

HOCHBAU-DECKEN AUS MASSIVHOLZPLATTEN IM VERBUND MIT NICHT ARMIERTEM BETON

**Tragwiderstand bei Kurz- und
Langzeitbelastung / Optimierung des
Verbundes zwischen Massivholzplatte
und Beton und der Verbindung der
Massivholzplatten untereinander**

**Technischer Schlussbericht
WHFF-Projekt 2013.17**

René Steiger
Empa – Materials Science and Technology
Abt. Ingenieur-Strukturen
8600 Dübendorf

Vorwort

Die im vorliegenden Bericht beschriebenen Versuche an einem neuartigen Verbundsystem zwischen Massivholzplatten und Beton wurden durch die Pius Schuler AG und die Schilliger Holzindustrie AG angeregt. Das Projekt wurde durch den Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) und der Kantone finanziell unterstützt (Projekt-Nummer 2013.17).

Die Versuche wurden an der Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa durchgeführt. Am Projekt beteiligt waren die Empa-Techniker Giovanni Sarragoni, Slavko Tudor, Dimitri Ott und Robert Widmann, sowie die wissenschaftlichen Mitarbeiter Robert Jockwer, Abdola Sadeghi Marzaleh und René Steiger. Die im Kapitel 2 beschriebenen Versuche wurden durch Benjamin Auf der Maur an der Empa im Rahmen seiner ETHZ-Masterarbeit durchgeführt.

Ich danke sämtlichen Projektbeteiligten für die im Rahmen des Projekts geleistete sehr gute Arbeit, den Industriepartnern für die optimale Zusammenarbeit und dem Wald- und Holzforschungsfonds für die Unterstützung des Projekts.

Dübendorf, 13. April 2017

René Steiger
Projektleiter

Zusammenfassung

Hintergrund und Motivation

Für die Erstellung von Deckenplatten im Wohnungsbau eignet sich eine Verbundkonstruktion aus Holz (auf der Biegezugseite) und Beton (in der Druckzone) vortrefflich. Das Holz in der Zugzone ersetzt die im Beton nötige Armierung (Stahlnetze). Holz-Beton-Verbund (HBV) Querschnitte weisen einen Tragwiderstand auf, der etwa doppelt so gross ist, wie bei einer reinen Holzbalkendecke. Die Biegesteifigkeit erreicht sogar die drei- bis vierfachen Werte. Dadurch und infolge der grösseren Masse sind die Schwingungsanfälligkeit und die Schallübertragung gegenüber Holzbalkendecken deutlich geringer. Im Falle eines Brandes ist die Betonplatte eine wirksame Barriere gegen die Ausbreitung des Feuers.

Die bekannten Lösungen im Holz-Beton-Verbundbau schöpfen die Möglichkeiten des Holzplattenbaus nicht aus und benötigen zumeist Armierungseinlagen, die von vielen Bauherren und Planern, welche mit Holz bauen wollen, unerwünscht sind. Auf Grund der herrschenden Preissituation für die Baustoffe Holz, Beton und Armierungsstahl, sind Holz- oder HBV-Lösungen in den meisten Fällen teurer als Stahlbetondecken. Um die HBV-Bauweise weiterzubringen, haben Schweizer Firmen ein neues Deckensystem entwickelt und bis dato bereits bei 3 Projekten (u.a. bei einem 6-geschossigen Mehrfamilienhaus) erfolgreich eingesetzt. Das System besteht aus (i) einer verhältnismässig dünnen, mehrschichtigen, abgesperrten Massivholzplatte (MHP), welche in 2 Richtungen trägt, (ii) schubsteif mit der MHP verbundenen Nocken aus Restholzstücken und (iii) pumpfähigem Beton mit normalen Festigkeitseigenschaften und niedrigem Wasserzementfaktor (Abb. Z.1). Die Schubnöckel werden werkseitig angebracht. Beim Aufrichten des Holzbaus werden die MHP-Deckenplatten auf die Wände und die für die Montage notwendigen Spriessungen gelegt und unter sich mit aufgeklebten Holzlaschen verbunden. Sie können bereits in dieser Phase zur Stabilisierung des Gebäudes herangezogen werden. Vor dem Einbringen des Betons werden die Spriessungen, soweit erforderlich, ergänzt.

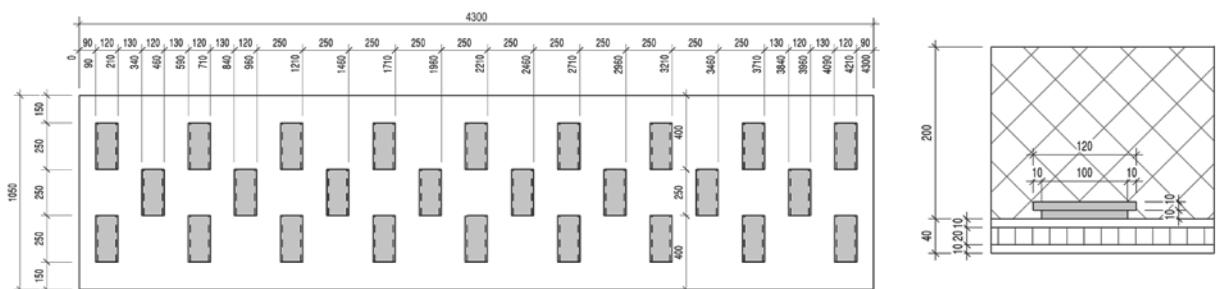


Abb. Z.1: MHP-Beton-Verbunddecke mit flächig auf die MHP geklebten Schubnöckeln.

Der steife Schubverbund mit dem Beton ermöglicht es, die hohe Festigkeit der abgesperrten MHP wesentlich besser 2-achsrig zu nutzen. Dadurch kann auf Armierungen im Beton in vielen Fällen verzichtet werden. Da es mit der vorliegenden Lösung möglich ist, die Schubnöckel aus Reststücken auf einfache Art mit der Holzplatte zu verbinden, sind die notwendigen Voraussetzungen für ein wettbewerbsfähiges System gegeben. Durch den Wegfall der Armierung weist das System beachtliche Vorteile auf. Sie bringen nicht nur im Bauablauf, sondern auch für die Leitungsführung im Beton beachtliche Erleichterungen und eliminieren zudem die vermehrt nicht gewünschte faradaysche Käfigwirkung.

Basierend auf den Erfahrungen aus Vorversuchen und aus dem gleichzeitig mit dem Forschungsprojekt laufenden Praxiseinsatz des Systems, wurden im Projekt die folgenden Themenbereiche untersucht: (i) Tragverhalten der Schubnöckel auf Zug rechtwinklig zur Klebfuge und auf Abscheren in der Klebfuge, (ii) Tragwiderstand und Steifigkeit des Verbundsystems zwischen MHP und Beton für Schubnöckel-Richtung parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen, (iii) Verformungsverhalten bei über längere Zeit wirkender Biegebeanspruchung auf Gebrauchslastniveau, (iv) Steifigkeit, Tragwiderstand und Bruchart bei Biegebeanspruchung im Kurzzeitversuch bei einer Spannweite von 6 m (was den oberen Spannweitenbereich für den Einsatz des Systems im Hochbau darstellt), (v) Verformungs- und Tragverhalten einer über 2 Felder gespannten Platte mit einem Montagestoss über dem mittleren Auflager und (vi) Untersuchung des Einflusses einer zusätzlichen Verschraubung der Schubnöckel mit der MHP gegenüber einer Lösung mit lediglich aufgeklebten Schubnöckeln.

Ergebnisse der Haftzug- und Scherversuchen an den Schubnocken

Die Haftzugfestigkeit der Klebfugen zwischen Schubnocken und MHP waren von ausreichender Festigkeit, so dass letztlich die Querzugfestigkeit des Holzes in der äussersten Lage der MHP die Traglast bestimmte. Durch Anordnung von Schrauben zusätzlich zur Klebung konnten die Haftzugfestigkeiten um ca. 20% gesteigert und die Streuung der Versuchsresultate markant reduziert werden. Die maximale Traglast bei Scherbeanspruchung der Nocken wird durch die Leistung der Klebfuge bestimmt. Es wurden Werte von im Mittel 3 N/mm^2 erzielt. Zusätzlich angeordnete Schrauben tragen erst, wenn die Klebfuge versagt. Auch bei Scherbeanspruchung zeigte sich bei den zusätzlich verschraubten Nocken eine markante Verringerung der Streuung der Bruchwerte und ein duktiles Verhalten, mit Bruchverformungen, welche in etwa doppelt so gross waren, wie bei den aufgeklebten Nocken. Die Fugensteifigkeit konnte lediglich auf Grund weniger Versuchsdaten geschätzt werden. Es resultierte ein Wert von 270 N/mm , welcher gut mit Angaben in der Literatur übereinstimmt.

Ergebnisse der Blockscherversuche an MHP-Beton-Verbundprüfkörpern

Die Schersteifigkeit und -festigkeit der Verbundnocken wurde auch an Blockscher-Prüfkörpern von MHP im Verbund mit Beton geprüft. Dabei waren die Faserrichtungen der Holzlagen der Schubnocken in einer ersten Versuchsgruppe parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientiert, später rechtwinklig dazu. Nach einer Belastung auf das Niveau Gebrauchslast und einer nachfolgenden Entlastung, wurden die Prüfkörper auf verschiedenen Laststufen während jeweils 10 Minuten (erste Stufe) bzw. 5 Minuten (sämtliche weiteren Stufen) belastet. Die Stufen wurden bis zum Bruch gesteigert.

Bei den Prüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten, auf die MHP geklebten Schubnocken, ergaben sich Schubfestigkeiten von im Mittel 5.34 N/mm^2 . Eine zusätzliche Verschraubung der Nocken mit 3 bzw. 5 Schrauben wirkte sich nicht festigkeitssteigernd aus. Die im Vergleich zu den oben erwähnten 3 N/mm^2 Scherfestigkeit in der Klebfuge hier festgestellten höheren Werte der Schubfestigkeit sind auf das durch die Prüfkonfiguration bedingte Biegemoment (Exzentrizität der Druckkraft) zurückzuführen. Vorsichtiger Weise ist bei der Bemessung der erforderlichen Verklebungsfläche zwischen Schubnocken und MHP von einem Mittelwert der Schubspannung auf Bruchniveau von 3 N/mm^2 auszugehen. Bei den Prüfkörpern mit Schubnockenorientierung rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen waren die ermittelten Scherfestigkeiten mit 2.54 N/mm^2 (mit der MHP verklebte Nocken) bzw. 3.17 N/mm^2 (mit der MHP verklebte und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubte Schubnocken) geringer.

Die Prüfkörper verhielten sich grundsätzlich sehr steif. Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung versagten schlagartig. Nachdem sämtliche Schubnocken gebrochen waren, fiel der Tragwiderstand deutlich ab. Mittels zusätzlicher Verschraubung lässt sich das Verhalten nach dem Bruch der Klebefläche verbessern, indem die noch übertragbare Last über längere Zeit auf einem Niveau von ca. 40% der Maximallast gehalten werden kann. Dabei ergeben sich bei Anordnung von 5 Schrauben grössere Verformungskapazitäten als bei 3 Schrauben. Auf diese Weise sind Relativ-Verschiebungen zwischen MHP und Beton von 1.5 mm erreichbar.

Da sich in den Versuchen nur sehr kleine relative Verschiebungen zwischen MHP und Beton ergaben und diese z.T. durch Verkippen der Prüfkörper während der Versuch verfälscht sind, ist es schwierig, Werte für die Verbundsteifigkeit abzuleiten. Immerhin kann gesagt werden, dass das Verbundsystem eine sehr hohe Verbundsteifigkeit aufweist. Unterhalb einer Last von 300 kN betragen die Relativ-Verschiebungen weniger als 0.05 mm.

Ergebnisse der Biegeversuche an einfach gelagerten Plattenstreifen

In zwei Biegeversuchen an einfach gelagerten, mit 5 Einzellasten belasteten Plattenstreifen zeigte sich, dass sich das Verbundsystem aus MHP und Beton bei einer Kurzzeitbelastung auf dem Niveau Gebrauchslast sehr steif verhält. Die Durchbiegungen erreichten einen Wert von lediglich 1/1500 bzw. 1/1200 der Spannweite. Bei länger dauernder Belastung stellten sich je nach Lastniveau und Dauer der Belastung unterschiedliche Verformungszuwächse ein (Werte siehe Tab. 4.1, Kapitel 4). Die durchgeföhrten Langzeitbelastungen geben allerdings lediglich einen Anhaltspunkt über die Neigung des Systems zum Kriechen. Um das Kriechmass zu bestimmen, müssten Versuche mit deutlich langerer Belastungsdauer durchgeführt werden.

Das Verhältnis zwischen Bruch- und Gebrauchslast ist mit Werten im Bereich von 7.3 bis 8.8 sehr hoch. Dabei gilt es zu beachten, dass für den Einsatz des Systems im Hochbau ohnehin die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Schwingungen, Durchbiegungen, Schallschutz) massgebend sind, was ein Mindestmaß an Deckenstärke erfordert.

Das System bricht bei Erreichen des Tragwiderstands schlagartig. Bei den Schubnocken zusätzlich zur Verklebung angeordnete Schrauben können eine gewisse beschränkte Duktilität ermöglichen, was dazu führt, dass die Maximallast über eine etwas längere Zeit noch getragen werden kann. Wie die Versuche an einem der Prüfkörper gezeigt haben, können die Schrauben auch ein vorzeitiges Abscheren der Schubnocken verhindern bzw. verzögern. Dies kann hilfreich sein, wenn während der Produktion Fehler aufgetreten sind wie z.B. ungenügende Verklebung der Schubnocken in sich oder mit der MHP sowie übermäßige Durchfeuchtung von Schubnocken und MHP beim Betonieren.

Die beiden Versuche haben zudem gezeigt, dass bei qualitativ einwandfreier MHP der Bruch durch Abscheren der Schubnocken ausgelöst wird. Außerdem ist in solchen Fällen die MHP in der Lage, das Eigengewicht des Prüfkörpers auch bei gebrochener Betonplatte zu tragen. Schwächungen in der äußersten Lage auf der Zugseite der MHP können bewirken, dass der Bruch des Prüfkörpers durch Versagen der MHP eingeleitet wird. Diese weitaus ungünstigere Bruchart gilt es, durch entsprechende Massnahmen in der Qualitätskontrolle zu vermeiden.

Ergebnisse des Biegeversuchs am 2-Feldträger mit Stoss beim mittleren Auflager

Die im Biegeversuch an einem über 2 Felder gespannten Prüfkörper mit mittigem Stoss auf sämtlichen Laststufen gemessenen Durchbiegungen unter Kurzzeitbelastungen waren äußerst gering. Dies gilt auch für die Zunahme der Verformungen bei längerer Zeit einwirkenden Lasten (Werte siehe Tab. 5.1, Kapitel 5). Wie bei den Biegeversuchen an den Einfeldträgern kann auch hier nicht von eigentlichen Kriechversuchen sprechen. Dazu war die Belastungsdauer zu kurz. Dem Kriechen werden sich bei längerer Belastungsdauer zudem Risse in der Betonplatte über dem mittleren Auflager überlagern, welche die Steifigkeit des Verbundsystems an dieser Stelle zusätzlich reduzieren.

Für den Bruch des Prüfkörpers war letztlich der Schubwiderstand in der Betonplatte massgebend. Über dem mittleren Auflager treten zusätzlich zu den Zugspannungen Schubspannungen auf, welche durch die obere Armierung in der Platte aufgenommen werden müssen. Die Armierung war in der Lage diese Spannungen aufzunehmen. Der Bruch trat jedoch an derjenigen Stelle auf, wo die Armierung endete. Die gewählte Stossausbildung mit unterbrochener MHP und der Anordnung von Armierungseisen im oberen Bereich der Betonplatte zur Aufnahme der Zugspannungen im Beton, welche sich über dem mittleren Auflager bei Biegung einstellen, erscheint zweckmäßig. Da für das Versagen des Prüfkörpers ein Schubbruch an der Stelle, wo die Armierung endete verantwortlich, könnte man das System optimieren, indem man die obere Armierung über dem mittleren Auflager mit längeren Armierungseisen ausbildet.

Fazit

Das entwickelte Verbundsystem zwischen MHP und Beton stellt ein leistungsfähiges System mit grosser Steifigkeit und in den geprüften geometrischen Abmessungen, Spannweiten und Materialisierung mit hoher Tragwiderstandsreserve gegenüber der Gebrauchslast dar. Eine Armierung der Betonplatte wird erst nötig, wenn das System in durchlaufender Lagerung eingesetzt wird. Der vorgeschlagene und im Versuch an einem 2-Feldträger geprüfte Stoss (Stoss beim mittleren Auflager) ist zweckmäßig. Die auf die MHP aufgeklebten Schubnocken führen zu einem steifen Verbund zwischen MHP und Beton. Die Scherfestigkeit der Klebfuge auf Bruchniveau liegt bei 3 N/mm^2 bzw. 2.5 N/mm^2 (Nocken parallel bzw. rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen). Eine zusätzliche Verschraubung der Schubnocken mit der MHP führt nicht zu einer Erhöhung der Festigkeit, aber zu einer Reduktion der Streuung der Versuchswerte und zu grösseren Verformungen vor dem Bruch („duktileres Verhalten“). Des Weiteren bedeuten die Schrauben eine zusätzliche Sicherheit bei unzureichender Verklebung der Schubnocken mit der MHP oder bei Durchfeuchtung der Nocken beim Betonieren. Das System stellt Anforderungen an die Qualitätssicherung bei der Herstellung, indem Fehlverklebungen der Schubnocken mit der MHP und Fehlstellen in der Aussenlage der MHP auf der Biegezugseite zu vermeiden sind. Die im Rahmen des Projekts durchgeföhrten Versuche mit Langzeitbelastung können lediglich als Anhaltspunkt zur Beurteilung des Kriechverhaltens des Systems dienen.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	3
1.1	Die Holz-Beton-Verbundbauweise	3
1.2	Stand des Wissens	4
1.2.1	Randbedingungen für effiziente HBV-Bauteile	4
1.2.2	Vorteile der Verbundbauweise	4
1.2.3	Bemessungsmethoden	5
1.2.4	Verbundmittel und Verbundsysteme	6
1.2.5	Einfluss der Betoneigenschaften	6
1.2.6	Versuche zur Ermittlung des Verhaltens unter kurzfristiger Beanspruchung	7
1.2.7	Versuche zur Ermittlung des Verhaltens unter langfristiger Beanspruchung	7
1.2.8	Verhalten bei Wechsellaisten	7
1.2.9	Modellierung mittels FE-Programmen	8
1.2.10	Brand, Akustik und Schwingungen	8
1.3	Forschungsarbeiten an der Empa	8
1.4	Forschungsarbeiten an der ETH Zürich	9
1.5	Entwicklung eines neuen HBV-Deckensystems basierend auf Massivholzplatten	10
1.6	Abklärung der Machbarkeit	12
1.7	Ziele des Projekts	12
1.7.1	Zielformulierung zum Zeitpunkt der Projektbeantragung	12
1.7.2	Im Projekt letztlich durchgeführte Untersuchungen	13
1.8	Projektpartner	13
1.9	Literatur zu Kapitel 1	13
2.	Untersuchungen zur Steifigkeit und Festigkeit der Verklebung zwischen Schubnocken und Massivholzplatte	17
2.1	Einleitung	17
2.2	Durchgeführte Versuche	17
2.3	Haftzugversuche	17
2.3.1	Prüfeinrichtung	17
2.3.2	Prüfkörper	19
2.3.3	Prüfverfahren	19
2.3.4	Resultate	19
2.3.5	Statistische Kennwerte	20
2.3.6	Bruchart	21
2.3.7	Fazit der Haftzugversuche	23
2.4	Scherversuche	23
2.4.1	Prüfkörper	23
2.4.2	Prüfeinrichtung	24
2.4.3	Prüfverfahren	25
2.4.4	Resultate	25
2.4.5	Statistische Kennwerte	26
2.4.6	Bruchart	27
2.4.7	Kraft-Verformungsdiagramme	28
2.4.8	Fazit der Scherversuche	29
2.4.9	Fugensteifigkeit	31
2.5	Schlussfolgerungen	33
2.6	Literatur zu Kapitel 2	34
3.	Druckscherversuche an MHP-Beton-Verbundprüfkörpern	35
3.1	Einleitung	35
3.2	Prüfeinrichtung	35
3.3	Prüfkörper	35
3.3.1	Prüfkörper mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen	35
3.3.2	Prüfkörper mit Schubnocken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen	37
3.3.3	Auflagerung der Prüfkörper in der Prüfmaschine	38
3.4	Belastungsprogramme	38

3.4.1	Prüfkörper mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen	39
3.4.2	Prüfkörper mit Schubnocken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen	40
3.5	Messungen	41
3.6	Resultate	42
3.6.1	Maximale Druckkräfte	42
3.6.2	Kraft-Verformungsdiagramme	44
3.6.3	Verhalten bei konstant gehaltener Last	54
3.7	Diskussion der Belastungs-Weg-Diagramme	57
3.8	Bewertung der Schubnocken-Verklebung	57
3.9	Bruchverhalten	58
3.10	Verbundsteifigkeiten	58
4.	Biegeversuche an einfach gelagerten Plattenstreifen	59
4.1	Einleitung	59
4.2	Prüfkörper	59
4.3	Versuchsaufbau	62
4.4	Krafteinleitung	62
4.5	Messtechnik	63
4.6	Anfangszustand der Prüfkörper	66
4.6.1	Prüfkörper des Herstellers PS	66
4.6.2	Prüfkörper des Herstellers SH	67
4.7	Belastungsprogramme	67
4.8	Ergebnisse des Versuchs am Prüfkörper des Herstellers PS	69
4.8.1	Belastungszyklus	69
4.8.2	Durchbiegungen	69
4.8.3	Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton	71
4.8.4	Dehnungen	73
4.8.5	Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung	73
4.8.6	Bruchbild	74
4.8.7	Weitere Feststellungen	75
4.9	Ergebnisse des Versuchs am Prüfkörper des Herstellers SH	78
4.9.1	Belastungszyklus	78
4.9.2	Durchbiegungen	79
4.9.3	Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton	80
4.9.4	Dehnungen	82
4.9.5	Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung	82
4.9.6	Bruchbild	84
4.9.7	Rissbildung in den Langzeitversuchen am Prüfkörper des Herstellers SH	86
4.10	Fazit aus den Biegeversuchen an einfach gelagerten Plattenstreifen	88
5.	Biegeversuch an einem 2-Feldträger mit Stoss	89
5.1	Einleitung	89
5.2	Prüfkörper	89
5.3	Ausbildung des Stosses	91
5.4	Versuchsaufbau	92
5.5	Krafteinleitung	92
5.6	Messtechnik	94
5.7	Belastungsprogramm	96
5.8	Ergebnisse des Versuchs	97
5.8.1	Belastungszyklus	97
5.8.2	Durchbiegungen	99
5.8.3	Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton	100
5.8.4	Dehnungen	102
5.8.5	Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung	102
5.8.6	Bruchbild	104
5.8.7	Rissbildung im Langzeitversuch	105
5.9	Fazit aus dem Biegeversuch am 2-Feldträger	108

1. Einleitung

1.1 Die Holz-Beton-Verbundbauweise

Der Einsatz von Holz im Hochbau ist heutzutage bereits sehr gut etabliert. Bei mehrgeschossigen Wohngebäuden sind neben den Anforderungen an die Tragsicherheit (ausreichender Tragwiderstand, auch im Brandfall!) und die Gebrauchstauglichkeit (Beschränkung der Verformungen und der Schwingungsanfälligkeit) auch solche bauphysikalischer Art (Wärmeschutz, Schallschutz) von massgeblicher Bedeutung. Da einige dieser Anforderungen mit dem, bezogen auf seine Masse zwar sehr festen, jedoch eher wenig steifen Baustoff Holz nur schwer zu erfüllen sind, wurden zunehmend Lösungen im Verbund mit anderen Baustoffen entwickelt, um diese Nachteile wettzumachen.

Für die Erstellung von Deckenplatten im Wohnungsbau eignet sich eine Verbundkonstruktion aus Holz (auf der Biegezugseite) und Beton (in der Druckzone) vortrefflich [1]. Das Holz in der Zugzone ersetzt die in Stahlbetonquerschnitten nötige Armierung (Stahlnetze). Es entstehen Querschnitte mit einem Tragwiderstand, welcher etwa doppelt so gross ist, wie der einer reinen Holzbalkendecke. Die Biegesteifigkeit erreicht sogar die drei- bis vierfachen Werte. Dadurch und infolge der grösseren Masse sind die Schwingungsanfälligkeit und die Schallübertragung gegenüber Holzbalkendecken deutlich geringer. Einerseits wird durch die höhere Masse die Luftschallübertragung verringert, andererseits wird wegen der grösseren Dämpfungswerte auch die Körperschallübertragung reduziert. Im Falle eines Brandes ist die Betonplatte eine wirksame Barriere gegen die Ausbreitung des Feuers.

Zur Konstruktion einer Holz-Beton-Verbunddecke (HBV-Decke) auf der Baustelle ist für das Einbringen und das anschliessende Aushärten des Betons eine Schalung nötig. Es ist daher naheliegend, eine Lösung zu suchen, bei der nicht nur einzelne Holzträger im Verbund mit dem Beton wirken (Abb. 1.1) und der Beton mit einer „verlorenen Schalung“ beim Betonieren geschalt werden muss, sondern die Schalung direkt selbst im Verbund mit dem Beton wirkt. So kann auf die Träger verzichtet werden. Allerdings ist zur Verhinderung von grossen Durchbiegungen während des Betonierens zwingend eine Unterstützung mit Spriessen (allenfalls sogar unter Vorhalten einer Überhöhung) nötig, bis der Beton vollständig ausgehärtet ist. Mögliche Lösungen sind Schalungsplatten, gebildet aus liegenden BSH-Trägern, Brettstapeln (Abb. 1.2 und Abb. 1.3) oder Brettspernhölzern bzw. Massivholzplatten (MHP) (Abb. 1.4).

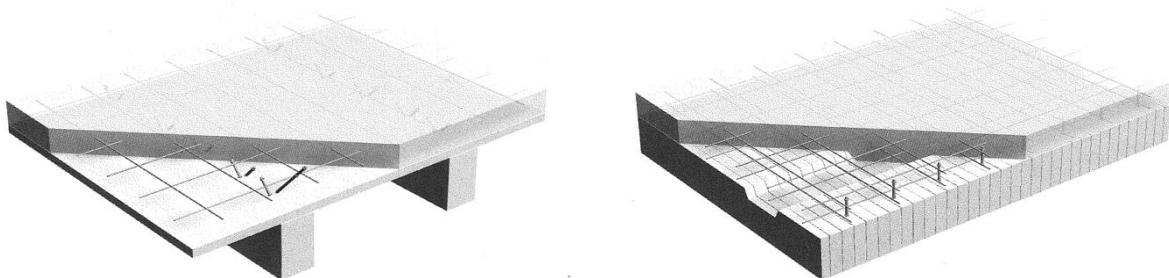


Abb. 1.1: HBV-Decke mit Holzträgern und einer nicht mitwirkenden Schalung [2].

Abb. 1.2: HBV-Decke mit einer mitwirkenden Schalung aus Brettstapeln. Verbund mittels metallischer Verbundanker [2].

Die Optimierung des Verhältnisses zwischen der MHP- und der Betondicke im HBV-Querschnitt kann nach verschiedenen Gesichtspunkten erfolgen. Aus Sicht der Statik sollte die Biegesteifigkeit der Betonplatte kleiner als die des Holzes sein, damit keine ungewollten Querzugkräfte entstehen, welche ein Abheben der Betonschicht vom Holz senkrecht zur Verbundfuge zur Folge haben [3]. Mit Blick auf die Baukosten, den Schallschutz, die Resistenz gegen Schwingungen und das Unterbringen der Leitungen für die Gebäudetechnik sollte der Betonanteil im Querschnitt möglichst hoch sein.

Der Verbund zwischen dem Holz in der Biegezugzone und dem Beton auf der Biegedruckseite kann auf verschiedene Art realisiert werden [4]. Zu unterscheiden sind stabförmige, punktuell angeordnete metallische Verbindungsmitte (Spezialschrauben, eingeklebte oder eingedrehte Gewindestangen, etc.) und die direkte Kraftübertragung zwischen Holz und Beton (Kerben, Schubnöcken, etc.). Grundsätzlich ist ein HBV-Querschnitt umso wirkungsvoller, je steifer die Verbundfuge ausgebildet wird.

Kontaktverbindungen sind steif, mechanische Verbindungen sind weicher. In gewissen Fällen ist neben der Steifigkeit der Decke auch ein duktiles Verhalten im Bruchzustand gefordert bzw. erwünscht. In diesem Fall ist die Verwendung von Verbundmitteln und –systemen mit einer grossen Verformungskapazität vor dem Bruch angezeigt, eine Eigenschaft, welche z. B. mechanische Verbundmittel bieten.

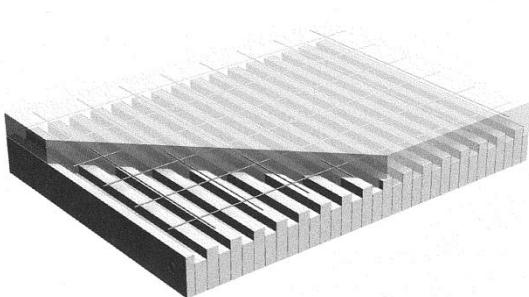


Abb. 1.3: HBV-Decke mit einer verzahnten Schalung aus Brettstapeln mit ungleich breiten Brettern. Schubübertragung direkt zwischen Holz und Beton [2].

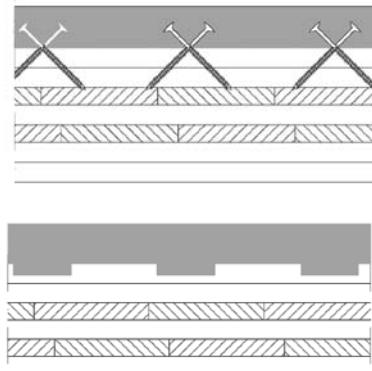


Abb. 1.4: HBV-Decke mit einer mitwirkenden Schalung aus Brettsperrenholz. Verbund mittels metallischer Verbundanker (oben), Schubübertragung direkt zwischen Holz und Beton (unten) [5].

1.2 Stand des Wissens

Der derzeitige Stand des Wissens im Bereich Holz-Beton-Verbundbau sowie die historische Entwicklung ist in aktueller und umfassender Form in der Publikation [6] beschrieben. Nachfolgend wird eine Zusammenfassung daraus gegeben, wobei vor allem die in Zusammenhang mit dem vorliegenden Forschungsantrag stehenden Themen im Vordergrund stehen.

1.2.1 Randbedingungen für effiziente HBV-Bauteile

Drei fundamentale Kriterien müssen erfüllt sein, damit HBV-Bauteile aus statischer Sicht effizient sind:

- 1) Die neutrale Achse des Verbundquerschnitts sollte nahe bei der Trennfläche zwischen Holz und Beton zu liegen kommen, damit sichergestellt ist, dass beide Baustoffe effizient „arbeiten“, also Holz auf Zug und Beton auf Druck.
- 2) Die Verbindungsmitte, welche den Verbund zwischen dem Holz und dem Beton sicherstellen müssen fest und steif genug sein, um die Bemessungsschubkraft zwischen den Querschnittsteilen dauerhaft zu übertragen.
- 3) Der Holzteil des Verbundquerschnitts muss einen ausreichend hohen Tragwiderstand aufweisen, so dass auch bei der Montage und durch die planmässige Nutzung (Auflasten und Nutzlasten) auftretende Einwirkungen sicher getragen werden.

1.2.2 Vorteile der Verbundbauweise

Traditionelle Holzbalkendecken weisen eine Reihe von Nachteilen auf, insbesondere was ihr Verhalten bei Schwingungsanregung, hohen Anforderungen an den Schallschutz und bei Brand betrifft. Im Vergleich dazu weist eine HBV-Decke die folgenden Vorteile auf:

- 1) Die Steifigkeit und die Masse der Decke sind deutlich grösser, womit die Schwingungsanfälligkeit abnimmt.
- 2) Die Schallübertragung durch die Decke ist deutlich geringer.
- 3) Infolge der grösseren thermischen Masse ist der Energieverbrauch für Heizung und Kühlung eines Gebäudes geringer.
- 4) Für die Abtragung von Horizontallasten (aus den Einwirkungen Wind und Erdbeben) weisen HBV-Decken eine grössere Steifigkeit auf.

Im Vergleich zu einer reinen Stahlbetondecke bietet die HBV-Decke die folgenden Vorteile:

- 1) Beschleunigung des Bauablaufs, indem das Holz Teil der Deckenkonstruktion ist und nach dem Betonieren nicht entfernt werden muss und indem das Gesamtgewicht der Deckenbau-teile geringer ist.
- 2) Verzicht auf den ineffektiven Teil des Betons im Bereich der Zugarmierung, welcher selbst keine Zugspannungen übertragen kann und eigentlich nur Ballast ist.
- 3) Die Ansprüche an die Fundation und an die Grösse der Fundamente nehmen auf Grund der geringeren Eigenlast der HBV-Decke ab.
- 4) Die Anfälligkeit des gesamten Bauwerks bei einem Erdbeben ist infolge der reduzierten Masse geringer.
- 5) Die Energie- und die CO₂-Bilanz einer HBV-Decke sind besser als diejenigen einer konventionellen Stahlbetondecke.

1.2.3 Bemessungsmethoden

Ausser dem Eurocode 5 [7] und der Norm SIA 265:2012 [8] gibt es in derzeit gültigen Holzbaunormen keine Angaben zur Bemessung von HBV-Bauteilen. Da die Verbundwirkung zwischen Holz und Beton praktisch nie zu 100% realisiert werden kann, gilt die aus der klassischen Bieglehre bekannte Annahme eben bleibender Querschnitte nicht. Eine Bemessung von HBV-Querschnitten muss folgende beiden Phänomene berücksichtigen:

- 1) den in Abhängigkeit der Steifigkeit und des Tragwiderstands der Verbundmittel lediglich teilweisen Verbund zwischen dem Holz und dem Beton,
- 2) das zeitabhängige Verhalten beider Baustoffe (Holz und Beton kriechen bei langfristiger Beanspruchung. Die Steifigkeit und die Festigkeit des Betons leiden unter dem je nach Betonzusammensetzung mehr oder weniger starken Schwinden.)

Um dem Phänomen 1 gerecht zu werden, existieren linear-elastische Berechnungsmethoden [7, 9, 10], aber auch elasto-plastische [11]. Die Annahme rein elastischen Materialverhaltens ist gerechtfertigt bei einem sehr steifen Verbund zwischen Holz und Beton. Die elastische Berechnungsmethode nach [7] ist auch unter dem Begriff γ -Verfahren bekannt. Sie formuliert eine effektive Biegesteifigkeit $(EI)_{ef}$, welche die Schubsteifigkeit der Verbundfuge berücksichtigt und die Steifigkeiten der Teilquerschnitte $E_1 I_1$ (Beton) und $E_2 I_2$ (Holz), deren Steiner-Anteile und den Einfluss der Schubsteifigkeit der Verbundfuge γ erfasst, wobei E_i die Elastizitätsmoduln der beiden Baustoffe sind, A_i die beiden Teilflächen und a_i die beiden inneren Hebelarme der Teilflächen (Abstände vom Querschnittsschwerpunkt):

$$(EI)_{ef} = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 \quad (\text{Gleichung 1.1})$$

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens der beiden Baustoffe Holz und Beton aber auch der Verbundmittel, d. h. Kriechen, Einfluss von Holzfeuchtwechseln, Schwinden des Betons, thermisch und hygroskopisch bedingte Spannungen, wurden verschiedene Methoden entwickelt. Ceccotti [9] schlug einen Ansatz auf Basis von „effektiven Moduln“ vor, um den Einfluss des Kriechens bei beiden Baustoffen und bei der Verbundsteifigkeit in der Fuge zu erfassen. Die effektiven Moduln in Gleichung 1.1 werden dabei mittels Division der Elastizitätsmoduln von Holz und Beton sowie des Verschiebungsmoduls der Verbundmittel durch 1 plus den am Ende der Nutzungsdauer der Konstruktion zu erwartenden Kriechfaktor des entsprechenden Baustoffs bzw. Verbindungsmittels errechnet. Bei diesem Ansatz werden Einflüsse der Umgebung auf das Kriechverhalten von Holz und Beton und auf das Schwinden des Betons, sowie auf die Spannungen im Verbundquerschnitt, bedingt durch wechselndes Klima (Luftfeuchtigkeit und Temperatur) vernachlässigt, was in einer Unterschätzung der zu erwartenden Verformungen und Spannungen resultiert. Um diesem Problem zu begegnen, hat Fragiacomo eine verbesserte Methode vorgeschlagen [12, 13], welche allerdings auf Grund der zu lösenden Differentialgleichung schwierig zu handhaben ist. Schänzlin [14] schlug eine Vereinfachung vor, indem die Schwinddehnungen des Betons und Dehnungen/Verkürzungen aus Umgebungseinflüssen in eine gleichmässig verteilte Beanspruchung (Belastung) transformiert und dann wie Eigenlasten behandelt werden.

