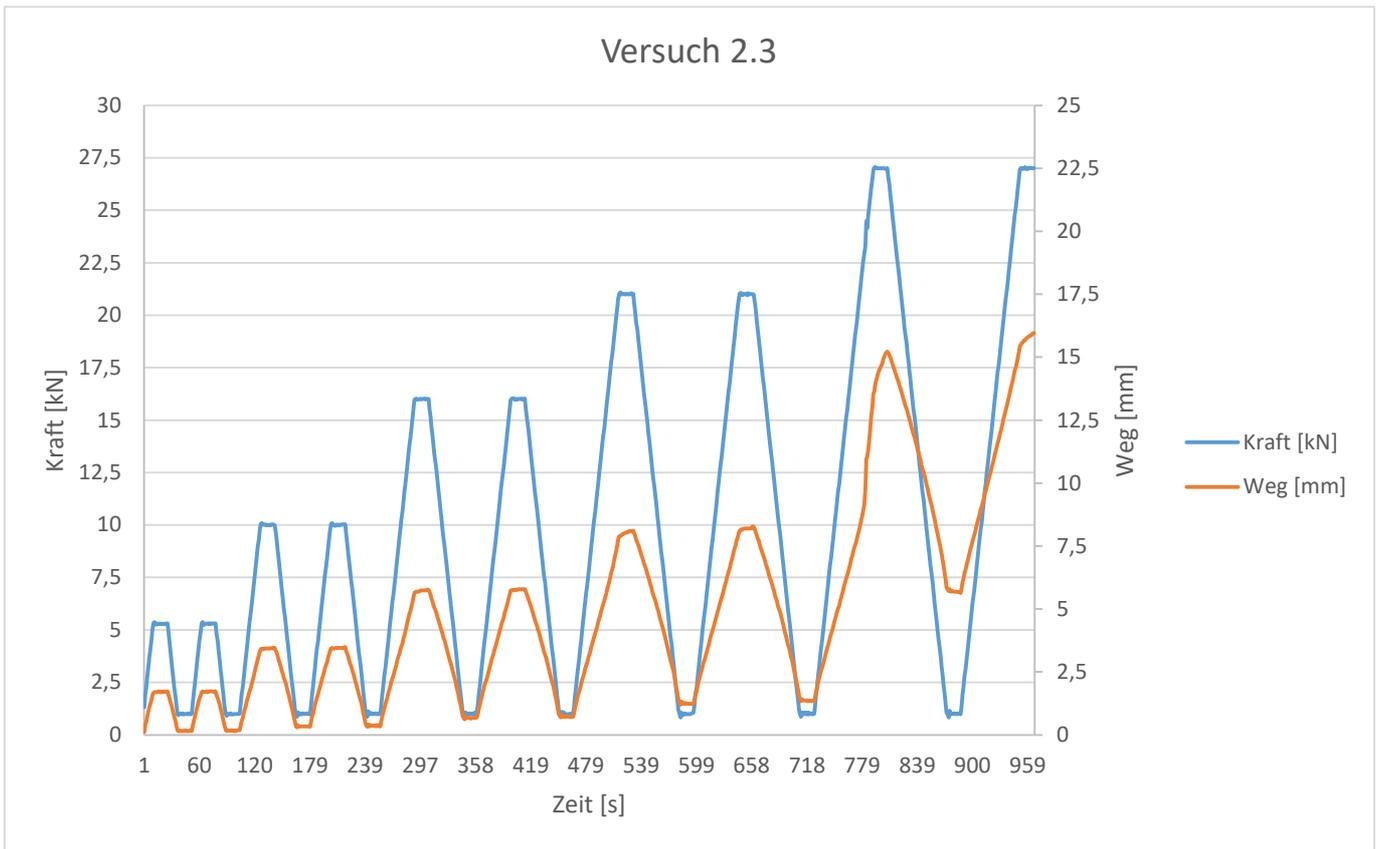
Versuch 1.2

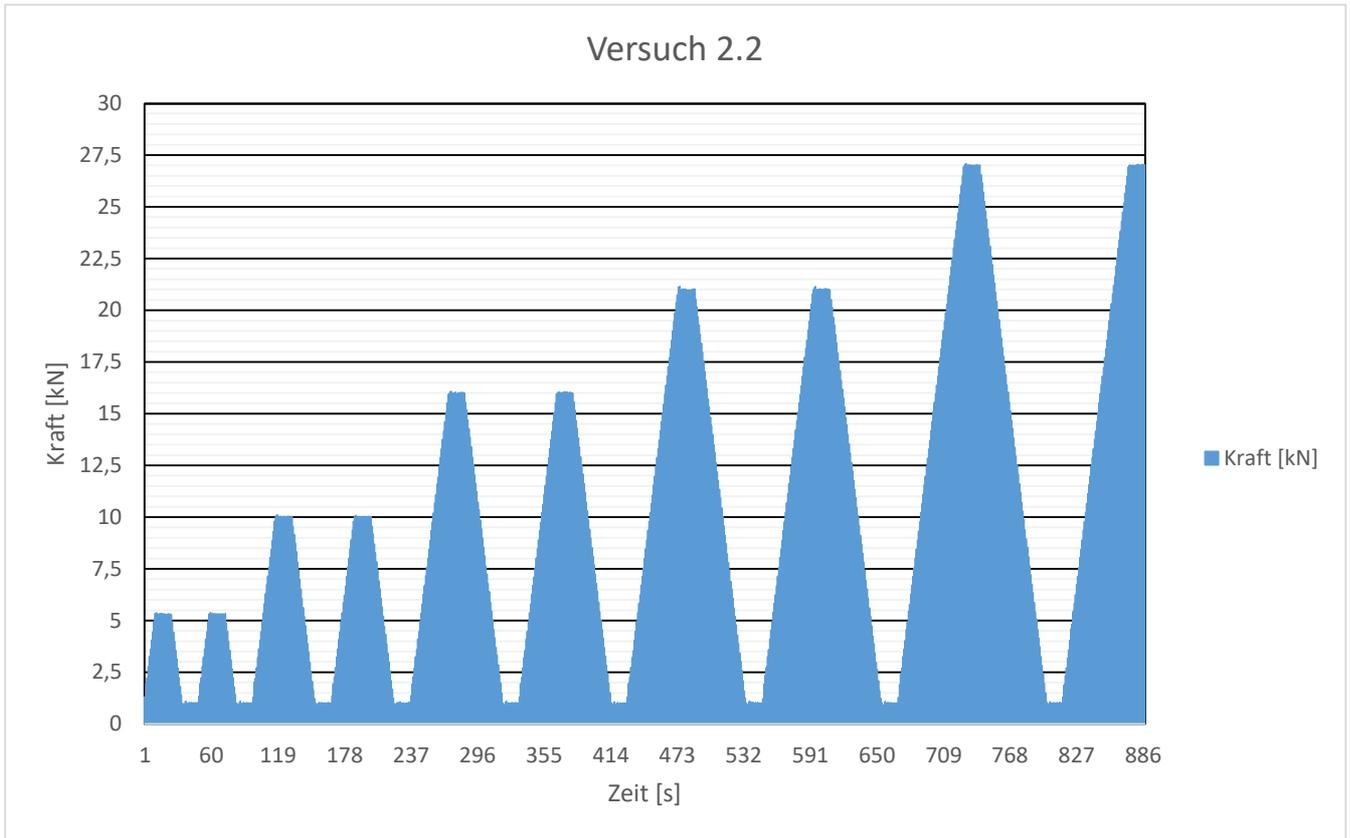


Versuch 1.3

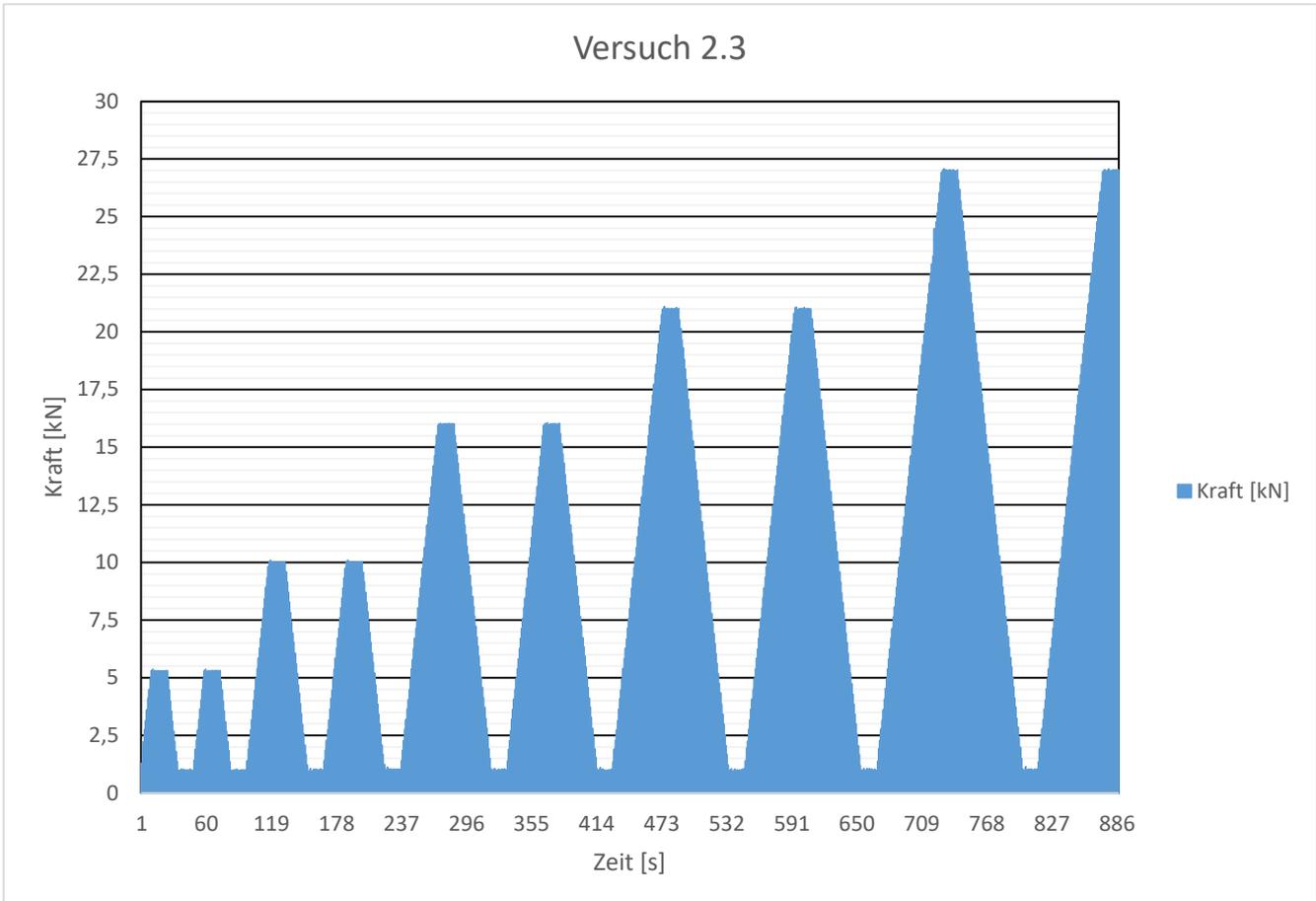




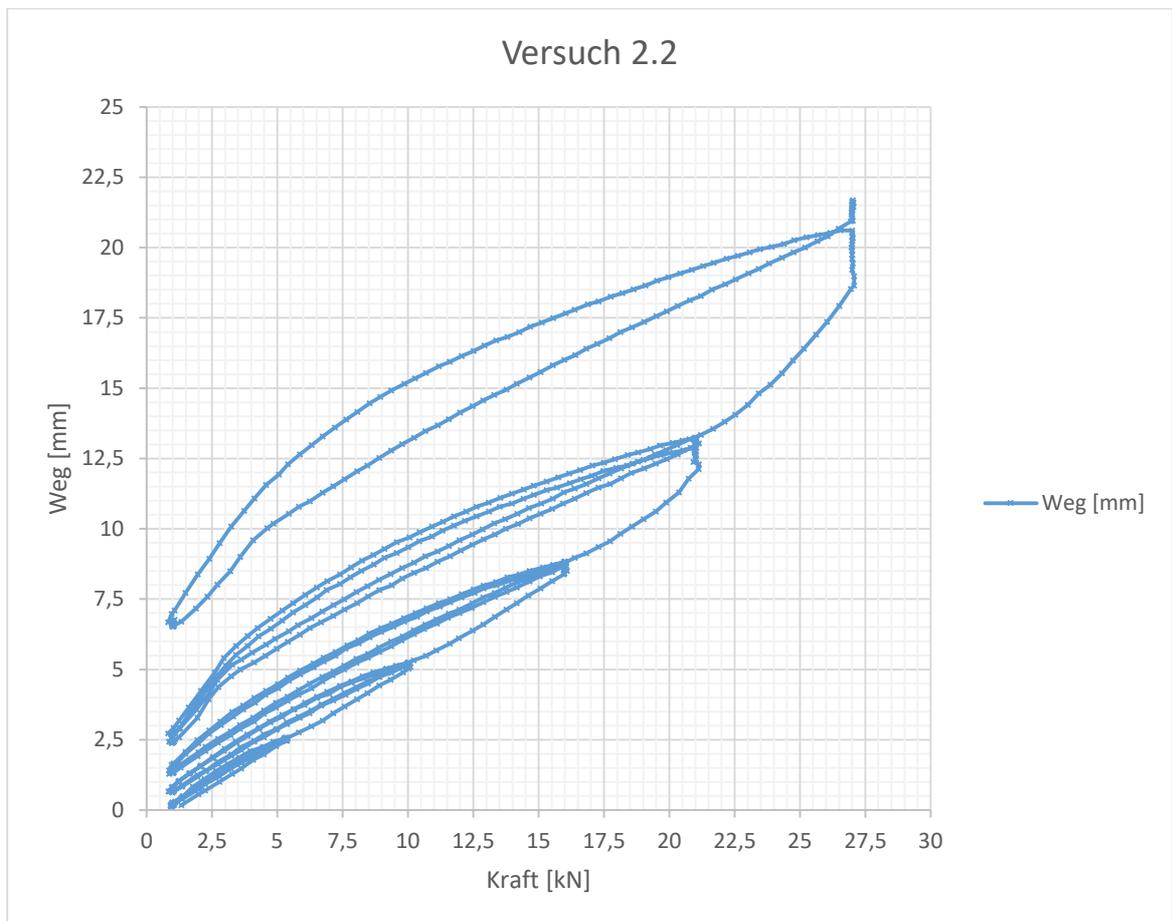
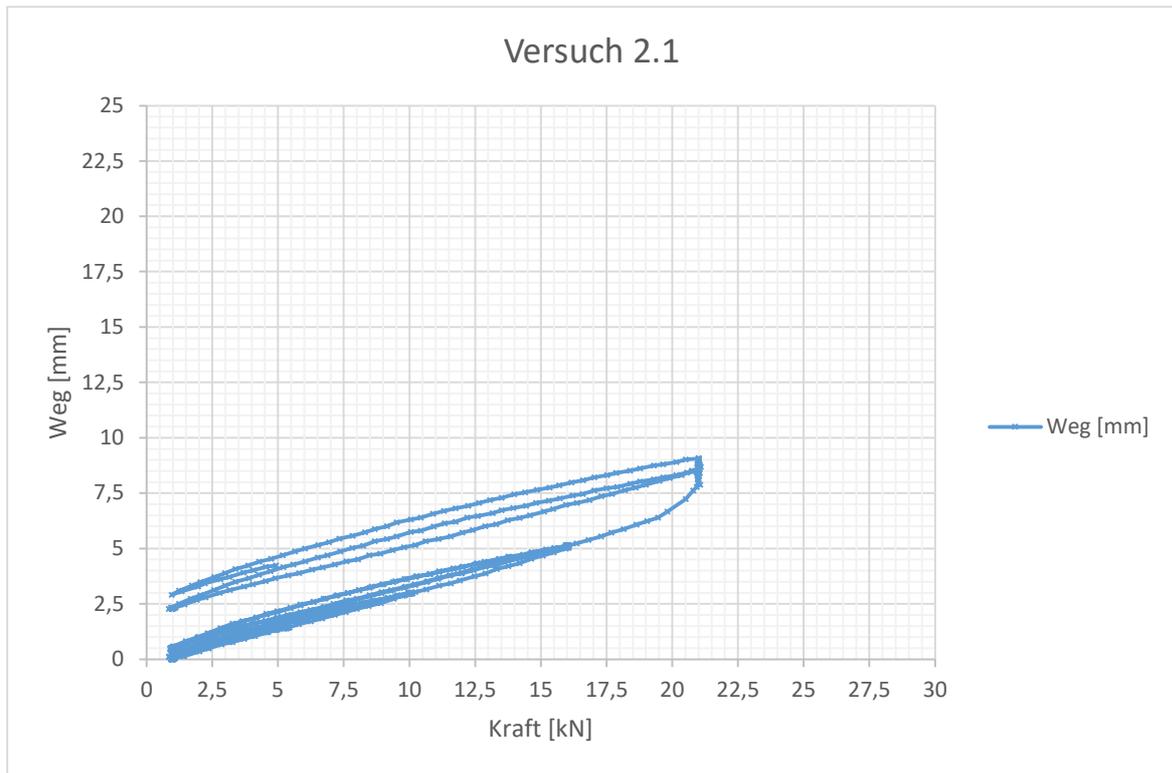


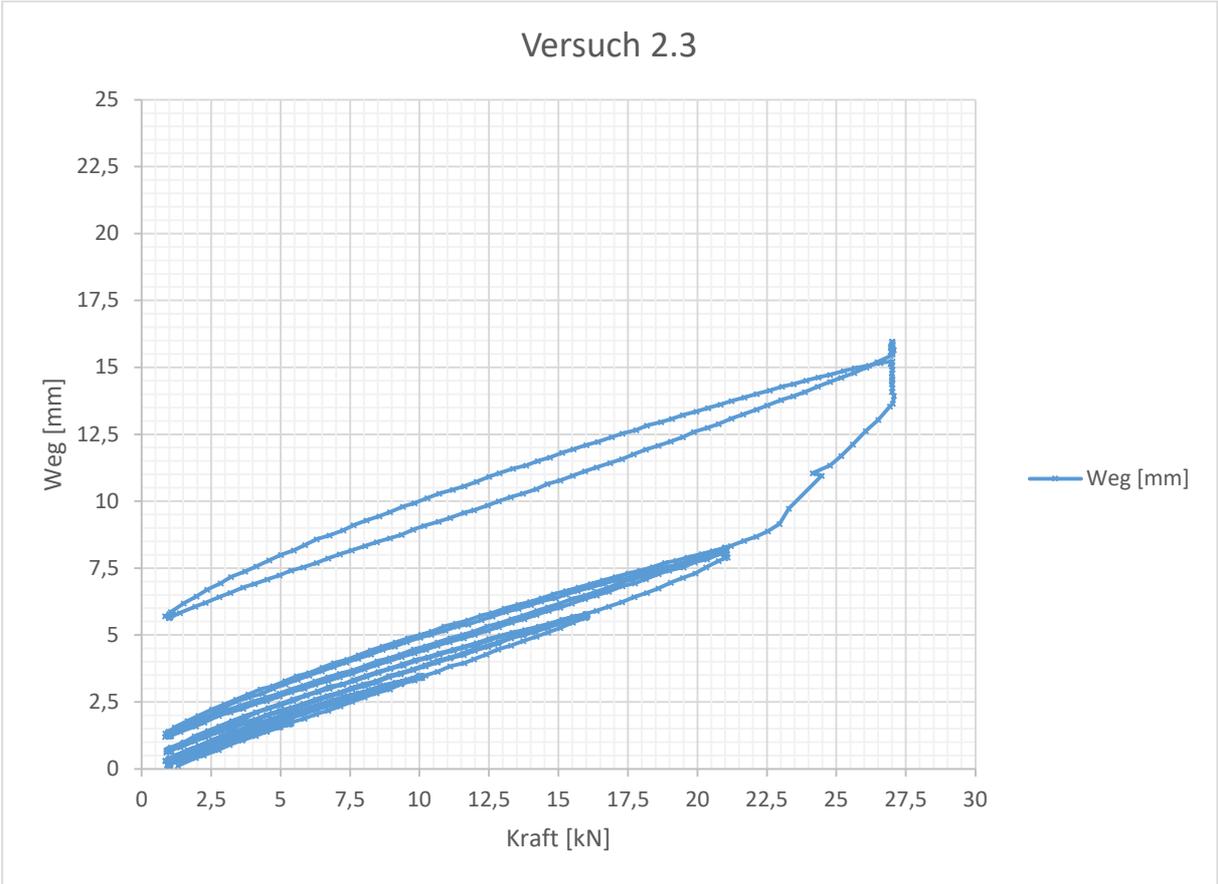


Kein Versagen → Abbruch Versuch bei 27kN



Kein Versagen → Abbruch Versuch bei 27kN





**Übersichtsbilder**



Versuch 2.1

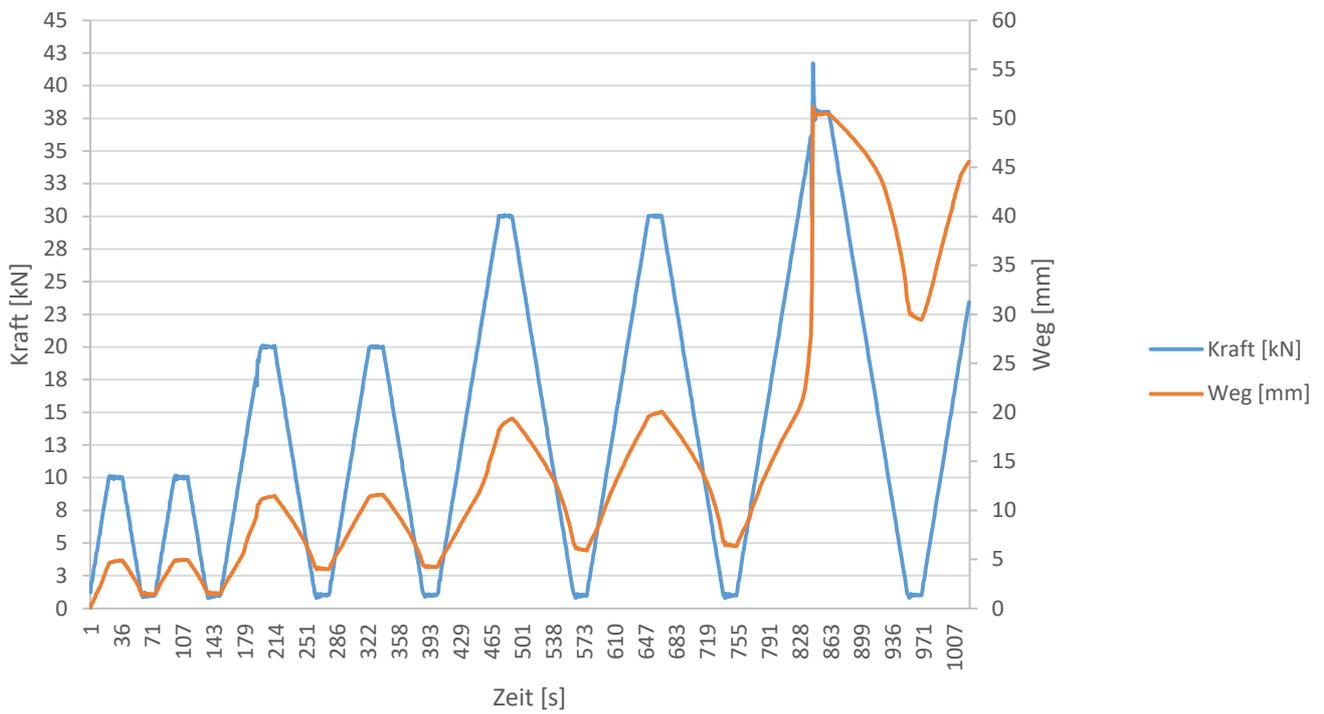


Versuch 2.2

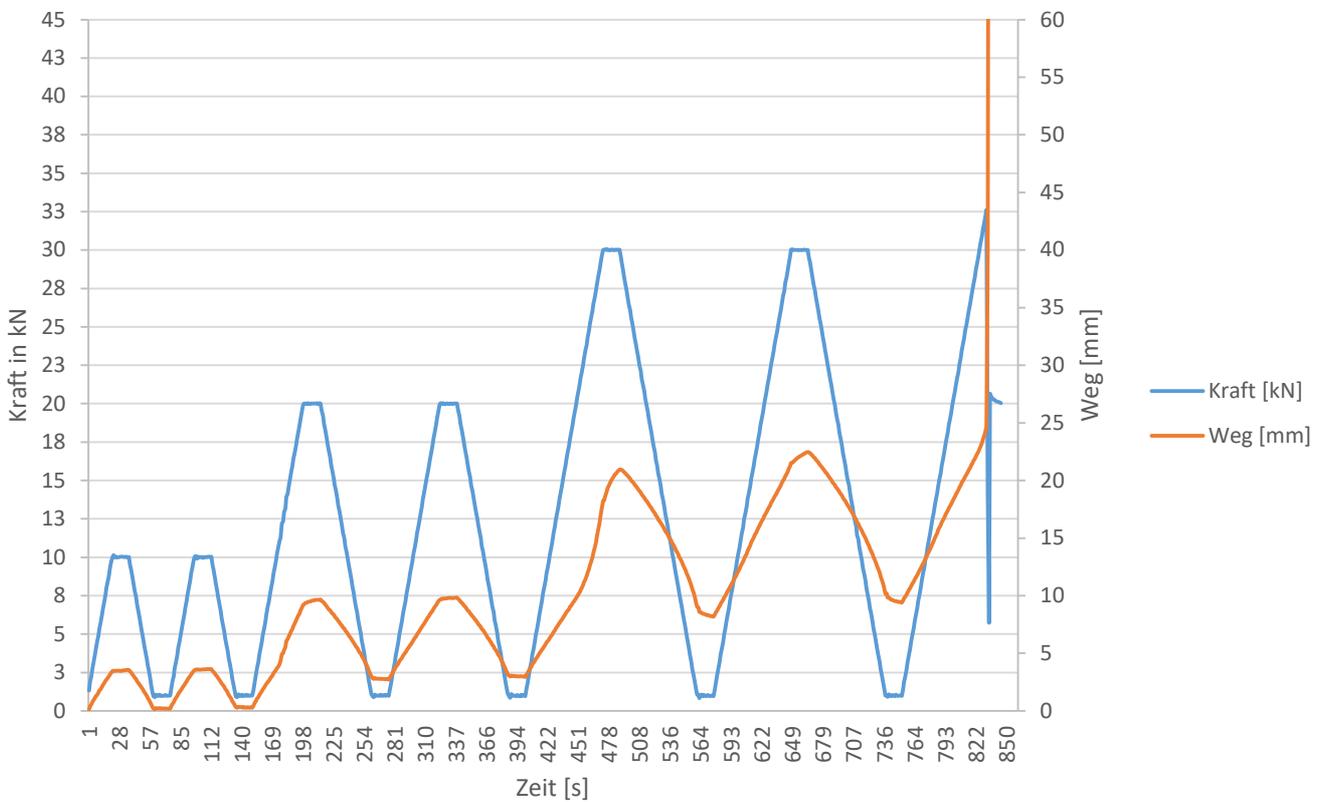


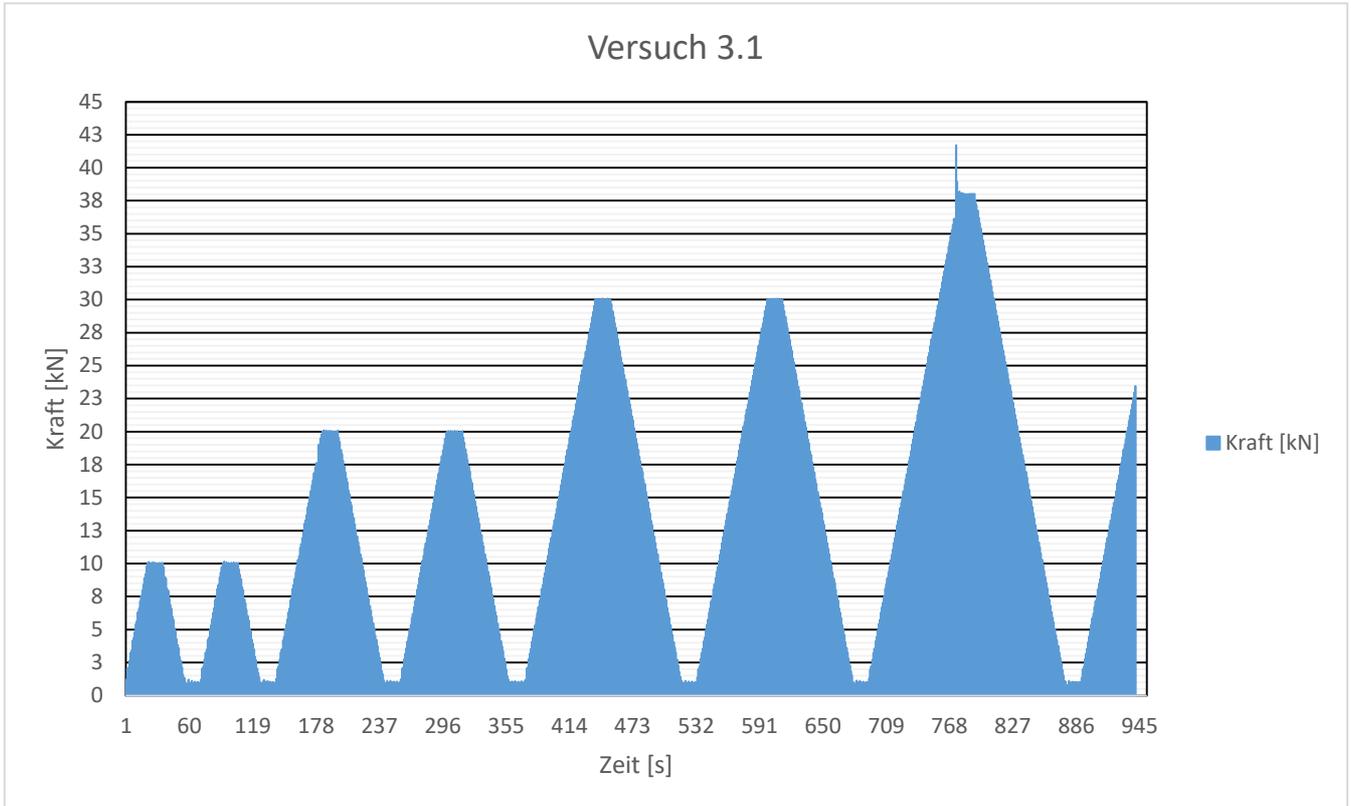
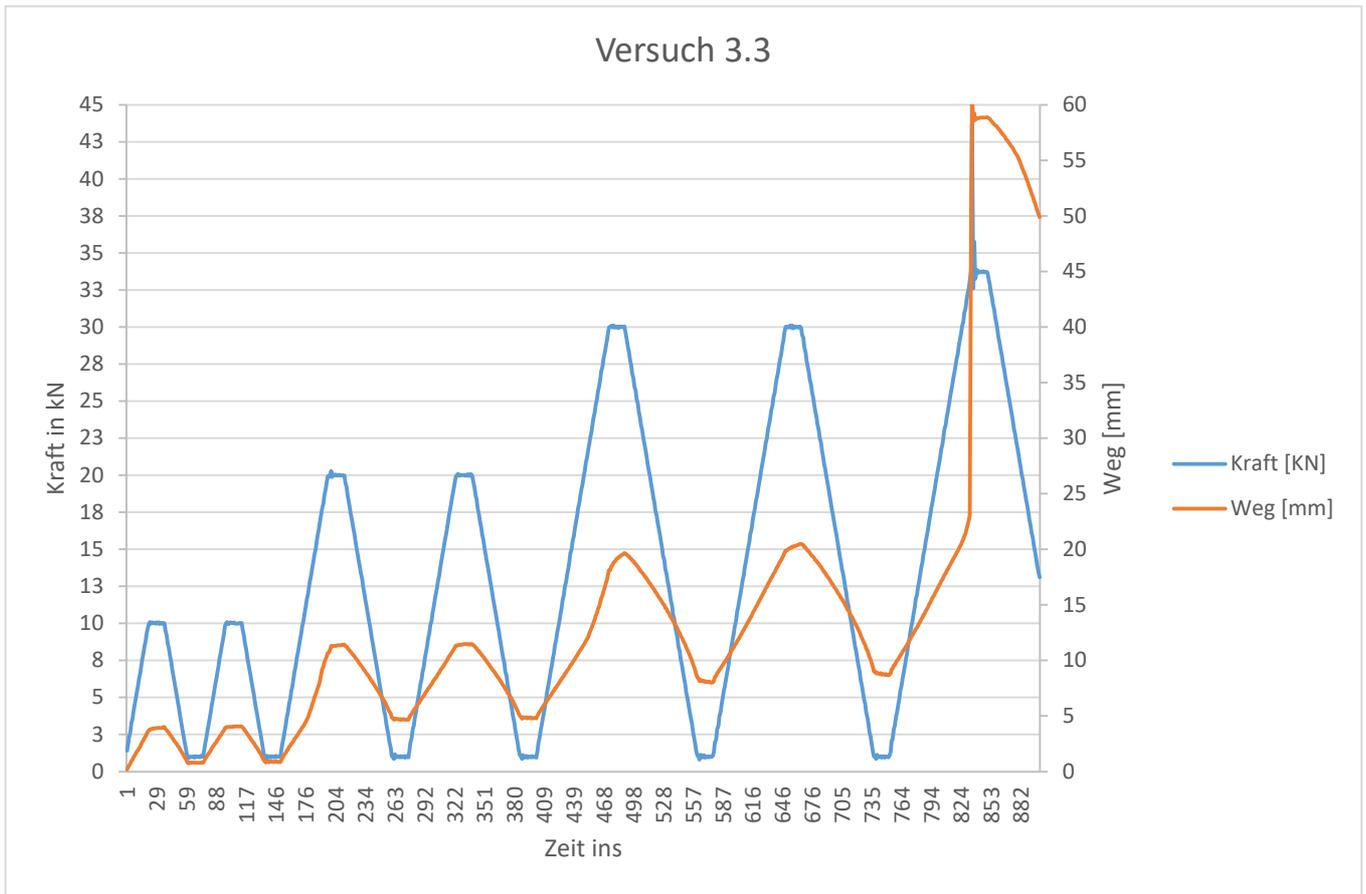
Versuch 2.3

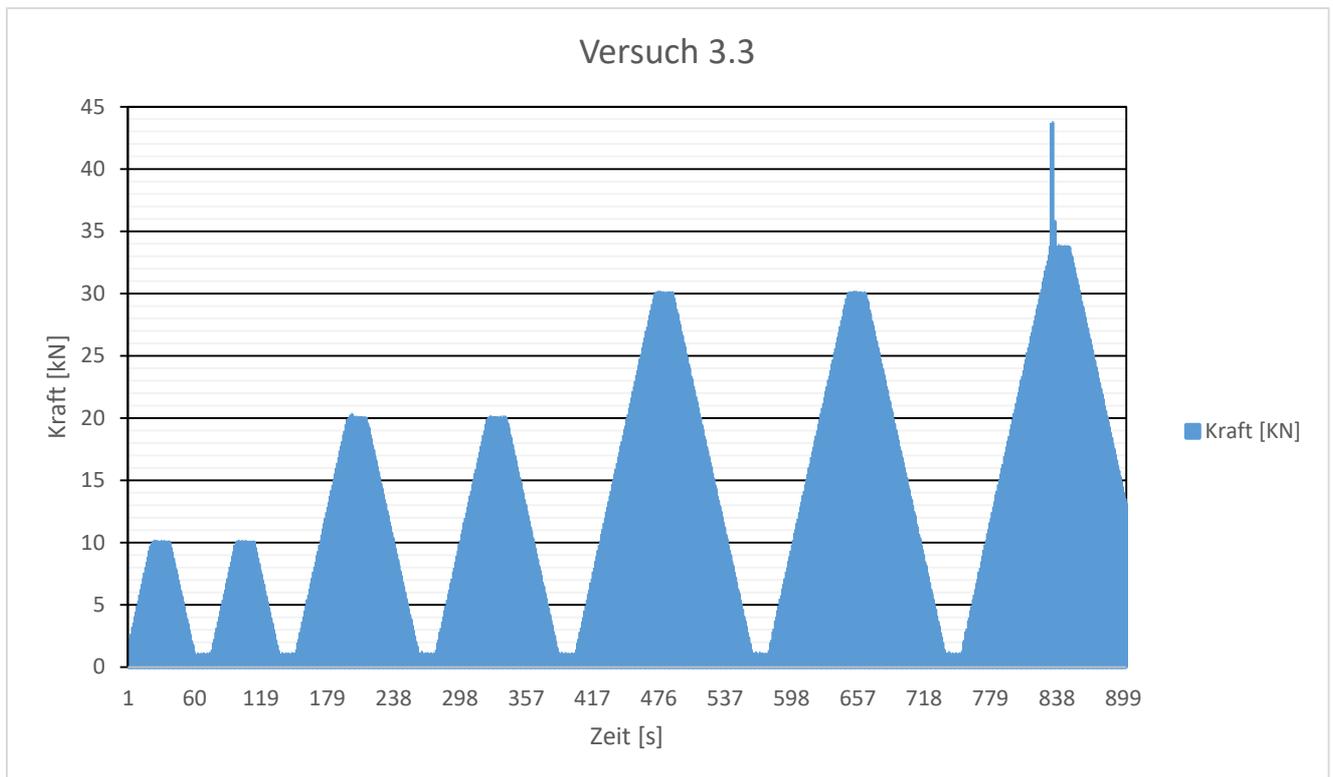
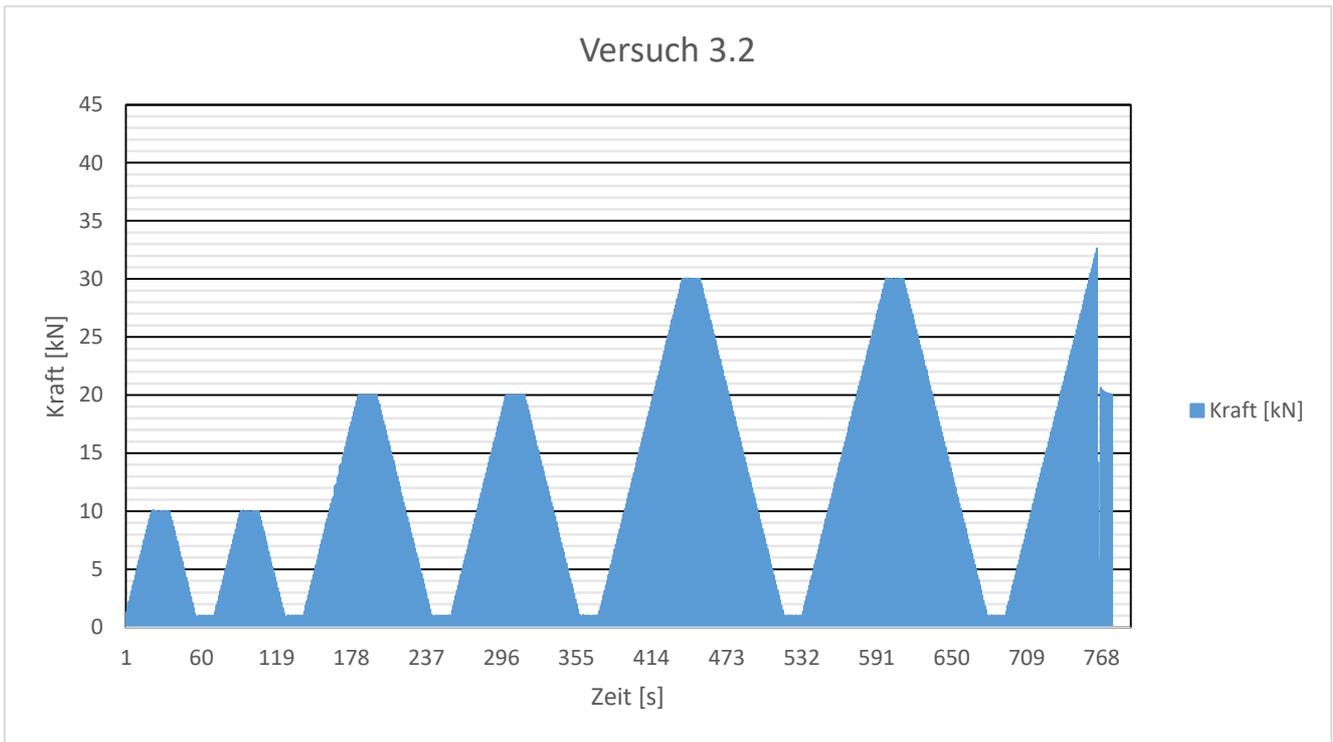
Versuch 3.1