1.2.4 Verbundmittel und Verbundsysteme

Für den Holz-Beton-Verbundbau wurde eine Vielzahl von Verbundmitteln und Verbundsystemen entwickelt. Generell kann man unterscheiden zwischen metallischen Verbundmitteln und dem Verbund via direktem Kontakt zwischen Holz und Beton (realisiert in Form von Schubnöcken auf dem Holz oder durch Vertiefungen im Holz). Die Verbundmittel können gleichmäßig oder ungleichmäßig über die Balkenlänge verteilt und entweder senkrecht oder geneigt (meist unter einem Winkel von 45°) in die Holzoberfläche eingebracht sein. Bezuglich Kontakt zwischen Verbundmittel und Holz unterscheidet man geklebte und mechanische Verbindungen. Letztere können auch vorgespannt sein. Es würde an dieser Stelle zu weit führen, sämtliche Verbundsysteme im Detail zu beschreiben. Entsprechende Informationen und weiterführende Literatur sind in [6] zu finden. Während bei mechanischen Verbindungen der Verschiebungsmodul des Verbundmittels massgebend ist für die Steifigkeit der Verbundfuge, sind dies bei Verbundsystemen mit direktem Kontakt zwischen Holz und Beton, die Elastizitätsmoduln dieser beiden Baustoffe [15, 16].

Üblicherweise werden die Schubverbinder in Balkenlängsrichtung gemäss dem Verlauf der Schubspannungen platziert, d. h. beim Auflager sind geringere Abstände nötig. Die strukturelle Effizienz eines HBV-Bauteils hängt massgeblich von der Steifigkeit in der Verbundfuge ab. Ein Verbundsystem mit grosser Steifigkeit bietet eine sehr gute Verbundwirkung zwischen Holz und Beton und damit eine hohe Steifigkeit des Gesamtquerschnitts. Aus praktischer Sicht sind dadurch Bauteile mit geringerer Bauhöhe oder grösserer Spannweite realisierbar. In der Abb. 1.5 ist die Steifigkeit verschiedener Verbundmittel und -systeme dargestellt.

Um den Tragwiderstand und die Schubsteifigkeit eines Verbundsystems zu ermitteln, werden üblicherweise Push-out Versuche an HBV-Prüfkörpern durchgeführt. Der Tragwiderstand entspricht der im Versuch erzielten Höchstlast. Die Schubsteifigkeit wird für drei verschiedene Lastniveaus (40%, 60% und 80% der Höchstlast) ermittelt (Abb. 1.6). Diese Lastniveaus entsprechen der Gebrauchslast, der Bemessungslast und einem Lastwert nahe der Höchstlast.

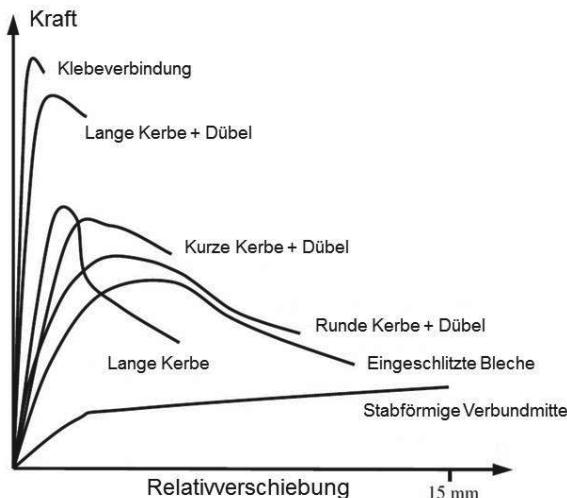


Abb. 1.5: Vergleich der Steifigkeit verschiedener Verbundmittel und -systeme [6].

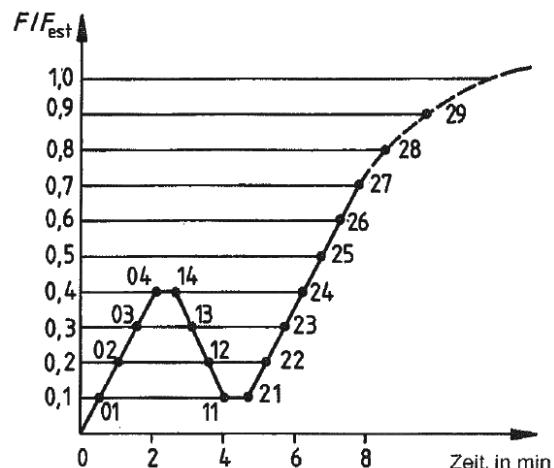


Abb. 1.6: Belastungsverfahren zur Ermittlung der Schubsteifigkeit von Verbundmitteln gemäss EN 26891 [17].

1.2.5 Einfluss der Betoneigenschaften

Der Einfluss der Betoneigenschaften auf das Verhalten des Verbundquerschnitts wurde in verschiedenen Arbeiten untersucht, insbesondere, der Einfluss der Betonzusammensetzung, der Einsatz von Leichtbeton und der Einfluss des Verhältnisses zwischen Holz- und Betonfläche. Bezuglich Leichtbeton wurde festgestellt, dass sich dessen reduzierter E-Modul negativ auf die Steifigkeit des Verbundquerschnitts auswirkt [18] und dass daher die Verbundmittel in einem engeren Abstand angeordnet werden müssen. Zwar weist Leichtbeton eine hohe Festigkeit auf, das zeitabhängige Verhalten ist jedoch ausgeprägter als dasjenige von Normalbeton [19].

Das Betonschwinden beim Aushärten des Betons führt bei Ausbildung des Verbundes zwischen Holz und Beton über Kontakt (Vertiefungen, vorstehend Bretter in Brettstapeln, Schubnocken etc.) zu einer Spaltbildung zwischen Holz und Beton, also zu einem Verlust des direkten Kontakts, aber auch zu Spannungen in den Holz- und Betonteilen sowie zu unerwünschten initialen, irreversiblen Verformungen (Durchbiegungen). Das Phänomen tritt insbesondere bei sehr steifem Verbund zwischen Holz und Beton auf und kann durch die Verwendung von Beton mit geringerer Schwindneigung reduziert werden [20].

1.2.6 Versuche zur Ermittlung des Verhaltens unter kurzfristiger Beanspruchung

Mittels Bruchversuchen unter Kurzzeitbelastung können die folgenden Parameter eines HBV-Systems ermittelt werden:

- die Steifigkeit des Verbundes zwischen Holz und Beton,
- die Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts unter Eigenlast und planmässiger Nutzlast,
- die Neigung zu Kriechverformungen (durch kurzzeitiges Konstanthalten der Belastung)
- die Bruchart (Biegezugbruch im Holz, Schubbruch in der Fuge, etc.).

1.2.7 Versuche zur Ermittlung des Verhaltens unter langfristiger Beanspruchung

Obwohl Langzeitversuche aufwendig sind, sind sie unerlässlich um die Anwendbarkeit von spezifischen Methoden zur Prognose der Langzeitverformungen zu prüfen, um analytische und numerische Modelle zu kalibrieren und um die Kriechfaktoren zu ermitteln.

Der Hauptzweck von Langzeitversuchen liegt in der Ermittlung von Kriechverformungen in der Verbundfuge und von daraus und aus den ständigen Lasten sich einstellenden Durchbiegungen in Funktion der Zeit. Es sind dazu in der Literatur verschiedene Versuchskonfigurationen beschrieben worden. Langzeitversuche wurden bei konstantem Klima, aber auch unter Wechselklima durchgeführt. Die Versuchsdauern betrugen bis zu 5 Jahren [21]. Kuhlmann und Michelfelder führten an der Universität Stuttgart Kriechversuche im Freien unter Dach durch [22]. Die Autoren ermittelten für ein Verbundsystem mit Kerben Kriechfaktoren in der Verbundfuge in der Größenordnung von 0.5. Dieselben Werte stellten sich auch bei Versuchen in Neuseeland an ähnlichen Prüfkörpern ein [23], welche während 1 Jahr in ungeregelter Innenraum-Klima einer Langzeitbelastung ausgesetzt waren. Gemäss [23] besteht kein Zusammenhang zwischen dem Kriechen in der Verbundfuge und dem vertikalen Kriechen infolge der ständigen Last.

Die sich unter Langzeitbeanspruchung einstellenden Verformungen können reduziert werden, indem die initiale Verformung der Decke beim Einbringen und Aushärten des Betons möglichst gering gehalten wird, dadurch, dass

- 1) die Decke ausreichend oft und lange unterstützt wird,
- 2) die tragende Holzschalung eine Überhöhung aufweist,
- 3) Beton mit geringer Neigung zum Schwinden eingesetzt wird [23],
- 4) die Betonplatten vorfabriziert und erst auf der Baustelle in Verbund mit der Holzkonstruktion gebracht werden [24].

1.2.8 Verhalten bei Wechsellaisten

Falls ein Bauteil durch häufige Lastwechsel (auch auf tiefem Niveau) beansprucht wird, sind Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens angezeigt. Solche Beanspruchungen treten insbesondere bei Brücken auf. Im Hochbau kommt es nur bei Industriebauten mit Maschinen oder Fahrzeugverkehr auf den Decken zu massgeblichen Wechsellaisten. Der Anwendungsbereich des laut vorliegendem Projektantrag weiter zu entwickelnden HBV-Deckensystems liegt jedoch bei Hochbauten, welche nicht durch Wechsellaisten beansprucht werden.

In den Themenbereich Wechselbelastung gehören auch die bei änderndem Umgebungsklima (Temperatur und Luftfeuchtigkeit) sich im HBV-Querschnitt einstellenden Spannungsänderungen, welche insbesondere bei sehr steifem Verbund zwischen Holz und Beton eine massgebliche Zusatzbeanspruchung der Verbundmittel darstellen. Diese Zusatzbeanspruchung gilt es daher zu untersuchen und in der Bemessung zu erfassen.

1.2.9 Modellierung mittels FE-Programmen

Zur numerischen Analyse des Tragverhaltens von HBV-Bauteilen, sowohl unter kurzfristiger als auch langfristiger Belastung, existieren verschiedene Ansätze. Fragiocomo [25, 26] verwendete ein einfaches eindimensionales FE-Modell für die nicht-lineare Modellierung von HBV-Bauteilen im Bruchzustand und unter Langzeitlast. Das Modell betrachtet den ungerissenen Beton als visko-elastisch unter Druck- und Zugspannung und erlaubt die Erfassung von Temperaturausdehnung, Kriechen und Schwinden gemäss Ansätzen aus dem CEB-FIP Model Code 90 [27]. Das Holz wird als hydro-visko-elastisches Material modelliert [28]. Die Einflüsse von Kriechen, Schwankungen der mechanischen Eigenschaften infolge von Holzfeuchtewechseln, Schwinden/Quellen auf Grund der Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsänderungen in der Umgebungen können auf diese Weise erfasst werden. In angepasster Form wurde dieses Modell auch bei den Verbundmitteln angewendet. Mittels Versuchen [20, 29] wurde letztlich gezeigt, dass das Modell geeignet ist, um das Tragverhalten von HBV-Bauteilen zu beschreiben und zu untersuchen. Auch Schänzlin entwickelte ein eindimensionales FE-Modell [30]. Er implementierte das rheologische Modell von Hanhijärvi zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens von Holz, Beton und Verbundsystem [31].

Dreidimensionale nicht-lineare Berechnungen wurden vorwiegend mit den kommerziellen Software-Paketen Abaqus® und ANSYS® durchgeführt. Beispiele solcher Arbeiten sind [32-35]. Die Vorteile der dreidimensionalen Modelle im Vergleich zu den eindimensionalen liegen in der Möglichkeit, die Steifigkeit und die Versagensart der Verbundmittel besser erfassen zu können. Trotzdem sind die eindimensionalen Modelle nicht schlechter, wie Vergleichsberechnungen und –versuche in Colorado [35] gezeigt haben.

1.2.10 Brand, Akustik und Schwingungen

Die Anforderungen an den Brandwiderstand, den Schallschutz sowie die Resistenz gegen Schwingungsanregung sind mit HBV-Konstruktionen einfacher zu erfüllen. Der Brandwiderstand von HBV-Decken ist deutlich höher als bei Holzbalkendecken und erreicht gar denjenigen von konventionellen Stahlbetondecken [36], denn der Beton schützt das Holz vor zu rascher Aufheizung und verzögert den Beginn der Verkohlung. Die sich auf der Holzoberfläche bildende Kohleschicht wirkt isolierend und schützt so den Beton und die Verbundmittel während einer bestimmten Zeit vor zu hohen Temperaturen [37]. Eine vereinfachte Methode zur Berechnung des Brandwiderstands von HBV-Bauteilen und zur Abschätzung der Festigkeits- und Steifigkeitsreduktion bei erhöhten Temperaturen wurde in [38] vorgestellt.

Die Schwingungsanfälligkeit und die Schallübertragung ist bei HBV-Decken auf Grund der im Vergleich zu Holzbalkendecken grösseren Masse und Biegesteifigkeit gering, was aus theoretischen Überlegungen abgeleitet werden kann, aber auch in Versuchen (z.B. [39, 40]) bestätigt wurde. Allerdings werden die bisher zu den Themen Schwingungen und Schallübertragung durchgeföhrten Untersuchung in [6] als im Umfang unzureichend eingestuft.

1.3 Forschungsarbeiten an der Empa

Die Empa war an den frühen Entwicklungsarbeiten der HBV-Bauweise massgeblich beteiligt. Als Beispiel seien genannt:

- die Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton [41], welche in der Markteinführung des bekannten SFS-Verbinder des Typs VB (Verbundschraube) ihren Niederschlag fand und erstmalig die Anordnung der Verbundmittel unter einem Winkel von 45° gegenüber der Holzoberfläche empfahl, damit die Verbundschraube nicht nur auf Abscheren, sondern auch auf Ausziehen belastet wird, was sich in einem höheren Tragwiderstand äussert,
- die Anwendungen der Differenzenmethode zur schrittweisen Lösung der das Biegetragverhalten von Verbundbalken beschreibenden Differentialgleichung, welche nur unter bestimmten Voraussetzungen geschlossen gelöst werden kann [42],
- die experimentelle Untersuchung des Verhaltens von HBV-Konstruktionen unter langfristiger Beanspruchung [43] und daraus die Ableitung von verschiedenen Berechnungsmethoden [44].

1.4 Forschungsarbeiten an der ETH Zürich

Im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms NFP 66 "Ressource Holz" [45] wurde an der Professur für Holzbau am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich ein umfassendes Forschungsprojekt zum Thema Tragwerke aus Buchenholz durchgeführt. Im Vordergrund des Projektes steht Furnierschichtholz (LVL) aus Buche. Zielsetzung des NFP 66-Projektes war es, neuartige, hochwertige und zuverlässige Bauteile aus Buchen-LVL zu entwickeln, für die Praxis nutzbar zu machen und so der Vision eines Baustoffes „stark und zuverlässig wie Stahl und nachhaltig wie Holz“ näher zu kommen. Im Rahmen des Projektes wurden stabförmige und flächenförmige Bauteile (für die Anwendung in Fachwerken bzw. Decken) entwickelt und experimentell und numerisch untersucht.

Im Forschungsteil „flächenförmige Bauteile“ wurde ein Prototyp einer neuartigen Holz-Beton-Verbunddecke aus Buchenholz entwickelt [46]. Die Verbunddecke besteht aus dünnen (ca. 40 mm dicken) LVL-Platten aus Buche und einer 120 bis 160 mm dicken Betonschicht. Die Buchenplatten dienen zunächst als Schalung, dann als Tragelement im Verbund mit dem Beton und schliesslich bilden sie eine behagliche Deckenuntersicht. Als Verbund zwischen Beton und Holz werden Kerben in die LVL-Platte gefräst, so dass eine mechanische Verzahnung in Form von Betonnocken entsteht (Abb. 1.7). Die Einleitung der Schubkräfte zwischen Beton und Holz erfolgt somit punktuell. Um eine kontinuierliche Verbundwirkung zwischen Beton und Holz zu gewährleisten, werden auch wellenförmige Vertiefungen in den LVL-Platten untersucht (Abb. 1.8). Die durchgeführten Versuche und die erzielten Resultate sind in [47] beschrieben.

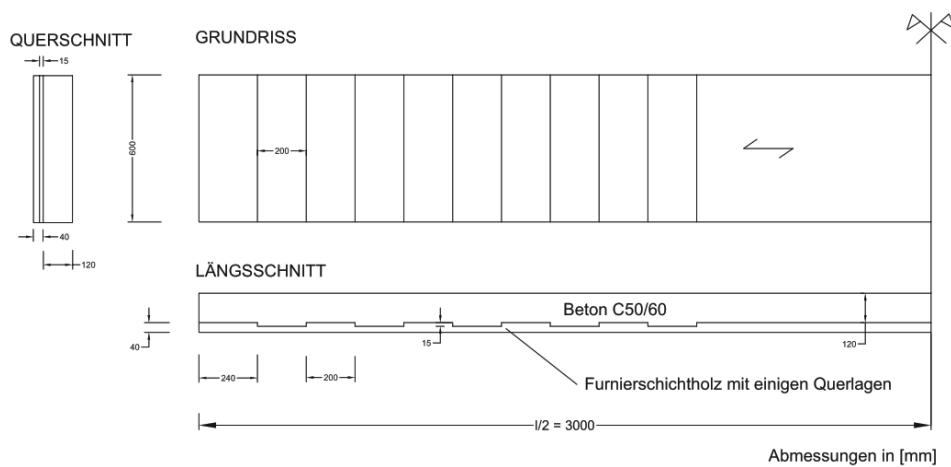


Abb. 1.7: Versuchskörper mit eingefrästen Kerben 15x200x600mm rechtwinklig zur Tragrichtung (Bild: ETH, [46]).

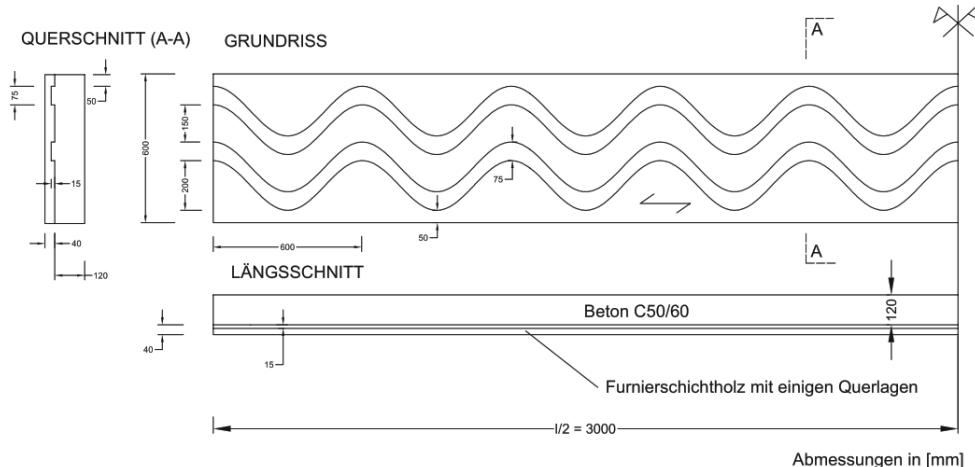


Abb. 1.8: Versuchskörper mit zwei eingefrästen wellenförmigen Vertiefungen 15x75mm (Bild: ETH, [46]).

Das ETH-Projekt weist mit dem in diesem Bericht beschriebenen Projekt die folgenden Gemeinsamkeiten auf:

- Auf der Zugseite des HBV-Querschnitts werden Holzwerkstoffplatten eingesetzt, welche wegen der Homogenisierung und damit der geringeren Streuung bessere mechanische Eigenschaften aufweisen als Massivholz (Brettstapel).
- Auf Grund der guten mechanischen Eigenschaften der Holzplatten kann auf eine Stahlarmierung des HBV-Querschnitts verzichtet werden.
- Im Vergleich zu bisher üblichen HBV-Lösungen (mit $t_{Holz} \approx t_{Beton}$) ergibt sich aus den sehr guten Festigkeitseigenschaften der Holzplatten eine dickere Betonplatte und eine geringere Höhe des Holzquerschnitts.
- Auf metallische Verbindungsmittel zur Gewährleistung des Verbunds zwischen Beton und Holz wird verzichtet. Die Schubkräfte in der Verbundfuge werden durch direkten Kontakt in einem Höhenversatz zwischen Holzplatte und Beton übertragen.

Die beiden Projekte unterscheiden sich in den folgenden Punkten (Tab. 1.1):

Tab. 1.1: Massgebliche Unterschiede zwischen dem WHFF-Projekt 2013.17 und dem ETH- bzw. NFP66-Projekt mit Buchen-LVL

Parameter	ETH- bzw. NFP66-Projekt	WHFF-Projekt 2013.17
Holzplatte	Furnierschichtholz (LVL)	3-lagige Massivholzplatte (MHP)
Holzart	Buche	Fichte / Tanne
Tragrichtungen der Platte	Vorwiegend 1 Richtung. Querlagen dienen nur der Formstabilisierung.	2 Richtungen. Platte trägt in Längsrichtung (2 Lagen) deutlich mehr als quer (1 Lage).
Übertragung der Verbundkräfte	„Betonnocken“. Vertiefungen in der Holzplatte (Einfrässungen).	Holznocken (auf die Platte aufgeklebt, ev. mit Schrauben gesichert).
Betonqualität	Hochfester Beton C50/60.	Normaler Hochbaubeton C25/30.

In den Versuchen an der ETH, wie auch in den Prototyp-Versuchen an der Empa (siehe 1.5) wurde festgestellt, dass sich in Fällen, wo die Schubverbindungen nicht in der Lage waren (ausreichend) senkrecht zur Verbundfuge wirkende Zugkräfte aufzunehmen, vor dem Bruch des Verbundquerschnitts klaffende Spalten zwischen der Beton- und der Holzplatte einstellten.

1.5 Entwicklung eines neuen HBV-Deckensystems basierend auf Massivholzplatten

Um die HBV-Bauweise weiterzubringen, haben Schweizer Firmen ein neues Deckensystem entwickelt. Das System besteht aus:

- einer verhältnismässig dünnen, mehrschichtigen, abgesperrten MHP, welche in 2 Richtungen trägt und die bisher notwendige Stahlarmierung ersetzt,
- schubsteif mit der MHP verbundenen Nocken aus Restholzstücken,
- pumpfähigem Beton mit normalen Festigkeitseigenschaften und niedrigem Wasserzementfaktor. (Der grösste Teil des Wassers dient dem Abbinden des Zements.)

Die Schubnocken werden werkseitig angebracht. Die an die Verbindung zu stellenden Qualitätsanforderungen können damit jederzeit gewährleistet werden. Zwei Prototypen des Systems sind in der Abb. 1.9 und der Abb. 1.10 dargestellt. Im Vergleich zu bisherigen Lösungen (z.B. Abb. 1.3) kommt das System wegen der in beiden Richtungen tragenden MHP ohne Armierung aus. Beim Aufrichten des Holzbauwerks werden die mit Schubnocken versehenen grossflächigen Massivholz-Deckenplatten auf die Wände und die für die Montage notwendigen Spriessungen aufgelegt und unter sich mit aufgeklebten Holzlaschen verbunden. Sie können bereits in dieser Phase zur Stabilisierung des Gebäudes herangezogen werden. Vor dem Einbringen des Betons werden die Spriessungen, soweit erforderlich, ergänzt.

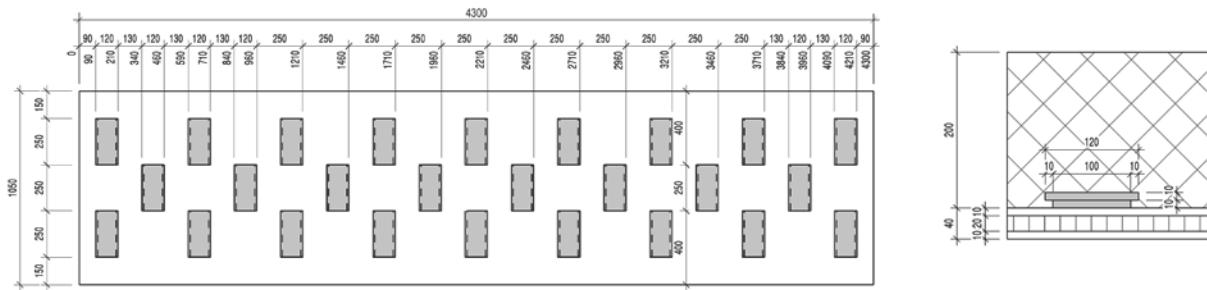


Abb. 1.9: Prototyp 1 einer MHP-Beton-Verbunddecke mit je 2 Schubnocken bei den Auflagern. Die Schubnocken sind flächig auf die MHP geklebt [48] (Bilder: Pius Schuler AG).

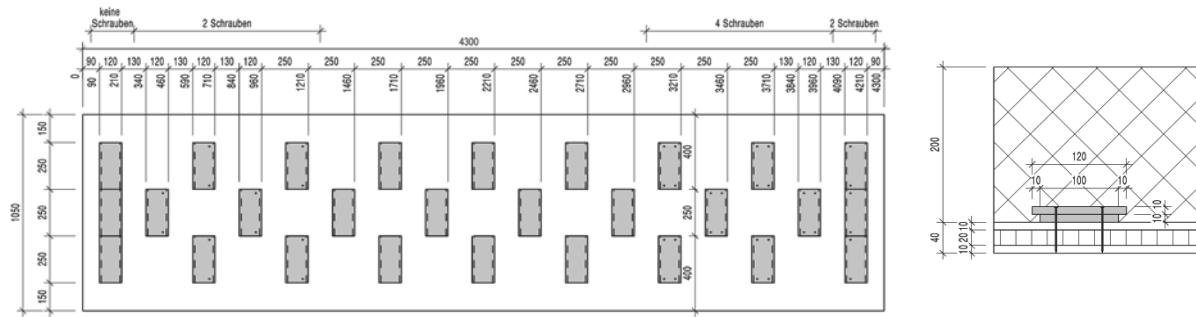


Abb. 1.10: Prototyp 2 einer MHP-Beton-Verbunddecke mit je 3 Schubnocken bei den Auflagern. Die Schubnocken sind flächig auf die MHP geklebt und zusätzlich mit selbstbohrenden Schrauben gegen Abheben gesichert [49] (Bilder: Pius Schuler AG).

Die beiden Prototypen unterscheiden sich bezüglich der Anzahl der Schubnocken bei den Auflagern (Ort der grössten Schubbeanspruchung bei einfacher Balken-Lagerung). Während die Nocken bei Prototyp 1 lediglich mit der MHP flächig verklebt waren, wurden die Nocken bei Prototyp 2 mit einer variierenden Anzahl an selbstbohrenden Schrauben zusätzlich gegen Abheben gesichert. Das HBV-MHP-System eignet sich für Decken mit:

- Anforderungen an den Schallschutz und den Brandschutz,
- ein- und 2-achsiger Beanspruchung,
- verteilter und punktförmiger Belastung,
- Spannweiten bis ca. 7 m,
- Sichtholzflächen.

Diese Anforderungen stellen sich z. B. bei mehrgeschossigen Wohn- und Bürobauten, öffentlichen Bauten (Schulen, Mehrzweckgebäuden etc.) und bei Gewerbegebäuden (ohne Wechselbeanspruchung der Decken).

Im Holzplattenbau werden bei Decken im Normalfall die Grenzen der Tragkapazität durch sehr grosse Deformationen und durch Knistergeräusche beim Reissen der schwächsten Fasern angezeigt. Massgebend ist praktisch in allen Fällen die Gebrauchstauglichkeit. Die Duktilität spielt deshalb keine Rolle. Bei steifen HBV-Systemen kann die Tragsicherheit entscheidend werden. Es sind deshalb klare Kriterien erforderlich, welche die Grenzen solcher Systeme aufzeigen. Andererseits ermöglicht der steife Schubverbund mit dem Beton, die hohen Festigkeitseigenschaften der abgesperrten Massivholzplatten (MHP) wesentlich besser 2-achsrig zu nutzen und dadurch kann auf Armierungen im Beton in vielen Fällen verzichtet werden. Da es mit der vorliegenden neuartigen Lösung möglich ist, die Schubnocken aus Reststücken auf einfache Art mit der Holzplatte zu verbinden, sind die notwendigen Voraussetzungen für ein wettbewerbsfähiges System gegeben. Durch den Wegfall der Armierung weist das System beachtliche Vorteile auf. Sie bringen nicht nur für den Holzbau, sondern auch für die Leitungsführung im Beton beachtliche Erleichterungen und eliminieren zudem die vermehrt nicht gewünschte faradaysche Käfigwirkung.

1.6 Abklärung der Machbarkeit

Als Vorleistung, co-finanziert durch die Pro Holz Schwyz hat die Pius Schuler AG im 2. Quartal 2013 zwei Versuche an Prototypen (Abb. 1.9 und Abb. 1.10) des zu entwickelnden HBV-Querschnittes durch die Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa durchführen lassen. Bei den Prototypversuchen wurden die folgenden Feststellungen gemacht:

- Der Verbund zwischen Beton und MHP ist, wie erwartet, sehr schubsteif und die Deformationen sind entsprechend gering.
- Aufgrund der erreichten Bruchlast zeigt sich, dass das System mit dem geprüften Verbundsystem im Hochbau bis zu einer Spannweite von ca. 7 m eingesetzt werden kann.
- Anstelle des erwarteten Biegebruchs in der MHP ist ein Schubbruch zwischen Nocken und MHP aufgetreten. Das Potential des Systems dürfte durch Anpassungen beim Verbundsystem also noch besser ausgeschöpft werden können.

Für eine erfolgreiche Platzierung des Systems am Markt wurden die folgenden noch zu beantwortenden Fragen identifiziert:

- Das Kriechverhalten des HBV-Systems unter ständigen bzw. langfristig wirkenden Lasten kann anhand der bisherigen Versuche noch nicht zweifelsfrei beurteilt werden.
- Der Einfluss von differentiellen Verformungen (Schwinden, Quellen) zwischen Beton und Holz ist noch zu untersuchen, um die Größenordnung von allfälligen Eigenspannungen abschätzen zu können.
- Das Verhalten des Systems bei MHP-Stößen und zweiachsiger Biegung ist versuchsmässig noch nicht überprüft worden.
- Ebenfalls noch nicht überprüft ist der Einfluss von MHP unterschiedlicher Hersteller. Es fehlen Versuche mit den Grossflächenplatten (GFP) der Firma Schilliger.
- Optimierungsuntersuchungen (Querschnittsaufbau: Verhältnis Beton zu Holz; Einfluss von Schubnockenmodifikationen etc.) stehen noch aus.

1.7 Ziele des Projekts

Die bekannten Lösungen (insb. Träger mit verlorener Schalung (Abb. 1.1), Beton im Verbund mit Brettstapeln (Abb. 1.2, Abb. 1.3)) schöpfen die Möglichkeiten des Holzplattenbaus nicht aus und benötigen zumeist Armierungseinlagen, die von vielen Bauherren und Planern, die mit Holz bauen wollen eher unerwünscht sind oder gar abgelehnt werden. Auf Grund der heute herrschenden Preissituation für die Baustoffe Holz, Beton und Armierungsstahl, sind Holz- oder HBV-Lösungen in den meisten Fällen teurer als Stahlbetondecken. Mit der vorgesehenen Substitution des Armierungsnetzes durch eine abgesperzte Massivholzplatte sowie einer effizienten und kostengünstigen Verbundlösung kann diesem Nachteil begegnet werden. Im Projekt wurden daher die folgenden grundlegenden Ziele angestrebt:

- Verbesserung der Wirtschaftlichkeit von HBV-Konstruktionen im Vergleich zu herkömmlichen HBV-Systemen und zu Stahlbetondecken,
- Erweiterung des Einsatzgebietes und höhere Akzeptanz für den Baustoff Holz,
- Vorteile des Holzplattenbaus mit denjenigen des Betons verknüpfen,
- Holz-Beton-Verbund ohne Armierung, was Vorteile bringt bei der Bauabwicklung (einfacheres Arbeiten auf der Baustelle). Die Führung von Hausinstallationsleitungen wird erleichtert und es stellt sich eine Kostenersparnis ein (keine Kosten für die Armierung und das Verlegen derselben). Durch den Verzicht auf Armierungsstahl (metallfreies Bauen) verbessert sich die CO₂- und die Energiebilanz und es resultiert eine höhere Akzeptanz bei Baubiologen und Bauherren.

1.7.1 Zielformulierung zum Zeitpunkt der Projektbeantragung

Gemäss Projektantrag war das Ziel, das in den oben beschriebenen Vorversuchen betreffend die mechanischen Eigenschaften des HBV-Systems erworbene Wissen zu konsolidieren und auf ein weiteres Schweizer Brettsperrholz-Produkt auszudehnen sowie zusätzliche Schlüsselparameter zu studieren. Zum Zeitpunkt der Projektbeantragung war geplant, die folgenden Themenbereiche zu untersuchen:

- Festigkeit, Steifigkeit und Bruchart im Kurzzeit- und im Langzeitversuch (Kriechen)
- Optimierung der Verbindung der Schubnocken mit der MHP
- Tragwiderstand bei langen Spannweiten
- Tragwirkung unter Einzellast (Plattenversuch)
- Einfluss von Spannungswechseln infolge von HF- und Lastwechseln sowie von Langzeiteinflüssen (Kriechen, Schwinden) auf die schlupffrei im Beton sitzenden Schubnocken.

1.7.2 Im Projekt letztlich durchgeführte Untersuchungen

Basierend auf den Erkenntnissen aus den ersten Versuchen an den Schubnocken (siehe Kapitel 2) und aus den Erfahrungen aus dem gleichzeitig mit dem Forschungsprojekt laufenden Praxiseinsatz des Systems, wurde in Absprache mit den Industriepartnern im Projekt mit den zur Verfügung stehenden Mitteln letztlich die folgenden Themenbereiche untersucht:

- Tragverhalten der Schubnocken auf Zug rechtwinklig zur Klebfuge und auf Abscheren in der Klebfuge
- Tragwiderstand und Steifigkeit des Verbundsystems zwischen MHP und Beton für Schubnocken-Richtung parallel und senkrecht zur Faserrichtung der Decklagen
- Verformungsverhalten bei über längere Zeit wirkender Biegebeanspruchung auf Gebrauchslastniveau
- Steifigkeit, Tragwiderstand und Bruchart bei Biegebeanspruchung im Kurzzeitversuch bei einer Spannweite von 6 m, was den oberen Spannweitenbereich für den Einsatz des Systems im Hochbau darstellt
- Verformungs- und Tragverhalten einer über 2 Felder gespannten Platte mit einem Montagestoss über dem mittleren Auflager
- Untersuchung des Einflusses einer zusätzlichen Verschraubung der Schubnocken mit der MHP gegenüber einer Lösung mit lediglich aufgeklebten Schubnocken.

Die ursprünglich geplanten Kriechversuche bei Langzeitbelastung über mehrere Monate wollen die Industriepartner selbstständig in ihren Betrieben durchführen. Die Versuche zur Tragwirkung unter Einzellast wurden zu Gunsten der Untersuchung eines 2-Feldträgers mit Stoss aus folgenden Gründen gestrichen:

- Die Beanspruchungssituation Einzellast kommt in der Praxis nicht häufig vor.
- Der Prüfaufbau für Einzellastversuche mit einer allseitig gelagerten quadratischen Platte ist sehr aufwendig.
- Die Dicke der Betonplatte hätte auf ein unrealistisches Mass reduziert werden müssen, um mit den an der Empa verfügbaren hydraulischen Zylindern einen Bruch der HBV-Platte zu erreichen.

Auf das Studium des Einflusses von Spannungswechseln infolge von Holzfeuchte- und Lastwechseln sowie von Langzeiteinflüssen (Kriechen, Schwinden) auf die schlupffrei im Beton sitzenden Schubnocken, musste auf Grund der nicht mehr ausreichenden Zeit und Mittel verzichtet werden.

1.8 Projektpartner

Das Projekt wurde durch die Industrie angeregt. Projektpartner waren die Schilliger Holzindustrie AG und die Pius Schuler AG. Das Projekt wurde durch die Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa koordiniert und durchgeführt. Die Projektleitung lag bei Dr. René Steiger.

1.9 Literatur zu Kapitel 1

1. Ceccotti A. (1995): Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. In: Holzbauwerke nach Eurocode 5: Bauteile, Konstruktionen, Details, Arbeitsgemeinschaft Holz e. V., Düsseldorf, Deutschland.
2. Kolb J. (2007): Holzbau mit System: Tragkonstruktion und Schichtaufbau der Bauteile. Birkhäuser, Basel.
3. Lehmann S. (2004): Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten. PhD Thesis, Bauhaus Universität Weimar, Weimar.

4. Mischler A. (1999): Verbundmittel und Verbundsysteme. 31. SAH-Fortbildungskurs "Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz", 3.-4. November 1999, Weinfelden, Schweiz.
5. Jorge L., Habenbacher J., Dujic B. (2010): Timber-concrete composite systems with cross-laminated timber. 11th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 20 - 24, 2010, Riva del Garda, Italy.
6. Yeoh D., Fragiocomo M., De Franceschi M., Boon K. H. (2011): State of the art on timber-concrete composite structures: Literature review. Journal of Structural Engineering-ASCE 137 (10). 1085-1095.
7. CEN (2004): EN 1995-2 (Eurocode 5-2): Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien,
8. SIA (2012): Norm SIA 265 - Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, Schweiz.
9. Ceccotti A. (2002): Composite concrete-timber structures. Progress in Structural Engineering and Materials 4 (3). 264-275.
10. Möhler K. (1956): Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmittern. Technische Universität Karlsruhe,
11. Frangi A., Fontana M. (2003): Elasto-plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection. Structural Engineering International 13 (1). 47-57.
12. Fragiocomo M. (2006): Long-term behavior of timber-concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation. Journal of Structural Engineering-ASCE 132 (1). 23-33.
13. Fragiocomo M., Ceccotti A. (2006): Long-term behavior of timber-concrete composite beams. I: Finite element modeling and validation. Journal of Structural Engineering-ASCE132 (1). 13-22.
14. Schänzlin J. (2003): Time dependent behavior of composite structures of board stacks and concrete. PhD Thesis, University of Stuttgart (in German),
15. Balogh Z., Gutkowski R. (2008): Modelling of shear transfer in wood-concrete notch connections. 10th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 2 - 5, 2008, Miyazaki, Japan.
16. Kuhlmann U., Michelfelder B. (2006): Optimised design of grooves in timber-concrete composite slabs. 9th World Conference on Timber Engineering WCTE, August 6 - 10, 2008, Portland, Oregon.
17. CEN (1991): EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmittern - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien,
18. Steinberg E., Selle R., Faust T. (2003): Connectors for timber-lightweight concrete composite structures. Journal of Structural Engineering-ASCE 129 (11). 1538-1545.
19. Grantham R., Enjily V., Fragiocomo M., Nogarol C., Zidaric I., Amadio C. (2004): Potential upgrade of timber frame buildings in the UK using timber-concrete composites. 8th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 14 - 17, 2004, Lahti, Finland.
20. Yeoh D., Fragiocomo M., Buchanan A. H., Crews K., Haskell J., Deam B. L. (2008): Development of semi-prefabricated timber-concrete composite floor system. 10th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 2 - 5, 2008, Miyazaki, Japan.
21. Ceccotti A., Fragiocomo M., Giordano S. (2007): Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. Materials and Structures 40 (1). 15-25.
22. Kuhlmann U., Schänzlin J. (2001): Grooves as shear connectors for timber-concrete composite decks. International RILEM Symposium on Joints in Timber Structures. Stuttgart, Germany, 283-290.
23. Yeoh D. (2010): Behaviour and design of timber-concrete composite floor systems. PhD thesis, University of Canterbury, New Zealand,
24. Lukaszewska E., Johnsson H., Fragiocomo M. (2008): Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors. Materials and Structures 41 (9). 1533-1550.
25. Fragiocomo M. (2005): A finite element model for long-term analysis of timber-concrete composite beams. Structural Engineering and Mechanics 20 (2). 173-189.
26. Fragiocomo M., Amadio C., Macorini L. (2004): Finite-element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams. Journal of Structural Engineering-ASCE 130 (3). 489-497.
27. Euro-International Committee for Concrete (1993): CEB-FIP model code 1990 design code. Telford, London.

28. Toratti T. (1992): Creep of timber beams in a variable environment. Helsinki University of Technology,
29. Frangi A. (1999): Bemessung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen für den Brandfall. 31. SAH-Fortbildungskurs "Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz", 3.-4. November 1999, Weinfelden, Schweiz.
30. Schänzlin J. (2003): Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Institut für Konstruktion und Entwurf, Stuttgart.
31. Hanhijärvi A. (1995): Modelling of creep deformation mechanisms in wood. VTT Building Technology, Helsinki, Finland.
32. Aldi P. (2008): Timber-concrete composite beams: A numerical approach to investigate the behaviour of grooved connections. 7th FIB PhD Symposium, Stuttgart, Germany.
33. Chassagne P., Saïd E. B., Jullien J. F., Galimard P. (2005): Three dimensional creep model for wood under variable humidity-numerical analyses at different material scales. Mechanics of Time-Dependent Materials 9 (4). 1-21.
34. Dias A. M. P. G., Van de Kuilen J. W., Lopes S., Cruz H. (2007): A non-linear 3D FEM model to simulate timber–concrete joints. Advances in Engineering Software 38 (8–9). 522-530.
35. To L. G. (2008): 3D finite element modelling of time-dependent behaviour of wood-concrete composite beams. Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
36. Natterer J. K. (2002): New technologies for engineered timber structures. Progress in Structural Engineering and Materials 4 (3). 245-263.
37. Frangi A., Erchinger C., Fontana M. (2008): Charring model for timber frame floor assemblies with void cavities. Fire Safety Journal 43 (8). 551-564.
38. Frangi A., Fontana M. (2001): A design model for the fire resistance of timber-concrete composite slabs. IABSE Conference on Innovative Wooden Structures and Bridges, August 29-31, 2001, Lahti, Finland.
39. Abd Ghafar N. H., Deam B., Fragiocomo M., Buchanan A. (2008): Vibration performance of LVL-concrete composite floor system. 10th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 2 - 5, 2008, Miyazaki, Japan.
40. Sipari P. (2000): Sound insulation of multi-storey houses - A summary of Finnish impact sound insulation results. Building Acoustics 7 (1). 15-30.
41. Timmermann K., Meierhofer U. A. (1993): Holz/Beton-Verbundkonstruktionen: Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. Empa-Abteilung Holz, Dübendorf, Schweiz, Dübendorf.
42. Timmermann K., Meierhofer U. A. (1994): Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode. Schweizer Ingenieur und Architekt 112 (45). 931-936.
43. Kenel A., Meierhofer U. A. (1998): Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. Empa-Abteilung Holz, Dübendorf, Schweiz, Dübendorf.
44. Kenel A. (2000): Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen: Entwicklung und Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden. Empa-Abteilung Holz, Dübendorf, Schweiz, Dübendorf.
45. Schweizerischer Nationalfonds (2012): Nationales Forschungsprogramm NFP 66 "Ressource Holz". www.nfp66.ch.
46. Frangi A., Boccadoro L. (2013): Holz-Beton-Verbunddecke aus Buche. S-WIN-Fortbildungskurs "Deckensysteme: Aktuelle und zukünftige Lösungen mit Holz", 22.-23. Oktober 2013, Weinfelden, Schweiz.
47. Boccadoro L. (2016): Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with notched connections. ETH Zürich, Zürich.
48. Steiger R., Motavalli M. (2013): Empa-Prüfbericht Nr. 5214000892: Biegeversuch an Blockholz-Betonverbund-Prüfkörper. Empa, Abteilung Ingenieur-Strukturen, Dübendorf.
49. Jockwer R., Motavalli M. (2013): Empa-Prüfbericht Nr. 5214002159: Biegeversuch an Blockholz-Betonverbund-Prüfkörper 2. Empa, Abteilung Ingenieur-Strukturen, Dübendorf.

2. Untersuchungen zur Steifigkeit und Festigkeit der Verklebung zwischen Schubnocken und Massivholzplatte

2.1 Einleitung

Die in diesem Kapitel beschriebenen Zug- und Scherversuche an den Schubnocken wurden durch den ETH-Studenten Benjamin Auf der Maur im Rahmen der Masterarbeit „Biegetragverhalten von Massivholzplatten im Verbund mit Beton – Folgerungen für die Durchführung von Schubversuchen an Verbundmitteln“ [1] in der Zeit vom 24.02. – 30.06.2014 an der Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa durchgeführt.

Mittels Scher- und Haftzugversuchen an kleinen Plattenelementen mit Schubnocken wurden die Steifigkeit und der Tragwiderstand der Verklebung zwischen Massivholzplatte (MHP) und Schubnocken ermittelt. Zu diesem Zweck wurden Zugversuche senkrecht zur Klebfuge und Blockschererversuche durchgeführt, wie man sie aus der Untersuchung der Klebfugenqualität von Brettschichtholz gemäss EN 14080 [2] kennt. Gemessen wurden die Verformung und die Kraft. Geplant waren 20 Versuche an Prüfkörpern ohne Verschraubung zwischen Schubnocken und MHP (Abb. 2.1) und 20 Versuche an Prüfkörpern mit Verschraubung (selbstbohrende Schrauben mit Durchmesser 5 mm und Länge 60 mm) (Abb. 2.2 und Abb. 4.4). An jeweils je der Hälfte der Prüfkörper sollte die Scher- bzw. die Haftzugfestigkeit ermittelt werden.

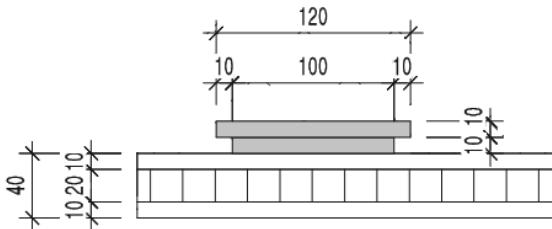


Abb. 2.1: Prüfkörper zur Ermittlung der Scherfestigkeit und der Haftzugfestigkeit der Klebfuge zwischen Schubnocken und MHP.

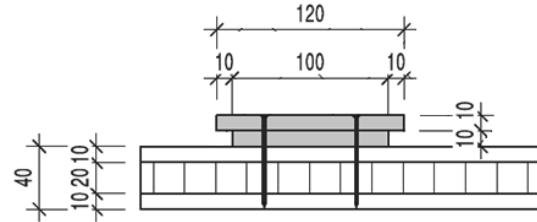


Abb. 2.2: Prüfkörper zur Ermittlung der Scherfestigkeit und der Haftzugfestigkeit der Verbindung Klebfuge + Schraube zwischen Schubnocken und MHP.

2.2 Durchgeführte Versuche

Die Versuche wurden in Absprache mit den Industriepartnern gegenüber der Planung mit folgenden Anpassungen durchgeführt:

- geringfügig angepasste Prüfkörpergeometrie
- nur je 5 Versuche Abscheren/Haftzug an den verschraubten Nocken.

2.3 Haftzugversuche

2.3.1 Prüfeinrichtung

Lastaufbringung und -steuerung erfolgten manuell. Der Druck wurde hydraulisch in einem Zylinder erzeugt, welcher die Kraft auf eine Zugstange übertrug (Abb. 2.3). Über eine zwischengeschaltete Kraftmessdose und einen speziell hergestellten Stahlschuh (Detailplan siehe Anhang A) wurde die Kraft in die Schubnocken eingeleitet (Abb. 2.4). Der Stahlschuh wurde zusammen mit der Kraftmessdose und der Zugstange am Prüfkörper angebracht (Abb. 2.5). Anschliessend wurden zwei auf der MHP liegende, der Lastausbreitung dienende Auflagerplatten mit Hilfe von Abstandhaltern und Schraubzwingen am Prüfkörper ausgerichtet (Abb. 2.6). Sodann wurden die restlichen Teile der Prüfeinrichtung – bestehend aus Rahmen und Zylinder – mit dem Kran auf die Auflagerplatten abgesetzt. Die Schraubzwingen und die Abstandhalter wurden für die Messung entfernt (Abb. 2.7). Die Messdaten der Kraftmessdose wurden mit der Software Catman® aufgezeichnet.

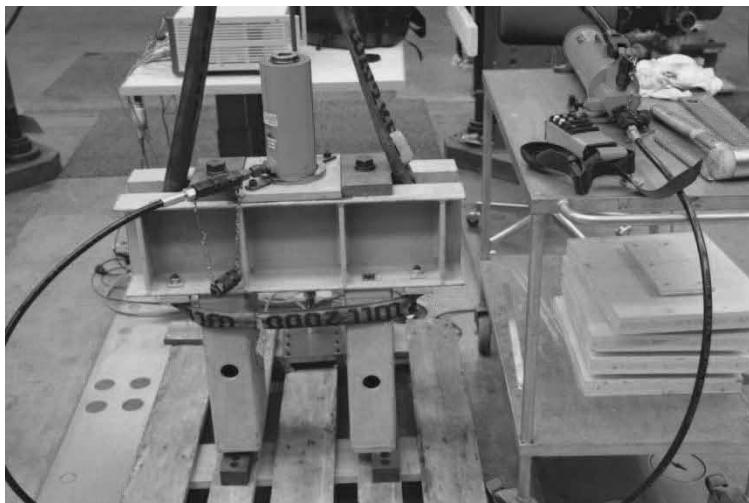


Abb. 2.3: Prüfeinrichtung für die Haftzugversuche.

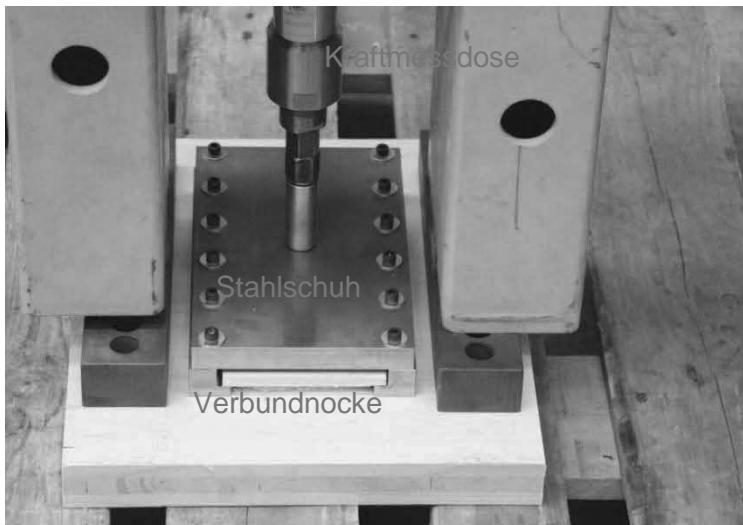


Abb. 2.4: Komponenten der Prüfeinrichung für die Haftzugversuche.

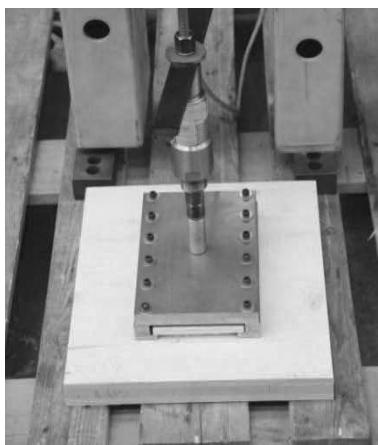


Abb. 2.5: Auf der Nocke aufgesetzter Stahlschuh.

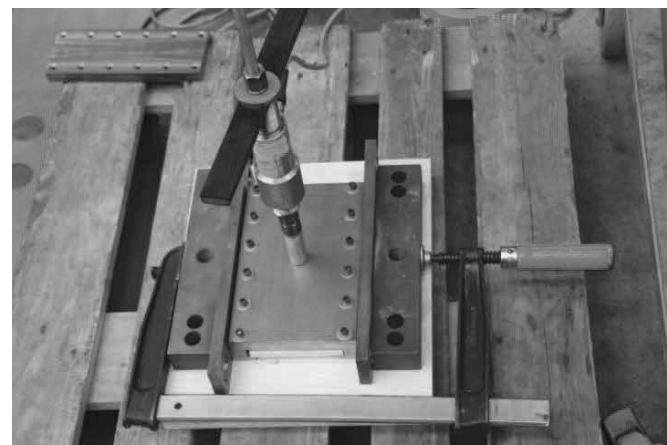


Abb. 2.6: Ausrichten der Auflagerplatten.

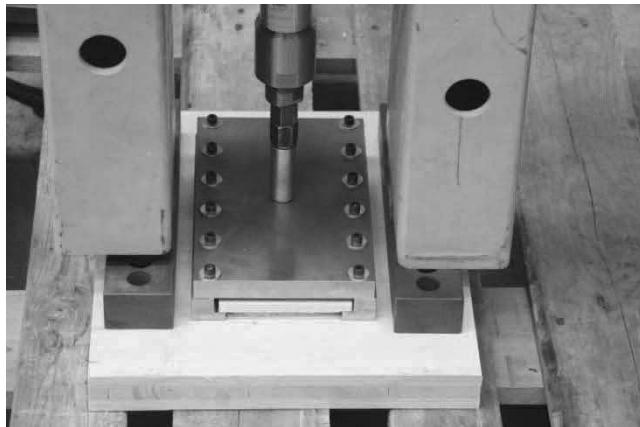


Abb. 2.7: Ausgerichtete Prüfeinrichtung.

2.3.2 Prüfkörper

Die Prüfkörpergeometrie ist aus Abb. 2.8 und Anhang A ersichtlich. Die Schubnocken hatten betonseitig eine Länge von 250 mm und eine Breite von 120 mm. Die Abmessungen der Klebfuge zwischen Nocken und MHP betrug 250 mm x 100 mm (Hersteller PS) bzw. 230 mm x 100 mm (Hersteller SH). Die Abmessungen der MHP wurden so gewählt, dass die der Lastausbreitung dienenden Auflagerplatten Platz fanden (Abb. 2.5). Bei einigen Prüfkörpern mussten Anpassungen vorgenommen werden, um den Stahlschuh platzieren zu können.

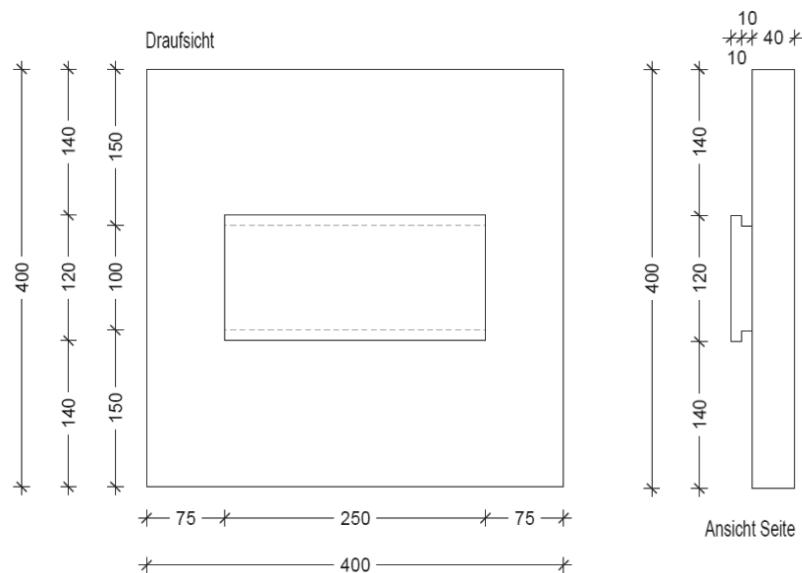


Abb. 2.8: Abmessungen [mm] der Haftzugprüfkörper.

2.3.3 Prüfverfahren

Der Öldruck wurde mit einer hydraulischen Handpumpe aufgebracht. Es wurde darauf geachtet, eine möglichst gleichmässige Lastaufbringung zu erzielen. Die Bruchlast wurde in jeweils ca. 30 Sekunden erreicht. Sämtliche Prüfkörper wurden bis zum Bruch belastet. Letzterer wurde als ein markanter Abfall der Festigkeit definiert, der meist einherging mit dem Ablösen der Schubnocke von der MHP.

2.3.4 Resultate

Die Resultate der Versuche an den unverschraubten Nocken sind in der Tab. 2.1 aufgelistet. Die Tab. 2.2 enthält die Resultate der Versuche an den verklebten und zusätzlich verschraubten Nocken.

Tab. 2.1: Resultate der Haftzugversuche - Unverschraubte Schubnocken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)		
Probe	Bruchlast [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]	Bruchlast [kN]	
1	15.31	0.61	11.51	0.50
2	11.95	0.48	12.19	0.53
3	15.32	0.61	16.66	0.72
4	15.39	0.62	12.26	0.53
5	15.11	0.60	11.98	0.52
6	15.09	0.60	12.29	0.53
7	14.19	0.57	11.91	0.52
8	18.02	0.72	11.31	0.49
9	15.28	0.61	12.95	0.56
10	16.23	0.65	10.49	0.46

Tab. 2.2: Resultate der Haftzugversuche - Verschraubte Schubnocken (6 Schrauben).

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)		
Probe	Bruchlast [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]	Bruchlast [kN]	
1	17.55	0.70	14.80	0.64
2	18.04	0.72	15.68	0.68
3	19.81	0.79	15.68	0.68
4	16.43	0.66	13.96	0.61
5	17.82	0.71	14.33	0.62

2.3.5 Statistische Kennwerte

Die Tab. 2.3 und die Tab. 2.4 geben einen Überblick über statistische Kenngrössen der Haftzugversuche.

Tab. 2.3: Statistische Kennwerte der Haftzugversuche - Unverschraubte Schubnocken.

	Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
	Bruchlast [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]	Bruchlast [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]
Maximum	18.0	0.72	16.7	0.72
Minimum	12.0	0.48	10.5	0.46
Mittelwert	15.2	0.61	12.4	0.54
Median	15.3	0.61	12.1	0.53
Standardabweichung	1.52	0.06	1.65	0.07
Variationskoeffizient	10.0%		13.4%	

Tab. 2.4: Statistische Kennwerte der Haftzugversuche - Verschraubte Schubnocken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
	Bruchlast [kN]	Bruchspannung [N/mm ²]	Bruchlast [kN]
Maximum	19.8	0.79	15.7
Minimum	16.4	0.66	14.0
Mittelwert	17.9	0.72	14.9
Median	17.8	0.71	14.8
Standardabweichung	1.22	0.05	0.78
Variationskoeffizient	6.8%		5.2%

Die Zunahme der mittleren Haftzugfestigkeit durch Anordnung von Schrauben beträgt bei Hersteller PS 18% und bei Hersteller SH 20%. Die Variationskoeffizienten der Bruchlasten der zusätzlich verschraubten Prüfkörper sind deutlich geringer (Hersteller PS: 10% → 6.8%, Hersteller SH: 13.4% → 5.2%).

2.3.6 Bruchart

Es zeigte sich, dass unabhängig vom Hersteller und der Verschraubung selten und in geringem Maße ein Bruch in der Klebefuge auftrat (Tab. 2.5 und Tab. 2.6). Ein Grossteil der Bruchflächen verlief im Holz und hatte ihren Ursprung im Querzugversagen des Holzes (Abb. 2.9).

Prüfkörper mit einem hohen Versagensanteil in der Klebung wiesen allerdings keine signifikant tieferen Zugfestigkeitswerte auf, was darauf hindeutet, dass die Klebung von ausreichender Festigkeit ist und eine dem Holz ähnliche Festigkeit aufweist.

Eine Verschraubung der Nocken mit der MHP hat einen Einfluss auf die Festigkeit und die Bruchart. Der Unterschied zu den unverschraubten Nocken liegt darin, dass sich der direkt unter dem Schraubenkopf liegende Teil der Schubnocke nicht vorzeitig ablöst. Brüche in der Klebefuge treten gleich häufig auf, wie bei den unverschraubten Proben (Abb. 2.10).

Tab. 2.5: Bruchanteil in der Klebefuge - Unverschraubte Schubnocken.

	Hersteller PS	Hersteller SH
Probe	[%]	[%]
1	0	35
2	0	0
3	60	0
4	5	20
5	0	0
6	0	10
7	0	15
8	0	20
9	5	15
10	0	5

Tab. 2.6: Bruchanteil in der Klebefuge - Verschraubte Schubnocken.

	Hersteller PS	Hersteller SH
Probe	[%]	[%]
1	0	0
2	0	5
3	0	25
4	0	0
5	0	15

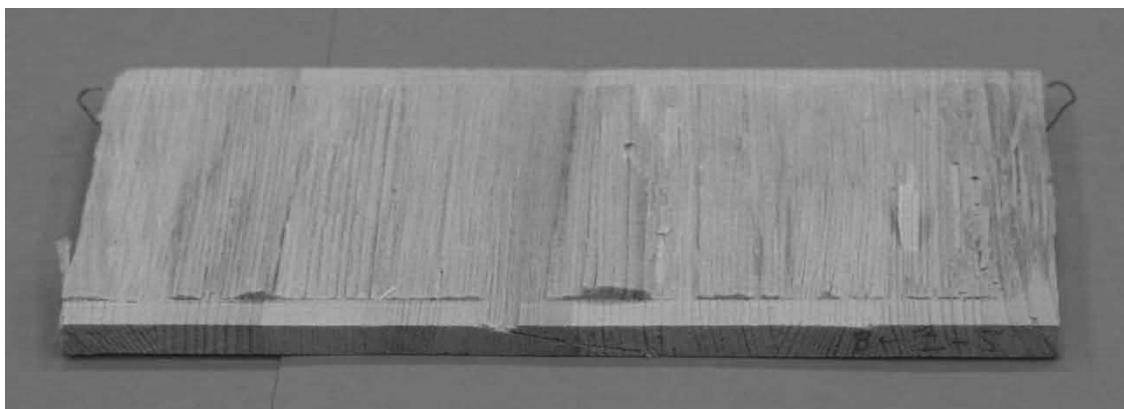


Abb. 2.9: Typischer Querzugbruch einer ausschliesslich geklebten Schubnocke - Prüfkörper S-Z-3 (Hersteller PS).



Abb. 2.10: Typischer Querzugbruch einer geklebten und verschraubten Schubnocke - Prüfkörper S-Z-S-5 (Hersteller PS).

2.3.7 Fazit der Haftzugversuche

Die gemessenen Haftzugfestigkeiten von im Mittel 0.61 N/mm^2 (Hersteller PS) bzw. 0.54 N/mm^2 (Hersteller SH) entsprechen dem vier- bis sechsfachen der in der Norm SIA 265:2012 [3] angegebenen Bemessungswerte für Zug rechtwinklig zur Faserrichtung mit 0.15 N/mm^2 für Brettschichtholz (BSH) und 0.1 N/mm^2 für Vollholz. In der Literatur (z.B. [4]) sind teilweise ähnlich hohe Werte zu finden. Der Grund für die grossen Abweichungen zu den SIA 265-Werten liegt darin, dass die Autoren der Norm die Bemessungswerte für Querzug bewusst vorsichtig festgelegt haben, um Schäden in Bauteilen z.B. infolge von Feuchtewchsel-bedingten Spannungen vorzubeugen [5].

Die Versuchsresultate belegen die ausreichende Querzugfestigkeit der Verklebung bei beiden geprüften Produkten. Durch eine zusätzliche Verschraubung der Schubnocken kann eine im Mittel ca. 20% höhere Querzugfestigkeit und ein wesentlich geringerer Variationskoeffizient erzielt werden.

2.4 Scherversuche

2.4.1 Prüfkörper

Die geprüften Schubnocken entsprachen betreffend geometrische Abmessungen denjenigen der Haftzug-Prüfkörper. Die Abmessungen der MHP wurden so gewählt, dass sich die Last genügend gut ausbreiten konnte. Des Weiteren wurde darauf geachtet, dass die Dimensionen der Prüfkörper mit der Prüfeinrichtung kompatibel waren (Abb. 2.11 und Anhang A). Leider waren nicht sämtliche gelieferten Prüfkörper ausreichend präzise gefertigt. Speziell bezüglich Parallelität von Auflager- und Lasteinleitungsfläche mussten die Prüfkörper nachbearbeitet werden (Abb. 2.12).

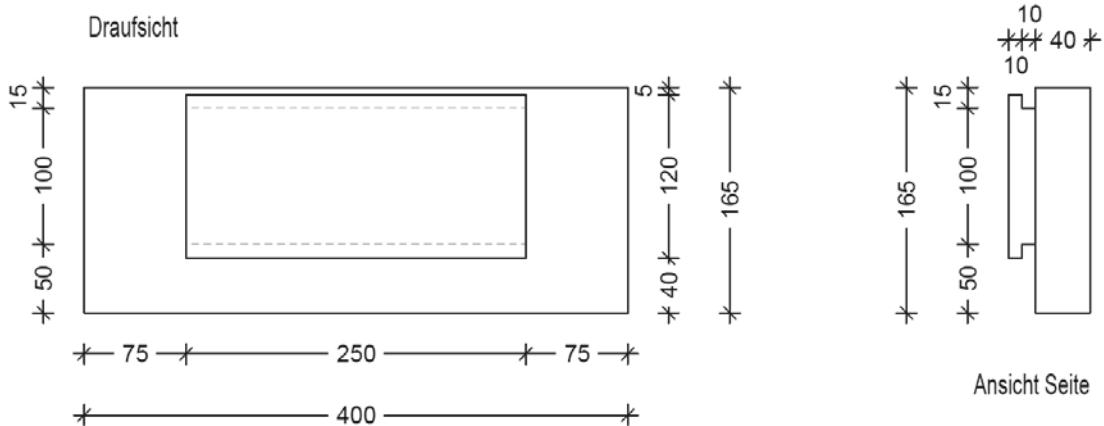


Abb. 2.11: Prüfkörpergeometrie – Scherprüfung (Abmessungen in [mm]).

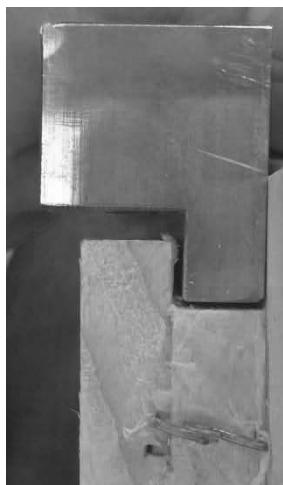


Abb. 2.12: Unzureichende Präzision der Lasteinleitungsfläche erforderte Nachbearbeitung.

2.4.2 Prüfeinrichtung

Zur Lastaufbringung und Steuerung wurde eine 200 kN Zug-Druck-Prüfmaschine des Typs PSZBDA von Amsler / Walter & Bai (Abb. 2.13) eingesetzt. Die Prüfkörper wurden mit Schraubzwingen am Sockel der Prüfeinrichtung befestigt, um die aus der Exzentrizität der vertikalen Kräfte entstehenden Horizontalkräfte aufzunehmen (Abb. 2.14). Ein L-förmiges in die Nut zwischen Schubnocken und MHP passendes Zwischenstück stellte eine gleichmässige Kraftübertragung von der Prüfmaschine auf den Prüfkörper sicher (Abb. 2.15).

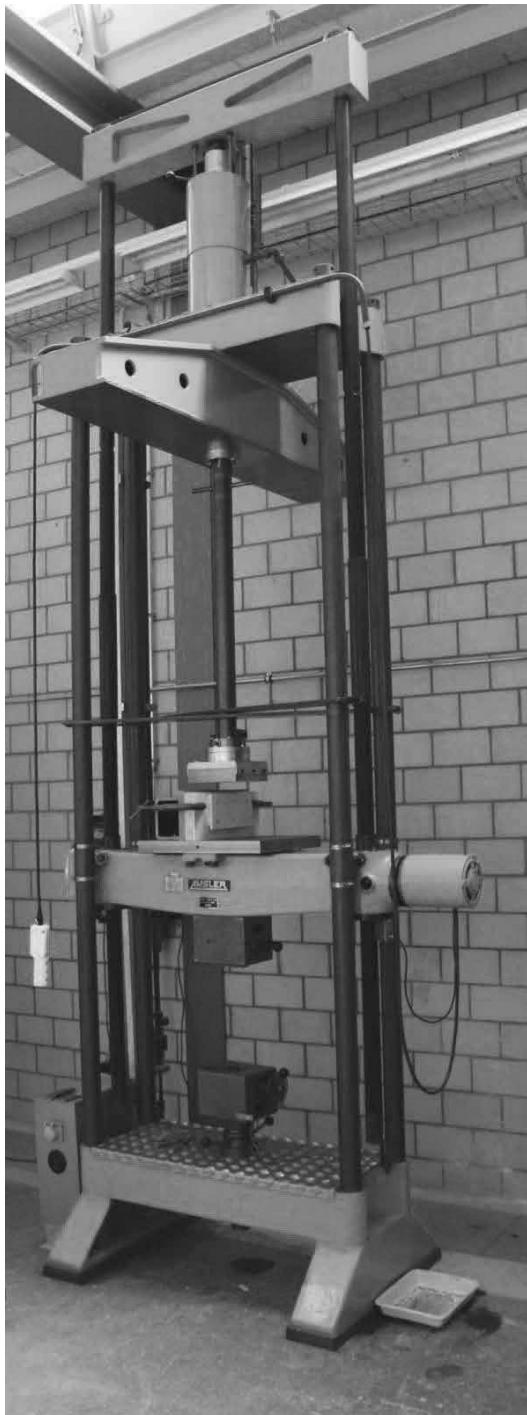


Abb. 2.13: 200 kN-Prüfmaschine: Amsler / Walter & Bai.

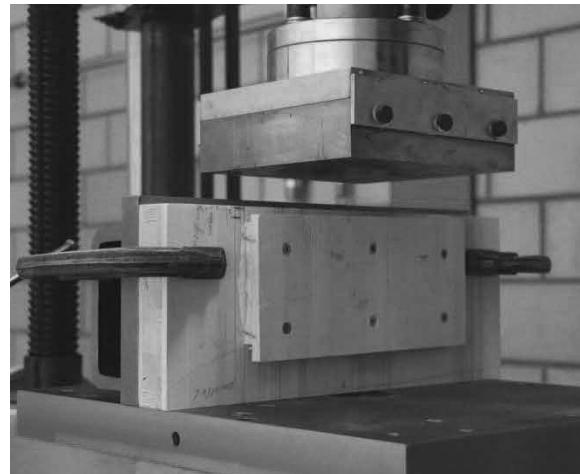


Abb. 2.14: Eingespannter Prüfkörper.

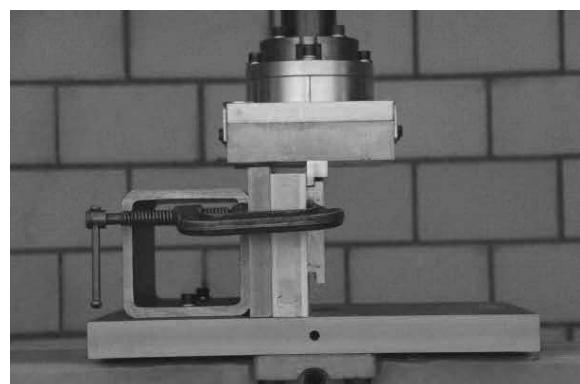


Abb. 2.15: Eingespannter Prüfkörper.