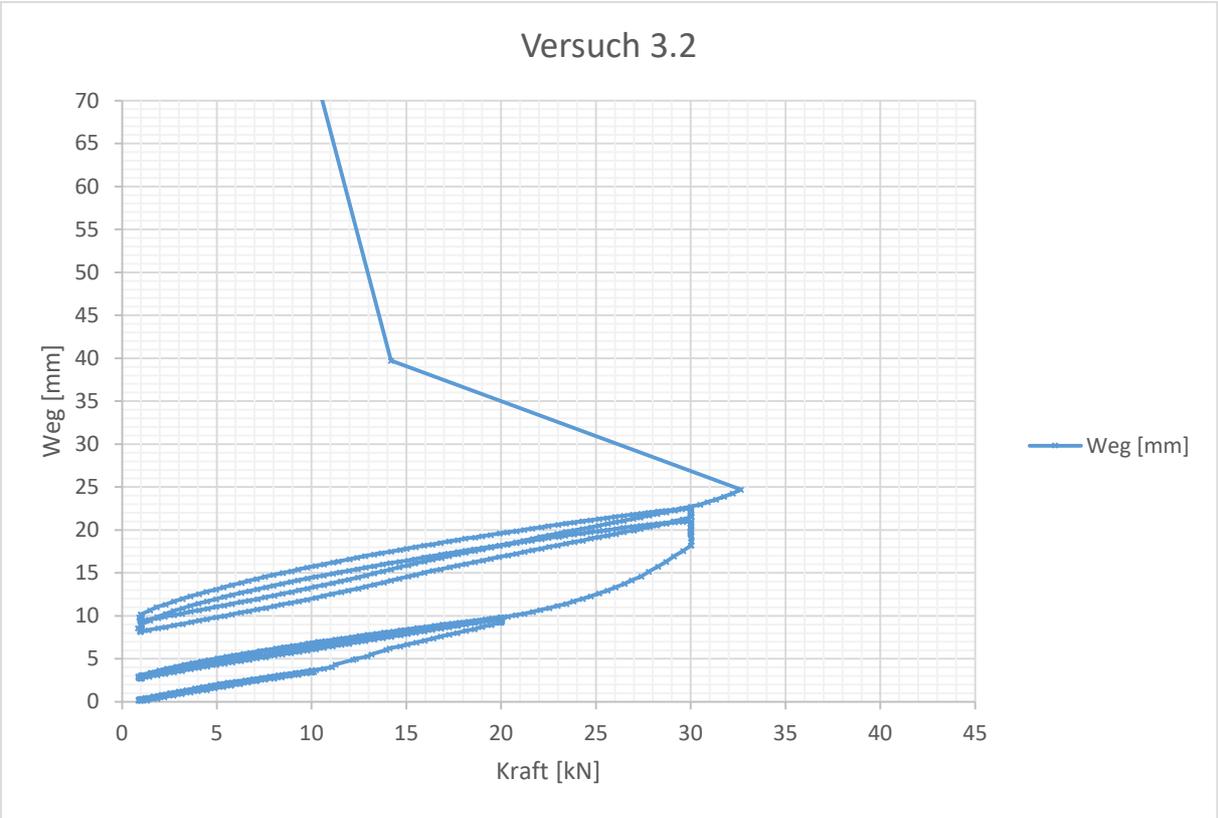
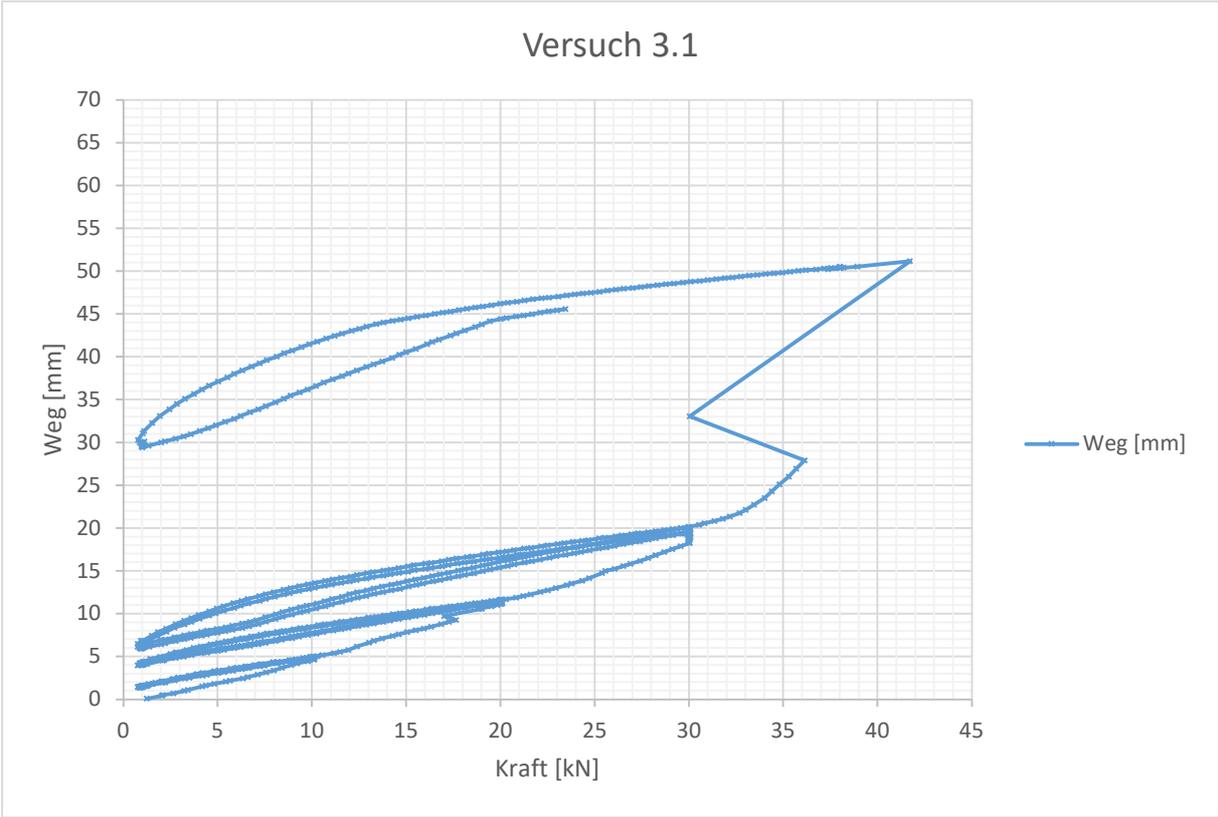


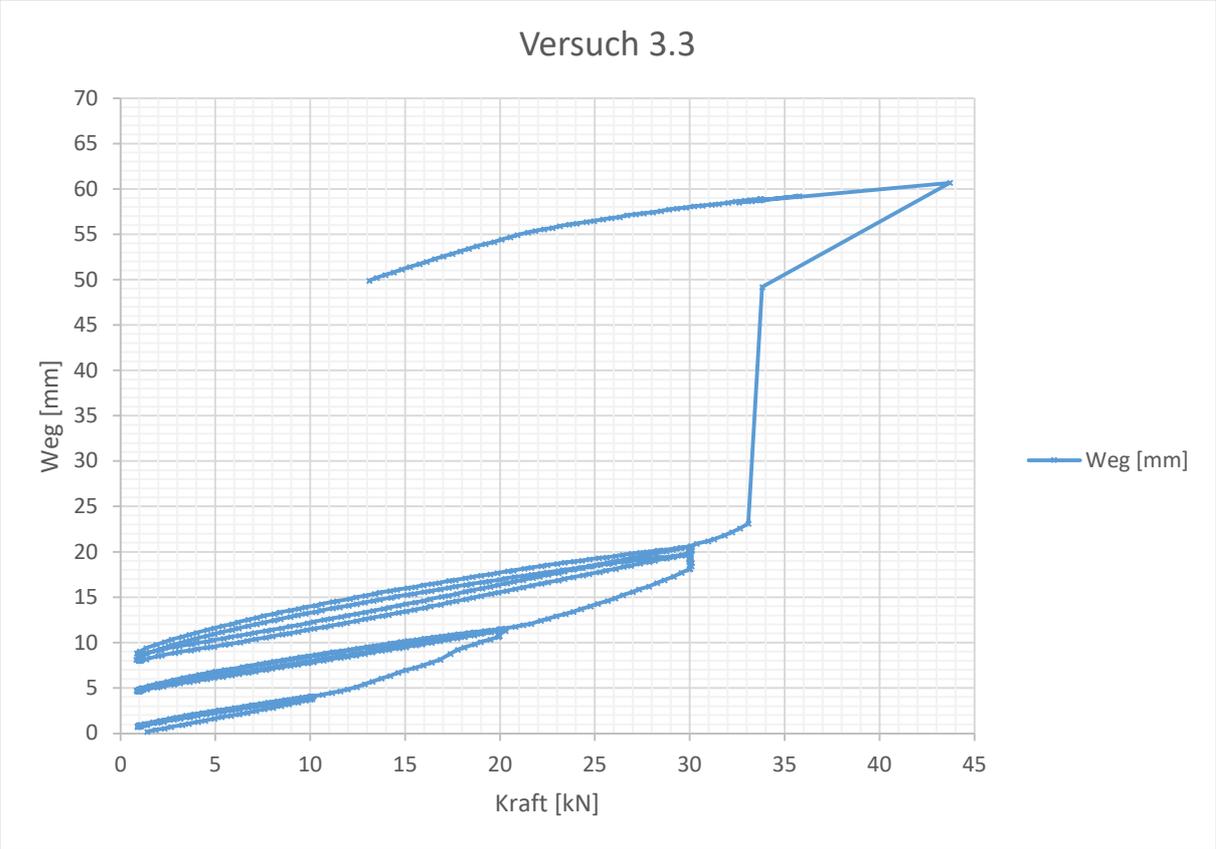
Versuch 3.2











Übersichtsbilder



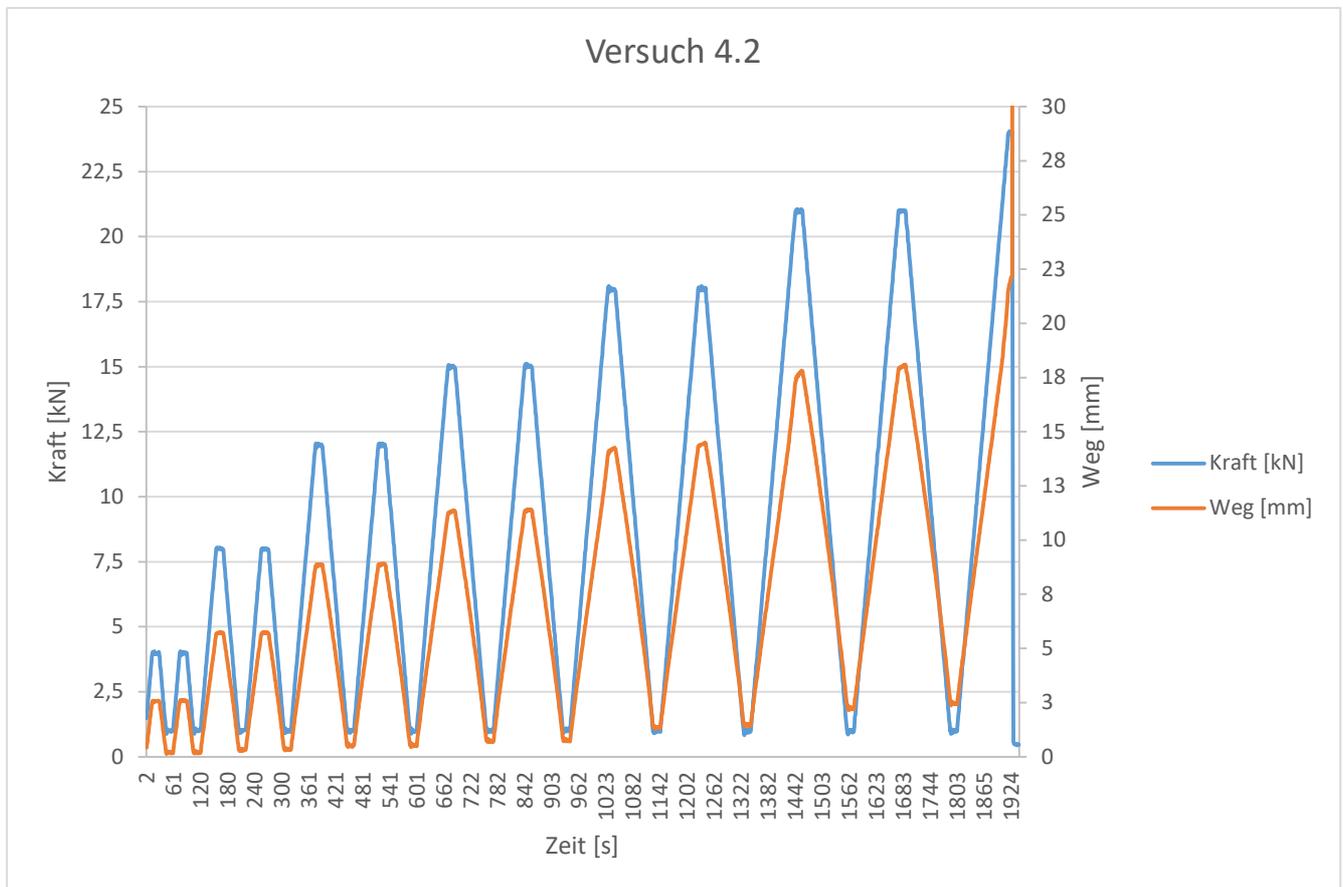
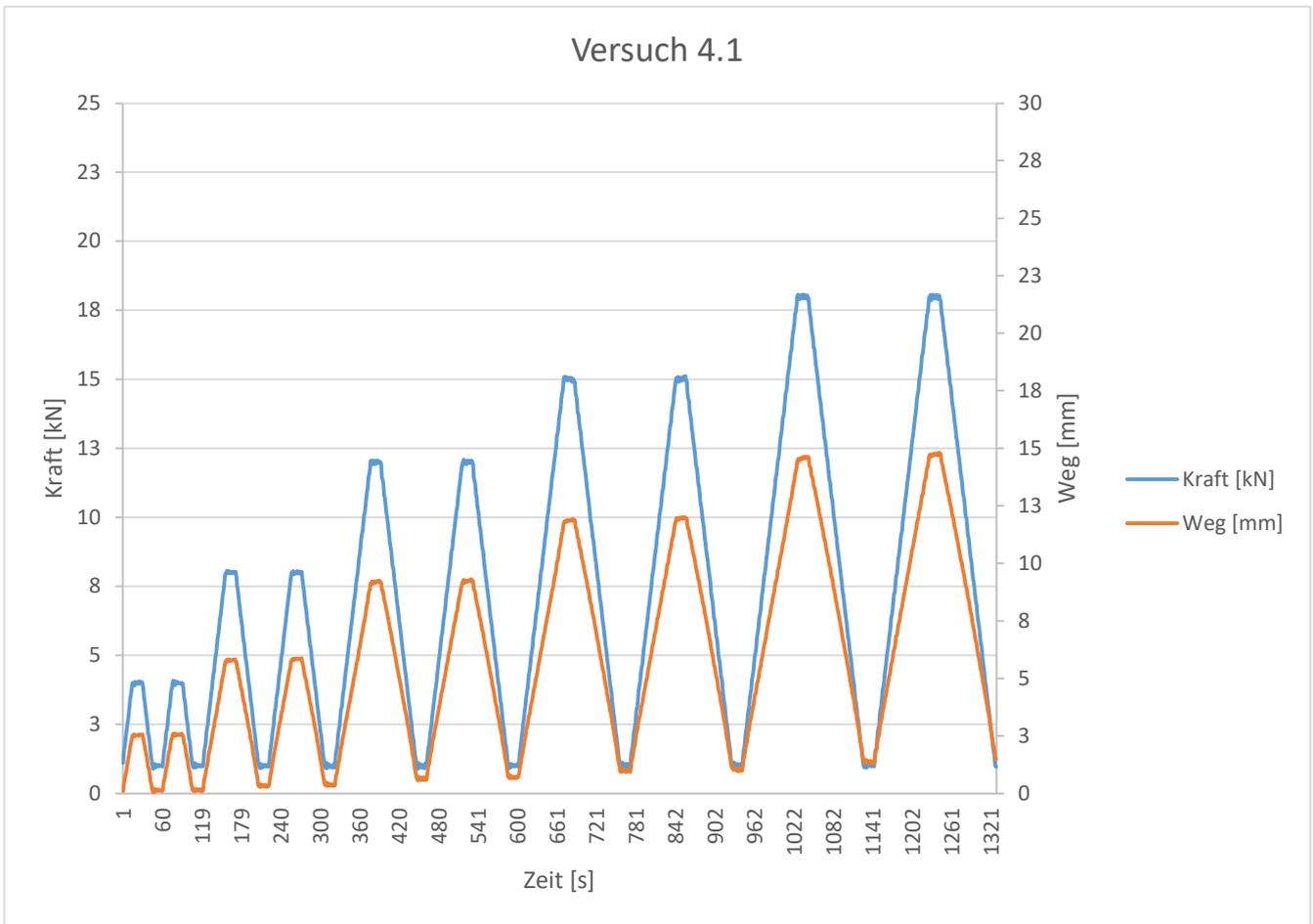
Versuch 3.1

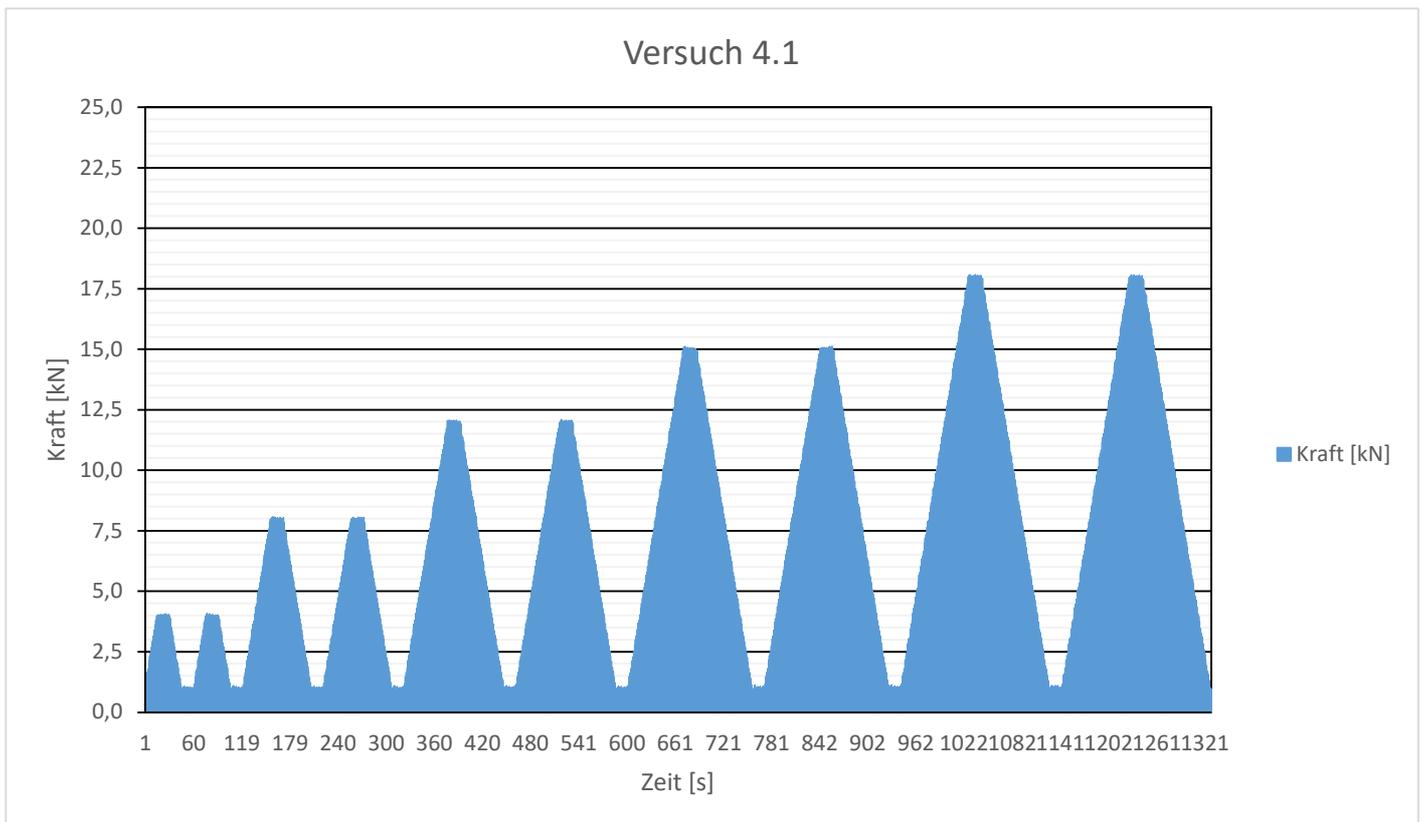
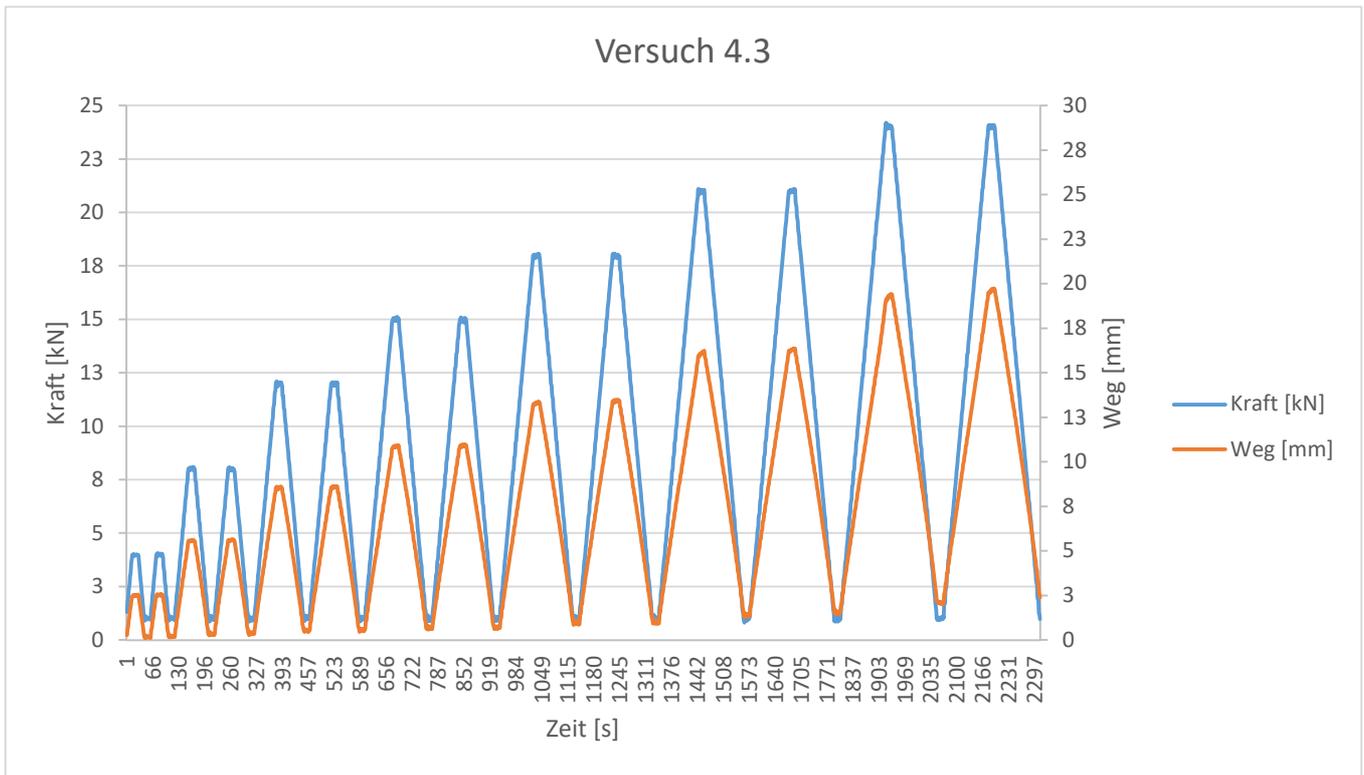


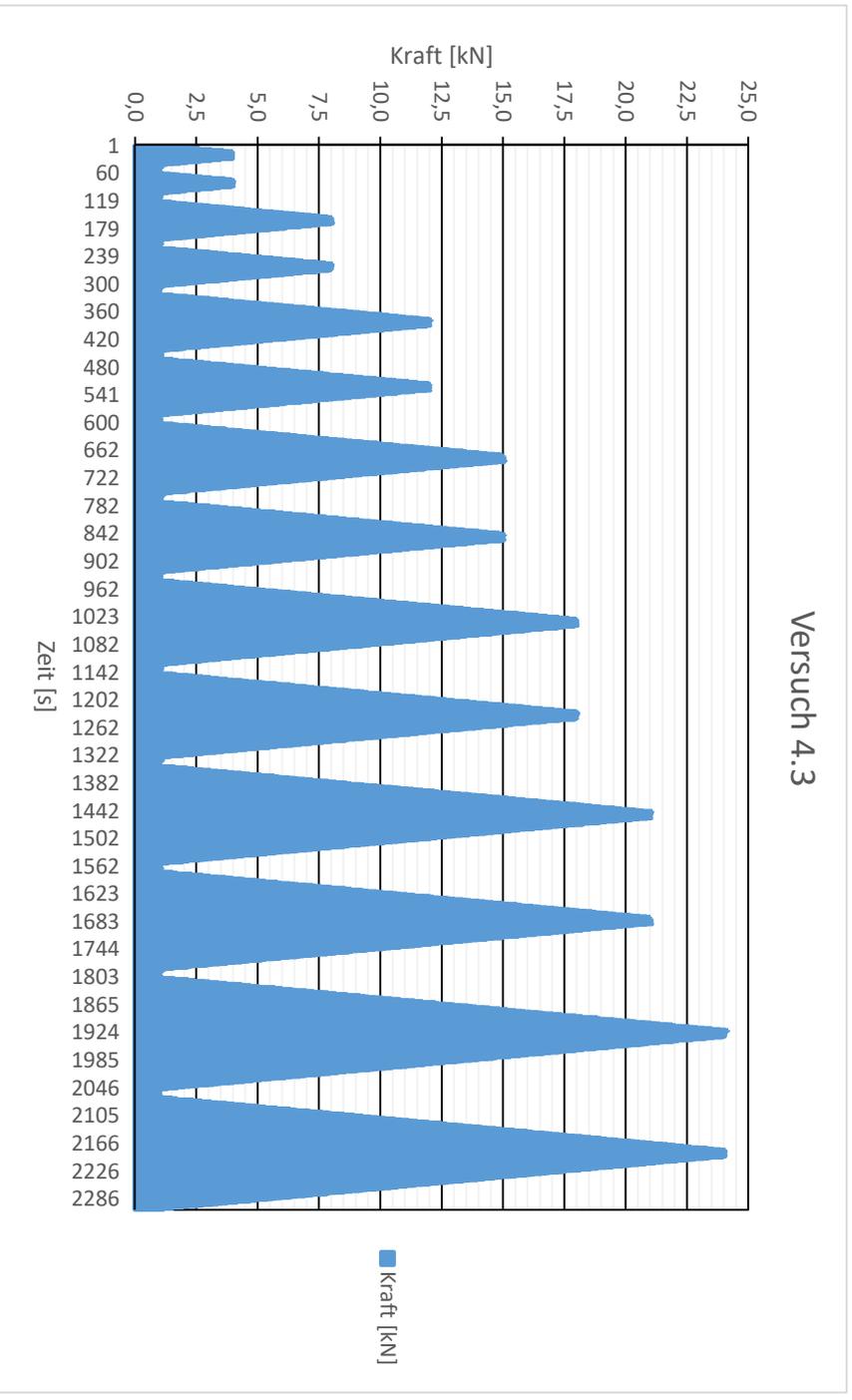
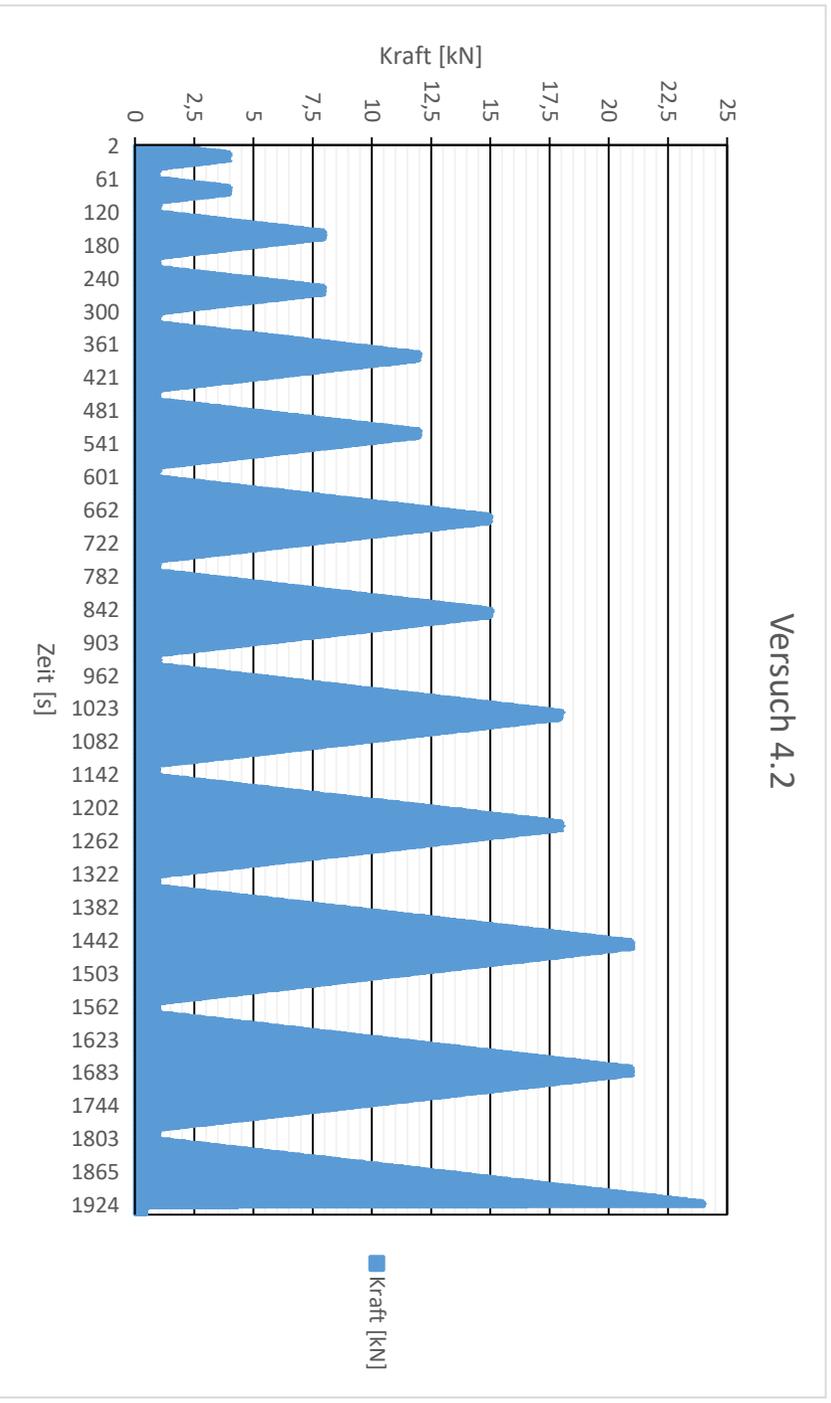
Versuch 3.2

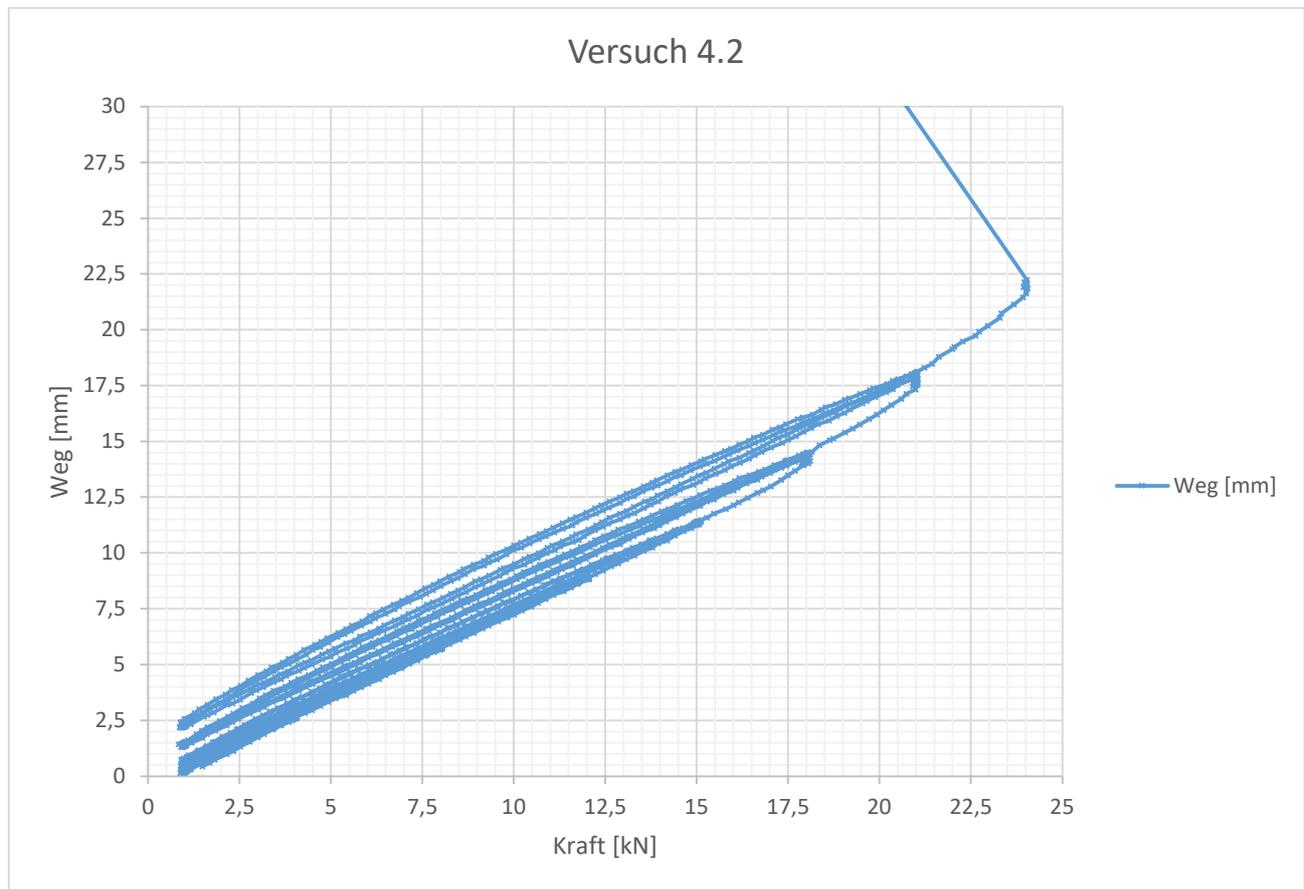
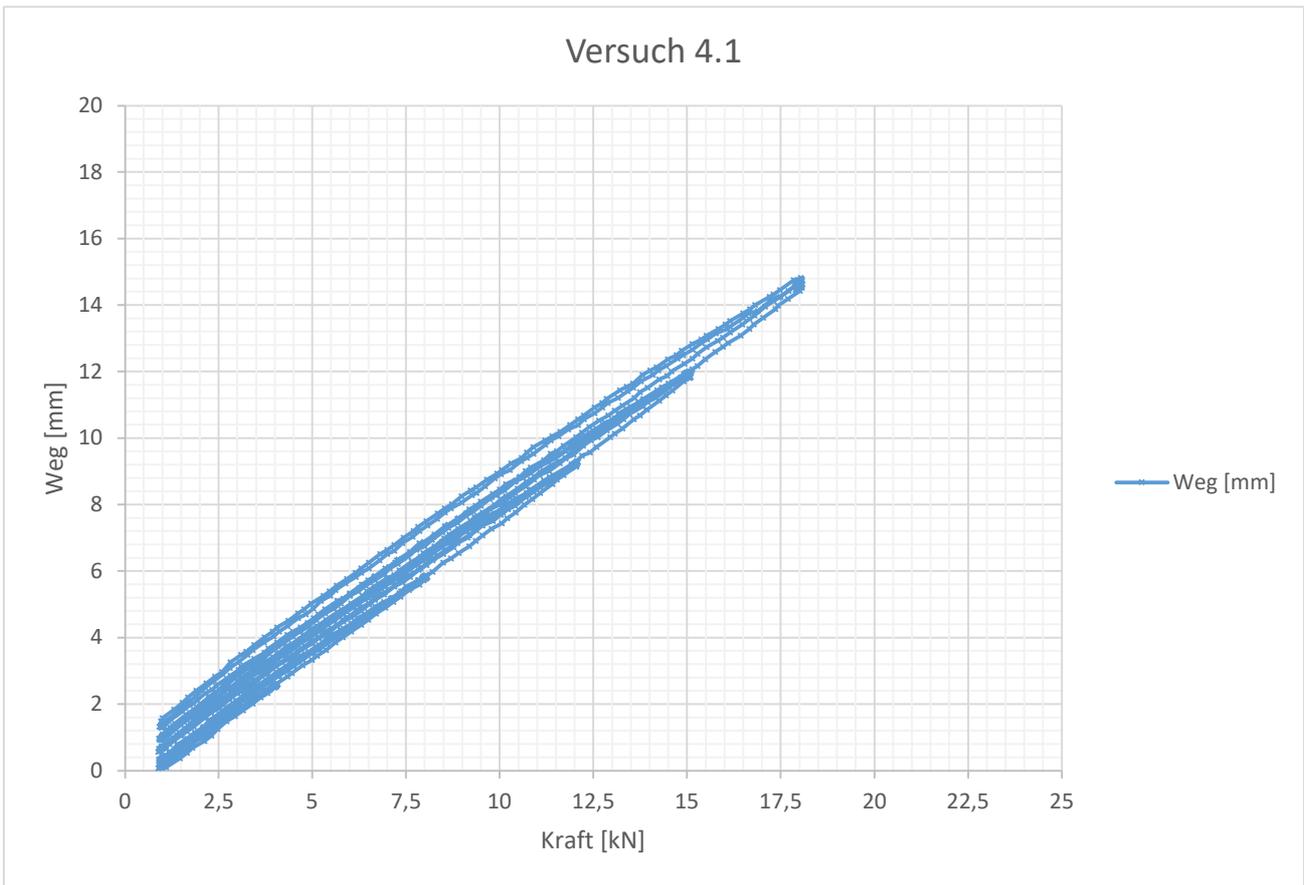