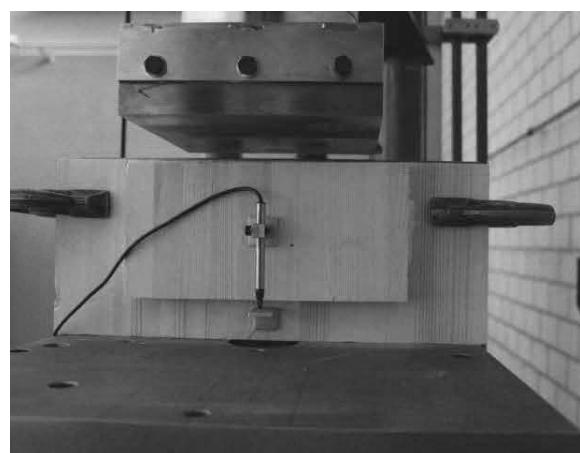


Abb. 2.16: Prüfkörper mit Wegaufnehmer zur Messung der Verformungen in der Klebfuge.

Die Weg- und Kraftdaten der Prüfmaschine wurden mit an der Maschine angebrachten Aufnehmern gemessen und mit der Software Catman® aufgezeichnet. Um die effektive Steifigkeit der Scherfuge (ohne Maschinenverformung) zu ermitteln, wurde bei einzelnen Prüfkörpern die Verformungen mit einem Wegaufnehmer zusätzlich direkt am Prüfkörper gemessen (Abb. 2.16). In dieser Messung waren keine Maschinenverformungen vorhanden und die Holzdehnung in Faserrichtung minimiert, da lokal und nicht über die gesamte Prüfkörperhöhe gemessen wurde. Durch die horizontale Fixierung der Prüfkörper mit Schraubzwingen entsteht ein Biegemoment in der Verbundfuge. Diese Kombination aus Scher- und Querzug- bzw. Querdruckspannung in der Fuge stellt sich allerdings auch bei einem realen, auf Biegung beanspruchten Verbundträger Beton/MHP an den Schubnicken ein [1].

2.4.3 Prüfverfahren

Die Prüfkörper wurden weggesteuert belastet. Diese Belastungsweise ermöglicht – im Gegensatz zur kraftgesteuerten Belastung – ein sicheres Arbeiten. Der Weg wird vorhersehbar vorgegeben und die Kraft wird im Falle eines Bruches des Prüfkörpers entsprechend reduziert. Wird die aufgebrachte Last beobachtet und auf Unregelmässigkeiten überprüft, kann eine überhöhte Kraftaufbringung frühzeitig erkannt werden. Bei einer kraftgesteuerten Belastung würde die Kraft auch im Falle eines Bruches weiter gesteigert und der zurückgelegte Weg würde aufgrund des verringerten Widerstandes des Prüfkörpers grosse und gefährliche Werte annehmen.

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0.312 mm/min. Mit dieser Belastungsgeschwindigkeit wurde eine Prüfdauer bis zum Erreichen der Maximallast von ca. 6 Minuten für die geklebten, nicht verschraubten Prüfkörper erreicht. Die unverschraubten Körper wurden bis zum Bruch geprüft. Der Bruch wurde nicht als Trennung der Schubnocke von der MHP definiert, sondern als markanter Abfall der Festigkeit. Massgebend für diesen Festigkeitsabfall sollte dabei nicht das Versagen einzelner Holzfasern sein, sondern das Versagen eines Grossteils der tragenden Holzfasern in der Fuge. Dies wurde sichergestellt, indem der Festigkeitsabfall bei Versuchsabbruch mindestens 20 % betragen musste.

Die Prüfkörper mit zusätzlich verschraubten Nocken wurden entweder bis zum Bruch belastet, oder während einer Dauer von max. 16 Minuten. In Fällen, wo kein Bruch auftrat, wurde darauf geachtet, dass sich ein Fliessplateau ausbilden konnte. Ansonsten wurde die Belastungsdauer verlängert.

2.4.4 Resultate

Die Resultate aus der Scherprüfung der unverschraubten Nocken sind in der Tab. 2.7, jene der verschraubten Nocken in der Tab. 2.8 aufgelistet.

Tab. 2.7: Resultate der Scherprüfung - Unverschraubte Schubnicken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
Probe	Maximale Last [kN]	Maximale Spannung [N/mm ²]	Maximale Last [kN]
1	88.97	3.56	71.66
2	58.57	2.34	61.05
3	51.59	2.06	52.36
4	91.67	3.67	94.92
5	78.44	3.14	99.62
6	89.19	3.57	53.59
7	65.17	2.61	77.07
8	82.60	3.30	58.49
9	58.92	2.36	51.59
10	79.86	3.19	53.96

Tab. 2.8: Resultate der Scherprüfung - Verschraubte Schubnocken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
Probe	Maximale Last [kN]	Maximale Spannung [N/mm ²]	Maximale Last [kN]
1	91.60	3.66	74.31
2	97.30	3.89	64.30
3	87.38	3.50	77.48
4	93.95	3.76	66.57
5	98.43	3.94	65.80

2.4.5 Statistische Kennwerte

Die statistischen Kennwerte der Scherversuche sind in der Tab. 2.9 für die unverschraubten Schubnocken aufgelistet. Die Kennzahlen der verschraubten Prüfkörper befinden sich in Tab. 2.10.

Tab. 2.9: Statistische Grössen der Scherprüfung - Unverschraubte Schubnocken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
	Max. Last [kN]	Max. Spannung [N/mm ²]	Max. Last [kN]
Maximum	91.7	3.67	99.6
Minimum	51.6	2.06	51.6
Mittelwert	74.5	2.98	67.4
Median	79.2	3.17	59.8
Standardabweichung	14.7	0.59	17.9
Variationskoeffizient	19.7%		26.5%

Tab. 2.10: Statistische Grössen der Scherprüfung - Verschraubte Schubnocken.

Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
	Max. Last [kN]	Max. Spannung [N/mm ²]	Max. Last [kN]
Maximum	98.4	3.94	77.5
Minimum	87.4	3.50	64.3
Mittelwert	93.7	3.75	69.7
Median	94.0	3.76	66.6
Standardabweichung	4.46	0.18	5.83
Variationskoeffizient	4.8%		8.4%

Die Zunahme der mittleren Scherfestigkeit durch Anordnung von Schrauben beträgt bei Hersteller PS 26% und bei Hersteller SH 3%. Der Wert von 26% ist allerdings nicht aussagekräftig, da der Mittelwert

der Scherspannungen bei den unverschraubten Nocken durch einige tiefe Werte massgeblich verringert wurde. Die Variationskoeffizienten der Bruchlasten der zusätzlich verschraubten Prüfkörper sind allerdings deutlich geringer (Hersteller PS: 14.7% → 4.8%, Hersteller SH: 26.5% → 8.4%). In dieser markanten Reduktion der Streuung liegt der erste massgebliche Vorteil der zusätzlichen Anordnung von Schrauben.

2.4.6 Bruchart

Wie bei der Zugprüfung, zeigt sich bei der Scherprüfung die gute Qualität der Verklebung. Brüche, die nahe der MHP-Nocken-Verbindung auftreten, sind größtenteils durch das Querzugversagen des Holzes bedingt (Abb. 2.17 und Abb. 2.18). Brüche, wie in Abb. 2.19 gezeigt, sind häufig aufgetreten. Diese Bruchart ist eine Folge der Prüfanordnung, wie sie in Abb. 2.14 dargestellt ist. Aufgrund der exzentrischen Druckkrafteinleitung entsteht ein Kräftepaar, welches in der Klebefuge eine Biegebeanspruchung erzeugt (Abb. 2.20). In der Klebefuge herrschen also während des Versuchs Scher- und Biegespannungen. Dies ist allerdings auch bei der realen Anwendung der Nocken als Schubverbinder zwischen Betonplatte und MHP der Fall.



Abb. 2.17: Typischer Schubbruch einer mit der MHP verklebten Schubnocke - Prüfkörper S-7 / obere Kante (Hersteller PS).

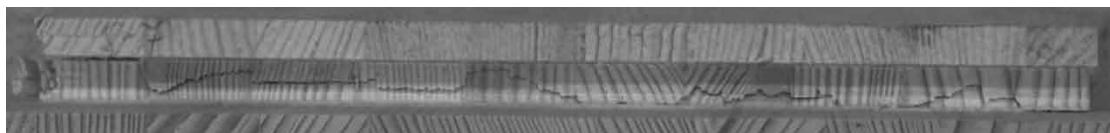


Abb. 2.18: Typischer Schubbruch einer mit der MHP verklebten Schubnocke - Prüfkörper S-7 / untere Kante (Hersteller PS).

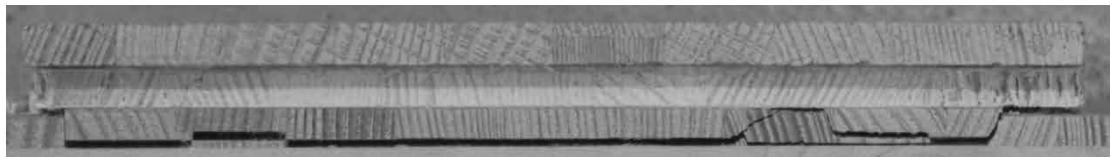


Abb. 2.19: Schubbruch in der MHP - Prüfkörper S-6 / obere Kante (Hersteller PS).

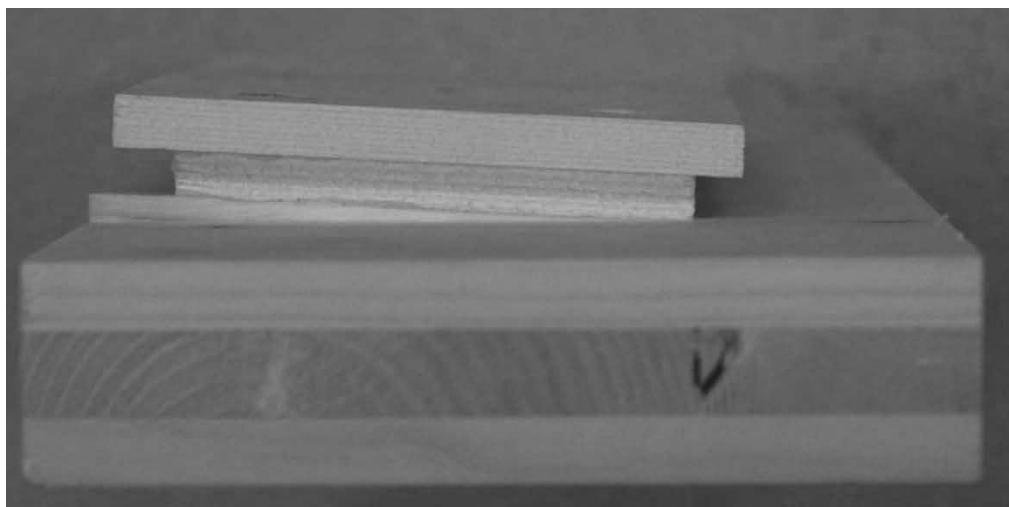


Abb. 2.20: Schubbruch in der MHP - Prüfkörper Sch-S-2 (Hersteller SH).

Ein weiteres Zeichen der guten Klebefugenqualität ist das vereinzelte Auftreten von Druckstauchungen parallel zur Faserrichtung (Abb. 2.21). Die Spannungen sind grösser, als die Holzdruckfestigkeit parallel zur Faserrichtung. Die Schubfestigkeit der Klebefuge ist jedoch noch nicht erreicht.



Abb. 2.21: Faserstauchung - Prüfkörper S-S-1 (Hersteller PS).

2.4.7 Kraft-Verformungsdiagramme

Die in den Scherversuchen ermittelten Kraft-Verformungskurven sind in Abb. 2.22 (Hersteller PS) und Abb. 2.23 (Hersteller SH) dargestellt.

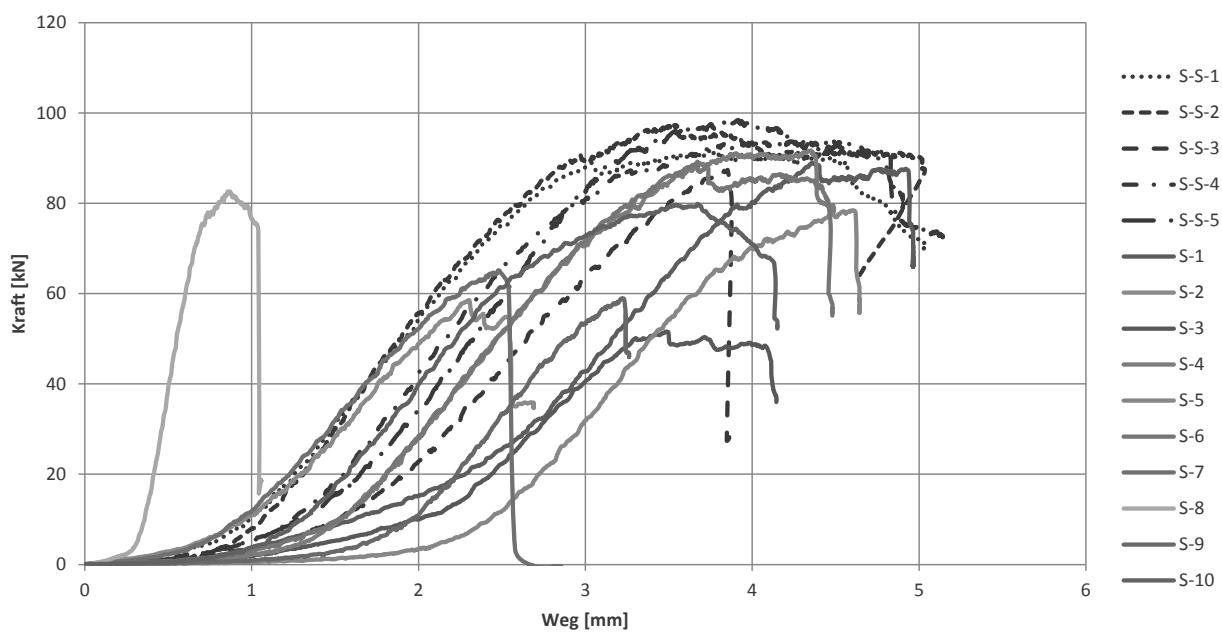


Abb. 2.22: Kraft-Weg-Diagramme der Scherversuche an den Schubnicken des Herstellers PS – farbige Kurven: geklebte Schubnicken – schwarze Kurven: geklebte und geschraubte Schubnicken. (Der Versuch an Prüfkörper S 8 wurde fälschlicherweise mit fünffacher Geschwindigkeit durchgeführt. Dabei zeigte sich die starke Abhängigkeit der gemessenen Steifigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit.)

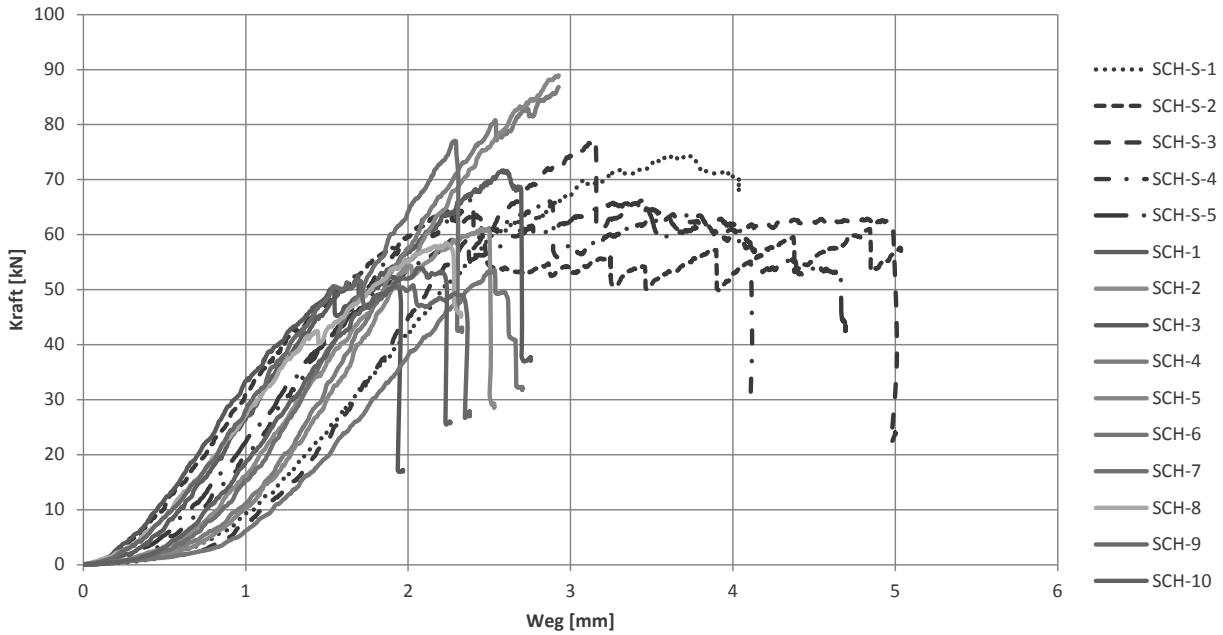


Abb. 2.23: Kraft-Weg-Diagramme der Scherversuche an den Schubnocken des Herstellers SH – farbige Kurven: geklebte Schubnocken – schwarze Kurven: geklebte und geschraubte Schubnocken.

2.4.8 Fazit der Scherversuche

2.4.8.1 Streuung der Festigkeitswerte

Die maximale Schubspannung, welche von der Fuge aufgenommen werden kann, kann durch eine zusätzliche Verschraubung erhöht werden. Der grösste Vorteil der Verschraubung liegt allerdings im wesentlich geringeren Variationskoeffizienten, welcher bei zusätzlicher Anordnung von Schrauben um das drei- bis vierfache gesenkt werden konnte. Durch die zusätzliche mechanische Verbindung können Ausreisser nach unten vermieden werden.

2.4.8.2 Duktilität der Verbindung

Ein Vergleich der Kraft-Verformungs-Diagramme zeigt, dass sich bei den zusätzlich verschraubten Schubnocken ein ausgeprägtes Fließplateau ausbildet und sich die maximal mögliche Verschiebung bis zum Bruch in etwa verdoppelt. Die Steifigkeit bleibt nahezu unverändert, da bei geringer Kraft, bis der Schraubenschlupf überwunden ist, lediglich die Klebung trägt. Mit dem ersten Nachgeben der Klebung beginnen die Schrauben auf Biegung zu tragen und mit fortlaufender Verformung setzt die Seiltragwirkung der Schrauben ein.

Dieses Phänomen lässt sich anschaulich an den Prüfkörpern des Herstellers SH erkennen (Abb. 2.24). Das angesprochene Fließplateau der verschraubten Prüfkörper bildet sich erst nach einer deutlichen Entfestigung (Versagen der Klebung). Die Festigkeit, welche lediglich von den Schrauben erzeugt wird, ist meist geringer als die Klebfugenfestigkeit. Nach dem Versagen der Klebung kann durch die Schrauben nicht mehr die zuvor in der Klebfuge erreichte Maximallast getragen werden. Diese Aussage wird durch die Auswertung in Abschnitt 2.4.5 bestätigt. Die Unterschiede der Festigkeiten der zusätzlich verschraubten und der lediglich geklebten Prüfkörper sind nicht markant.

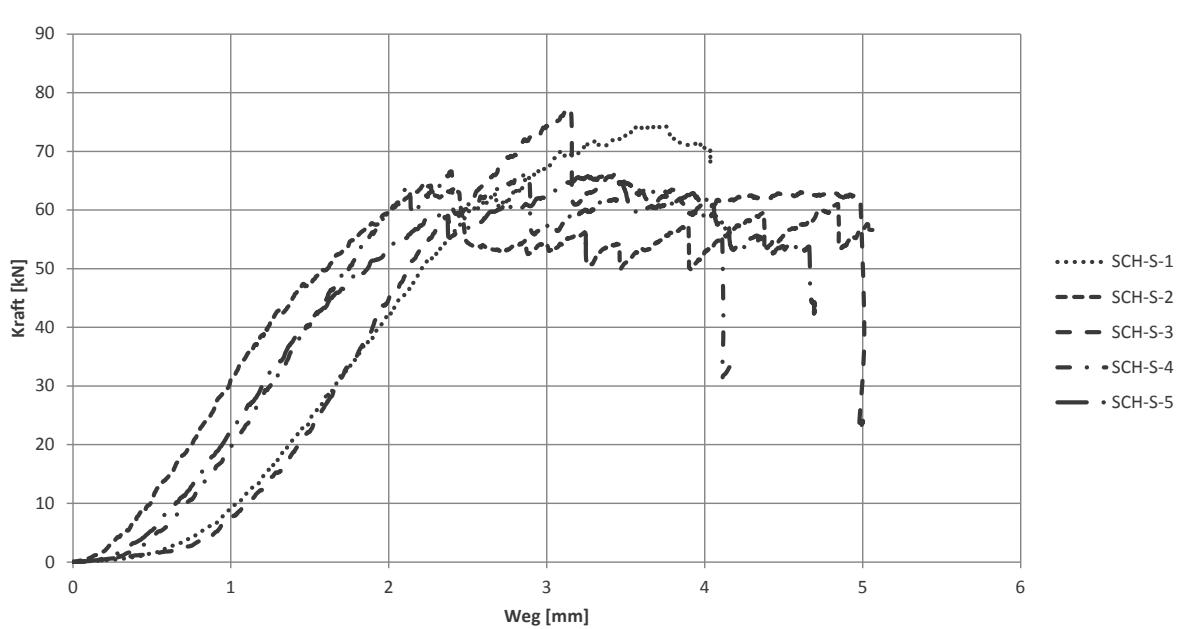


Abb. 2.24: Kraft-Weg-Diagramme der Scherversuche an den Schubnicken des Herstellers SH - geklebte und geschraubte Schubnicken.

Im Versuch am Prüfkörper S-3 des Herstellers PS bildete sich, entgegen den Erwartungen, kein Fließplateau (Abb. 2.25). Das Rissbild der Probe deutet auf ein Querzugversagen hin, welches auf die Spaltwirkung der Schraube (Abb. 2.26) zurückzuführen ist. Die Abstände der Schrauben zur belasteten Kante betragen bei diesem Prüfkörper 3.2 mm respektive 2.2 mm, bei einem Schraubendurchmesser von 4.5 mm. Bei einer Beanspruchung rechtwinklig zur Schaftrichtung und parallel zur Faserrichtung müsste gemäss Norm SIA 265 [3] bzw. Eurocode 5 [6] ein Mindestabstand zum beanspruchten Rand vom zehnfachen des Durchmessers eingehalten werden.

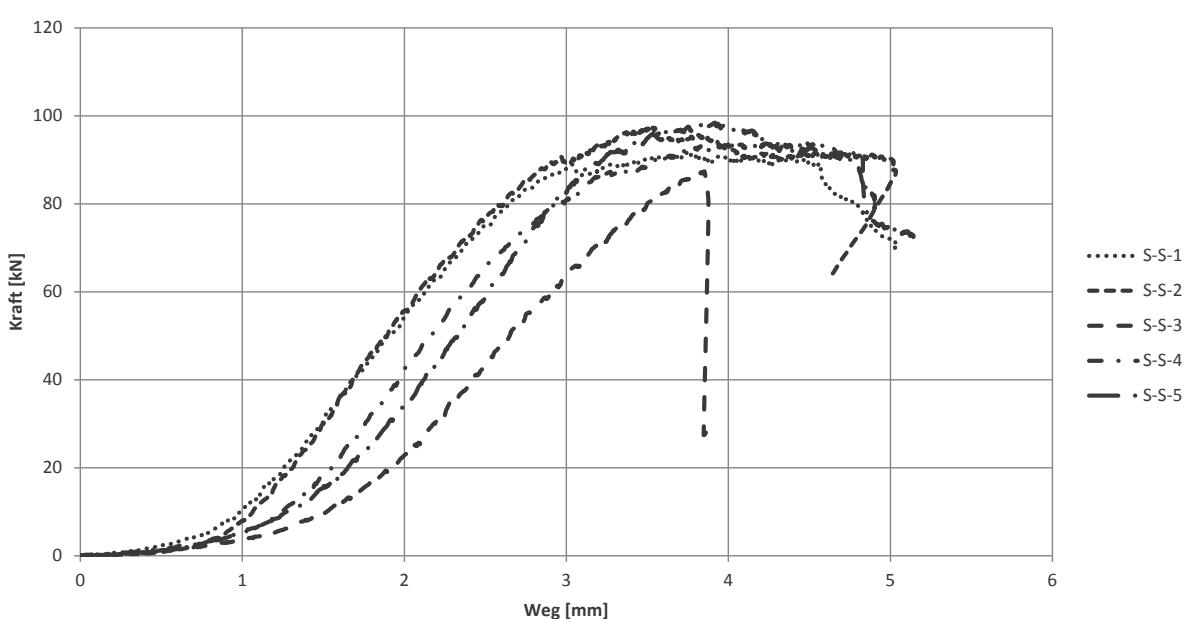


Abb. 2.25: Kraft-Weg-Diagramme der Scherversuche an den Schubnicken des Herstellers PS - geklebte und geschraubte Schubnicken.



Abb. 2.26: Bruchbild des Prüfkörpers S-S-5 (Hersteller PS).

2.4.9 Fugensteifigkeit

Die Fugensteifigkeit spielt eine zentrale Rolle im Tragverhalten des HBV-Querschnitts und in der Beanspruchung der Nocken. Da in der Literatur Nocken- und Kerbverbindungen oftmals als gleichwertig angesehen werden und Unterschiede bis zu einem Faktor vier bezüglich der Steifigkeit von Nocken- und Kerbverbindungen bestehen [7-10], wurde die Fugensteifigkeit an einzelnen Prüfkörpern ermittelt.

2.4.9.1 Messverfahren

Bei der Messung ist es wichtig, lediglich die Verschiebung in der Fuge und die Kraft zu registrieren. Durch Anordnung eines Wegaufnehmers gemäss Abb. 2.16 am Prüfkörper wurde versucht, den Einfluss von Holzstauchungen und Querdehnung so gering wie möglich zu halten. Die gemessenen Verschiebungen beschränken sich somit auf die Verschiebung zwischen dem Mittelpunkt der Nocke und einem Punkt im unteren Teil der MHP. Diese zusätzlichen Messungen für die Berechnung der Steifigkeit wurden lediglich bei einigen Prüfkörpern des Herstellers PS vorgenommen. Die teilweise schiefen Kanten der Schubnocken erlaubten es nicht, Messungen bei sämtlichen Prüfkörpern durchzuführen.

Die Berechnung der Fugensteifigkeit erfolgte in Anlehnung an die Normen SIA 265 [3] und EN 26891 [11] unter Berücksichtigung, dass zuerst eine gewisse Kraft benötigt wird, um das Verbindungsstück kraftschlüssig an die Schubnocke zu legen, mit der folgenden Formel:

$$K_s = \frac{3}{10} \frac{F_{\max}}{u_{40} - u_{10}}$$

u_{40} bzw. u_{10} bezeichnen dabei die Verformungen bei 40% bzw. 10% der Maximallast F_{\max} .

2.4.9.2 Resultate

Die Kraft-Verformungskurven sind in Abb. 2.27 graphisch dargestellt und die daraus ermittelten Fugensteifigkeiten sind in Tab. 2.11 und Tab. 2.12 aufgelistet. Ein Überblick über die statischen Kennwerte ist in der Tab. 2.13 zu finden.

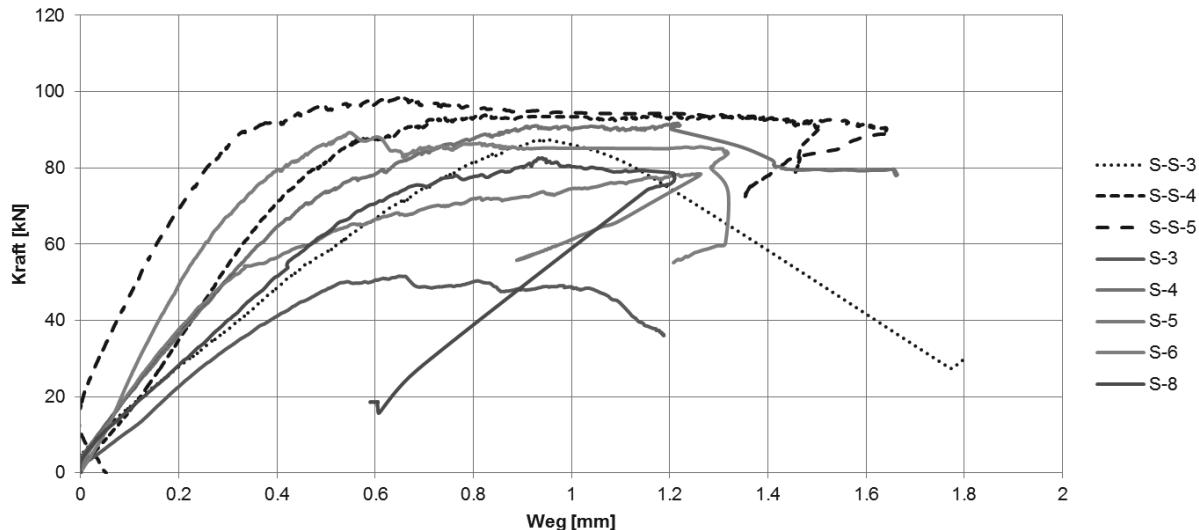


Abb. 2.27: Kraft-Weg-Diagramme der gemessenen Fugensteifigkeiten – farbige Kurven: geklebte Schubnocken - schwarze Kurven: geklebte und geschraubte Schubnocken.

Tab. 2.11: Fugensteifigkeit - Unverschraubte Nocken.

Hersteller PS unverschraubt	
Probe	Fugensteifigkeit [kN/mm]
3	106
4	159
5	180
6	269
8	117

Tab. 2.12: Fugensteifigkeit - Verschraubte Nocken.

Hersteller PS verschraubt	
Probe	Fugensteifigkeit [kN/mm]
3	108
4	178
5	388

Tab. 2.13: Fugensteifigkeit - Statistische Kennwerte.

	Fugensteifigkeit [kN/mm]	
	Unverschraubte Nocken	Verschraubte Nocken
Maximum	269	388
Minimum	109	108
Mittelwert	166	225
Median	159	178
Standardabweichung	64.9	146
Variationskoeffizient	39%	65%

2.4.9.3 Vergleich der Resultate mit Werten aus der Literatur

Die in der Literatur angegebenen Fugensteifigkeitswerte für Nocken und Kerben reichen von circa 160 kN/mm bis hin zu über 1000 kN/mm [7, 8]. Eine Validierung der Werte an Hand der Literaturangaben ist aufgrund der grossen Streuung der Angaben in der Literatur nicht möglich.

Unter Berücksichtigung der Steifigkeit von MHP-Deckschicht und -Mittelschicht [12-14], ergibt sich aus den Scherversuchen eine Fugensteifigkeit von ca. 270 kN/mm. Dieser Wert stimmt mit den Literaturwerten gut überein [7-10].

2.5 Schlussfolgerungen

Aus den Haftzug- und Scherversuchen an den Schubnocken können die folgenden, für beide Hersteller gültigen Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Haftzugfestigkeit der Klebfugen zwischen Schubnocken und MHP sind von ausreichender Festigkeit, so dass letztlich die Querzugfestigkeit des Holzes in der äussersten Lage der MHP die Traglast bestimmt. Die Bruchspannungswerte liegen im Mittel bei 0.61 N/mm^2 (Hersteller PS) bzw. 0.54 N/mm^2 (Hersteller SH).
- Durch Anordnung von Schrauben zusätzlich zur Klebung können die Haftzugfestigkeiten um ca. 20% gesteigert werden. Der entscheidende Vorteil der Schrauben liegt allerdings in der deutlichen Reduktion der Streuung der Versuchsergebnisse.
- Die maximale Traglast bei Scherbeanspruchung der Nocken wird durch die Leistung der Klebfuge bestimmt. Es wurden Werte von im Mittel 3 N/mm^2 (beide Hersteller) erzielt.
- Zusätzlich angeordnete Schrauben tragen auf Abscheren erst, wenn die Klebfuge versagt. Die durch die Nocken übertragene Last ist jedoch etwas geringer als die Last, welche die Klebfuge tragen konnte.
- Bei zusätzlich verschraubten Nocken zeigten sich auch bei den Scherversuchen eine markante Verringerung der Streuung der Bruchwerte und ein duktiles Verhalten, mit Bruchverformungen, welche in etwa doppelt so gross waren, wie bei den lediglich geklebten Nocken.
- Die Fugensteifigkeit konnte lediglich auf Grund weniger Versuchsdaten geschätzt werden. Es resultierte ein Wert von 270 N/mm , welcher gut mit Angaben in der Literatur übereinstimmt.

2.6 Literatur zu Kapitel 2

1. Auf der Maur B. (2014): Biegetragverhalten von Massivholzplatten im Verbund mit Beton – Folgerungen für die Durchführung von Schubversuchen an Verbundmitteln. Master Thesis, ETH Zürich, Zürich.
2. CEN (2013): EN 14080: Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien,
3. SIA (2012): Norm SIA 265 - Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, Schweiz.
4. Staudacher E. (1942): Schweizerische Bau- und Werkhölzer Ergebnisse der an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt Zürich, in Zusammenarbeit mit der Eidgenössischen Anstalt für das forstliche Versuchswesen, Zürich, in den Jahren 1936 bis 1941 durchgeführten systematischen Untersuchungen über waldfrisches Holz der Fichte, Tanne, Lärche, Buche und Eiche. Empa, Zürich.
5. Steiger R. (2003): Tragsicherheit: Bemessungskonzept und Baustoffe. In: SIA-Dokumentation D 0185: Einführung in die Norm SIA 265 Holzbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, Schweiz, Zürich.
6. Europäisches Komitee für Normung CEN (2004): EN 1995-1-1 (Eurocode 5-1-1): Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien.
7. Monteiro S., Dias A., Negrão J. (2013): Assessment of Timber–Concrete Connections Made with Glued Notches: Test Set-Up and Numerical Modeling. Experimental Techniques 37 (2). 50-65.
8. Frangi A. (2013): Skript zur ETH-Vorlesung Holzbau II. ETH Zürich,
9. Balogh Z., Gutkowski R. (2008): Modelling of shear transfer in wood-concrete notch connections. 10th World Conference on Timber Engineering WCTE, June 2 - 5, 2008, Miyazaki, Japan.
10. Wielgmann M., Gutkowski R., Haller P. (2004): Strain-stress-behavior of dowel connections for partially composite wood-concrete floors and decks. Structural Research Report 87
11. CEN (1991): EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Belgien,
12. Steiger R., Arnold M. (2007): Strength grading of Norway spruce structural timber: revisiting property relationships used in EN 338 classification system Wood Science and Technology 43 (3-4). 259-278.
13. Czaderski C., Steiger R., Howald M., Olia S., Gülow A., Niemz P. (2007): Versuche und Berechnungen an allseitig gelagerten 3-schichtigen Brettspernholzplatten. Holz als Roh- und Werkstoff 65 (5). 383-402.
14. Steiger R., Gülow A., Czaderski C., Howald M. T., Niemz P. (2012): Comparison of bending stiffness of cross-laminated solid timber derived by modal analysis of full panels and by bending tests of strip-shaped specimens. European Journal of Wood and Wood Products 70 (1-3). 141-153.

3. Druckscherversuche an MHP-Beton-Verbundprüfkörpern

3.1 Einleitung

In einem zweiten Schritt, wurde der Verbund der auf den MHP angebrachten Schubnöcken mit dem Beton genauer zu untersucht. Es wurden Schubnöcken mit reiner Klebeverbindungen mit der MHP und solche mit zusätzlicher Verschraubung untersucht. Geprüft wurden zuerst Prüfkörper mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Nocken und später solche mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken.

3.2 Prüfeinrichtung

Die Versuche wurden als Druckscherversuche auf der 5 MN Walter & Bai –Druck-Prüfmaschine der Empa durchgeführt (Abb. 3.1 links). Die Kraft wurde im unteren Bereich des Prüfkörpers über zwei Stahlplatten in die beiden aussenliegenden MHP und im oberen Bereich durch vollflächige Abstützung des Betons über ein Kalottenlager in die Traverse der Prüfmaschine eingeleitet (Abb. 3.1 rechts).