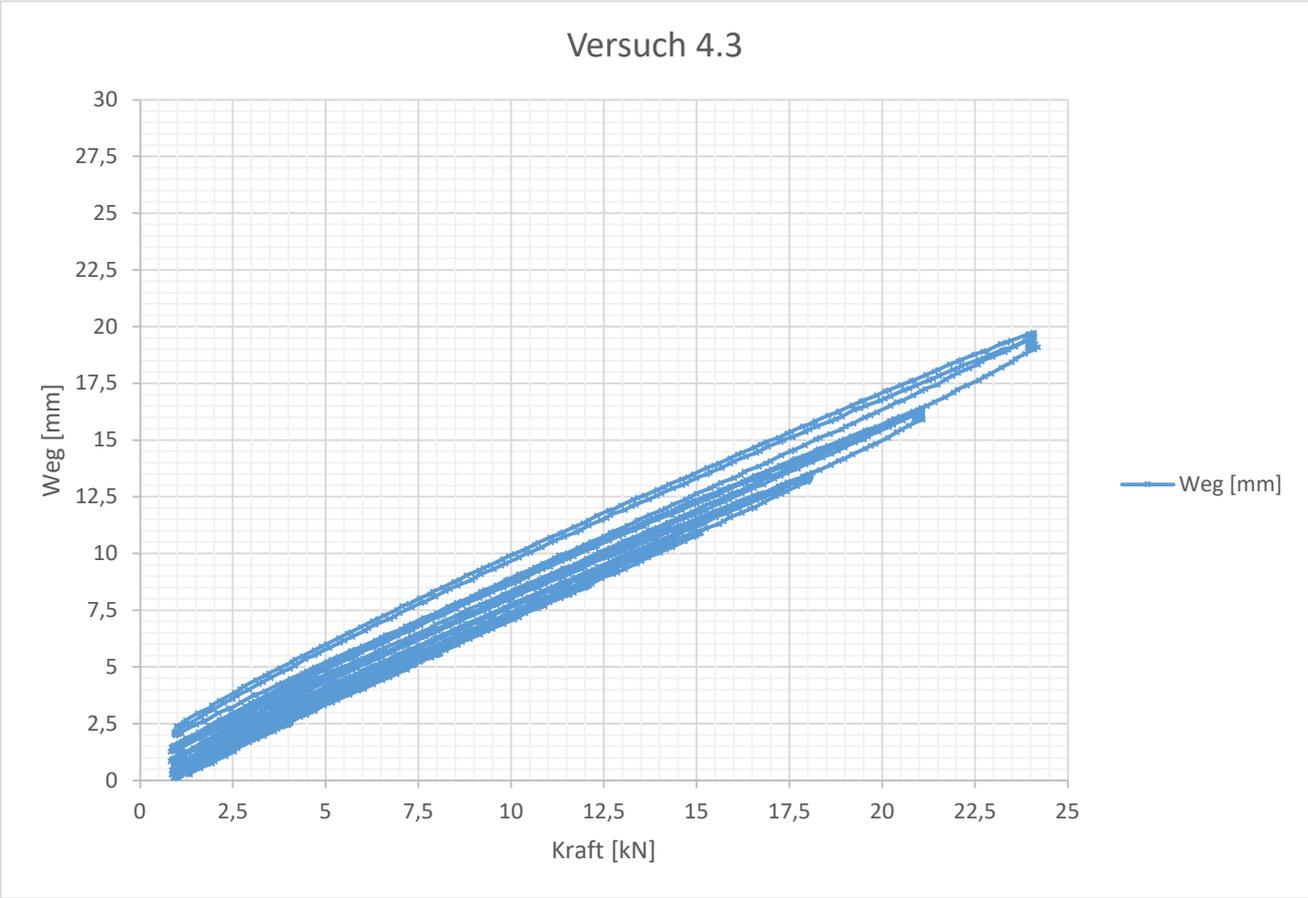
Versuch 3.3











Übersichtsbilder



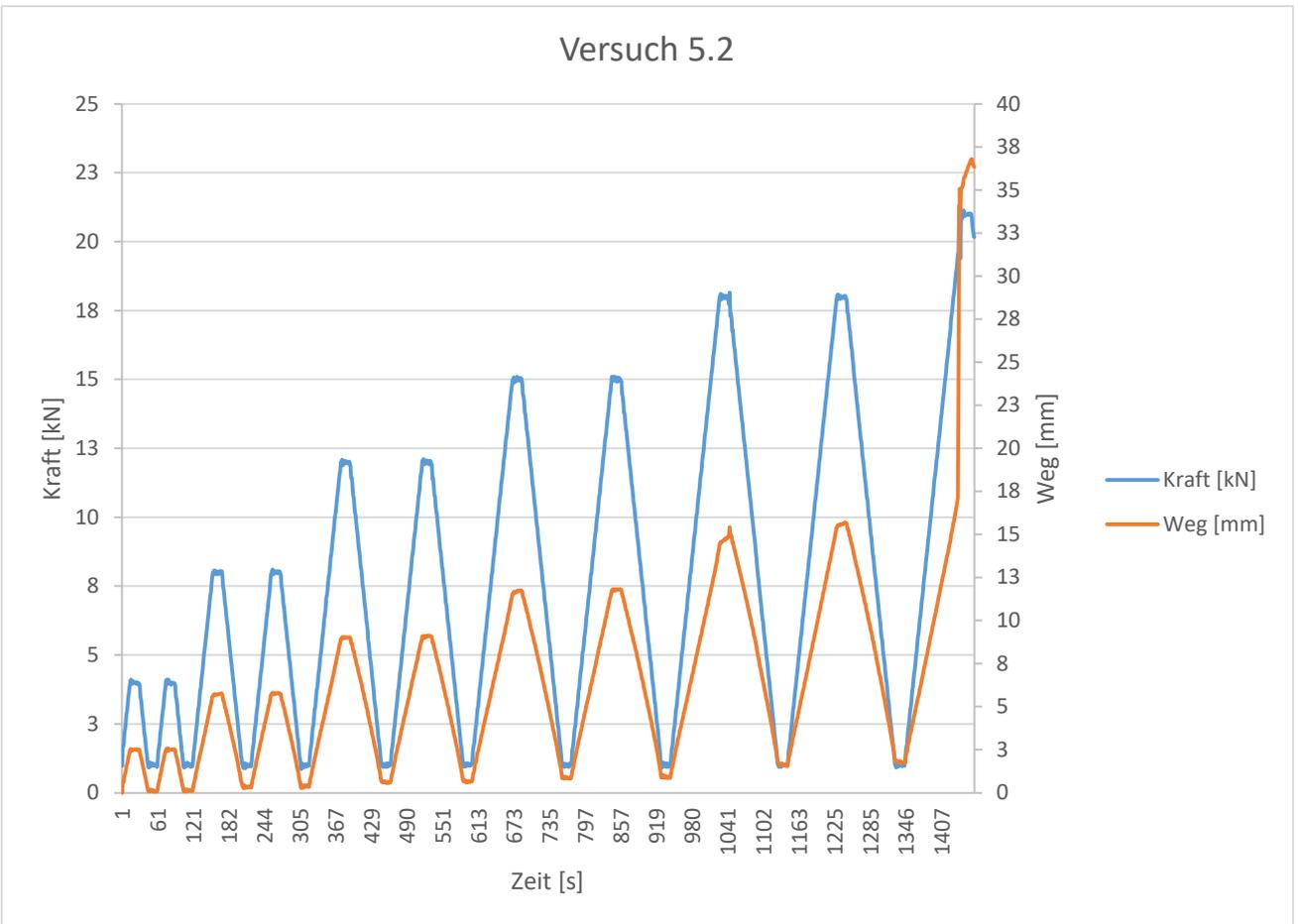
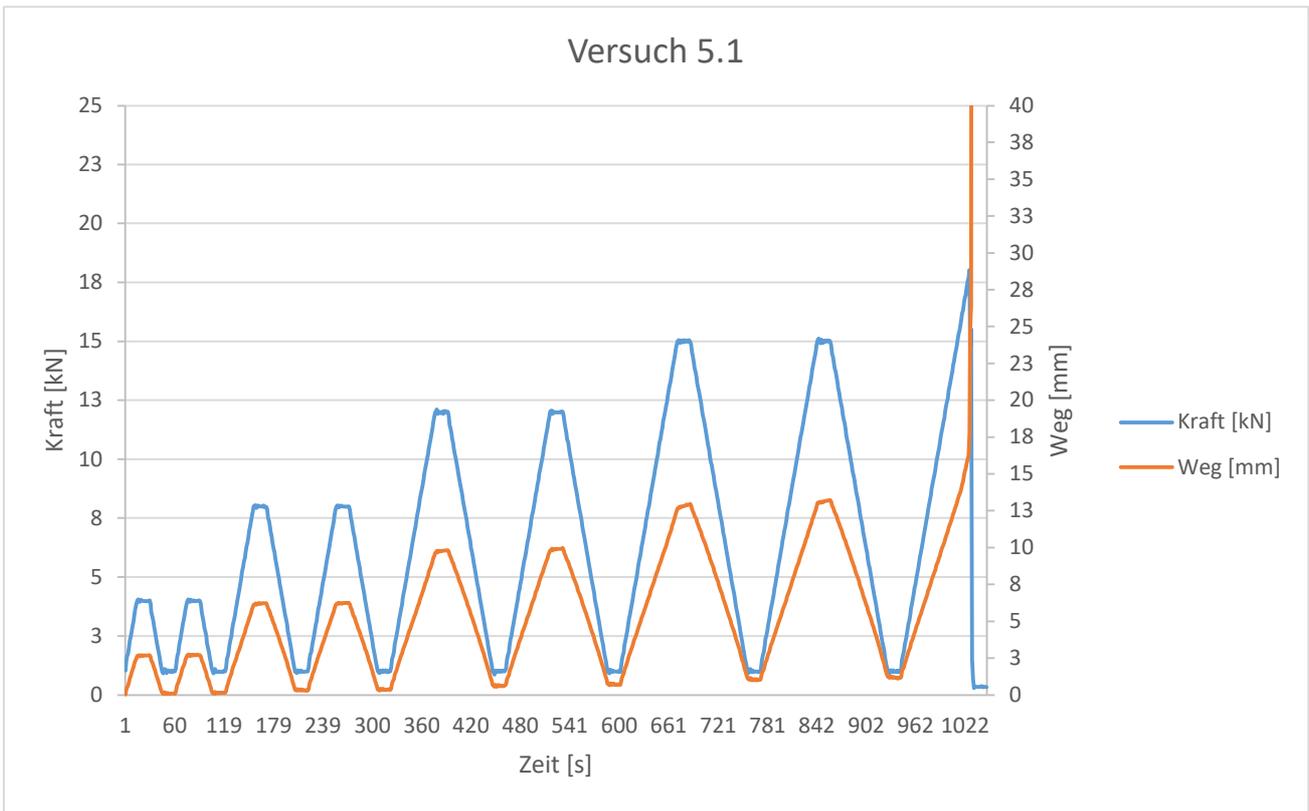
Versuch 4.1

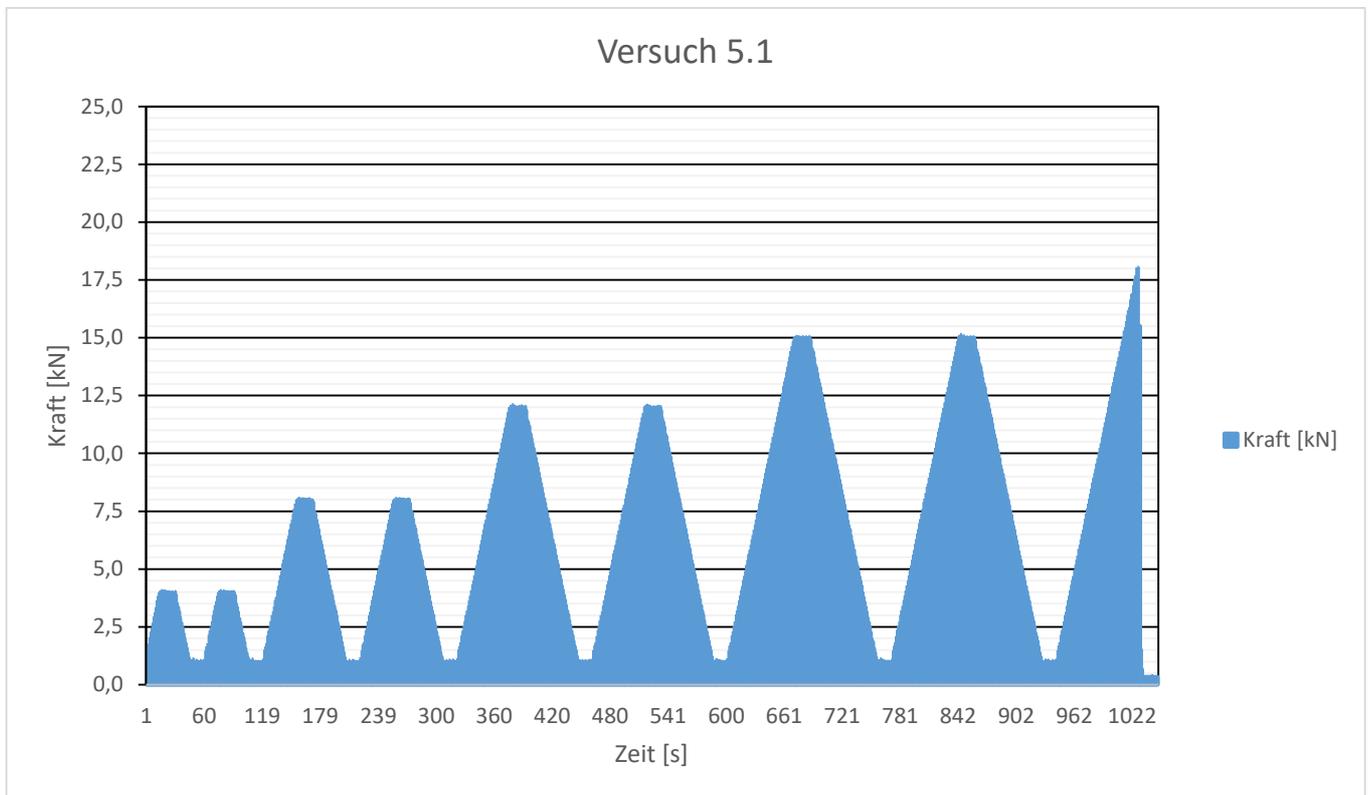
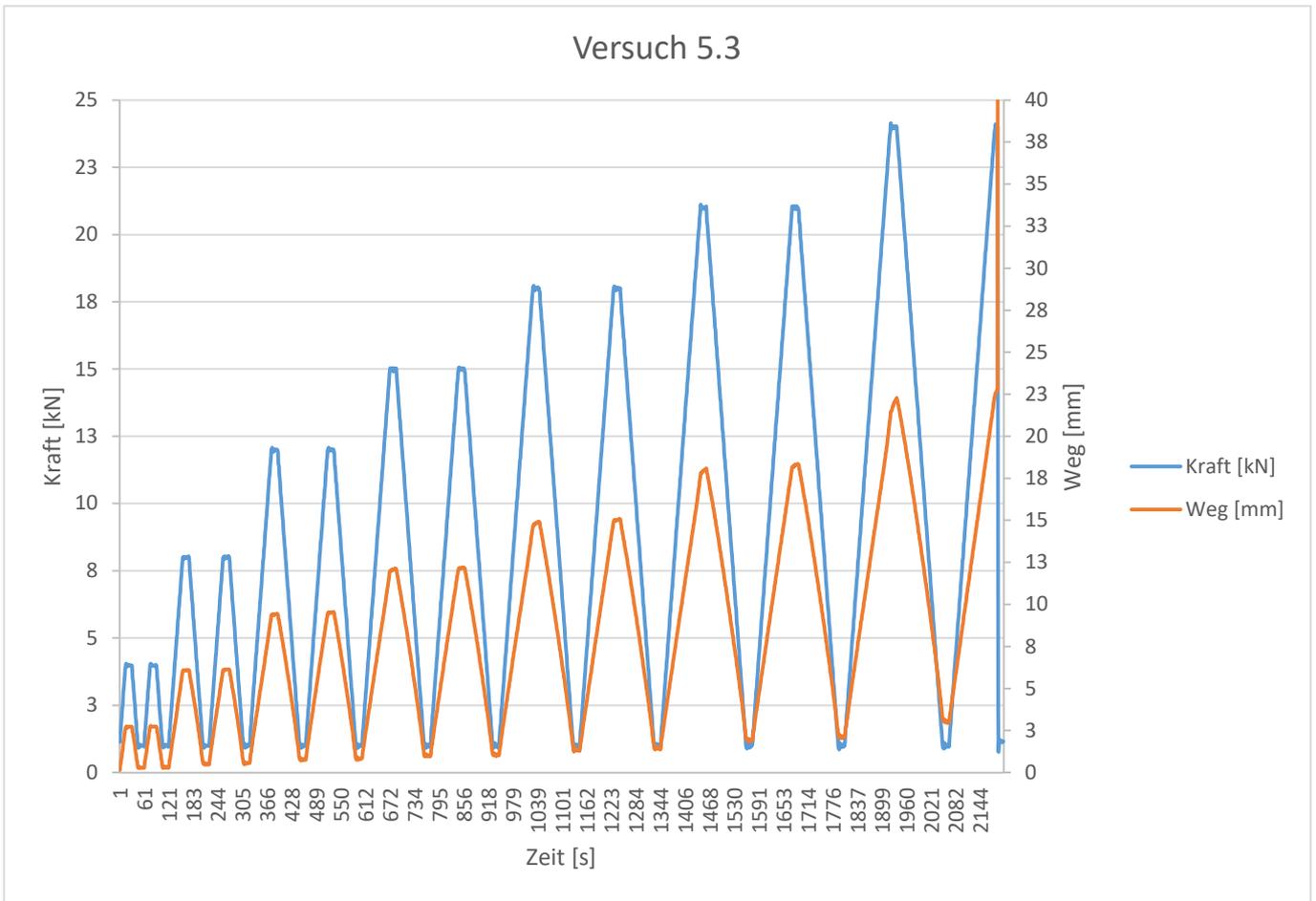


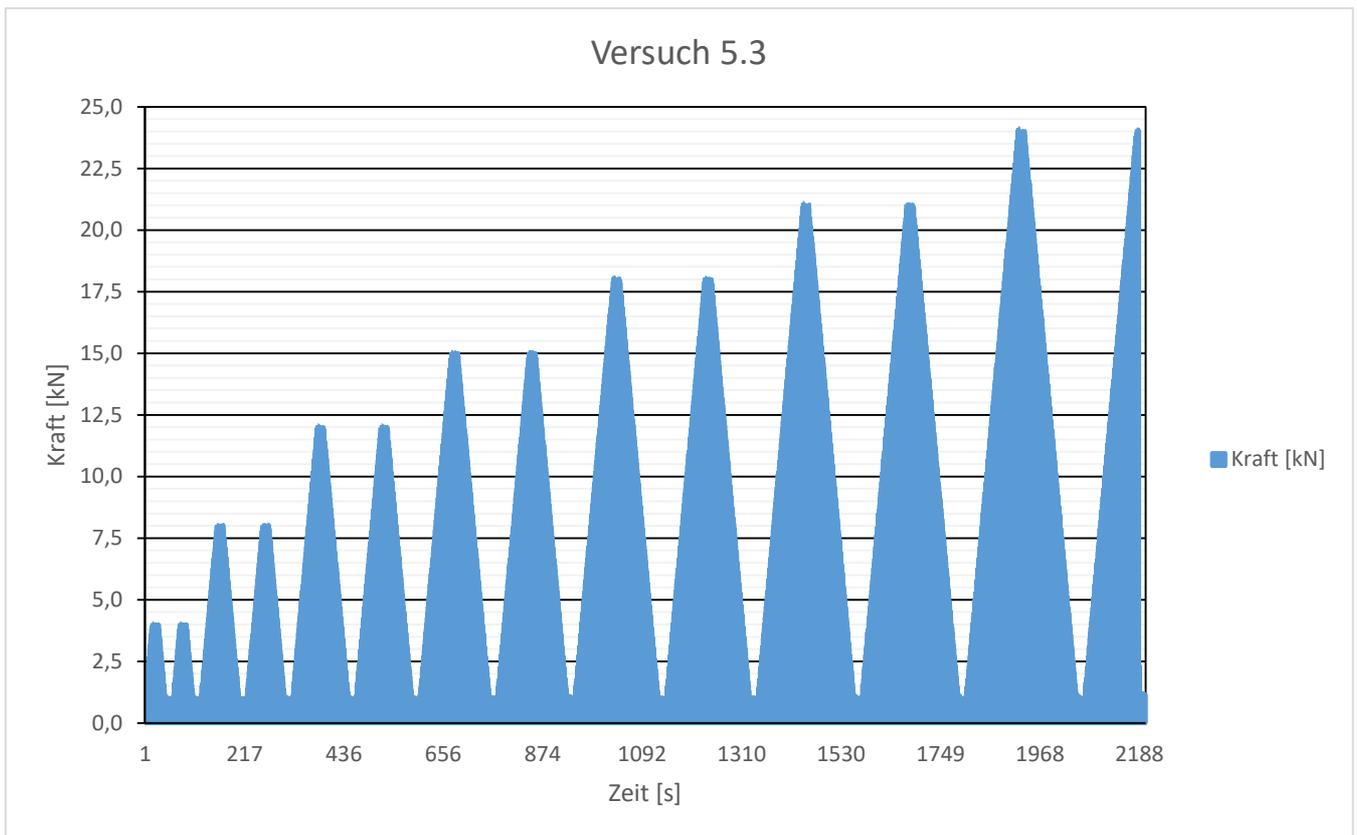
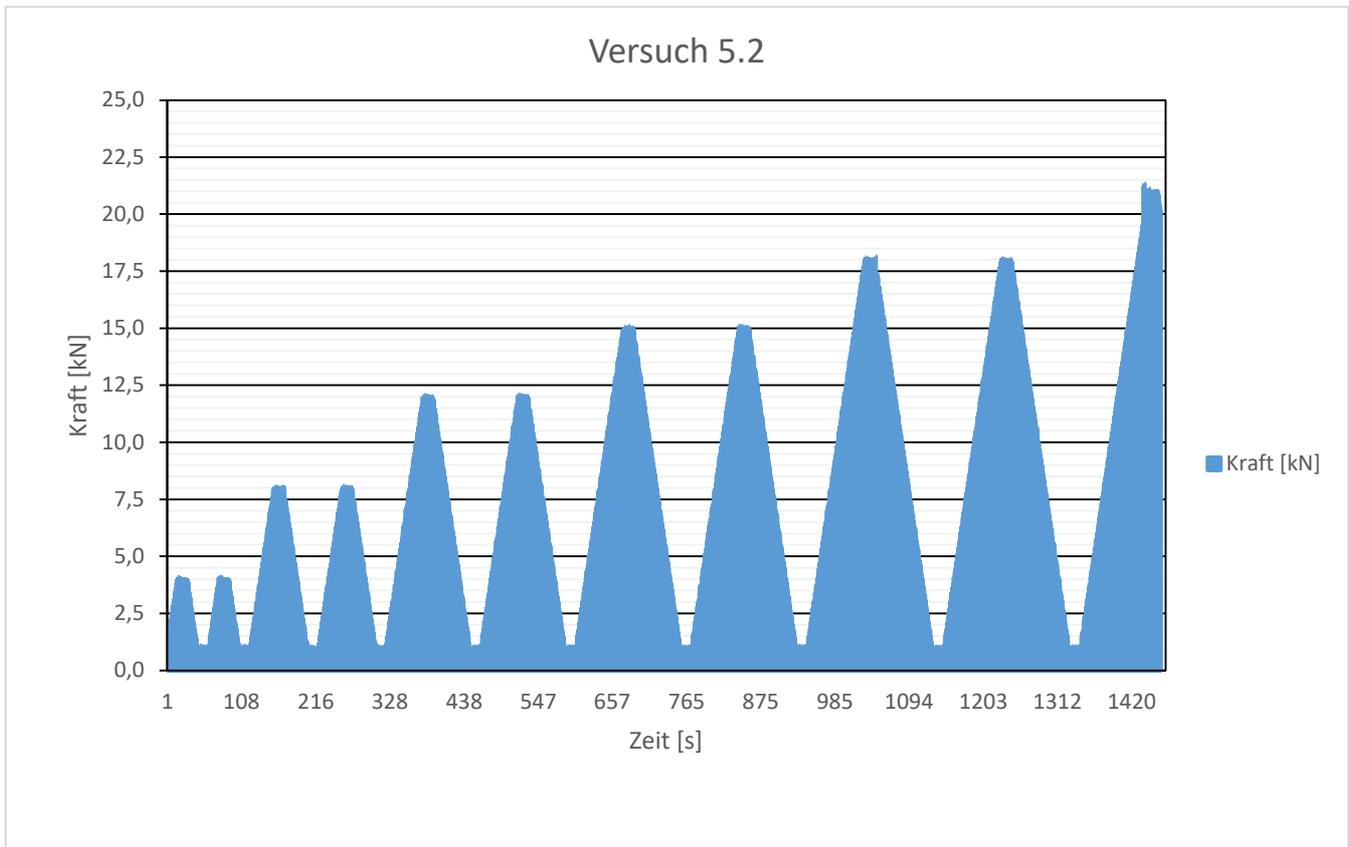
Versuch 4.2

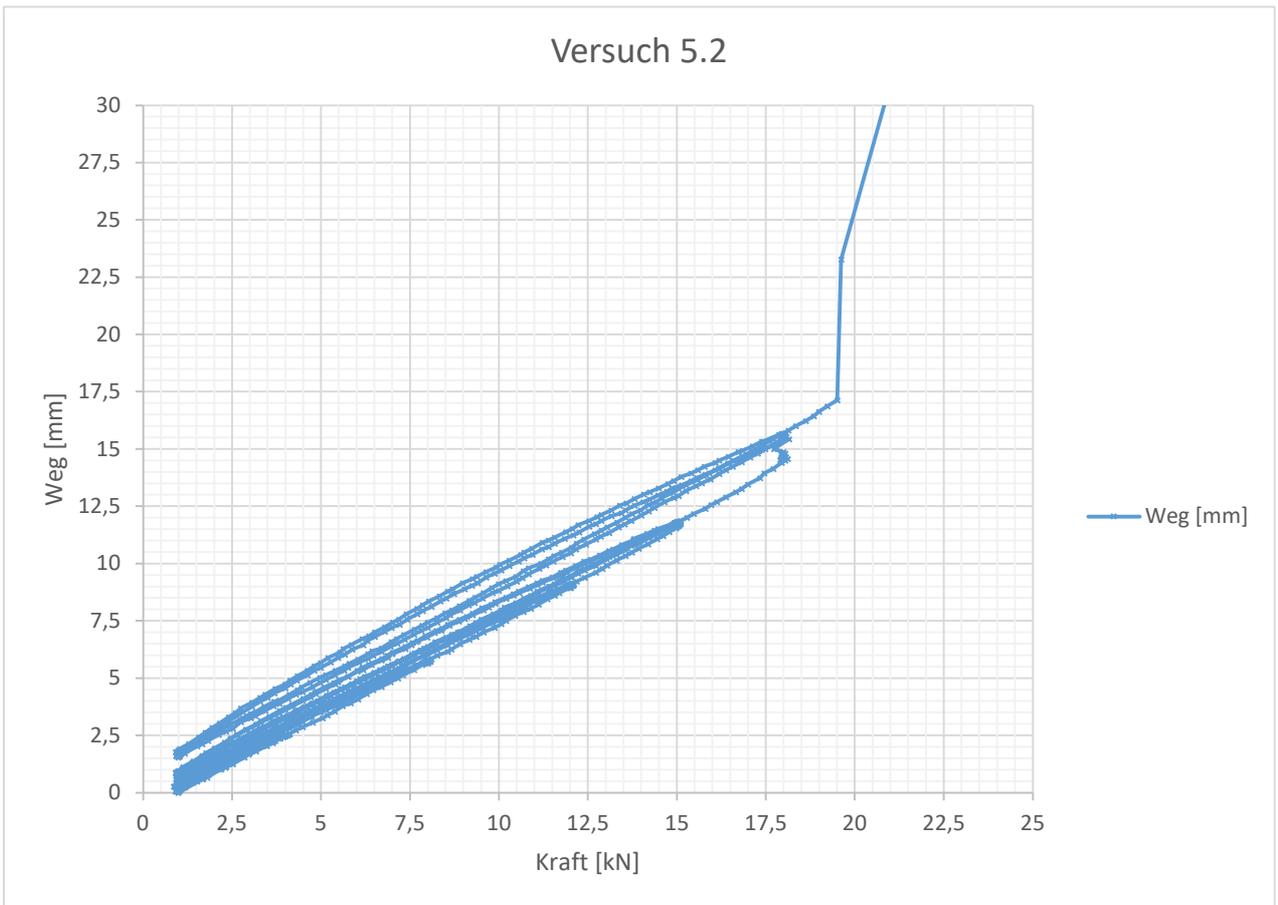
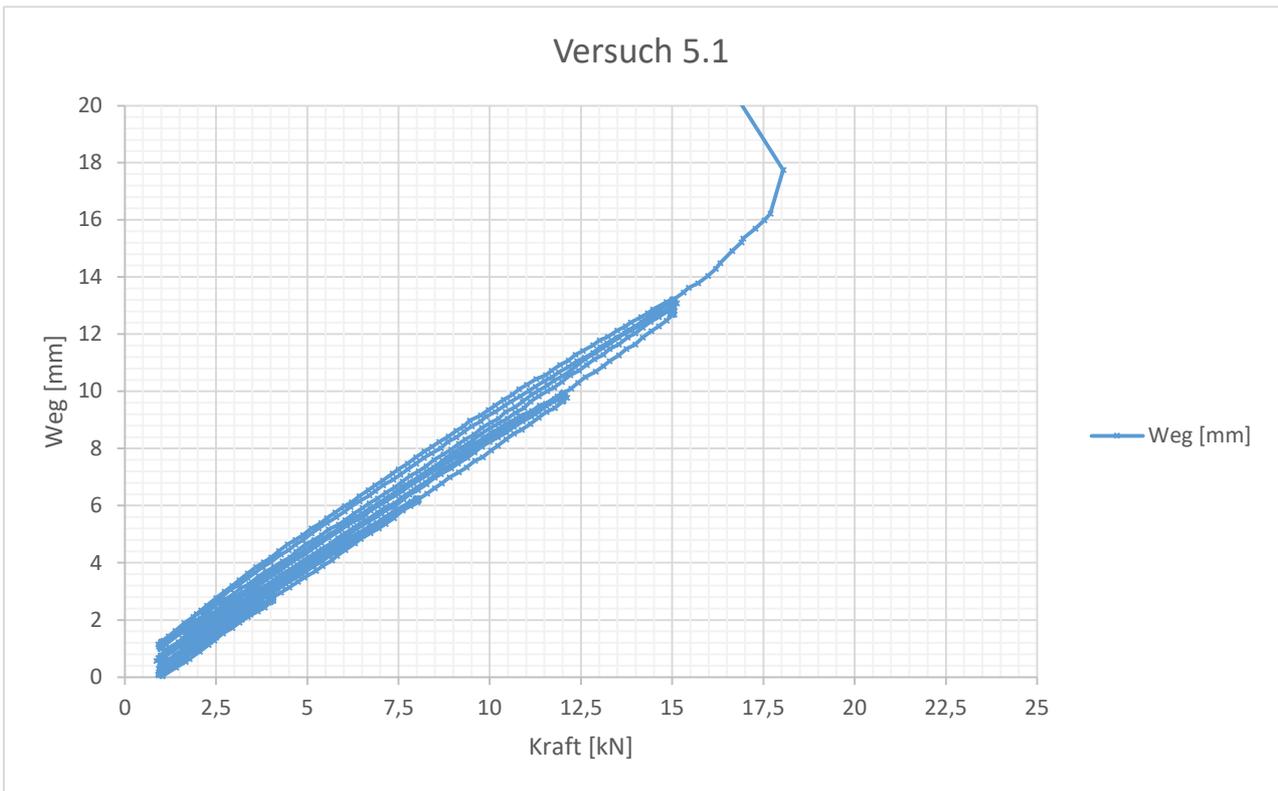


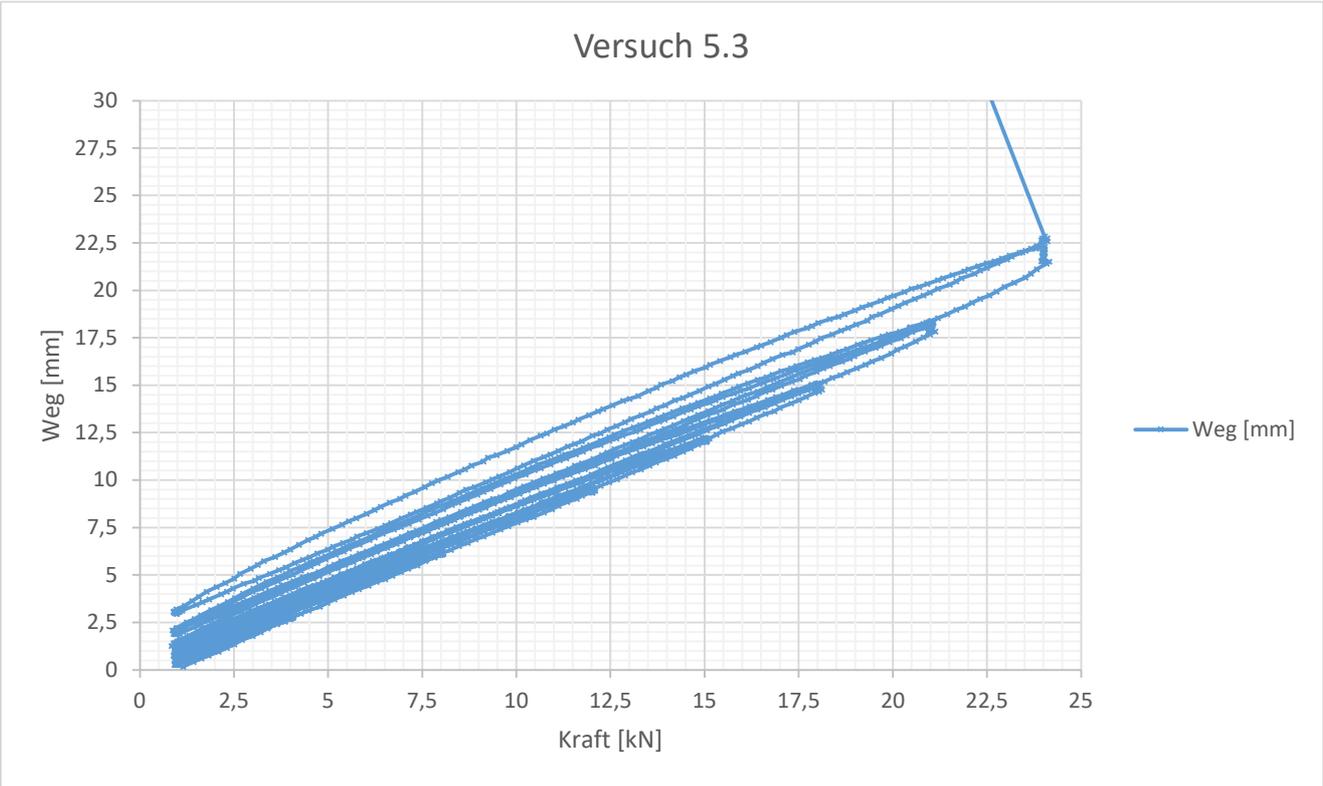
Versuch 4.3











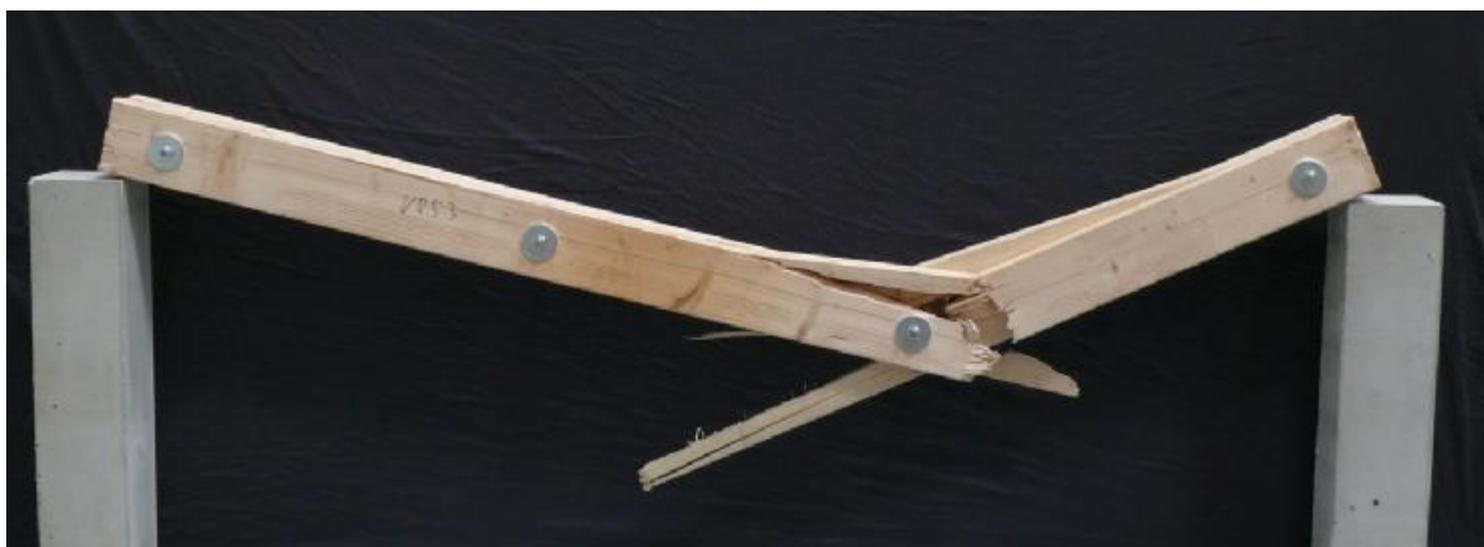
## Übersichtsbilder



Versuch 5.1



Versuch 5.2



Versuch 5.3



## LEISTUNGSERKLÄRUNG

Nr. LE\_045101150\_00\_M\_Scheibendübel C1-C2

1. Eindeutiger Kenncode des Produktes

**Scheibendübel C1 und C2**  
**Art. Vornummer: 04510<sup>+</sup>**  
**ausgenommen nachstehende Artikel: 045101148, 045102148**

2. Typen-, Chargen- oder Seriennummer oder ein anderes Kennzeichen zur Identifikation des Bauproduktes gemäß Artikel 11 Absatz 4

**Chargennummer: Siehe Verpackung**

3. Verwendungszweck(e):

<b>Produkttyp</b>	Scheibendübel C1 und C2
<b>Für die Verwendung in</b>	Holzverbindungselementen für Erzeugnisse aus Bauholz für tragende Zwecke
<b>Belastung</b>	Die Bemessung erfolgt nach den am Ort des Einbaus geltenden nationalen Bestimmungen, entsprechend dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte, z. B. EN 1995-1-1.
<b>Material</b>	Stahl DX51D; Verzinkt Z275

4. Hersteller gemäß Artikel 11 Absatz 5

**Adolf Würth GmbH & Co. KG**  
**Reinhold-Würth-Str. 12 - 17**  
**D - 74653 Künzelsau**

5. Bevollmächtigter nach Artikel 12 Absatz 2

**nicht relevant**

6. System(e) zur Bewertung und Überprüfung der Leistungsbeständigkeit des Bauprodukts gemäß Anhang V

**System 2+**

7. a) Wenn das Bauprodukt von einer harmonisierten Norm erfasst wird:

**EN 912**

Wenn 7a) zutrifft dann notifizierte Stelle

**0769**

7. b) Wenn dem Bauprodukt ein Europäisches Bewertungsdokument zugrunde liegt

**nicht relevant**

Wenn 7b) zutrifft dann

Europäisch Technische Bewertung

**nicht relevant**

Technische Bewertungsstelle

**nicht relevant**

Notifizierte Stelle

**nicht relevant**



## 8. Erklärte Leistung(en)

**Scheibendübel C1, C2**

Wesentliche Merkmale	Bemessungsmethode	Leistung			Harmonisierte technische Spezifikation
Abmessungen $d_c$ in mm		50	62	75	DIN EN 912:2011-09 Tabelle C1
Charakteristische Tragfähigkeit $R_{t,k}$ in KN	DIN EN 1995-1-1:2010-12	6,36	8,78	11,69	EN 14545:2008; Abschnitt 6.1.3 EN 13271
Verschiebemodul $K_{ser}$ in N/mm <sup>2</sup>		5250	6510	7875	EN 14545:2008; Abschnitt 6.1.3 EN 13271
Material		HX340LAD oder DX51D			EN 10346
Korrosionsschutz		Feuerverzinkt Z275			EN 10346

9. Wenn gemäß den Artikeln 37 und 38 eine angemessene technische Dokumentation und/oder Spezifische Technische Dokumentation verwendet wurde

**EN 912**

Die Leistung des vorstehenden Produkts entspricht der erklärten Leistung / den erklärten Leistungen. Für die Erstellung der Leistungserklärung im Einklang mit der Verordnung [EU] Nr. 305/2011 ist alleine der obengenannte Hersteller verantwortlich.