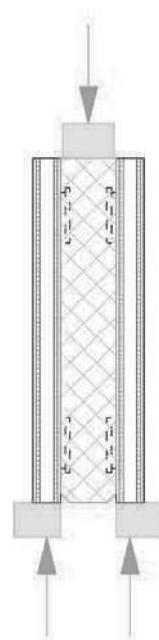


Abb. 3.1: Prüfkörper in der 5 MN-W&B-Druck-Prüfmaschine der Empa (links) und Belastungsschema (rechts).

3.3 Prüfkörper

Die Detailpläne der Prüfkörper sind im Anhang B zusammengestellt.

3.3.1 Prüfkörper mit Schubnöcken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die Prüfkörper wurden als symmetrisch ausgebildete 2-Seitige Blockscherkörper mit einem Aufbau Holz-Beton-Holz und je 2 in Kraftrichtung hintereinander liegenden Schubnöcken auf beiden Seiten hergestellt. Der Faserverlauf in den Decklagen der MHP war bei der ersten Serie parallel zur Richtung der Druckkraft orientiert. Der Hersteller PS setzte 60 mm dicke 5-Schicht-Platten (7-8-30-8-7) ein (Abb. 3.2), der Hersteller SH 60 mm dicke 3-Schicht-Platten (20-20-20). Bei jeweils je 3 Prüfkörpern waren die Schubnöcke lediglich auf die MHP geklebt (Kontaktfläche: 250 mm x 100 mm = 25'000 mm²) oder mit 3 bzw. 5 Schrauben (Abb. 3.3) zusätzlich verschraubt. Die Schichtstärke des Betons betrug 200 mm, die Höhe und die Breite der Prüfkörper (MHP-Abmessungen) 750 mm bzw. 500 mm (Abb. 3.2).

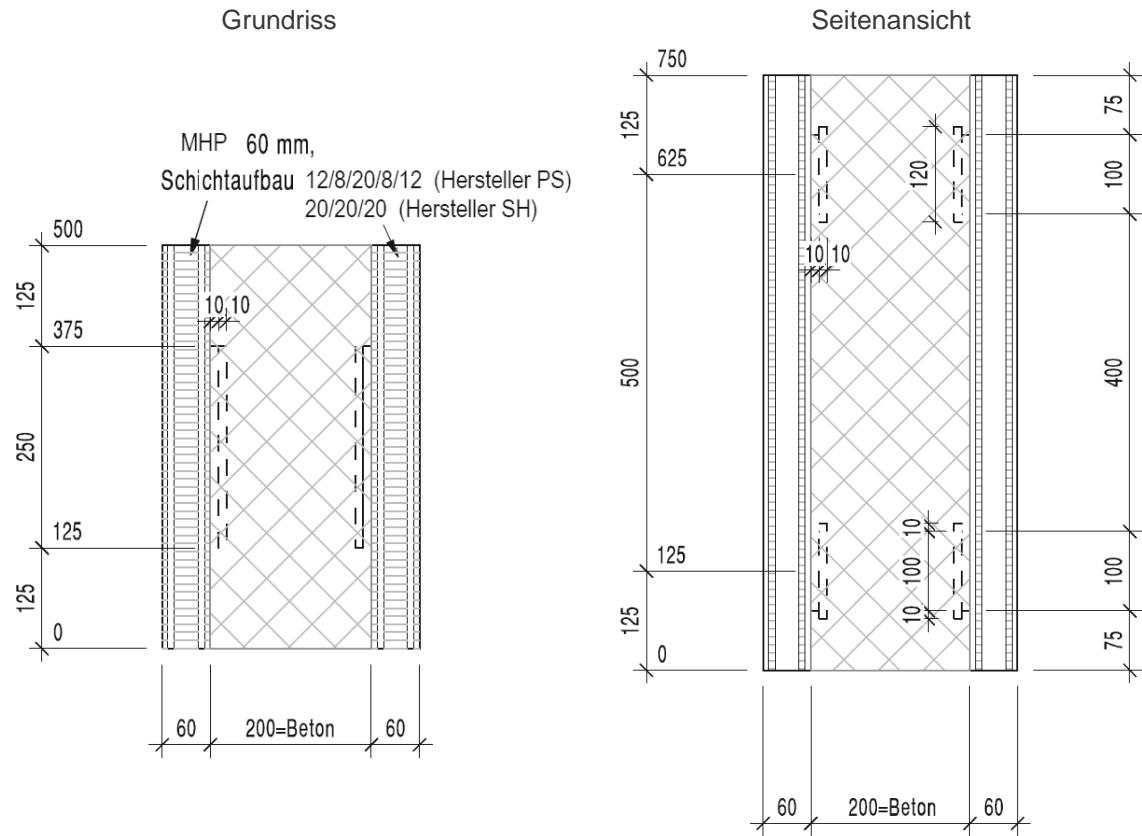


Abb. 3.2: Abmessungen der Prüfkörper mit parallel zur Faserrichtung der Decklagen orientierten Schubnocken. Schichtaufbauten der MHP: 12/8/20/8/12 (Hersteller PS) bzw. 20/20/20 (Hersteller SH).

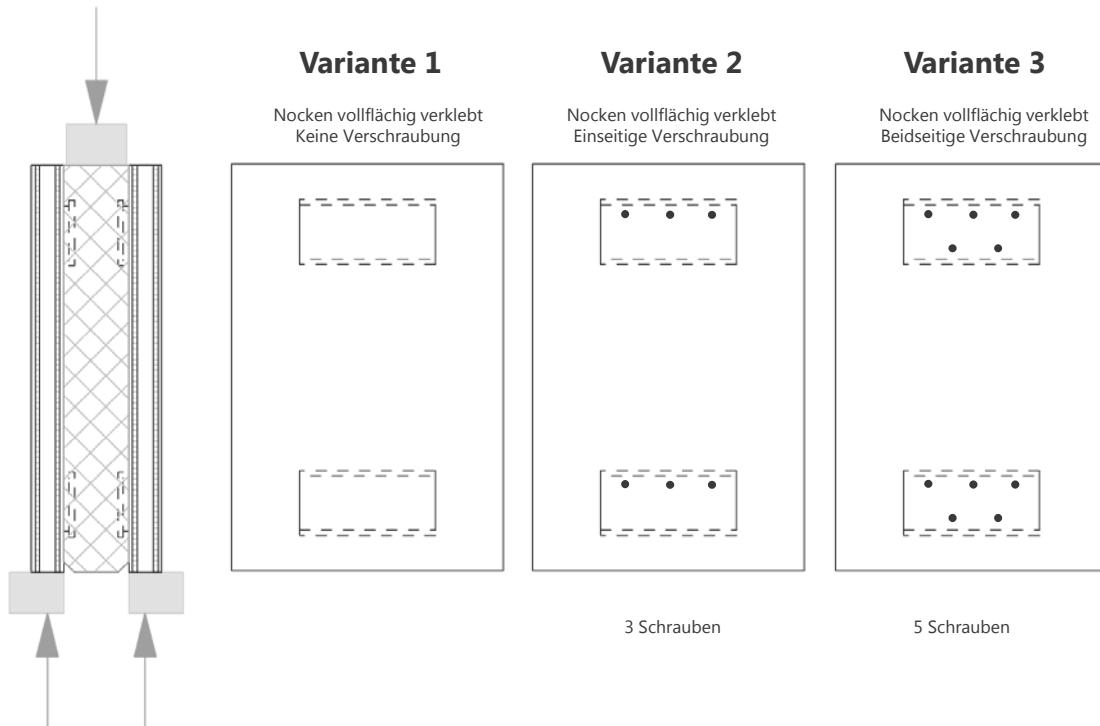


Abb. 3.3: Schubnicken ohne Verschraubung mit der MHP (Variante 1) und zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben (Variante 2) bzw. mit 5 Schrauben (Variante 3).

3.3.2 Prüfkörper mit Schubnocken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die Prüfkörper wurden als symmetrisch ausgebildete 2-Seitige Blockscherkörper mit einem Aufbau Holz-Beton-Holz und je 2 in Kraftrichtung hintereinander liegenden Schubnocken auf beiden Seiten hergestellt. Der Faserverlauf in den Decklagen der MHP war bei diesen Prüfkörpern rechtwinklig zur Richtung der Druckkraft orientiert. Beide Hersteller setzten 60 mm dicke 3-Schicht-Platten (10/40/10) ein (Abb. 3.4). Bei den 6 Prüfkörpern des Herstellers PS waren die Schubnocken lediglich auf die MHP geklebt (Kontaktfläche: 250 mm x 100 mm = 25'000 mm²), jedoch nicht zusätzlich verschraubt. Der Hersteller SH ordnete bei sämtlichen 6 Prüfkörpern zusätzlich 6 selbstbohrende Schrauben (Durchmesser 5 mm, Länge 60 mm) an (Abb. 3.5 und Abb. 4.4). Die Schichtstärke des Betons betrug 120 mm, die Höhe und die Breite der Prüfkörper (MHP-Abmessungen) 500 mm bzw. 750 mm (Abb. 3.4).

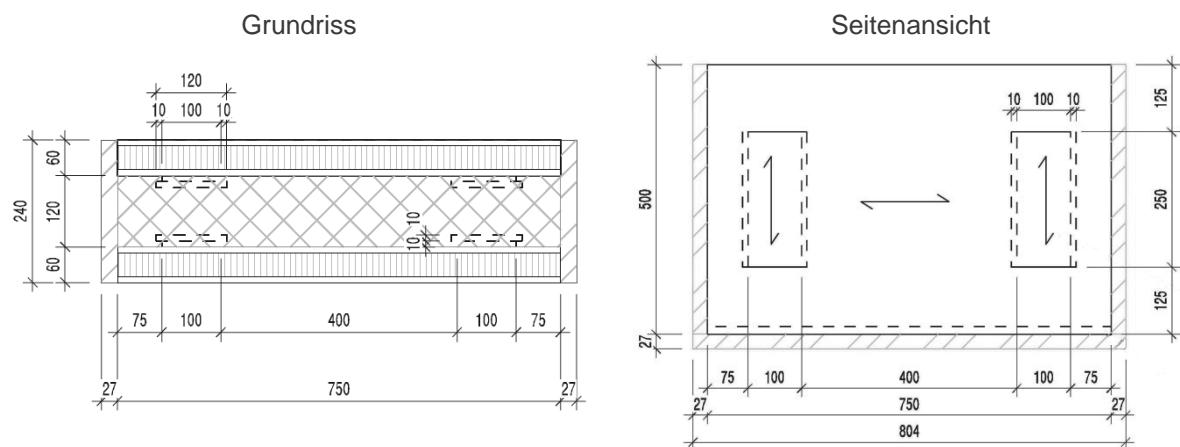


Abb. 3.4: Abmessungen der Prüfkörper mit senkrecht zur Faserrichtung der Decklagen orientierten Schubnocken. Die MHP weisen Schichtaufbauten 10/40/10 (beide Hersteller PS).

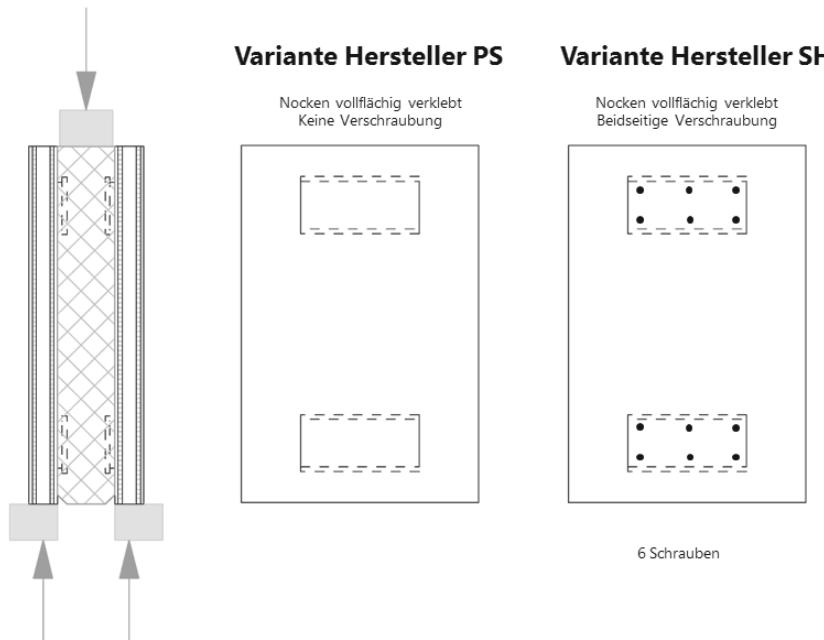


Abb. 3.5: Schubnocken ohne Verschraubung mit der MHP (Variante Hersteller PS, links), bzw. zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben (Variante Hersteller SH, rechts).

Die Faserrichtungen in den Holzlagen der Schubnocken wiesen bei den Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken die in Abb. 3.6 dargestellten Hersteller-spezifischen Verläufe auf.

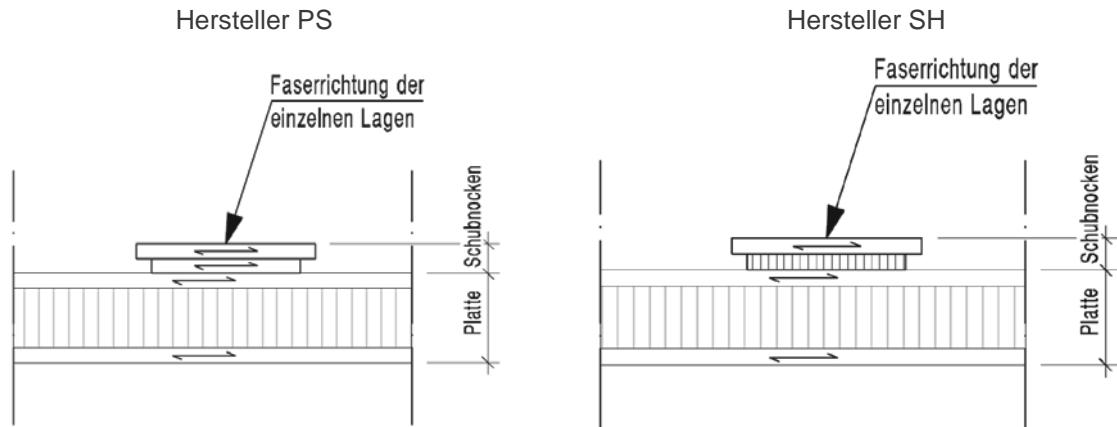


Abb. 3.6: Faserrichtung der Holzlagen in den Schubnocken: Hersteller PS (links) und Hersteller SH (rechts).

3.3.3 Auflagerung der Prüfkörper in der Prüfmaschine

Um zu verhindern, dass die Kraft unten nicht allein in die MHP sondern auch in den Beton eingeleitet wird, wurde beim Betonieren auf der Unterseite eine 3-Kantleiste in die Schalung gelegt (Abb. 3.7).

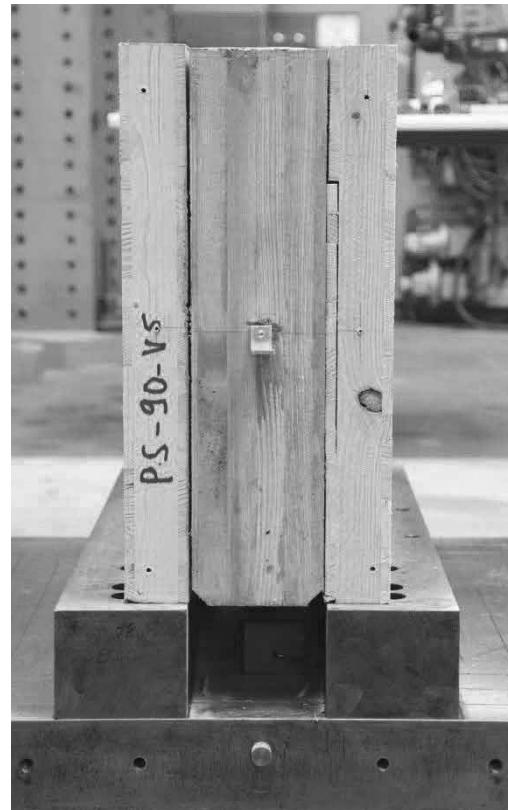
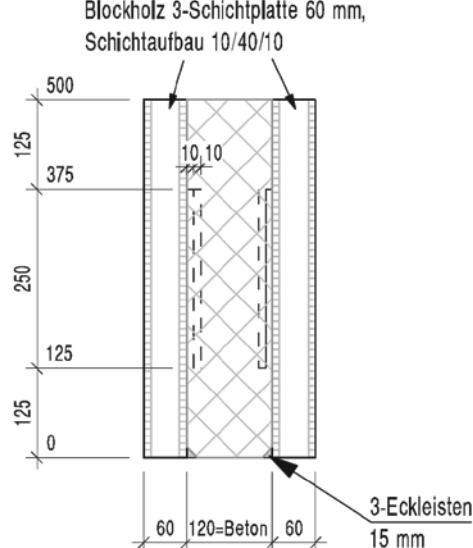


Abb. 3.7: Dreieckleiste zur Verhinderung der Krafteinleitung in den Beton an der Unterseite der Prüfkörper.

3.4 Belastungsprogramme

Die Versuche wurden (mit einer einzigen Ausnahme, siehe 3.4.2) verformungsgesteuert durchgeführt. Die Geschwindigkeit der Verformungszunahme wurde so eingestellt, dass sich eine Krafterhöhung von 60 kN/min. (entspricht 1 kN/sec.) einstellte.

3.4.1 Prüfkörper mit Schubnöcken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die Prüfkörper mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken wurden mittels 2 unterschiedlichen Belastungsprogrammen geprüft: Prüfkörper mit lediglich aufgeklebten Schubnöcken gemäss dem in Abb. 3.8 dargestellten Programm 1.1, Prüfkörper mit zusätzlich verschraubten Schubnöcken gemäss dem in Abb. 3.9 dargestellten Programm 1.2. Bei den Laststufen 150 kN / 225 kN / 300 kN (Prüfkörper mit unverschraubten Schubnöcken,) bzw. 250 kN / 350 kN / 450 kN (Prüfkörper mit zusätzlich verschraubten Schubnöcken,) wurde die Last während 10 Minuten (unterste Dauerlaststufe) bzw. 5 Minuten (obere beiden Dauerlaststufen) konstant gehalten. Die Lastniveaus im Belastungsprogramm 1.2 wurden höher angesetzt, weil auf Grund der zusätzlichen Verschraubung der Schubnöcken ein höherer Tragwiderstand zu erwarten war.

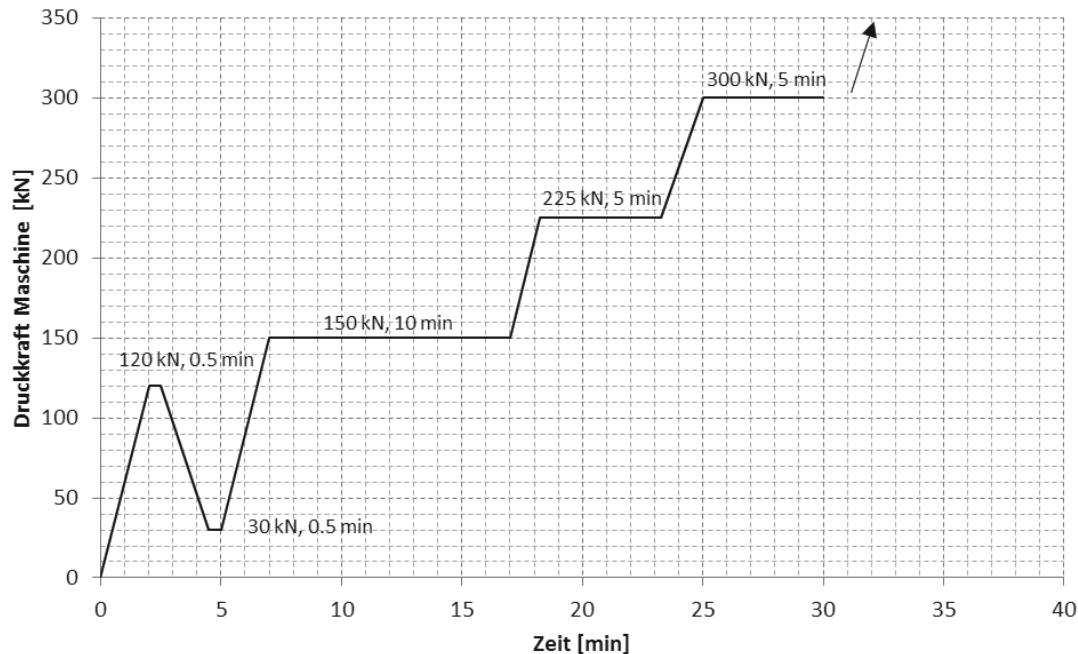


Abb. 3.8: Belastungsprogramm 1.1 für die Versuche an Prüfkörpern mit unverschraubten parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken.

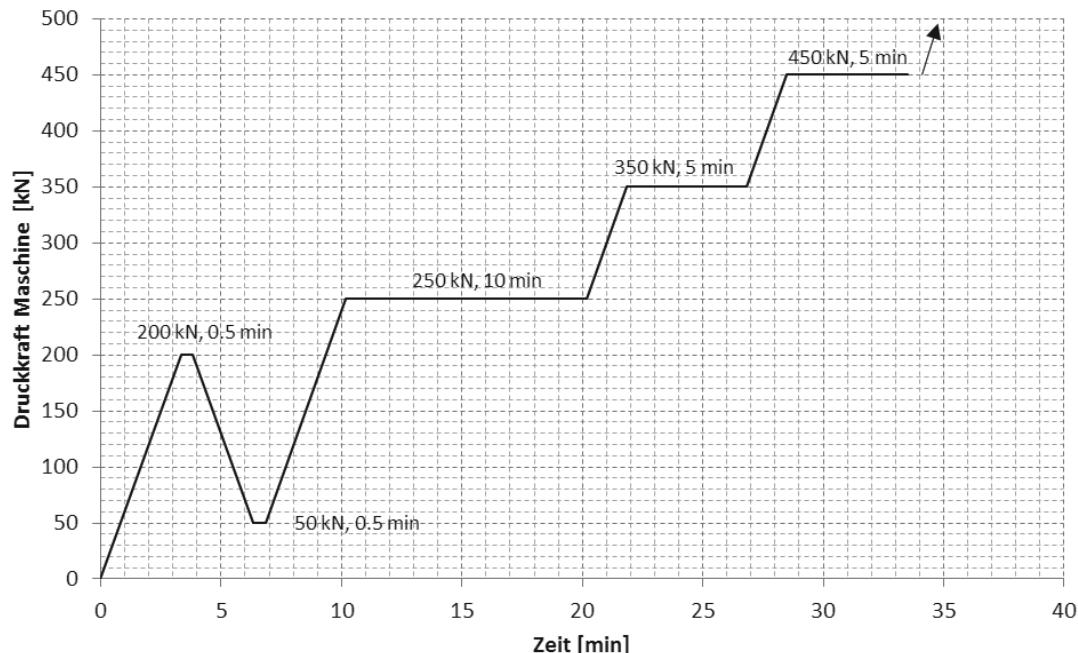


Abb. 3.9: Belastungsprogramm 1.2 für die Versuche an Prüfkörpern mit verschraubten parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken.

3.4.2 Prüfkörper mit Schubnöcken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Auch die Prüfkörper mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken wurden mittels 2 unterschiedlichen Belastungsprogrammen geprüft (Abb. 3.10, Abb. 3.11). Bei den Laststufen 150 kN / 225 kN / 300 kN (Belastungsprogramm 1) bzw. 100 kN / 150 kN / 200 kN (Belastungsprogramm 2) wurde die Last während 10 Minuten (unterste Dauerlaststufe) bzw. 5 Minuten (obere beiden Dauerlaststufen) konstant gehalten. Die Laststufen im Belastungsprogramm 2.2 wurden niedriger gewählt als im Programm 2.1, weil anzunehmen war, dass die volle Leistung der Verklebung bei rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken wegen vorzeitig auftretendem Rollschubversagen im Holz nicht würde erreicht werden können.

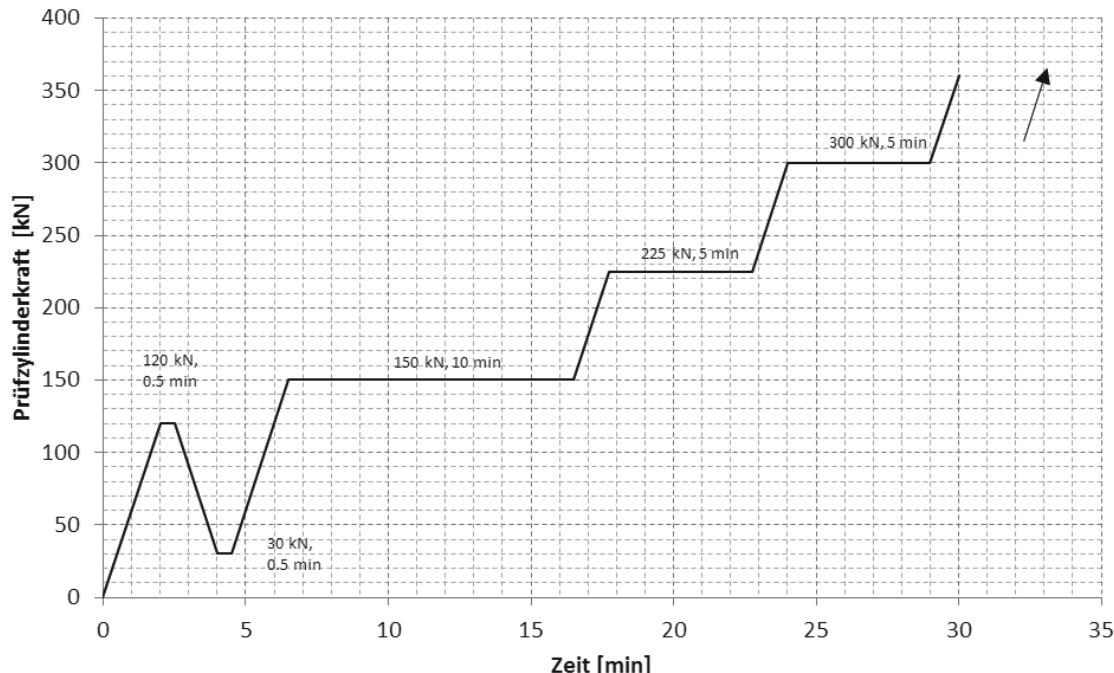


Abb. 3.10: Belastungsprogramm 2.1 für die Versuche an Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken.

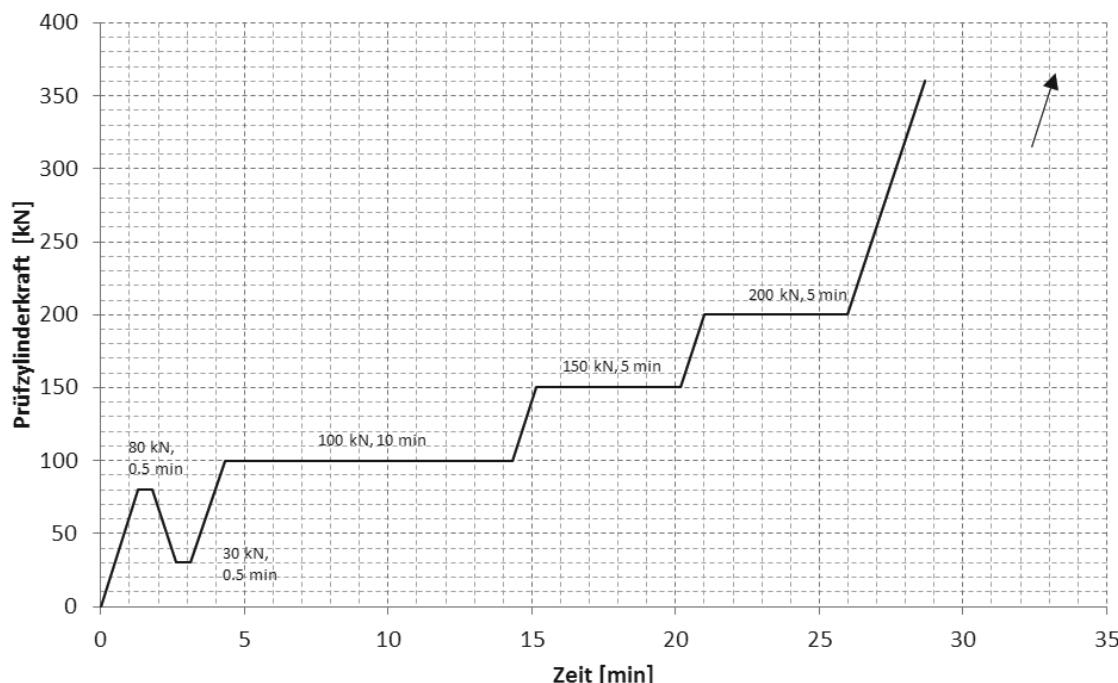


Abb. 3.11: Belastungsprogramm 2.2 für die Versuche an Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken.

Aus den Angaben in Tab. 3.1 ist ersichtlich, wie die beiden Belastungsprogramme in den Versuchen eingesetzt wurden. Mit Ausnahme von Prüfkörper 6 des Herstellers SH, wurden sämtliche Versuche verformungsgesteuert durchgeführt. Mit dem Wechsel zur Kraftsteuerung im Versuch B-V6 sollte geprüft werden, ob das sich bei Verformungssteuerung ergebende duktile Verhalten der zusätzlich verschraubten Nocken auch bei Kraftsteuerung einstellt.

Tab. 3.1: Übersicht über die in den Blockscherversuchen an Prüfkörpern mit Schubnocken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angewandten Belastungsprogramme und Steuerungsverfahren (Kraft- bzw. Verformungssteuerung).

Nocken: Prüfkörper	Hersteller PS		Hersteller SH	
	Belastungsprotokoll	Steuerung	Belastungsprotokoll	Steuerung
V1	2.1	Verformung	2.2	
V2				
V3				
V4				
V5				
V6	2.2		2.2	Kraft

3.5 Messungen

Gemessen wurde die aufgebrachte Druckkraft mit der in der Amsler-Prüfmaschine eingebauten Kraftmessdose (LOG-Nr. 60.240/1, Messgenauigkeit <1%) und der Maschinenweg (LOG-Nr. 60.240/2, Messgenauigkeit <1%) sowie die Relativ-Verschiebung zwischen Holz und Beton an zwei Messpunkten auf beiden Schmalseiten der Prüfkörper (Weg E bzw. Weg F, Abb. 3.12). Es wurden die Weggeber 116.06 und 116.08 des Typs Sylvac P25 (LOG-Nr. 30.420) mit einem Messbereich von maximal 25 mm und einer Genauigkeit von 1/1000 mm eingesetzt.

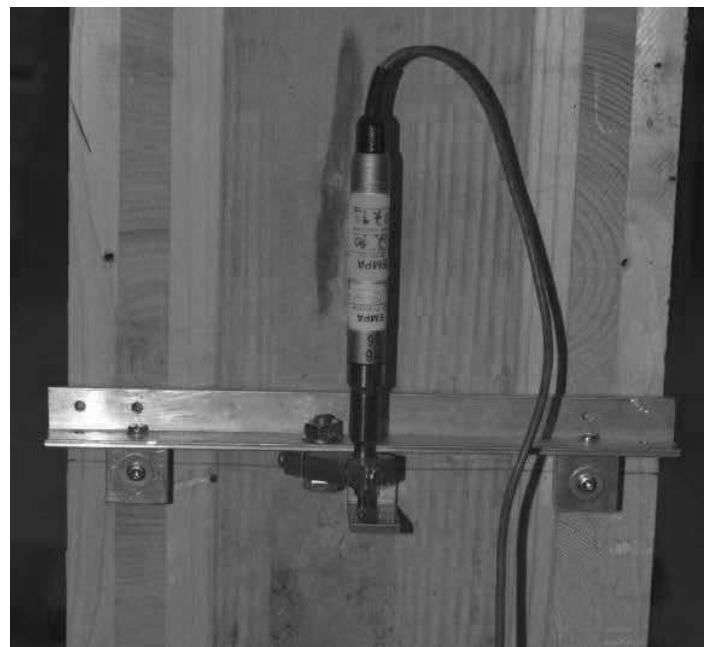


Abb. 3.12: Messung der Relativverschiebung zwischen Holz und Beton auf beiden Schmalseiten der Prüfkörper (Weg E bzw. Weg F).

3.6 Resultate

3.6.1 Maximale Druckkräfte

3.6.1.1 Prüfkörper mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die in den Blockscherversuchen an Prüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken erreichten Maximalkräfte sind in der Tab. 3.2 zusammengestellt.

Tab. 3.2: *Resultate der Blockscherversuche an Prüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken: Maximalkräfte in [kN]*

		Hersteller PS	Hersteller SH		
Prüfkörper		Maximalkraft [kN]	Mittelwerte [kN]	Maximale Last [kN]	Mittelwerte [kN]
0S V1		545		543	
0S V2		513	537	513	531
0S V3		553		537	
3S V1		639		492	
3S V2		547	581	492	495
3S V3		558		502	
5S V1		522		534	
5S V2		520	526	482	484
5S V3		535		435	

Die Tab. 3.3 enthält die in den Kontaktflächen zwischen den Schubnocken und den MHP erreichten Schubspannungen. Diese wurden unter der Annahme berechnet, dass sich die Spannungen gleichmäßig auf die 4 Schubnocken verteilen. Effektiv herrscht infolge der Exzentrizität der Prüfkraft in den oberen Nocken neben der Abscherkraft eine quer zur Kontaktfläche gerichtete Druckkraft und in den unteren Nocken eine Zugkraft. Es ist bekannt, dass die in Versuchen festgestellte Schubfestigkeit bei gleichzeitig auf die Schubfläche einwirkender Druckkraft höher ausfällt, als wenn die Schubkraft in der Schubfläche mit einer Querzugsspannung überlagert ist (siehe z.B. Ziffer 4.2.7.1 in der Norm SIA 265).

Tab. 3.3: *Resultate der Blockscherversuche an Prüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken: Schubspannungen unter der Annahme gleichen Beitrags aller Nocken.*

		Hersteller PS	Hersteller SH		
Prüfkörper		Schubspannung [N/mm ²]	Mittelwerte [N/mm ²]	Schubspannung [N/mm ²]	Mittelwerte [N/mm ²]
0S V1		5.45		5.43	
0S V2		5.13	5.37	5.13	5.31
0S V3		5.53		5.37	
3S V1		6.39		4.92	
3S V2		5.47	5.81	4.92	4.95
3S V3		5.58		5.02	
5S V1		5.22		5.34	
5S V2		5.20	5.26	4.82	4.84
5S V3		5.35		4.35	

In den im Kapitel 2 beschriebenen Versuchen wurden die Schubnöcke direkt (nicht über umgebenden Beton) auf Abscheren belastet. Dabei wurden die in der Tab. 3.4 angegebenen Mittelwerte der Schubfestigkeit registriert. Die an den HBV-Prüfkörpern ermittelten Schubspannungen (Tab. 3.3) sind also ca. 60% (Hersteller PS) bzw. 70% (Hersteller SH) höher als diejenigen, welche direkt an den Schubnöcken ermittelt wurden.

Tab. 3.4: Resultate der Schubversuche an direkt (nicht via umgebenden Beton) belasteten Schubnöcken (Kapitel 1).

[N/mm ²]	Hersteller PS (Fugenfläche = 25'000 mm ²)		Hersteller SH (Fugenfläche = 23'000 mm ²)	
Mittelwert Schubspannung	unverschraubt	verschraubt	unverschraubt	verschraubt
	2.98	3.75	2.93	3.03

Die Unterschiede ergeben sich zum einen wegen der günstigeren Krafteinleitung in die Schubnöcke, wenn diese mit Beton umgeben sind und zum andern aus Reibung zwischen den MHP und dem Beton. Die zur Mobilisierung von Reibungskräften notwendige Pressungskraft P zwischen MHP und Beton entsteht aus der Exzentrizität der Krafteinleitung im Blockscherversuch (Abb. 3.1 rechts). Eine Abschätzung unter der Annahme, dass das Exzentrizitätsmoment $M = F \cdot e = F \cdot 0.13$ durch ein Kräftepaar auf je der halben Prüfkörperhöhe aufgenommen wird ($F \cdot 0.13 = P \cdot 0.375$) ergibt für einen Haftreibungskoeffizienten von 0.8 und eine Pressungskraft von $P = 0.13 \cdot F / 0.375 = 0.347 \cdot F$ (entsprechend 34.7% der herrschenden vertikalen Prüfmaschinenkraft) eine Widerstandskraft aus Reibung von $F_R = P \cdot \mu = 0.347 \cdot F \cdot 0.8 = 0.278 \cdot F$ (entsprechend 27.8% der Prüfmaschinenkraft). Somit beträgt die durch die Schubnöcke übertragene Kraft nur ca. 70% der in der Tab. 3.2 angegebenen Maximalkraft. Vorsichtiger Weise ist daher bei der Bemessung der erforderlichen Verklebungsfäche zwischen Schubnöcken und MHP von den tieferen, im Kapitel 2 ermittelten Festigkeiten auszugehen, also einem Mittelwert der Schubspannung auf Bruchniveau von 3 N/mm².

3.6.1.2 Prüfkörper mit Schubnöcken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die in den Blockscherversuchen an Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcke erreichten Maximalkräfte sind in der Tab. 3.5 zusammengestellt.

Tab. 3.5: Resultate der Blockscherversuche an Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnöcken: Maximalkräfte.

Nocken: Prüfkörper	Hersteller PS		Hersteller SH	
	Maximalkraft [kN]	Mittelwert [kN]	Maximale Last [kN]	Mittelwert [kN]
V1	282	254	311	317
V2	238		296	
V3	228		313	
V4	256		266	
V5	240		226 ¹⁾	
V6	282		397	

¹⁾ Schubnöcke lediglich partiell mit der MHP verklebt → Wert bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt

Die Tab. 3.6 enthält die in den Kontaktflächen zwischen den Schubnöcken und den MHP erreichten Schubspannungen. Diese wurden unter der Annahme berechnet, dass sich die Spannungen gleichmäßig auf die 4 Schubnöcke verteilen. Effektiv herrscht infolge der Exzentrizität der Prüfkraft in den

oberen Nocken neben der Abscherkraft eine quer zur Kontaktfläche gerichtete Druckkraft und in den unteren Nocken eine Zugkraft. Es ist bekannt, dass die in Versuchen festgestellte Schubfestigkeit bei gleichzeitig auf die Schubfläche einwirkender Druckkraft höher ausfällt, als wenn die Schubkraft in der Schubfläche mit einer Querzugsspannung überlagert ist (siehe z.B. Ziffer 4.2.7.1 in der Norm SIA 265).

Tab. 3.6: Resultate der Blockscherversuche an Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken: Schubspannungen unter Annahme gleichen Beitrags aller Nocken.

Nocken: Prüfkörper	Hersteller PS		Hersteller SH	
	ohne zusätzlich Verschraubung		zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben	
	Schubspannung [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Schubspannung [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
V1	2.82		3.11	
V2	2.38		2.96	
V3	2.28	2.54	3.13	
V4	2.56		2.66	3.17
V5	2.40		Fehlverklebung	
V6	2.82		3.97	

3.6.2 Kraft-Verformungsdiagramme

3.6.2.1 Prüfkörper mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche an Prüfkörpern mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen sind in den Abb. 3.13 bis Abb. 3.18 dargestellt.

Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung: Hersteller PS

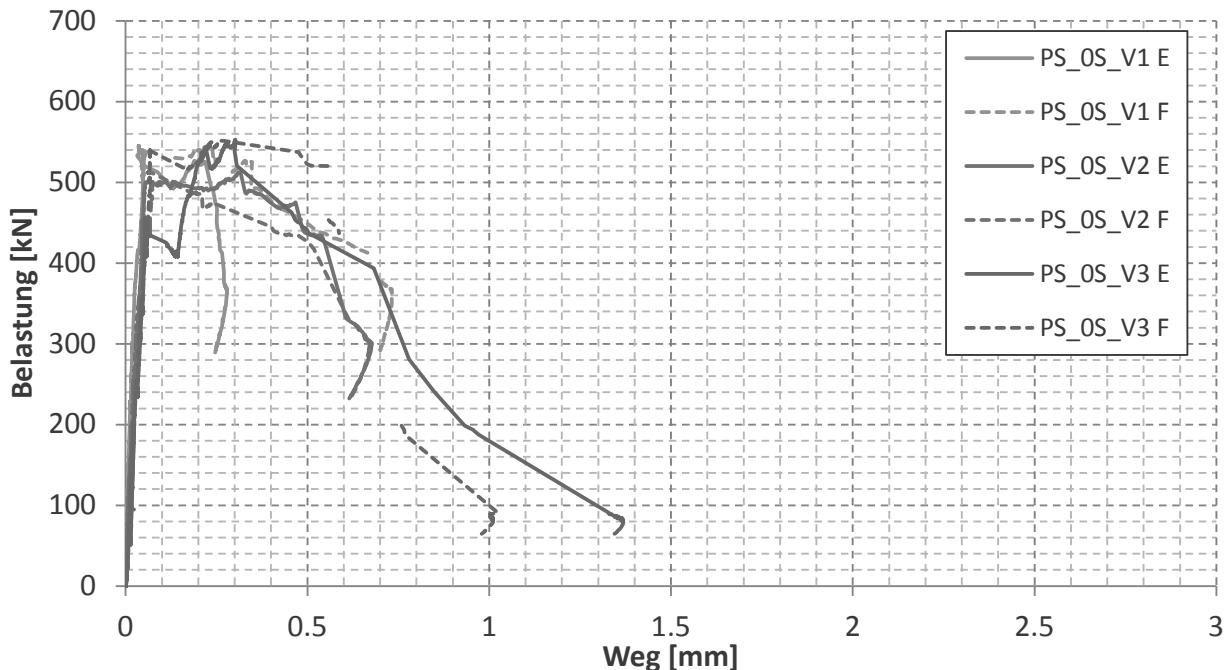


Abb. 3.13: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers PS mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung.

Schubnöcken ohne zusätzliche Verschraubung: Hersteller SH

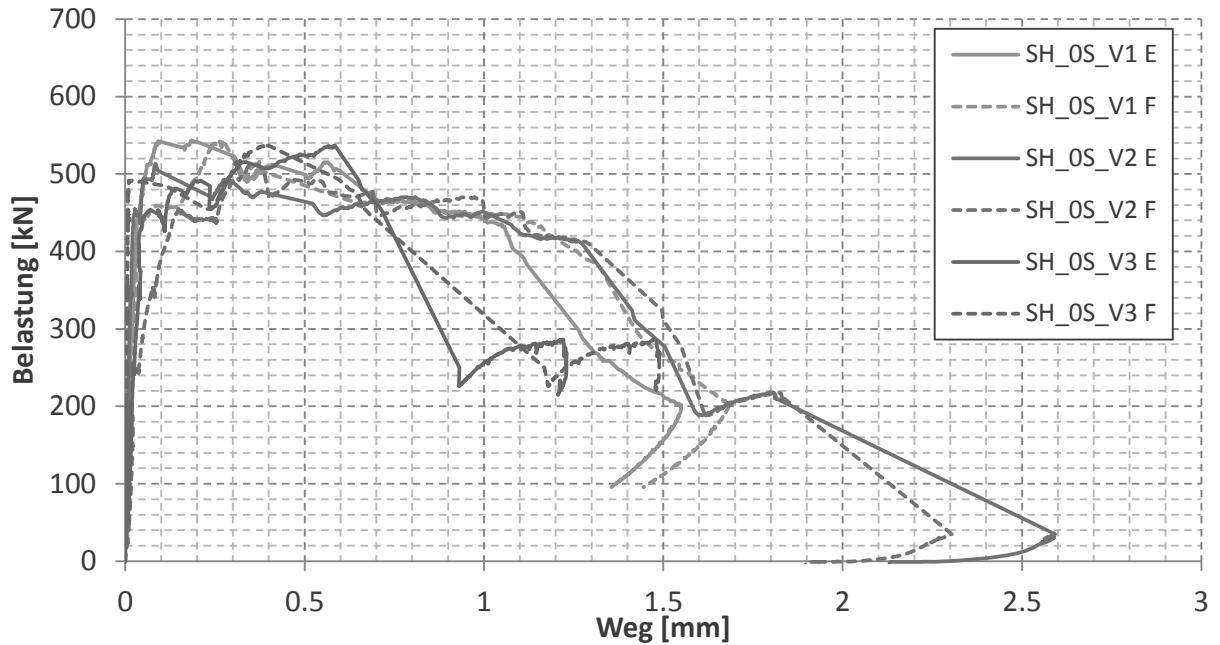


Abb. 3.14: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers SH mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken ohne zusätzliche Verschraubung.

Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben: Hersteller PS

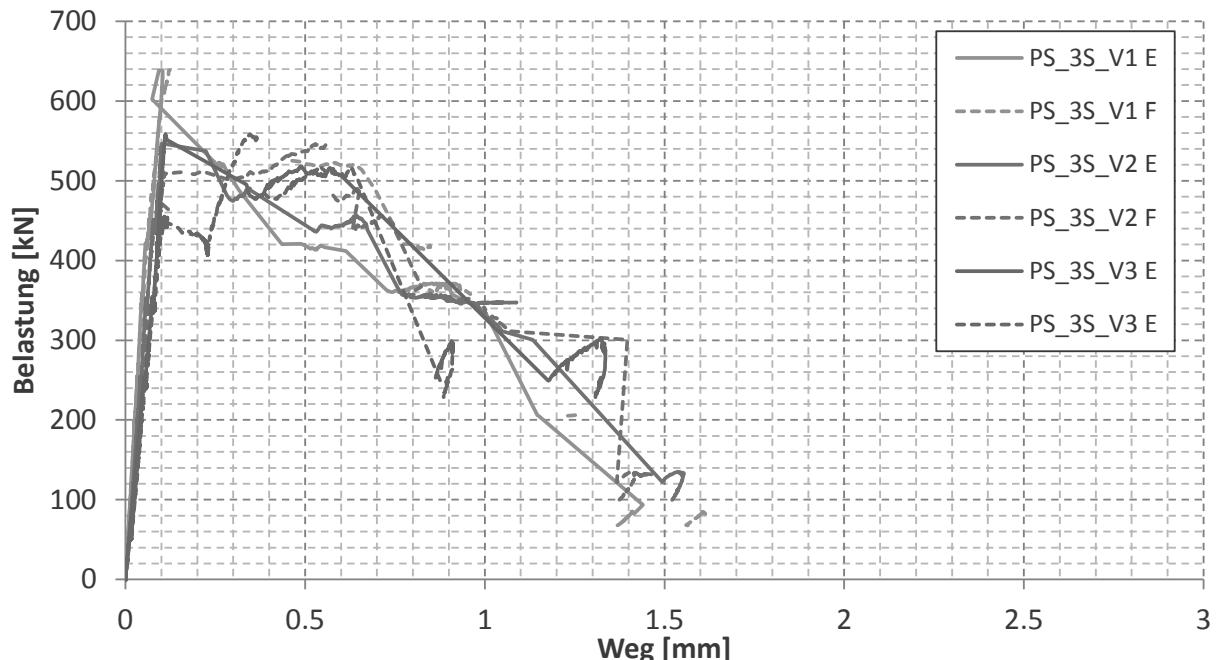


Abb. 3.15: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers PS mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben.

Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben: Hersteller SH

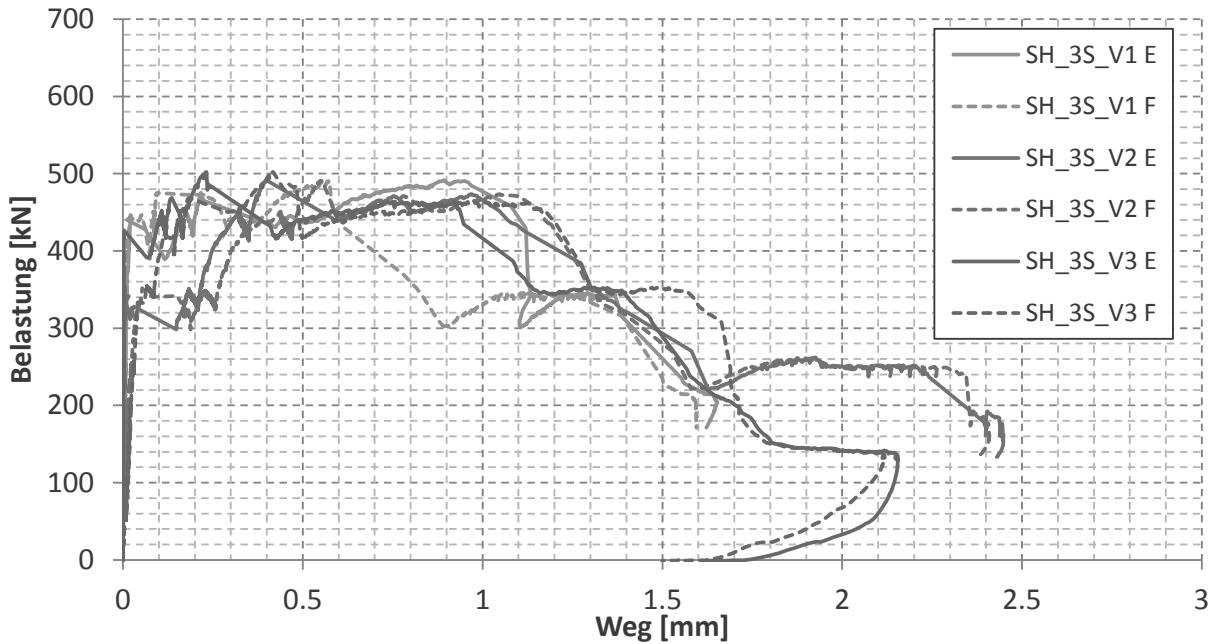


Abb. 3.16: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers SH mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben.

Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben: Hersteller PS

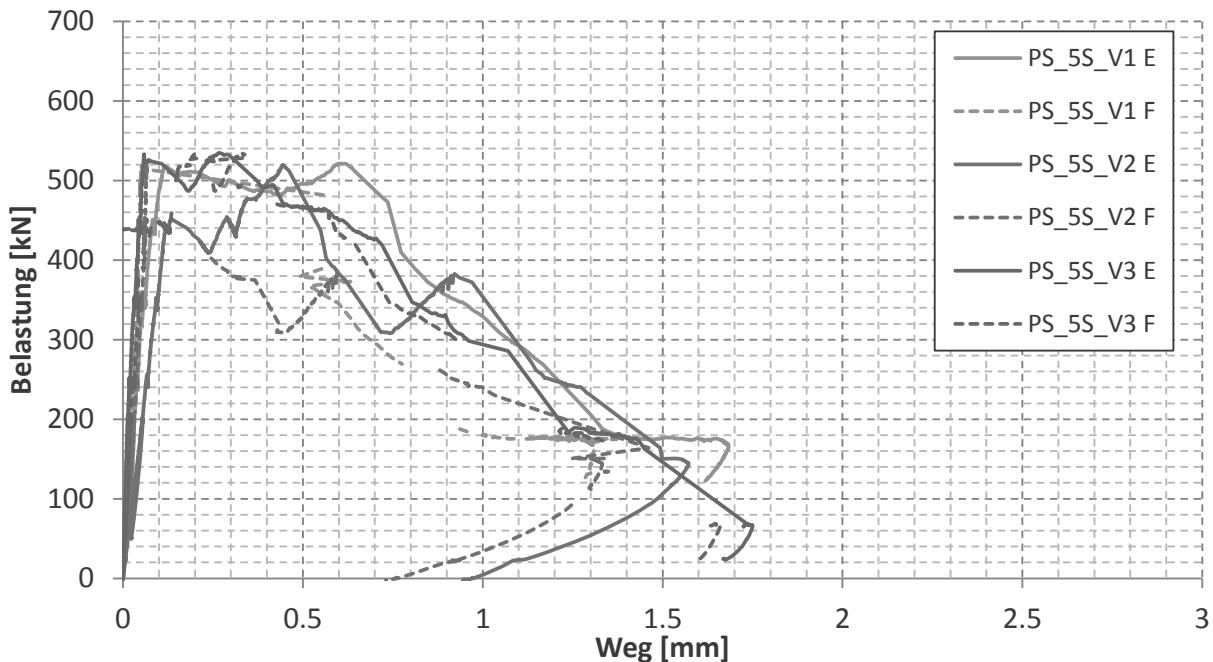


Abb. 3.17: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers PS mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben.

Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben: Hersteller SH

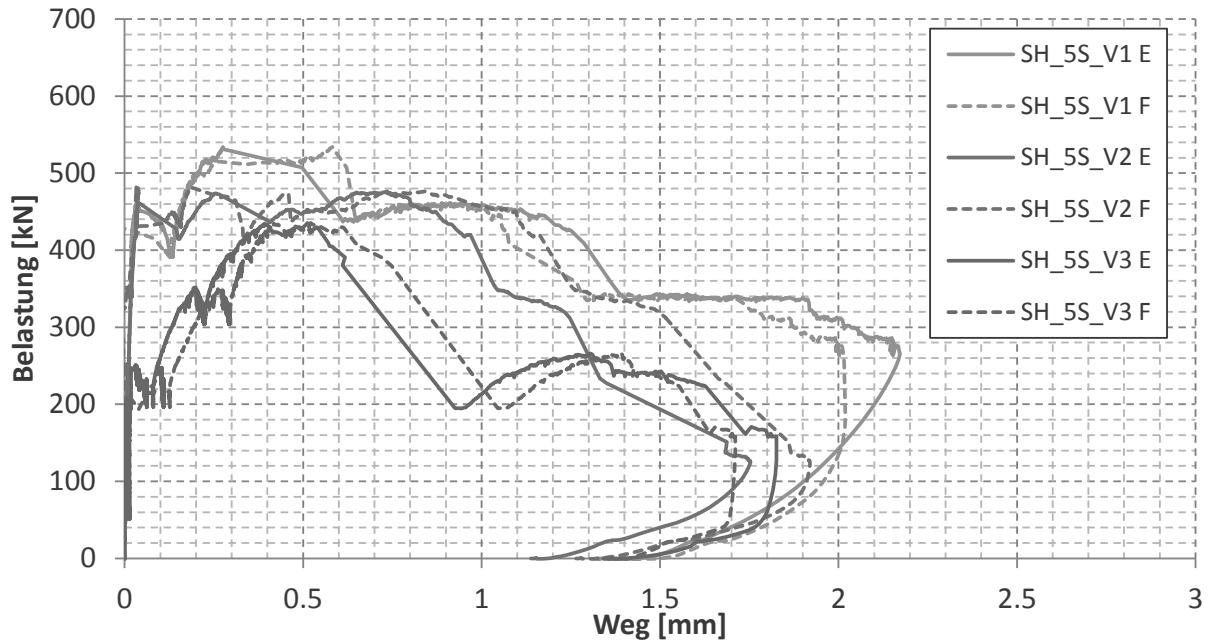


Abb. 3.18: Diagramme Druckkraft – Weg E (ausgezogene Linien) und Druckkraft – Weg F (gestrichelte Linien) der Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers SH mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben.

3.6.2.2 Prüfkörper mit Schubnöcken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

Die Kraft-Verformungsdiagramme der Versuche an Prüfkörpern mit Schubnöcken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen sind in den Abb. 3.19 bis Abb. 3.34 dargestellt.

Hersteller PS: Schubnöcken ohne zusätzliche Verschraubung

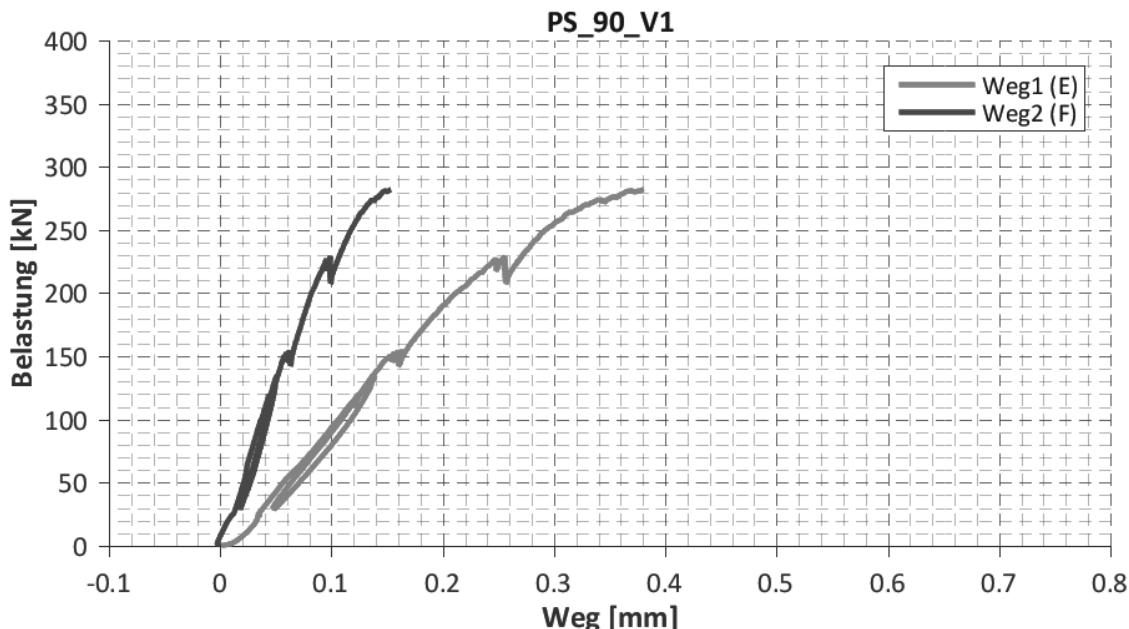


Abb. 3.19: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V1 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnöcken.

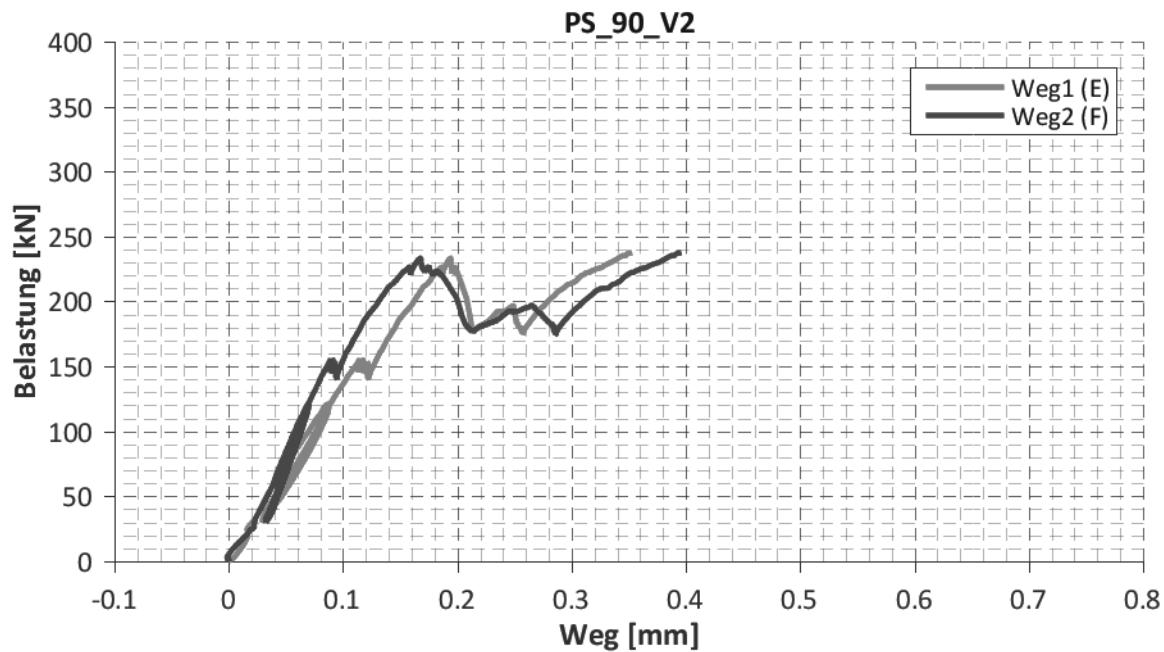


Abb. 3.20: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V2 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

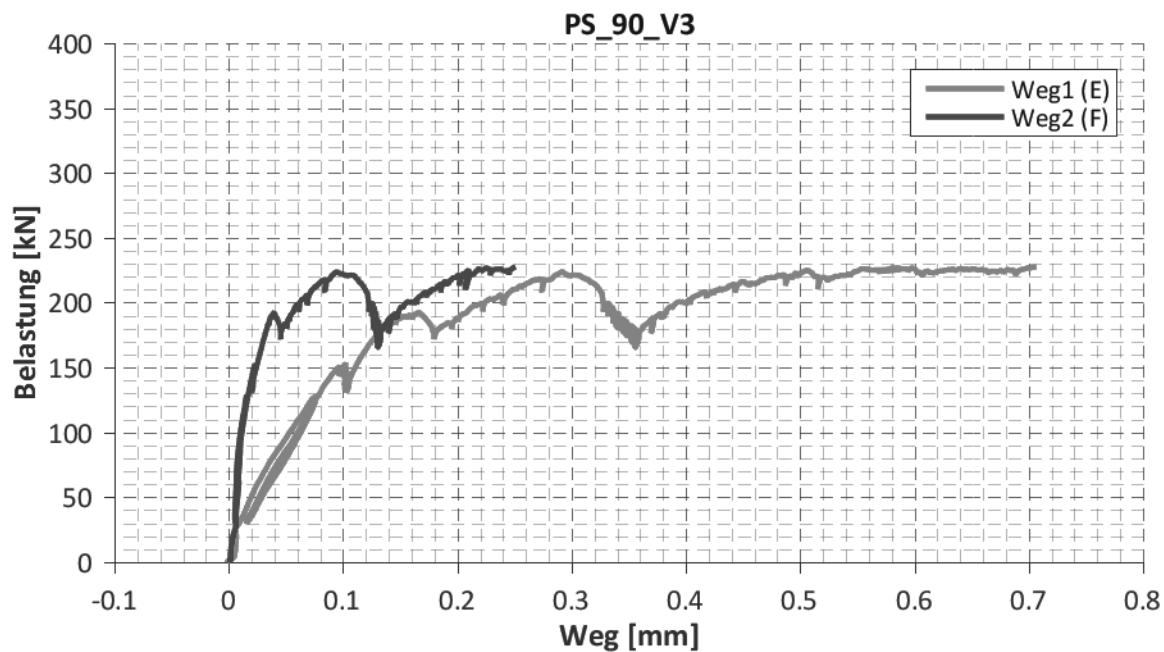


Abb. 3.21: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V3 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

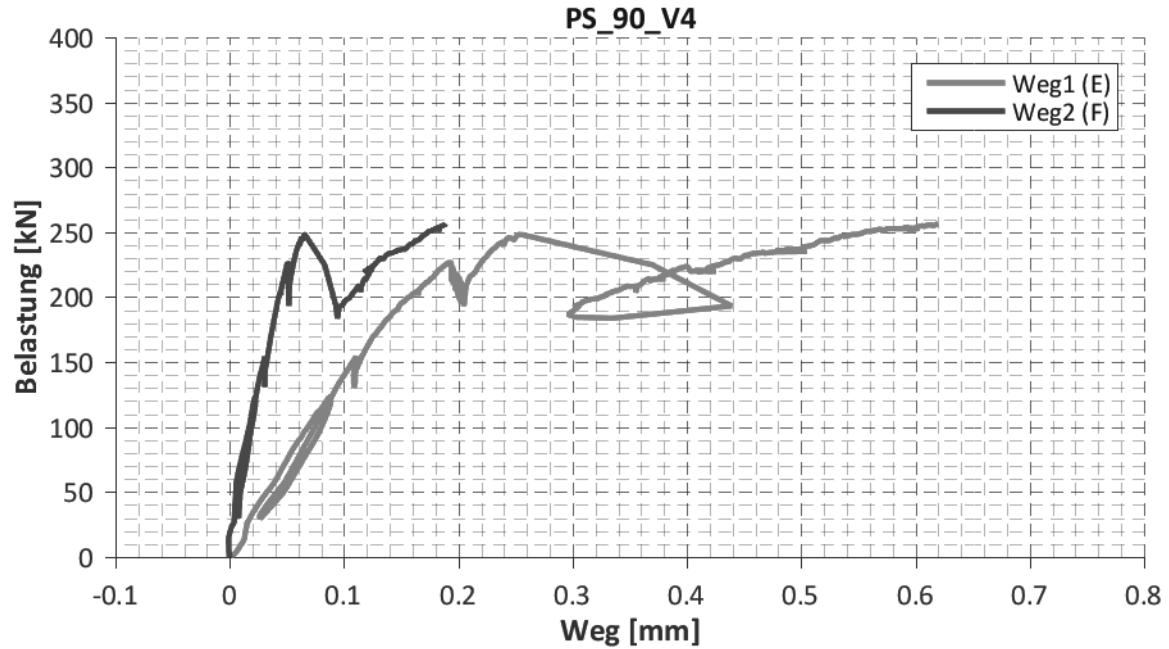


Abb. 3.22: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V4 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

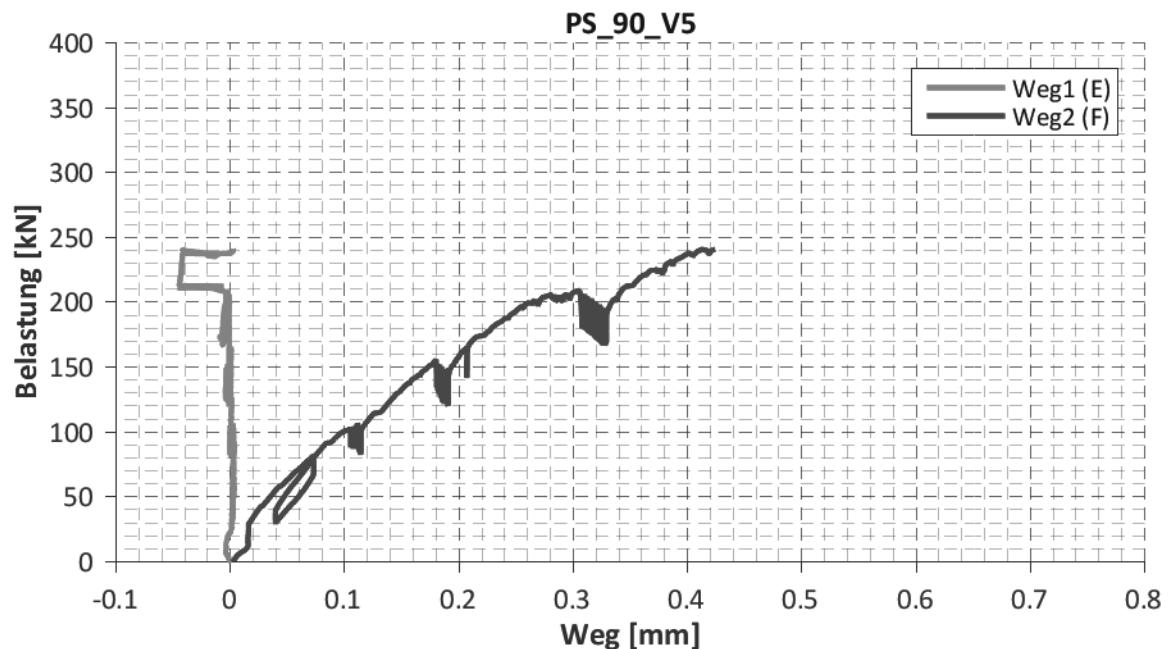


Abb. 3.23: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V5 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

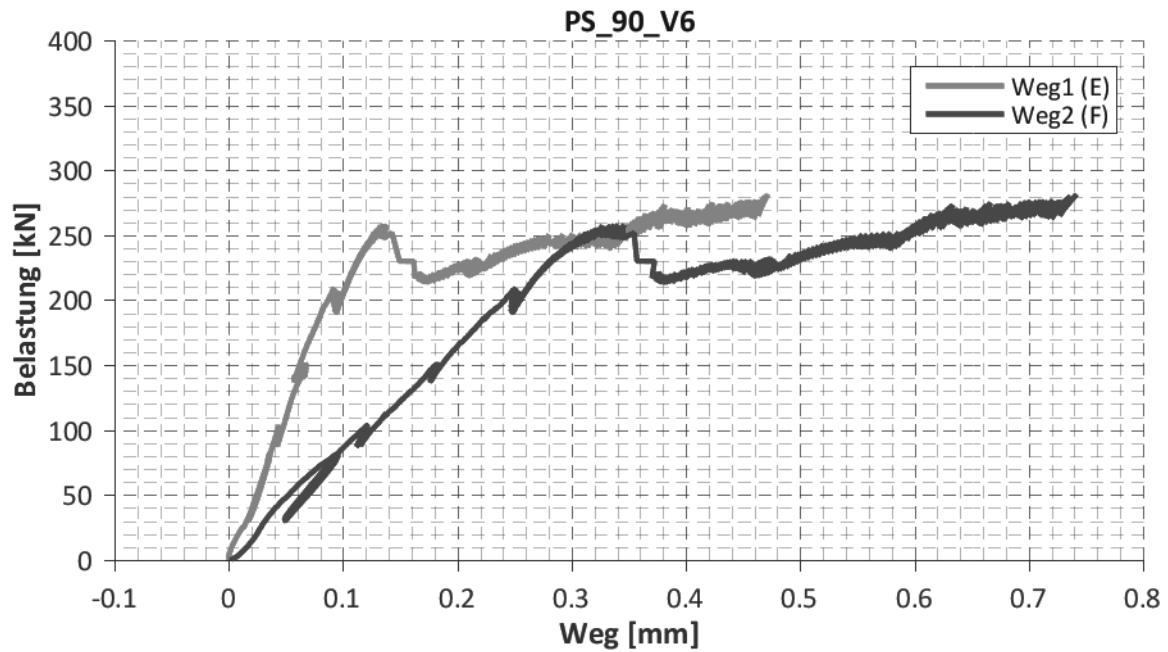


Abb. 3.24: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V6 des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

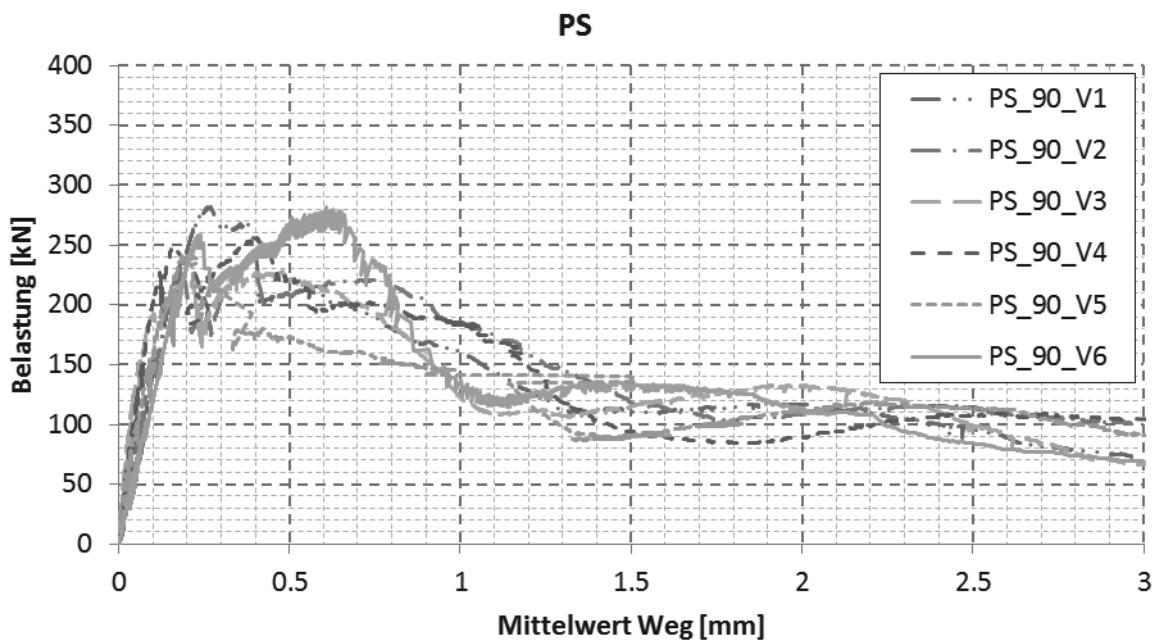


Abb. 3.25: Diagramme Druckkraft – Mittelwert von Weg E und Weg F sämtlicher Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen lediglich verklebten Schubnocken.