Unterzeichnet für den Hersteller und im Namen des Herstellers von:

Marcel Strobel  
(Leiter Produktmanagement)  
Künzelsau, 8-9-2014

Dr.-Ing. Siegfried Beichter  
(Prokurist Leiter Qualität)



## Scheibendübel mit Zähnen einseitig Typ C2

**Einseitiger Scheibendübel (Typ C2) werden für Metall-Holz- oder Holz-Holz-Verbindungen (Nadelholz) in Kombination mit Bolzen oder Holzschrauben zur Aufnahme auftretender Scherkräfte verwendet. Die tragend anzusetzenden Bolzen oder Schrauben nehmen die Klemm- und Zugkräfte in der Bolzenachse auf.**



- Gemäß DIN EN 912:2011-09
- 2 Nagellöcher D=3,5 mm
- Material: Stahl St 1203 bzw. DC 01 + C390 gemäß DIN EN 10139
- Oberfläche: Sedzimir verzinkt
- Verwendung in der Nutzungsklasse 1 und 2

Weitere Informationen zu Lastwerten finden Sie unter <http://www.wuerth.de/holzverbinder> Serviceseite Holzverbinder

BP 1.03

Typ	C2
Ausführung	Einseitig
Anzahl äußere Zähne	12 STK
Nagellochdurchmesser	3,5 mm
Werkstoffbezeichnung	HX340LAD
Oberfläche	Feuerverzinkt
Werkstoff	Stahlblech
EN-Norm	912

Nenn Durchmesser	Lochdurchmesser	Stärke	Höhe	Art.-Nr.	VE
50 mm	12,4 mm	1 mm	6,6 mm	0451 011 50	300
62 mm	12,4 mm	1,2 mm	8,7 mm	0451 011 62	100
75 mm	16,4 mm	1,25 mm	10,4 mm	0451 011 75	100

Außendurchmesser 62 mm ist ORSY-lagerfähig.

### Details/Anwendung

Herstellung von zweischnittigen scherbelastrten Metall-Holz- und Holz-Holz-Verbindungen aus Nadelholz z.B. Überblattungen, Rohmenecken und Kehlbalken.

### Anleitung

Die Scheibendübel einseitig Typ C2 werden mit Passbolzen und Mutter befestigt. Alternativ können ASSY Holzbauschrauben verwendet werden. Geeignete Verbindungsmittel: Bolzen mit Unterlagsscheiben und ASSY 3.0 Kombi Schraube.

### Montage

1. Anbringung der Bohrung für den Bolzen mit Mutter im Holzbauteil. Die Bohrdurchmesser für die Bolzen im Holz dürfen max. 1 mm größer als die Nenn Durchmesser der Bolzen sein. Der Bolzen muss an der Metalllasche und am Scheibendübel anliegen.
2. Positionierung des einseitigen Scheibendübels im Holzteil. Die Fixierung des Scheibendübels kann durch Nagellöcher



erfolgen. Ein Eintreiben durch direkte Schlagwirkung auf die Zähne ist unzulässig.

3. Eintreiben der Scheibendübel über das Anziehen der Bolzen bzw. Bolzendrehmoment oder hydraulisches Einpresswerkzeug.

Alternativ können spezielle Einschlaggeräte verwendet werden.

4. Bei einem Schwund der Holzquerschnitte ist ein Nachziehen der Bolzen vorzunehmen.

### **Leistungsnachweis**

CE Kennzeichnung gemäß DIN EN 912 beantragt.

### **Hinweis**

Die Querdrukbeanspruchung in den Pressflächen sollte bei Vollholz nicht höher als  $2,5 \text{ N/mm}^2$  und bei Bettschichtholz nicht höher als  $3 \text{ N/mm}^2$  betragen.

Erhältliche Arbeitsunterlagen:

Lasttabellen und ausführliche Verarbeitungshinweise finden Sie unter der Service Seite [www.wuerth.de/holzverbinder](http://www.wuerth.de/holzverbinder).



## BEMESSUNGSHILFEN FÜR SCHEIBENDÜBEL TRAGFÄHIGKEITEN

### 51 Charakteristische Scheibendübeltragfähigkeit, Typ C nach DIN EN 1995-1-1 8.10

	Art.-Nr.	Dübel-Ø d <sub>c</sub> mm	Loch-Ø d <sub>l</sub> mm	Höhe h <sub>c</sub> mm	Dicke t mm	Einpress- tiefe h <sub>e</sub> mm	Fehl- fläche ΔA mm <sup>2</sup>	Bolzen d mm	Mindestholzdicke		Trag- fähigkeit F <sub>v,Rk</sub> <sup>1)</sup> kN
									Seiten- holz t <sub>1,req</sub> mm	Mittel- holz t <sub>2,req</sub> mm	
<b>Typ C1, zweiseitig mit Zähnen</b>											
	0451 021 50	50	17	13	1	6,0	170	12	24 (18*)	30	6,36
	0451 021 62	62	21	16	1,2	7,4	300	12	24 (22*)	37	8,79
	0451 021 75	75	26	19,5	1,25	9,1	420	16	27	46	11,69
		95	33	24	1,35	11,3	670	16	34	57	16,67
		117	48	30	1,5	14,3	1000	20	43	71	22,78
<b>Typ C2, einseitig mit Zähnen</b>											
	0451 011 50	50	12,4	6,6	1	5,6	170	12	24 (17*)	28	6,36
	0451 011 62	62	12,4	8,7	1,2	7,5	300	12	24 (23*)	38	8,79
	0451 011 75	75	16,4	10,4	1,25	9,2	420	16	27	46	11,69
		95	16,4	12,7	1,35	11,4	670	16	34	57	16,67
		117	20,4	16	1,5	14,5	1000	20	44	73	22,78
<b>Typ C10, zweiseitig mit Dornen</b>											
	0451 041 50	50	30,5	27	3	12,0	460	12	36	60	8,84
	0451 041 65	65	35,5	27	3	12,0	590	16	36	60	13,10
	0451 041 80	80	49,5	27	3	12,0	750	20	36	60	17,89
	0451 041 95	95	65,5	27	3	12,0	900	24	36	60	23,15
		115	85,5	27	3	12,0	1040	24	36	60	30,83
<b>Typ C11, einseitig mit Dornen</b>											
	0451 031 50	50	12,5	15	3	12,0	540	12	36	60	8,84
	0451 031 65	65	16,5	15	3	12,0	710	16	36	60	13,10
	0451 031 80	80	20,5	15	3	12,0	870	20	36	60	17,89
	0451 031 95	95	24,5	15	3	12,0	1070	24	36	60	23,15
		115	24,5	15	3	12,0	1240	24	36	60	30,83

<sup>1)</sup> Abschertragfähigkeit je Dübel und Scherfuge.

\* rechnerische Mindestholzdicke

Die angegebenen Tragfähigkeiten wurden nach DIN EN 1995-1-1 berechnet und gelten für eine charakteristische Rohdichte von 350 kg/m<sup>3</sup> (Festigkeitsklasse C24).

Die Tragfähigkeit der Dübel ist unabhängig vom Kraft Faser Winkel.

Die Tragfähigkeit einer Verbindung mit Dübeln vom Typ C setzt sich zusammen aus der Tragfähigkeit des Dübel und der Tragfähigkeit des Bolzens:

$$F_{v,gesamt,Rk} = F_{v,Dübel,Rk} + F_{v,Bolzen,Rk}$$

Bei geringeren Seitenholzdicken muss im Bereich von  $2,25 h_c \leq t_1 < 3 h_c$  die Dübeltragfähigkeit im Verhältnis  $t_1/(3 h_c)$  abgemindert werden.

Bei geringeren Mittelholzdicken muss im Bereich von  $3,75 h_c \leq t_2 < 5 h_c$  die Dübeltragfähigkeit im Verhältnis  $t_2/(5 h_c)$  abgemindert werden.

Bei Rohdichten  $\neq 350 \text{ kg/m}^3$  muss die Dübeltragfähigkeit  $F_{v,Rk}$  mit  $\rho/350$  multipliziert werden. Maximal darf eine Rohdichte von  $525 \text{ kg/m}^3$  angesetzt werden.

Bei beanspruchten Hirnholzenden mit  $-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  muss die Dübeltragfähigkeit  $F_{v,Rk}$  mit dem Faktor  $k_2$  multipliziert werden wenn der Mindestabstand  $a_2$  nicht eingehalten wird.

$$k_2 = \frac{a_{21}}{1,5 a_2} \text{ mit } a_{21} = \max\{1,1 d_c; 7 d_{2,ver}; 50 \text{ mm}\} \text{ für Typen C1 und C2, } k_2 = \frac{a_{21}}{2,0 a_2} \text{ mit } a_{21} = \max\{1,5 d_c; 7 d_{B,ku}; 80 \text{ mm}\} \text{ für Typen C10 und C11}$$

Bemessungswert der Tragfähigkeit:  $F_{v,d} = k_{v,w} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_{M8}$  mit  $\gamma_{M8} = 1,3$ .

Bei Verbindungen mit mehreren Verbindungseinheiten aus Dübeln und Bolzen in Faserrichtung hintereinander ist die wirksame Anzahl  $n_{ef}$  nach DIN EN 1995-1-1 8.9 (2) zu ermitteln.



Holzwerke Ladenburger GmbH & Co. KG - Freie Flur 3 - 04643 Geithain

### Freibleibendes Angebot

Sachbearbeiter  
Tel.-Durchwahl  
Fax-Nr.  
EMail-Adr.  
Vertreter  
Ihre VAT-Nr.  
Ihre VAT-Nr.  
Lieferbeding.  
Versandart

Angebot Nr.      Kunden-Nr.      Datum      Seite

Pos	Artikelbezeichnung	Stärke	Breite	Länge	Menge	Einzel€	Gesamt€
<b>1</b>	<b>Fichte Konstruktionsvollholz KVH® NSi, C24 EN 15497:2014, CE</b>						
	-- > ergibt: 15 x 2,00 m + Rest.						
	60,0 mm	120,0 mm	8,000 m	4 Stück	0,230 cbm		
				<b>4 Stück</b>	<b>0,230 cbm</b>	<b>630,00</b>	<b>144,90</b>
<b>2</b>	<b>Fichte Konstruktionsvollholz KVH® NSi, C24 EN 14081-1:2011, CE</b>						
	40,0 mm	120,0 mm	5,000 m	6 Stück	0,144 cbm		
				<b>6 Stück</b>	<b>0,144 cbm</b>	<b>640,00</b>	<b>92,16</b>

Zahlungsbedingung : Barzahlung mit 2% Skonto

Menge:	0,374 cbm	<b>Gesamtsumme Netto</b>	:	<b>237,06 €</b>
		<b>Mehrwertsteuer 19 %</b>	:	<b>45,04 €</b>
		<b>Gesamtsumme Brutto</b>	:	<b>282,10 €</b>

**Angebot gültig bis : 18.03.2022**

Wir hoffen, dass unser Angebot Ihren Vorstellungen entspricht und würden uns freuen bald wieder von Ihnen zu hören. Diesem Angebot liegen unsere Zahlungs- und Lieferbedingungen zugrunde.

Ladenburger GmbH & Co.KG  
Holzwerke

Freibleibendes Angebot: 1008232 vom 17.03.22

Bankverbindung:  
BW Bank Aalen

VR Bank Ostalb

Deutsche Bank Aalen



Sitz der Gesellschaft: Geithain, Amtsgericht Leipzig HRB 13955  
Persönlich haftende Gesellschafterin: Ladenburger Holzwerke Verwaltungs GmbH, Sitz Badgingen-Aufhausen, Amtsgericht Ulm HRB 720185  
Geschäftsführer: Viktor Ladenburger, Markus Hauber  
Besitzer und Verkäufer sind sich einig, dass die Lieferung unter Eigentumsvorbehalt / verdingertem Eigentumsvorbehalt / Kontokorrentvorbehalt erfolgt. Im Übrigen gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, die Sie unter [www.ladenburger.de](http://www.ladenburger.de) einsehen können oder wir Ihnen auf Wunsch zur Verfügung stellen.



Metallbau Keil, Breite Str. 14, 09337 Hohenstein-Ernstthal

Metallbau Keil Inh. Andreas Keil  
Breite Straße 14  
09337 Hohenstein-Ernstthal

## ANGEBOT

Projektakte      Kurzname      Unser Zeichen      Datum

Wir danken für Ihre Anfrage und bieten nachstehend wie folgt an.

Position	Text	Menge Einh	Einzelpreis	Gesamtpreis
<b>Ihre Anfrage : Formstahl U120 Zuschnitte mit Bohrungen</b>				
ca. 170kg Lieferzeit ca. 10 AT				
1	U-Stahl U120-Zuschnitt 2,0m mit 4x Bohrung dnm14mm nach Skizze, S235 JR	6 Stück	86,51 €	519,06 €
2	Rüstkosten-Pauschale für Auftragsvorbereitung, -Nachbereitung			35,40 €

Angebot 24 Tage gültig,  
Anlieferung ohne Entladung nach Oberlungwitz ohne Zusatzkosten möglich.

Nettogesamtpreis	554,46 €
Umsatzsteuer 19,0%	106,35 €
<b>Gesamtsumme</b>	<b>659,81 €</b>

Zahlbar innerhalb von 14 Tagen ohne Abzug, ab Rechnungsdatum.

Dieses Angebot wurde mit elektronischer Hilfe erstellt und versandt und ist ohne handschriftliche Unterschrift gültig.

**Andreas Keil Metallbau**

Angebot freibleibend.  
In der Hoffnung auf Ihren geschätzten Auftrag verbleibt

Mit freundlichen Grüßen



Adolf Würth GmbH & Co. KG • Carl-Haniel-Str. 5 • D-09116 Chemnitz

Mugler SE  
Hofer Str. 2-4  
09353 Oberlungwitz



## ANGEBOT

**Angebotsnummer**  
**Kundennummer**

Angebotsdatum 16.03.2022  
Gültig bis 30.03.2022

### Ihre Anfrage vom 16.03.2022

Sehr geehrte Damen und Herren,

vielen Dank für Ihr Interesse an unserem Lieferprogramm.  
Gerne bieten wir Ihnen freibleibend folgende Positionen an:

Pos. Ihre Pos.	Artikelnummer Bezeichnung	VE*	Menge	per	Nettopreis Nettowert EUR
10	 <b>09590312</b> Gewindestange GWDSTG-DIN976-A-8.8-(A2K)-M12X3000	090	1	3	1 9,58 28,74
20	 <b>0959012</b> Gewindestange GWDSTG-DIN976-A-8.8-(A2K)-M12X1000	090	25	8	1 2,72 21,76
30	 <b>045102150</b> Schleibendübel DBL-EN912-C1-2SEITIG-(SZN)-D50/17MM	961	200	200	100 30,02 60,04

\*VE = Verpackungseinheit

V.A.T. number/ EU-USt-IdNr.: DE146280061 St.Nr.: 7600600072 www.wuerth.de WEEE-Registrierungnr.: DE 85804700

Bank: LBBW Stuttgart BLZ: 600 501 01 Kto.Nr.: 2043058 IBAN: DE33 6905 0101 0002 0430 58 BIC: / Swift-Code: SOLADE33600

Adolf Würth GmbH & Co. KG - 74650 Künzelsau - T +49 (0)7140 15-0 - F +49(0)7140 15-1900 - info@wuerth.com - www.wuerth.com

Hausanschrift: Reinhold-Würth-Straße 12-17 - 74653 Künzelsau-Garabach - Stz Künzelsau, Amtsgericht Stuttgart HRA 590261

Komplementär: Würth-Verwaltungsgesellschaft mbH, Stz Künzelsau, Amtsgericht Stuttgart HRB 300130

Geschäftsführer: Dr.-Ing. Jan Altmann, Rainer Bärker, Tonsten Elias, Robert Friedmann, Norbert Heckmann, Bernd Herrmann, Uwe Hofffeld, Joachim Kaltmayer, Thomas Kerk, Jens Neumann, Volker Reitz, Martin Schäfer, Dr. Reiner Specht, Harald Uebelbach, Thomas Wahl



Angebotsnummer  
Kundennummer

Pos. Ihre Pos.	Artikelnummer Bezeichnung	VE*	Menge	per	Nettopreis Nettowert EUR
40	 <a href="#">045101150</a> 961 Scheibendübel DBL-EN912-C2-1SEITIG-(SZN)-D50/12MM	300	300	100	30,02 90,06
50	 <a href="#">045113</a> 005 Unterlegscheibe Holzkonstruktion SHB-HQ-DIN1052-(A2K)-14X58X6  <small>DIN 1052 Blue zinc plated with min. 5µm 14x58x6 Neutral packed per 50 pcs.</small>	50	100	100	44,26 44,26
60	 <a href="#">040712</a> 005 Scheibe SHB-DIN125-A-140HV-(A2K)-D13,0	100	100	100	4,55 4,55
70	 <a href="#">031712</a> 005 Sechskantmutter MU-6KT-DIN934-18I-SW19-(A2K)-M12	100	100	100	5,46 5,46

Hiermit nehmen wir das Angebot an.

Ort, Datum

Unterschrift, Stempel

Der angebotene Preis gilt jeweils nur für die angegebene Menge und bezieht sich auf die dazu passende Preiseinheit. Abweichungen bei der Auftragsvergabe können differenzierte Mehrwertsteuer-Beträge sowie eventuell anfallende Entsorgungskosten, Fracht- und Verpackung oder Kleinauftragsanteil zur Folge haben.