Hersteller SH: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben

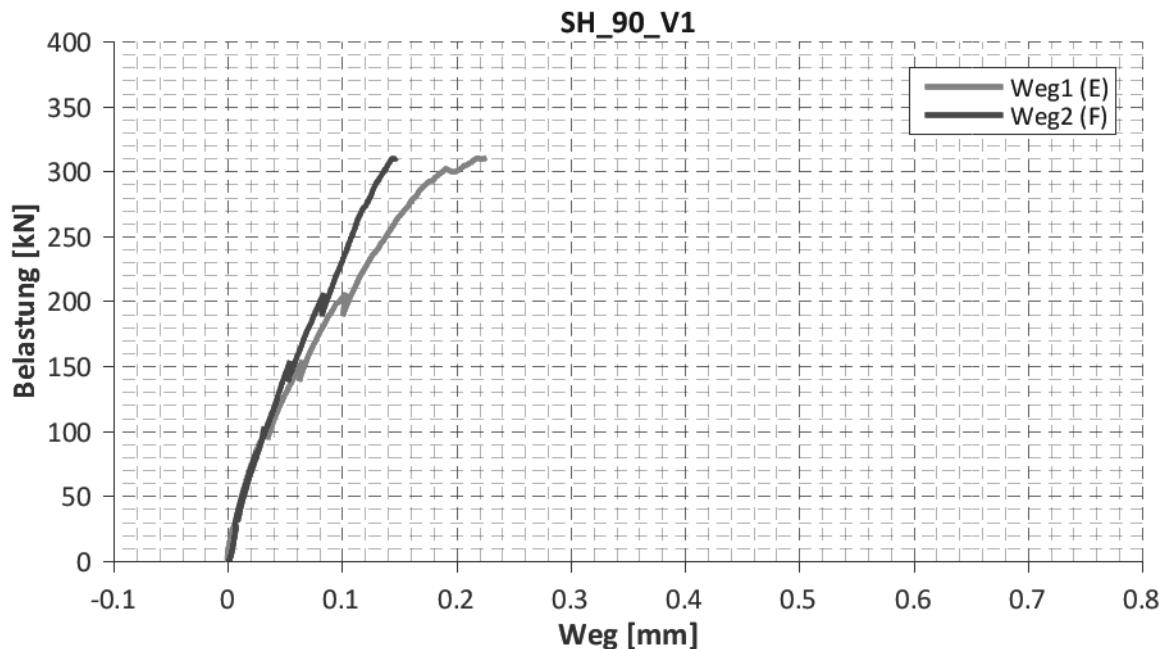


Abb. 3.26: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V1 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

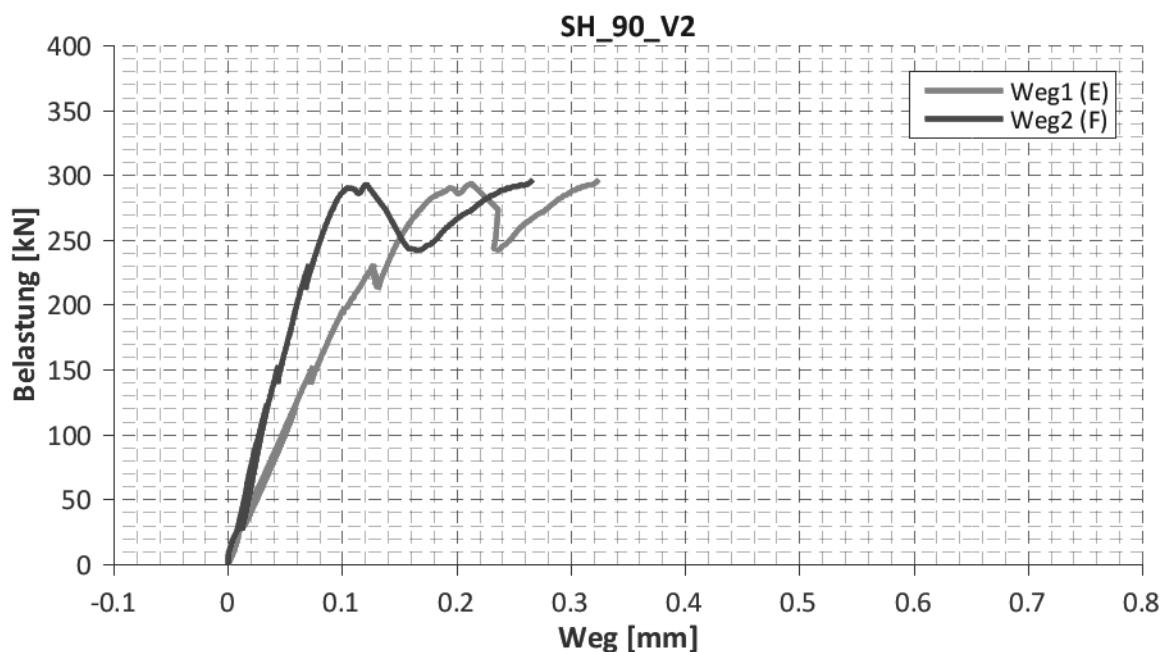


Abb. 3.27: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V2 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

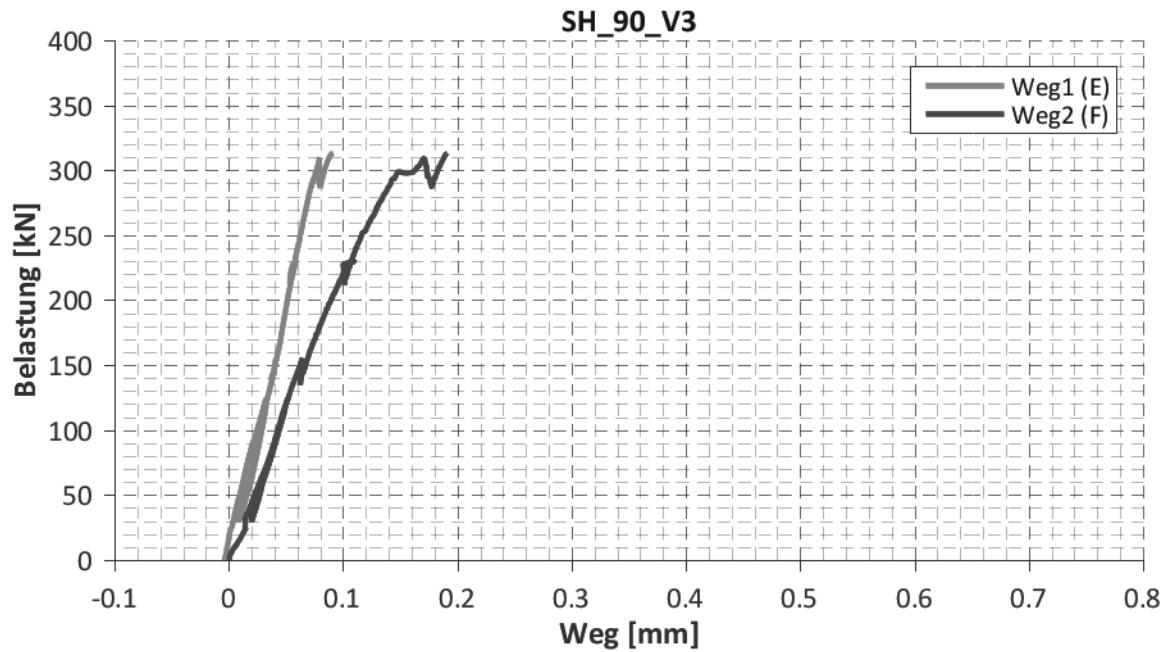


Abb. 3.28: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V3 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

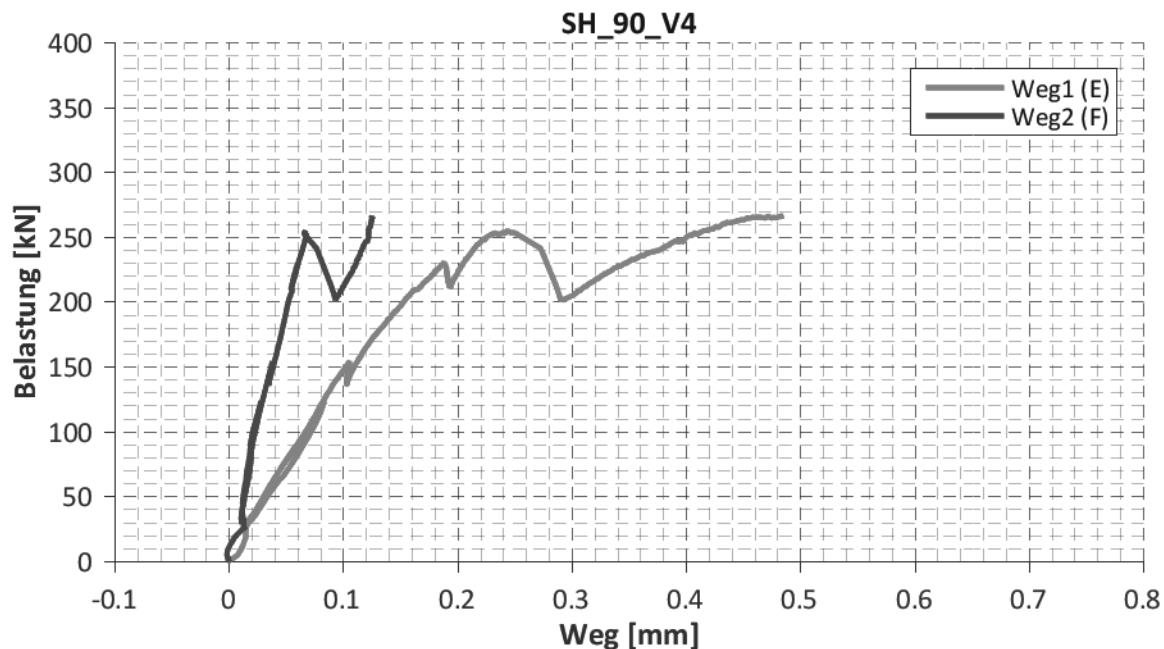


Abb. 3.29: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V4 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

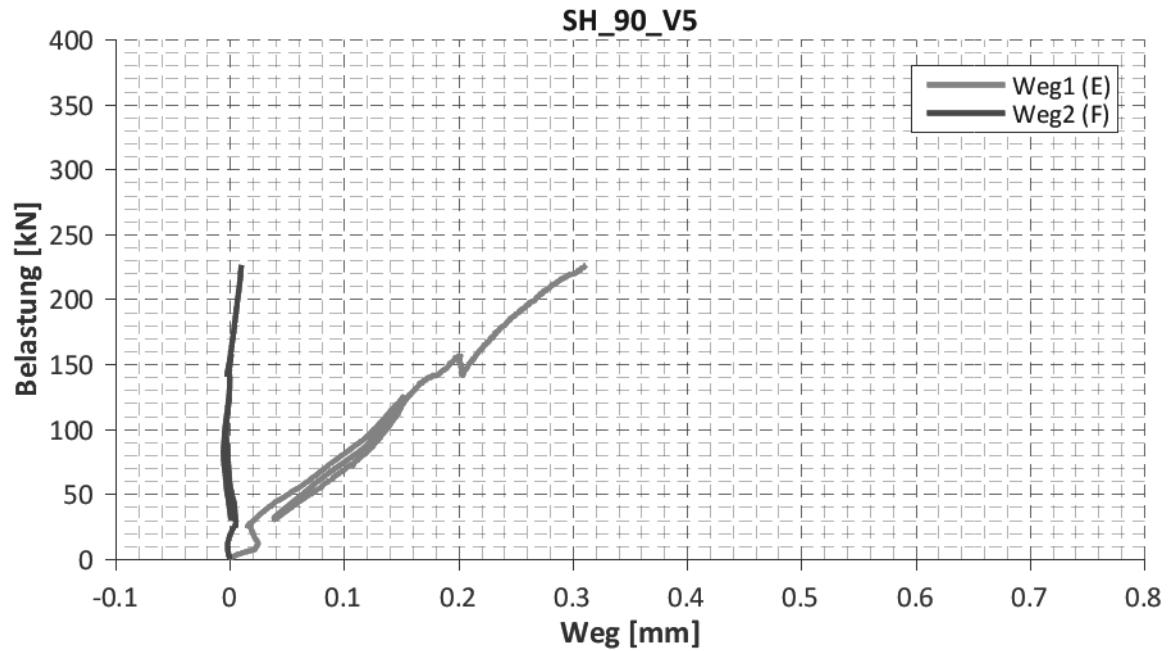


Abb. 3.30: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V5 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

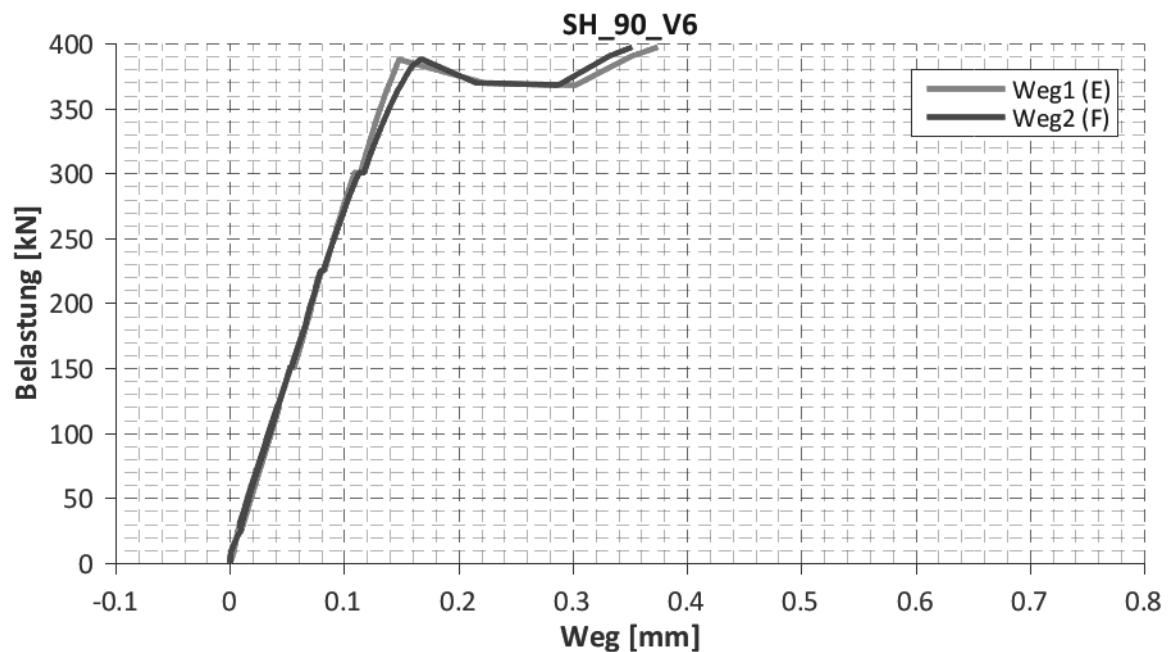


Abb. 3.31: Diagramme Druckkraft – Weg E (rote Linie) und Druckkraft – Weg F (blaue Linie) des Scherversuchs am Prüfkörper V6 des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

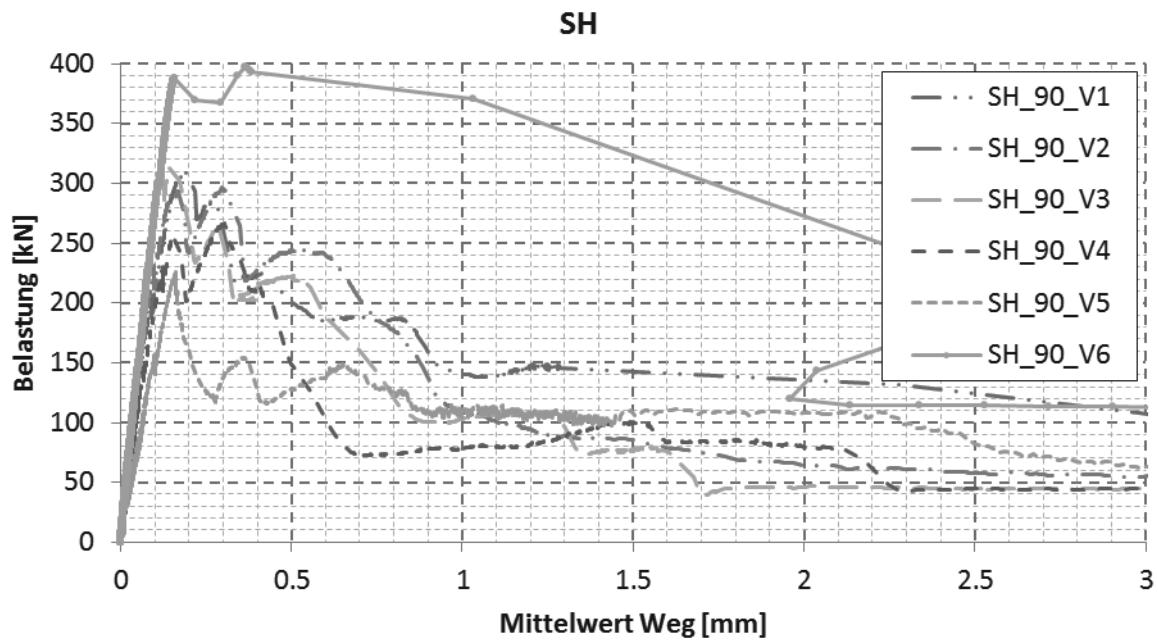


Abb. 3.32: Diagramme Druckkraft – Mittelwert von Weg E und Weg F sämtlicher Scherversuche an den Prüfkörpern des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten und mit diesen verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

3.6.3 Verhalten bei konstant gehaltener Last

3.6.3.1 Prüfkörper mit Schubnocken parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

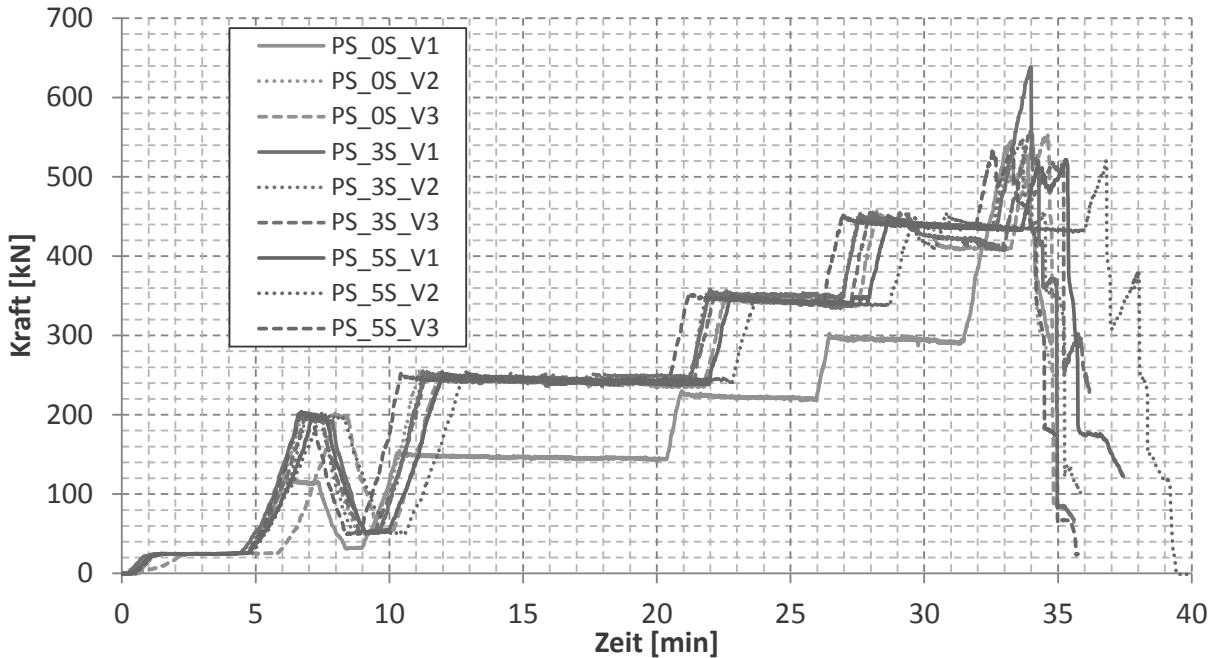


Abb. 3.33: Kraftverlauf in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers PS mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnocken. 0S = geklebt, 3S bzw. 5S = mit 3 bzw. 5 Schrauben zusätzlich verschraubt.

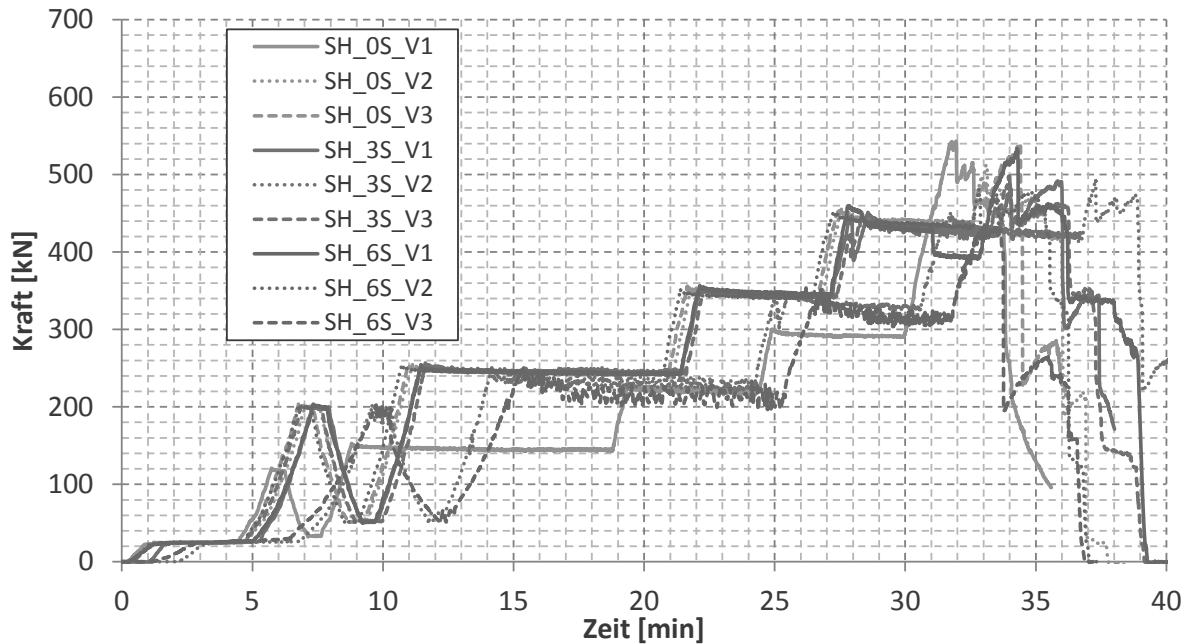


Abb. 3.34: Kraftverlauf in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers SH mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen angeordneten Schubnöcken. 0S = geklebt, 3S bzw. 5S = mit 3 bzw. 5 Schrauben zusätzlich verschraubt.

Aus Abb. 3.33 und Abb. 3.34 ist erkennbar, dass sich bei Laststufen mit konstant gehaltener Last für beide geprüften Produkte unterhalb eines Lastniveaus von 50% der Bruchlast keine oder nur sehr geringe Lastabnahmen einstellen. Dies zeigt sich auch im bezogen auf die Zeit aufgetragenen Verformungsverlauf (Abb. 3.35 und Abb. 3.36). Das in den Abbildungen erkennbare längste Plateau entspricht dabei der Belastungsphase in welcher die Last während 10 Minuten bei 150 kN bzw. 250 kN für die Prüfkörper mit den unverschraubten bzw. mit den zusätzlich verschraubten Schubnöcken konstant gehalten wurde (Belastungsprogramm siehe Abb. 3.8 bzw. Abb. 3.9).

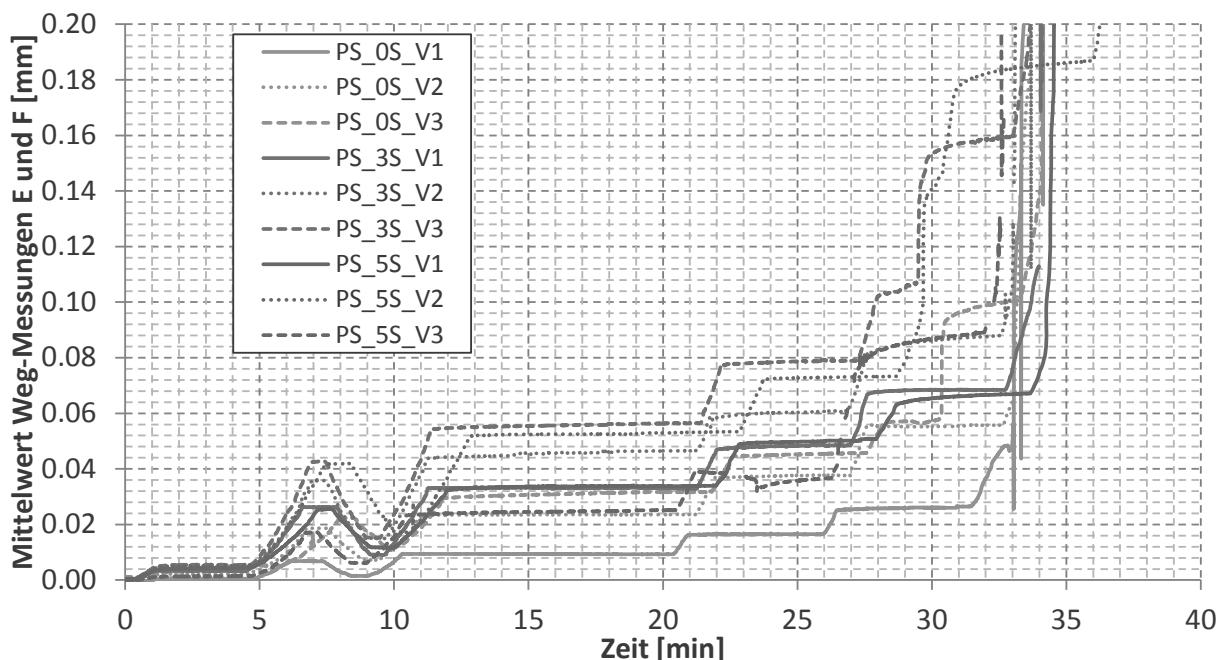


Abb. 3.35: Verformungsverlauf (Mittelwert der Wegmessungen E und F) in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers PS mit parallel zur Faserrichtung der Decklagen angeordneten Schubnöcken. 0S = geklebt, 3S bzw. 5S = mit 3 bzw. 5 Schrauben zusätzlich verschraubt.

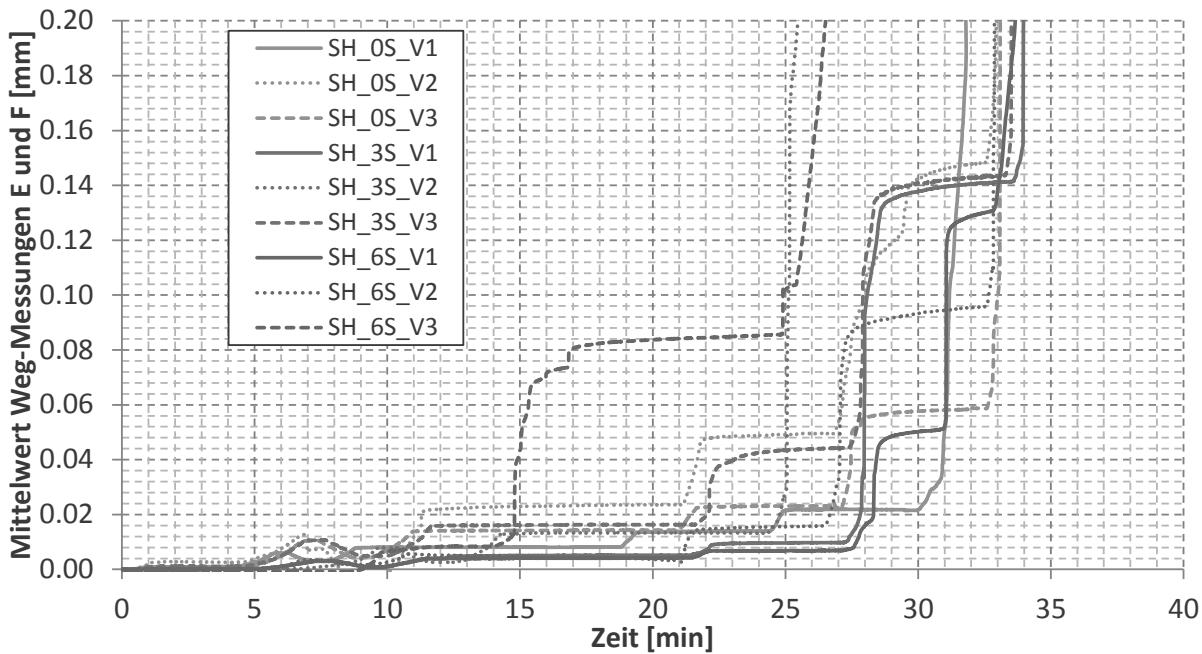


Abb. 3.36: Verformungsverlauf (Mittelwert der Wegmessungen E und F) in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers SH mit parallel zur Faserrichtung der Decklagen angeordneten Schubnocken. OS = geklebt, 3S bzw. 5S = mit 3 bzw. 5 Schrauben zusätzlich verschraubt.

3.6.3.2 Prüfkörper mit Schubnocken rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen

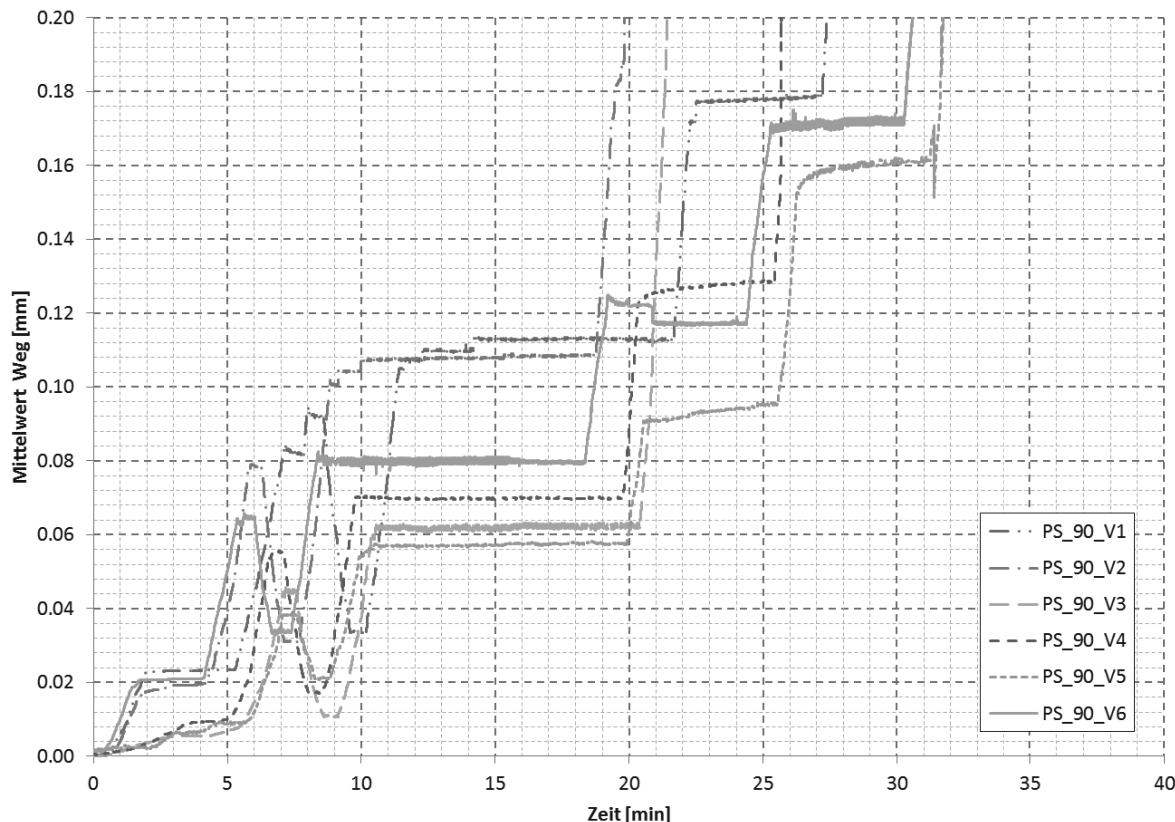


Abb. 3.37: Verformungsverlauf (Mittelwert der Wegmessungen E und F) in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers PS mit rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen angeordneten Schubnocken.

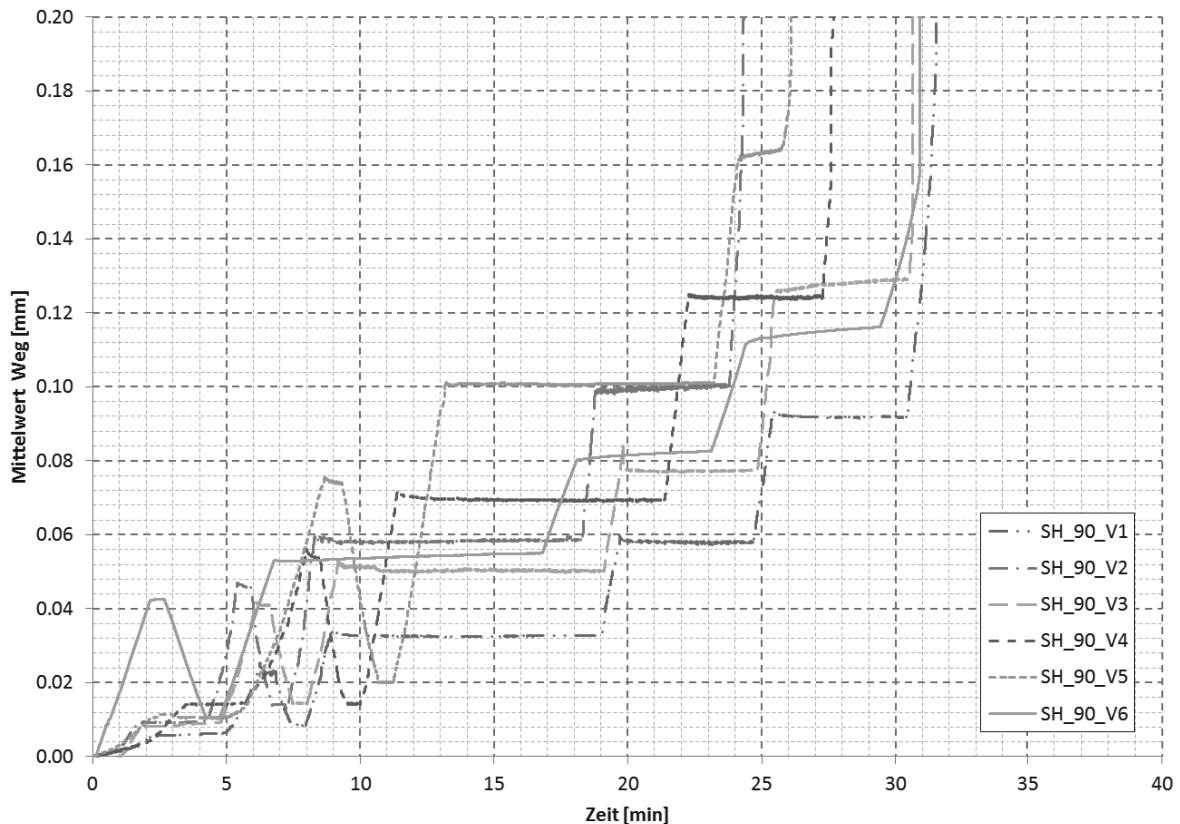


Abb. 3.38: Verformungsverlauf (Mittelwert der Wegmessungen E und F) in Funktion der Zeit: Prüfkörper des Herstellers SH mit rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen angeordneten mit der MHP verklebten und zusätzlich mit 6 Schrauben verschraubten Schubnocken.