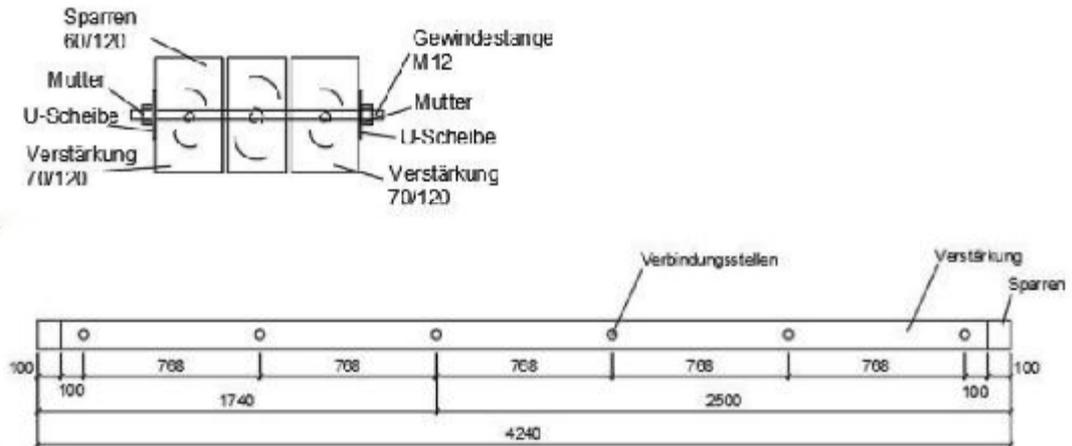
Bitte beachten Sie hierzu unsere allgemeinen Geschäftsbedingungen unter [www.wuerth.de/agb](http://www.wuerth.de/agb).

Wenn Sie weitere Informationen benötigen, sind wir gerne für Sie da.

Freundliche Grüße

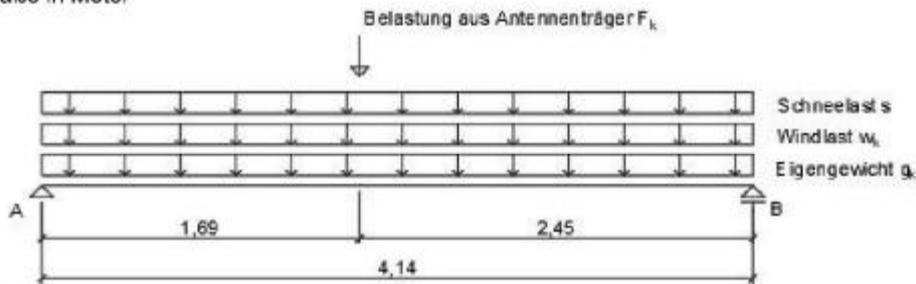
**Verstärkung des Beispielstandortes der Diplomarbeit**

**Verstärkungsaufbau:**



**statisches System:**

Maße in Meter



l = 4,14 m  
 a = 1,69 m  
 b = 2,45 m

Sparrenabstand:

$$a_{\text{Sparren}} = 0,75 \text{ m}$$

**Belastungen:**

Eigengewicht:

> aus Dacheindeckung

Schieferdeckung in Einfachdeckung (einschl. Vordeckung und Schalung) nach Schneider S. 3.11

$$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 0,50 \cdot a_{\text{Sparren}} = 0,38 \text{ kN/m}$$

> aus Sparren:

$$g_{k, \text{Sparren}} = 4,2 \cdot 0,06 \cdot 0,12 = 0,03 \text{ kN/m}$$

> aus Verstärkung

$$g_{k, \text{Verstärkung}} = 4,2 \cdot 0,07 \cdot 0,12 = 0,04 \text{ kN/m}$$

Verbindungsmittelzuschlag

$$\gamma_{\text{VBM}} = 1,10$$

$$\text{Eigengewicht } g_{k, \text{ges}} = ((g_k + g_{k, \text{Sparren}} + g_{k, \text{Verstärkung}}) \cdot \gamma_{\text{VBM}}) / \cos(45) = 0,76 \text{ kN/m}$$

Windbelastung

Maßgebende Windbelastung als Flächenlast auf Dach (Richtung -X) mit RSTAB (siehe Prax 3) berechnet.  
Annahme: Bereich G und F als maßgebender Bereich über die gesamte Sparrenlänge

Windbelastung Dach:

$$w_{k,G,Dach} = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

Windlast auf Sparren:

$$w_k = w_{k,G,Dach} \cdot s_{Sparren} = 0,12 \text{ kN/m}$$

Schneebelastung

Schneelast auf Dach

$$s = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast auf Sparren

$$s_{Sparren} = s \cdot s_{Sparren} = 0,43 \text{ kN/m}$$

Belastung aus Lastverteilerbalken

$$F_d = 1,63 \text{ kN}$$

Belastung aus Lastkombination 5 (1,35\*Eigengewicht "+" 1,5\*Wind aus Richtung -X)

Lastkombination der Linienlast:

$$\text{Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkung } \gamma_{M,G} = 1,35$$

$$\text{Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Einwirkung } \gamma_{M,Q} = 1,50$$

Kombinationsbeiwert Schnee kleiner 1000 m ü. NN

$$\psi_D = 0,50$$

$$q_d = \gamma_{M,G} \cdot g_{k,ges.} + \gamma_{M,Q} \cdot w_k + \gamma_{M,Q} \cdot \psi_D \cdot s_{Sparren} = 1,98 \text{ kN/m}$$

**Querschnittswerte**

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M$ =	1,30
Nutzungsklasse NKL =	2,00
Klasse der Einwirkungsdauer KLED =	kurz / sehr kurz
Modifikationsbeiwert $k_{mod}$ =	1,00

**Sparren:**

Breite $b_{Sparren}$ =	6,00 cm
Höhe $h_{Sparren}$ =	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ =	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>

$$\text{Trägheitsmoment } I_{y,Sparren} = \frac{b_{Sparren} \cdot h_{Sparren}^3}{12} = 864,00 \text{ cm}^4$$

$$\text{Widerstandsmoment } W_{Sparren} = \frac{b_{Sparren} \cdot h_{Sparren}^2}{6} = 144,00 \text{ cm}^3$$

Rohdichte $\rho_k$ =	350,00 kg/m
----------------------	-------------

**Verstärkung**

Breite $b_{Verstärkung}$ =	7,00 cm
Höhe $h_{Verstärkung}$ =	12,00 cm
Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ =	1100,00 kN/cm <sup>2</sup>

$$\text{Trägheitsmoment } I_{y,Verstärkung} = \frac{b_{Verstärkung} \cdot h_{Verstärkung}^3}{12} = 1008,00 \text{ cm}^4$$

$$\text{Widerstandsmoment } W_{Verstärkung} = \frac{b_{Verstärkung} \cdot h_{Verstärkung}^2}{6} = 168,00 \text{ cm}^3$$

Rohdichte $\rho_k$ =	350,00 kg/m
----------------------	-------------

**Lastaufteilung****Streckenlast:**

$$q_{Sparren} = \frac{I_{y,Sparren} \cdot E_{0,mean}}{I_{y,Sparren} \cdot E_{0,mean} + I_{y,Verstärkung} \cdot E_{0,mean}} \cdot q_d = 0,91 \text{ kN/m}$$

$$q_{Verstärkung} = q_d - q_{Sparren} = 1,07 \text{ kN/m}$$

**Einzellast**

$$F_{Sparren} = \frac{I_{y,Sparren} \cdot E_{0,mean}}{I_{y,Sparren} \cdot E_{0,mean} + I_{y,Verstärkung} \cdot E_{0,mean}} \cdot F_d = 0,75 \text{ kN}$$

$$F_{Verstärkung} = F_d - F_{Sparren} = 0,88 \text{ kN}$$

**Biegetragfähigkeitsnachweis**

$$\text{char. Biegefestigkeit } f_{m,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Biegefestigkeit } f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 18,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Höhenfaktor } k_h = 1,05$$

*Nachweis Sparren*

$$\text{Moment } M_{d,\text{Sparren}} = \frac{q_{\text{Sparren}} \cdot l^2}{8} + \frac{a}{l} \cdot \frac{b}{l} \cdot F_{\text{Sparren}} \cdot l = 2,70 \text{ kNm}$$

$$\text{Nachweis} = \frac{(M_{d,\text{Sparren}} \cdot 10^2) / W_{\text{Sparren}}}{k_h \cdot (f_{m,d} \cdot 10^{-1})} = 0,97$$

$$= \text{WENN (Nachweis} \leq 1,0; \text{"Nachweis erfüllt!"; "Nachweis nicht erfüllt!"}) = \text{Nachweis erfüllt!}$$

*Nachweis Verstärkung*

$$\text{Moment } M_{d,\text{Verstärkung}} = \frac{(q_{\text{Verstärkung}} / 2) \cdot l^2}{8} + \frac{a}{l} \cdot \frac{b}{l} \cdot (F_{\text{Verstärkung}} / 2) \cdot l = 1,59 \text{ kNm}$$

$$\text{Nachweis} = \frac{(M_{d,\text{Verstärkung}} \cdot 10^2) / (W_{\text{Verstärkung}} / 2)}{k_h \cdot (f_{m,d} \cdot 10^{-1})} = 0,98$$

$$= \text{WENN (Nachweis} \leq 1,0; \text{"Nachweis erfüllt!"; "Nachweis nicht erfüllt!"}) = \text{Nachweis erfüllt!}$$

**Nachweis der Verbindungsmittel nach Johansen**zweischrittige Holz-Holz-Verbindung:

Verbindungsmittel Typ =	Gewindestange
Stahlsorte S =	8,8
Durchmesser d =	12,00 mm
char. Zugfestigkeit $f_{u,k}$ =	800,00 N/mm <sup>2</sup>
Lastangriffswinkel zur Holzfaser $\alpha$ =	90,00 °

Abstand untereinander in Faserrichtung

Abstand a =

0,77 m

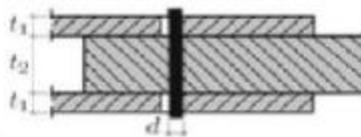
Überprüfung der Randabstände:

$$a_{1,t} = 770 \text{ mm} \geq (4 + \cos(90)) \cdot 12 = 48 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} = 100 \text{ mm} \geq 7 \cdot 12 = 84 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} = 60 \text{ mm} \geq (2 + 2 \cdot \sin(90)) \cdot 12 = 48 \text{ mm}$$

$$a_{4,c} = 60 \text{ mm} \geq 3 \cdot 12 = 36 \text{ mm}$$

Versagensmechanismus g:

Lochleibungsfestigkeit in beiden Seitenhölzern

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$\text{Lochleibungsfestigkeit } f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Beiwert für Nadelholz } k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$$

$$\text{Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel } f_{h,a,1,k} = \frac{f_{h,1,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stärke Seitenholz } t_1 = b_{\text{Verstärkung}} \cdot 10 = 70,00 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rk,1} = (f_{h,a,1,k} \cdot t_1 \cdot d) / 1000 = 13,87 \text{ kN}$$

Versagensmechanismus h:

Lochleibungsfestigkeit im Mittelholz

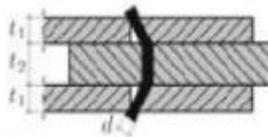
$$\text{Lochleibungsfestigkeit } f_{h,2,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 25,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Beiwert für Nadelholz } k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,53$$

$$\text{Lochleibungsfestigkeit mit Lastwinkel } f_{h,a,2,k} = \frac{f_{h,2,k}}{k_{90} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stärke Mittelholz } t_2 = b_{\text{Sparren}} \cdot 10 = 60,00 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rk,2} = (0,5 \cdot f_{h,a,2,k} \cdot t_2 \cdot d) / 1000 = 5,94 \text{ kN}$$

Versagensmechanismus j:

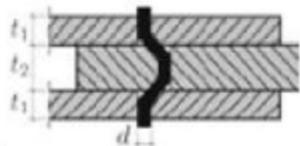
Lochleibungsversagen und zwei Fließgelenke ausgebildet

$$\text{Fließmoment } M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 153490,85 \text{ Nmm}$$

$$\beta = 1,00$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \times \frac{f_{h,a,1,k} \times t_1 \times d}{2 + \beta} \times \left( \sqrt{2 \times \beta + (1 + \beta) + \frac{4 \times \beta \times (2 + \beta) \times M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \times t_1^2 \times d}} - \beta \right) = 6257,33 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = \underline{\underline{6,26 \text{ kN}}}$$

Versagensmechanismus k:

Lochleibungsversagen und vier Fließgelenke ausgebildet

$$F_{v,Rk} = 1,15 \times \sqrt{\frac{2 \times \beta}{1 + \beta}} \times \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,a,1,k} \times d} = 8968,47 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,4} = \frac{F_{v,Rk}}{1000} = \underline{\underline{8,97 \text{ kN}}}$$

Grenztragfähigkeit

$$F_{v,Rk} = \text{MIN}(F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}) = \underline{\underline{5,94 \text{ kN}}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{\text{mod}} \times F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \underline{\underline{4,57 \text{ kN}}}$$

**Einwirkung auf Verbindungsmittel***aus Sparren*

Einwirkung auf Gewindestangen aus Streckenlast

$$N_{d,q,S} = q_{\text{Sparren}} \cdot a = 0,70 \text{ kN}$$

Einwirkung auf Gewindestangen aus Einzel last

$$N_{d,F,S} = F_{\text{Sparren}} = 0,75 \text{ kN}$$

Gesamtlast:

$$N_{d,\text{Sparren}} = N_{d,q,S} + N_{d,F,S} = \underline{1,45 \text{ kN}}$$

*aus Verstärkung*

Einwirkung auf Gewindestangen aus Streckenlast

$$N_{d,q,V} = 0,5 \cdot q_{\text{Verstärkung}} \cdot a = 0,41 \text{ kN}$$

Einwirkung auf Gewindestangen aus Einzel last

$$N_{d,F,V} = \frac{F_{\text{Verstärkung}}}{2} = 0,44 \text{ kN}$$

Gesamtlast

$$N_{d,\text{Verstärkung}} = N_{d,q,V} + N_{d,F,V} = 0,85 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis} = \frac{N_{d,\text{Sparren}}}{F_{v,Rd}} = 0,32$$

= WENN (Nachweis $\leq$ 1,0: "Nachweis erfüllt"; "Nachweis nicht erfüllt") = Nachweis erfüllt!

**Schubnachweis infolge Querkraft**

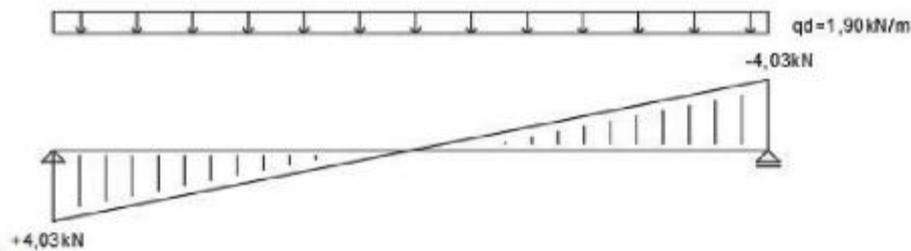
$$\text{char. Festigkeitskennwert Schub } f_{v,k} = 4,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Rissbeiwert nach Schneider 9.21 } k_{cr} = \frac{2,0}{f_{v,k}} = 0,50$$

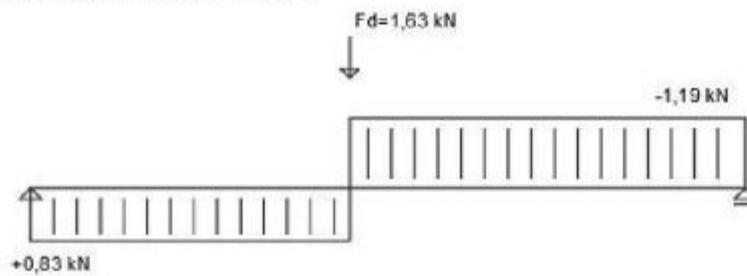
$$\text{design Festigkeitskennwert } f_{v,d} = \left( f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \right) / 10 = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

Querkräfte:

Belastungsbild infolge Streckenlast



Belastungsbild infolge Einzellast



Sparren

$$V_{d,Sparren,B} = \frac{q_{Sparren} \cdot l}{2} + \frac{b}{l} \cdot F_{Sparren} = 2,33 \text{ kN}$$

$$V_{d,Sparren,A} = \frac{q_{Sparren} \cdot l}{2} + \frac{a}{l} \cdot F_{Sparren} = 2,02 \text{ kN}$$

Verstärkungen

$$\frac{(q_{Verstärkung} \cdot 0,5) \cdot l}{2} + \frac{b}{l} \cdot F_{Verstärkung} = 1,63 \text{ kN}$$

$$V_{d,Verstärkung,A} = \frac{(q_{Verstärkung} \cdot 0,5) \cdot l}{2} + \frac{a}{l} \cdot F_{Verstärkung} = 1,27 \text{ kN}$$

Nachweis Sparren

$$\text{Netto-Querschnittsfläche } A_n = b_{\text{Sparren}} \cdot h_{\text{Sparren}} - \left( \frac{\pi \cdot (d/10)^2}{4} \right) = 70,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nachweis} = \frac{1,5 \cdot V_{d,\text{Sparren},B} / (k_{cr} \cdot A_n)}{f_{v,d}} = 0,32$$

= WENN (Nachweis ≤ 1,0; "Nachweis erfüllt!"; "Nachweis nicht erfüllt!") = Nachweis erfüllt!

Nachweis Verstärkungen

$$\text{Netto-Querschnittsfläche } A_n = b_{\text{Verstärkung}} \cdot h_{\text{Verstärkung}} - \left( \frac{\pi \cdot (d/10)^2}{4} \right) = 82,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nachweis} = \frac{1,5 \cdot V_{d,\text{Verstärkung},B} / (k_{cr} \cdot A_n)}{f_{v,d}} = 0,19$$

= WENN (Nachweis ≤ 1,0; "Nachweis erfüllt!"; "Nachweis nicht erfüllt!") = Nachweis erfüllt!

## Ehrenwörtliche Erklärung

„Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich“,

1. dass ich meine Diplomarbeit mit dem Thema

**„Verstärkungsmaßnahmen bei hölzernen Dachtragwerken zur erweiterten Nutzung für Mobilfunkanlagen“**

ohne fremde Hilfe angefertigt habe,

2. dass ich die Übernahme wörtlicher Zitate aus der Literatur sowie die Verwendung der Gedanken anderer Autoren an den entsprechenden Stellen innerhalb der Arbeit gekennzeichnet habe und

3. dass ich meine Diplomarbeit bei keiner anderen Prüfung vorgelegt habe.

Ich bin mir bewusst, dass eine falsche Erklärung rechtliche Folgen haben wird.

Oberlungwitz, der 17.08.2022

.....  
Ort, Datum

  
.....  
Unterschrift

## Erklärung zur Prüfung wissenschaftlicher Arbeiten

Die Bewertung wissenschaftlicher Arbeiten erfordert die Prüfung auf Plagiate. Die hierzu von der Staatlichen Studienakademie Glauchau eingesetzte Prüfungskommission nutzt sowohl eigene Software als auch diesbezügliche Leistungen von Drittanbietern. Dies erfolgt gemäß § 7 des Gesetzes zum Schutz der informationellen Selbstbestimmung im Freistaat Sachsen (Sächsisches Datenschutzgesetz – SächsDSG) vom 25. August 2003 (Rechtsbereinigt mit Stand vom 31. Juli 2011) im Sinne einer Datenverarbeitung im Auftrag.

Der Studierende bevollmächtigt die Mitglieder der Prüfungskommission hiermit zur Inanspruchnahme o.g. Dienste. In begründeten Ausnahmefällen kann der Datenschutzbeauftragte der Berufsakademie Sachsen sowohl vom Verfasser der wissenschaftlichen Arbeiten als auch von der Prüfungskommission in den Entscheidungsprozess einbezogen werden.

Name:	Förster
Vorname:	Endris
Matrikelnummer:	4003697
Studiengang:	Bauingenieurwesen
Titel der Arbeit:	„Verstärkungsmaßnahmen bei hölzernen Dachtragwerken zur erweiterten Nutzung für Mobilfunkanlagen“
Datum:	17.08.2022
Unterschrift:	