3.7 Diskussion der Belastungs-Weg-Diagramme

Die zusätzliche Verschraubung der Schubnocken wirkt sich weder auf die Steifigkeit im elastischen Bereich noch auf die erzielbare Maximallast aus. Lediglich bei Betrachtung des Verhaltens nach dem Bruch ist ein Einfluss der zusätzlichen Verschraubung erkennbar, indem nach dem Bruch die Last während längerer Zeit noch auf einem hohen Niveau gehalten werden kann. Es sind Relativverschiebungen zwischen MHP und Beton von 1.5 mm erreichbar.

3.8 Bewertung der Schubnocken-Verklebung

Im Falle der parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken konnten in keinem Fall Anzeichen einer mangelhaften Verklebung der Schubnocken festgestellt werden. Fotos sämtlicher Bruchflächen sind im Anhang C zu finden.

Bei den rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken war ein Fall von lediglich partieller Verklebung der Schubnocken feststellbar (siehe 3.6.1.2). Fotos aller Bruchflächen sind im Anhang D zusammengestellt.

3.9 Bruchverhalten

Die Prüfkörper verhalten sich grundsätzlich sehr steif. Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung versagen schlagartig. Es war in den Versuchen nicht feststellbar, welche Nocken (oben bzw. unten) zuerst brachen. Nachdem sämtliche Schubnocken gebrochen waren, fiel der Tragwiderstand deutlich

ab. Mittels zusätzlicher Verschraubung lässt sich das Verhalten nach dem Bruch der Klebefläche verbessern, indem die noch übertragbare Last über längere Zeit auf einem Niveau von ca. 40% der Maximallast gehalten werden kann. Dabei ergeben sich bei Anordnung von 5 Schrauben grössere Verformungskapazitäten als bei 3 Schrauben.

3.10 Verbundsteifigkeiten

Da sich in den Versuchen nur sehr kleine relative Verschiebungen zwischen MHP und Beton ergaben und diese z.T. durch Verkippen der Prüfkörper während der Versuch verfälscht sind, ist es schwierig, Werte für die Verbundsteifigkeit abzuleiten. Immerhin kann gesagt werden, dass das Verbundsystem eine sehr hohe Verbundsteifigkeit aufweist. Unterhalb einer Last von 300 kN betragen die Relativ-Verschiebungen weniger als 0.05 mm.

4. Biegeversuche an einfach gelagerten Plattenstreifen

4.1 Einleitung

Zum Zeitpunkt der Projektbeantragung war geplant, einen Langzeitversuch an einem Biege-Verbundbalken durchzuführen und diesen anschliessend einem Kurzzeitversuch zu unterziehen, um den Biegetragwiderstand zu ermitteln. In Absprache mit den Industriepartnern wurde jedoch im Lauf des Projekts entschieden, auf die Langzeitversuche zur Ermittlung des Kriechverhaltens zu verzichten und stattdessen einen Biegeversuch mit verteilter Belastung durchzuführen, eine Beanspruchungssituation, welche den Normalfall im Hochbau bildet und daher eine realistischere Belastungssituation darstellt, als die 4-Punkt-Biegung in den Prototyp-Versuchen. Um trotzdem einen Anhaltspunkt für das Langzeitverhalten des Systems zu erhalten, wurden die Prüfkörper vor dem Bruchversuch während unterschiedlich langer Zeit mit der Gebrauchsbelastung bzw. der 3-fachen Gebrauchsbelastung belastet.

4.2 Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden wiederum von den beiden Industriepartnern hergestellt. Es handelte sich um MHP-Betonverbundkörper mit den planmässigen Abmessungen Breite x Höhe x Länge = 1000 x 260 x 6200 mm³. Während der Prüfkörper des Herstellers PS exakt diese Abmessungen aufwies, betrug die Breite des Prüfkörpers des Herstellers SH 990 mm. Die Grundrisse der Prüfkörper sind in der Abb. 4.1 bzw. im Anhang E dargestellt und einer der Prüfkörper ist in Abb. 4.2 im Versuchsstand zu sehen. Die Längsseiten des Prüfkörpers wurden weiss grundiert, um auftretende Risse im Beton besser erkennen zu können.

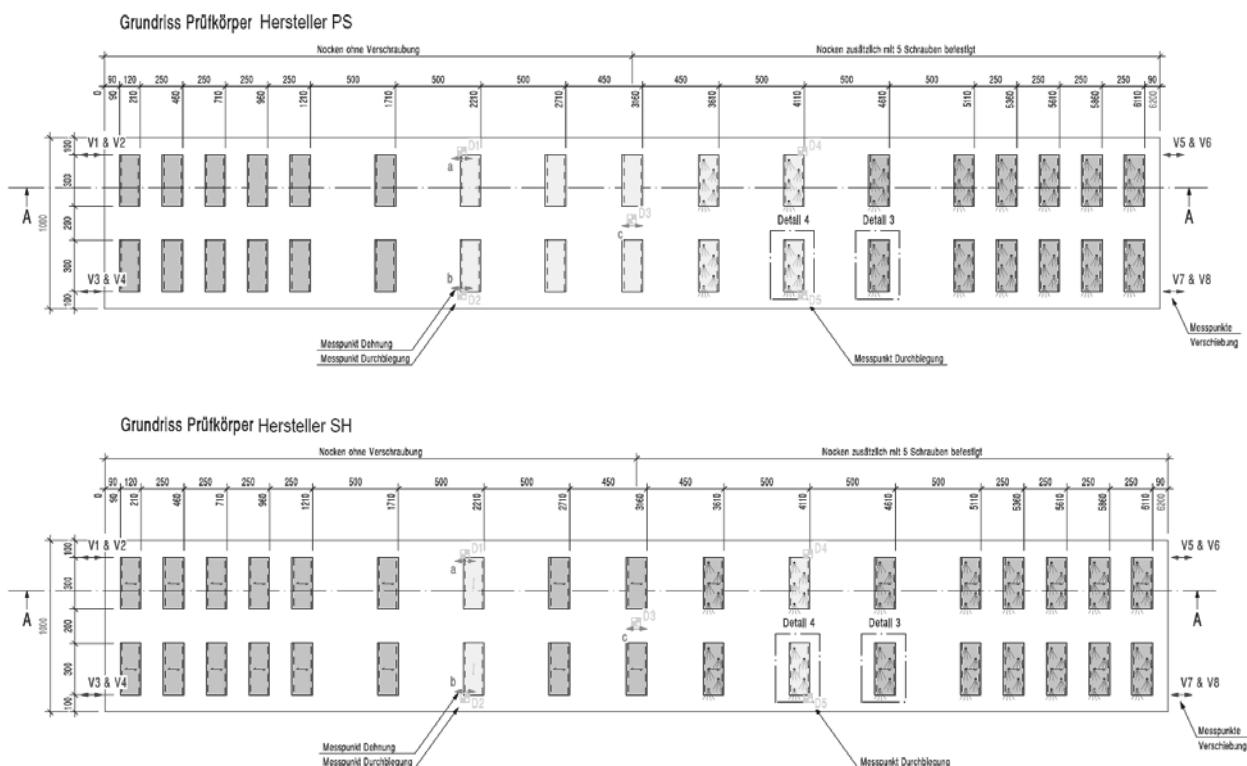


Abb. 4.1: Grundriss der MHP mit Schubnocken deren Faserrichtung in Prüfkörper-Längsrichtung (graue Nocken) bzw. -Querrichtung (grüne Nocken) verläuft. Die Nocken sind flächig mit der MHP verklebt und auf einer Prüfkörperhälfte zusätzlich mit der MHP verschraubt (rechte Plattenseite). Pro Nocken sind 5 Schrauben angeordnet, wobei die Reihe mit 3 Schrauben gegen die Spannweitenmitte orientiert ist. Abmessungen in [mm]. Prüfkörper des Herstellers PS (oben) und SH (unten).

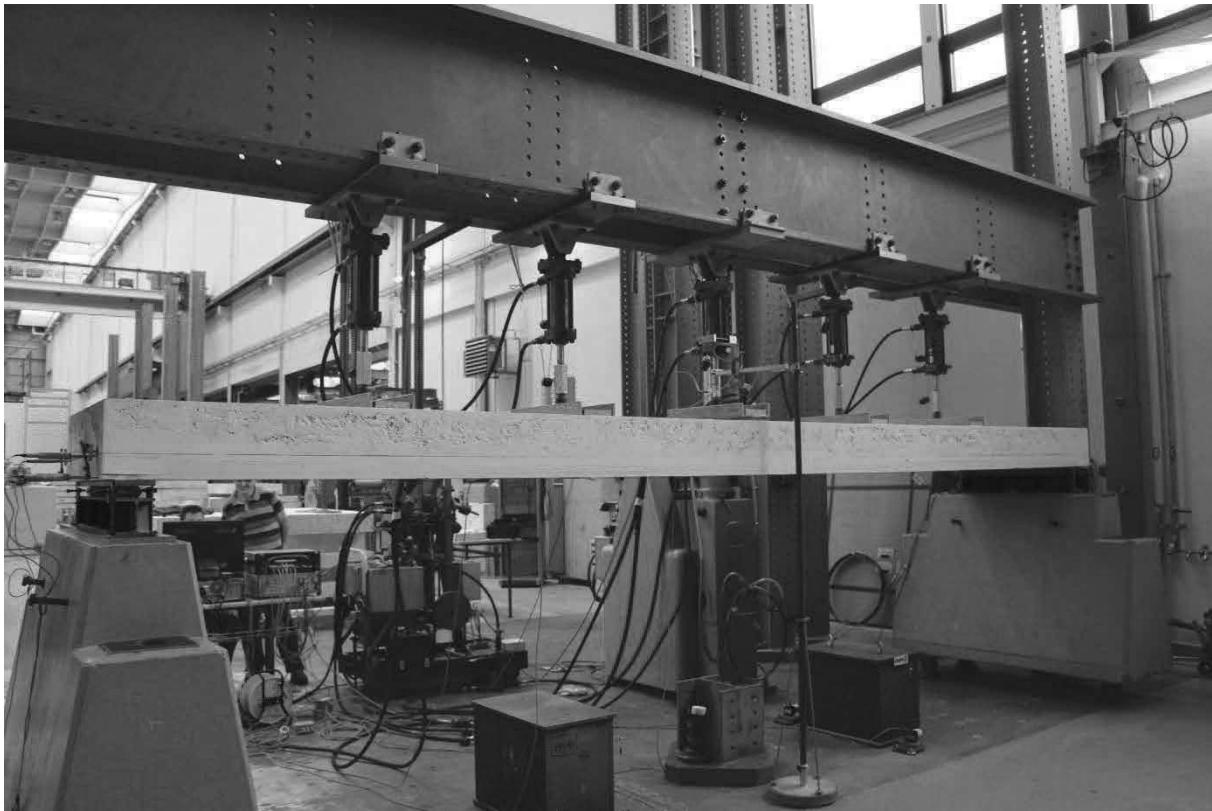


Abb. 4.2: MHP-Betonverbund-Prüfkörper des Herstellers PS im Prüfstand eingebaut.

Die MHP auf der Unterseite der Prüfkörper hatte eine Dicke von 80 mm. Es handelte sich um eine 5-lagige MHP mit einem Schichtaufbau von 7/8/50/8/7 mm (Hersteller PS) bzw. einem Schichtaufbau von 10/10/40/10/10 mm (Hersteller SH). Die äussersten Lagen und die Mittelage der MHP verliefen mit einer Faserorientierung in Längsrichtung der Prüfkörper und die beiden 2. Lagen verliefen mit einer Faserorientierung in Querrichtung des Prüfkörpers (Abb. 4.3, bzw. Anhang E).

Auf der MHP waren insgesamt 34 Schubnocken aufgeklebt, die in zwei Reihen angeordnet waren. Die Kontaktfläche von Schubnocke und MHP wies die Abmessungen Breite x Länge = 300 x 100 mm² auf. Die Schubnocken waren zweilagig aus MHP mit je 10 mm Dicke aufgebaut (Abb. 4.3). Die obere Holzlage der Nocken wies einen beidseitigen Überstand von je 10 mm in Längsrichtung des Prüfkörpers auf. Die Fasern des Holzes der in der Abb. 4.1 grau eingefärbten Nocken waren in Längsrichtung des Prüfkörpers orientiert (Abb. 4.5). Bei den in Abb. 4.1 grün markierten Nocken verlief die Faserrichtung parallel zur Querrichtung des Prüfkörpers (Abb. 4.6). Zur Festigkeitsklasse der MHP und der Schubnocken wurden durch die beiden Hersteller keine Angaben gemacht. Sämtliche Schubnocken waren mit der MHP flächig verklebt. Im Bereich des Auflagers Seite Werkstatt (rechtes Auflager in Abb. 4.2) waren die Schubnocken zusätzlich mit fünf Schrauben pro Nocke mit der MHP verschraubt (Abb. 4.1, Abb. 4.5 und Abb. 4.6). Mittels der einseitigen Anordnung der Schrauben sollte geprüft werden, ob die zusätzliche Verschraubung einen positiven Effekt auf den Tragwiderstand der Prüfkörper ausüben würde. Die eingesetzten Schrauben wiesen einen Durchmesser von 5 mm und eine Länge von 60 mm auf (Abb. 4.4). Die Nockenseite mit den 3 Schrauben war Richtung Spannweiten-Mitte orientiert.

Auf der MHP war eine Betonschicht von 180 mm Dicke aufgebracht (Abb. 4.3). Der Beton war mit den Schubnocken bündig vergossen. Die Schalung um den Prüfkörper herum wurde vor Versuchsbeginn entfernt.

Die Masse der Prüfkörper betrug ≈ 3000 kg (Anteil Holz: 250 kg, Anteil Beton: 2750 kg), was einer Flächenlast von 4.85 kN/m² entspricht.

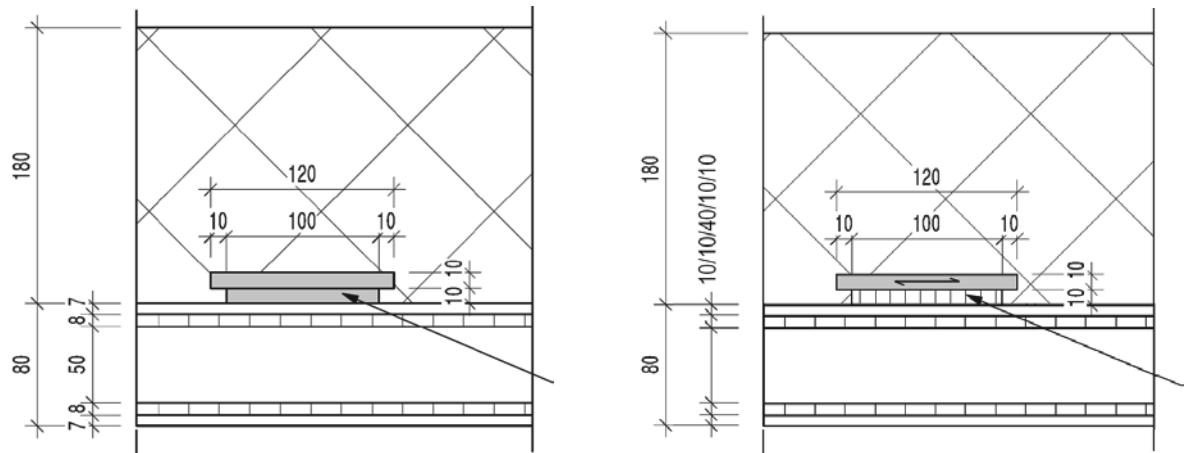


Abb. 4.3: Detailzeichnung des Schichtaufbaus der MHP und der Querschnittsabmessungen der Schubnocken: Prüfkörper des Herstellers PS (links) bzw. des Herstellers SH (rechts).



Abb. 4.4: Verwendete Schrauben mit Durchmesser 5 mm und Länge 60 mm.

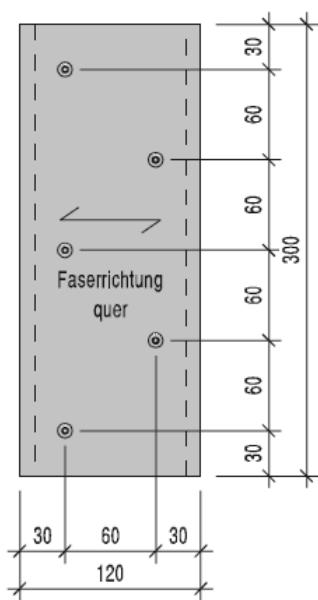


Abb. 4.5: Detail Schubnocken-Typ 1 mit Faserverlauf in Prüfkörper-Längsrichtung. Abmessungen in [mm].

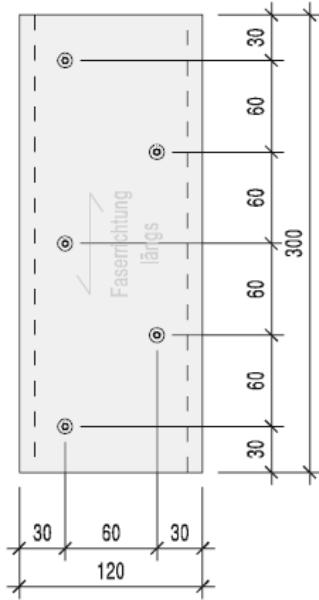


Abb. 4.6: Detail Schubnocken-Typ 2 mit Faserverlauf in Prüfkörper-Querrichtung. Abmessungen in [mm].

4.3 Versuchsaufbau

Es wurde ein Biegeversuch mit Belastung in 5 Punkten mit einem Abstand von 1 m zwischen den Belastungspunkten durchgeführt (Abb. 4.7 und Abb. 4.8). Im Vergleich zu einem klassischen 4-Punkt-Biegeversuch hat die gewählte Prüfvariante den Vorteil, dass die Beanspruchung des Plattenstreifens der in der Praxis häufig vorkommenden Situation einer gleichmäßig verteilten Flächenlast näher kommt. Zwei Rollenlager über die gesamte Prüfkörperbreite bildeten die Auflager der Prüfkörper (Abb. 4.9).

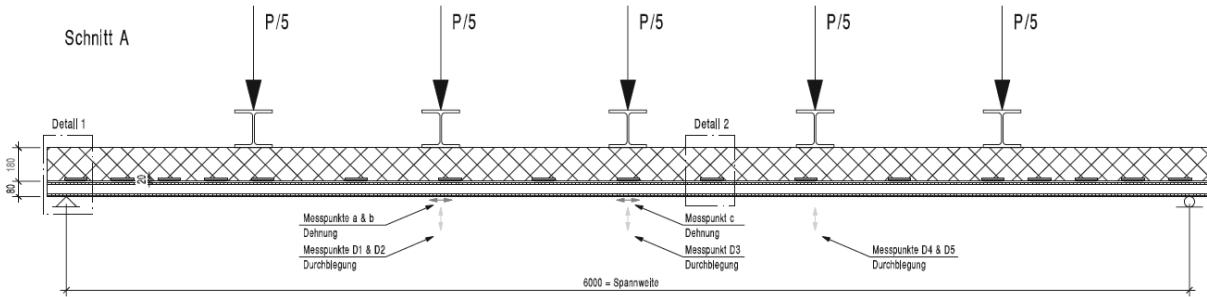


Abb. 4.7: Prüfkonfiguration: Biegeversuch mit 5 Lasteinleitungen. Abmessungen in [mm]. Spannweite 6 m, Abstand zwischen den Lasteinleitungspunkten 1 m.

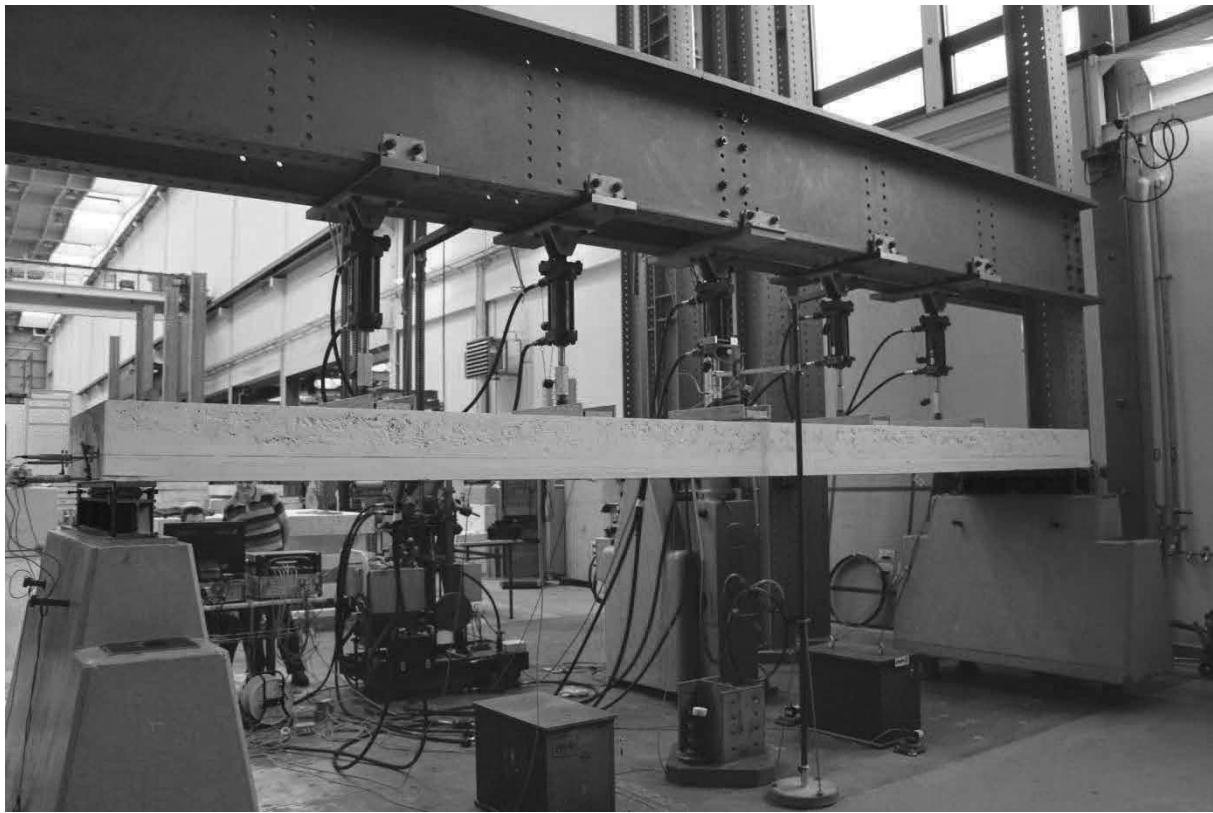


Abb. 4.8: Versuchsaufbau mit Prüfkörper gelagert als einfacher Balken mit einer Spannweite von 6 m und belastet mit 5 Einzellasten in gleichmäigigem Abstand von 1 m.

4.4 Krafteinleitung

Die Kraftaufbringung erfolgte durch fünf Hydraulikzylinder mit einem Abstand von 1 m. Die Hydraulikzylinder waren am Prüfrahmen gelenkig in Längsrichtung des Prüfkörpers gelagert. Über ein Kugelgelenk und eine biegesteife Traverse wurde die Kraft über einer Länge von 600 mm und eine Breite

von 200 mm verteilt in den Prüfkörper eingeleitet (Abb. 4.10). Die verwendeten Hydrel-Prüfzylinder (Log. Nr. 50.100) hatten eine Kapazität von je 150 kN. Der Öldruck wurde mit dem mobilen Amsler-Pendelmanometer PM 105 (Log. Nr. 60.100) aufgebracht. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert. Die Gesamtmasse der zur Lasteinleitung benötigten Teile (Kugel, U-Stahlprofil und Hartfaserplatte) betrug 36.85 kg pro Lasteinleitungspunkt. Beim Lasteinleitungspunkt in Spannweitenmitte war eine Stahlplatte mit einer Masse von 18.5 kg zusätzlich angeordnet. Dies ergibt eine Gesamtmasse von 203 kg, was einer Flächenlast von 0.33 kN/m^2 entspricht.



Abb. 4.9: Auflagerdetail.

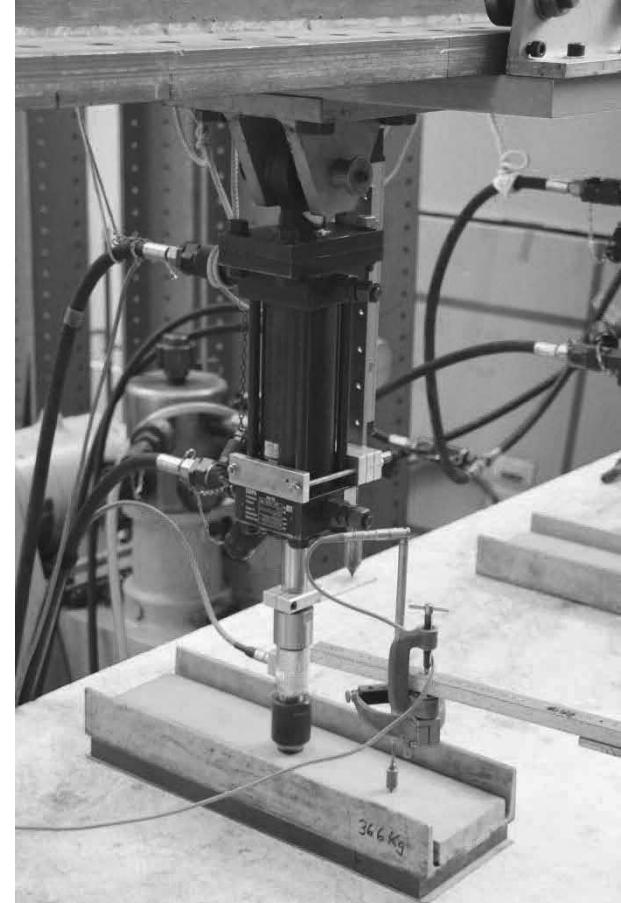


Abb. 4.10: 150 kN-Hydrel Prüfzylinder (Log. Nr. 50.100) mit Kraftmessdose (Log. Nr. 40.760), Kugelgelenk und Lasteinleitungs-Traverse ($b = 200 \text{ mm}$, $l = 600 \text{ mm}$).

4.5 Messtechnik

Die Kraft wurde mit einer Kraftmessdose (Log. Nr. 40.760) beim Krafteinleitungspunkt in Spannweitenmitte gemessen.

Während der Versuche wurden an verschiedenen Stellen die Durchbiegung der Prüfkörper sowie die Dehnung an der Unterseite der MHP gemessen: Die Planausschnitte in Abb. 4.11 und Abb. 4.15 geben einen Überblick dazu. Die Signale der Kraft-, Dehnungs- und Wegmessungen wurden mit dem Datenerfassungsprogramm CATMAN erfasst und auf einem PC gespeichert. Die Durchbiegung wurde in Punkt D3 in der Mitte der Prüfkörper von oben mit Hilfe eines Weggebers des Typs HBM WSF/200mm (Log. Nr. 30.900) gemessen (Abb. 4.12). An den Punkten D1, D2, D4 und D5 unterhalb der Lasteinleitung erfolgte die Messung der Durchbiegungen der Prüfkörper von unten mit Hilfe von Seilsensoren (Log. Nr. 40.490) (Abb. 4.13). Direkt neben den Punkten D1, D2 und D3 wurden die Dehnungen der Holzoberfläche an der Unterseite der Prüfkörper in den Punkten a, b und c mit Dehnungsmessstreifen des Typs HBM 100/120 LY41 gemessen (Abb. 4.14).

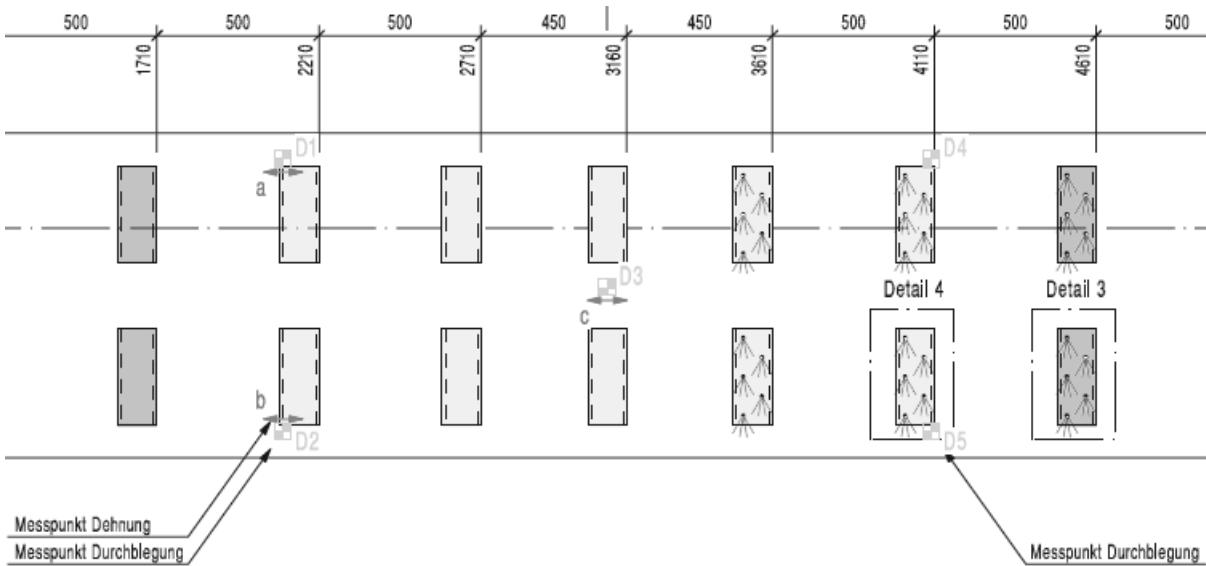


Abb. 4.11: Messstellen D1 – D5 zur Messung der Durchbiegungen. Messstellen a – c zur Messung der Dehnungen in Spannweitenrichtung an der Unterseite der MHP. Abmessungen in [mm].

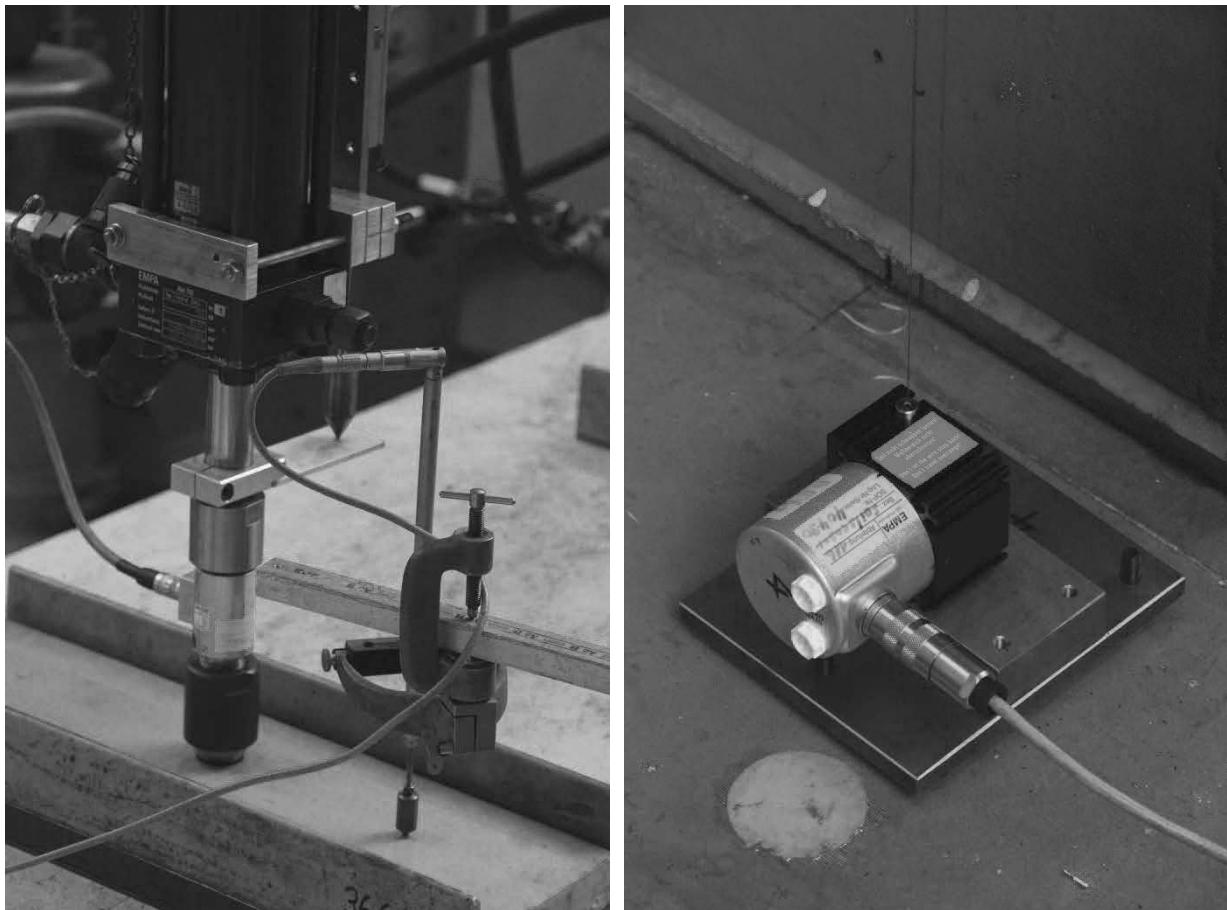


Abb. 4.12: Messung der Durchbiegung an der Stelle D3 mit einem Weggeber des Typs HBM WSF/200mm (Log. Nr. 30.900).

Abb. 4.13: Messung der Durchbiegungen unter den Lasteinleitungen in den Punkten D1, D2, D4 und D5 mit Seilsensoren des Typs WDS-1000-P60 (Log. Nr. 40.490).

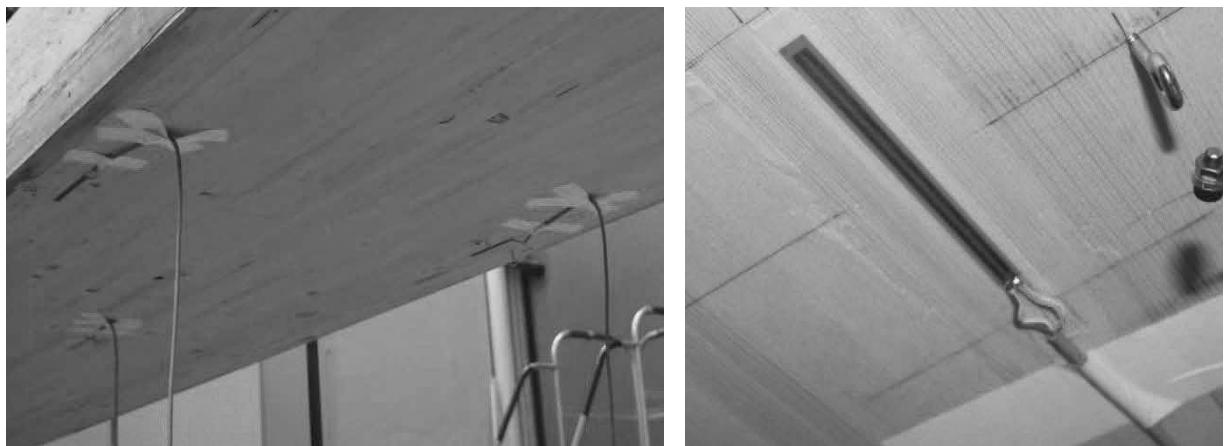


Abb. 4.14: Messung der Dehnungen in Spannweitenlängsrichtung an der Unterseite der Prüfkörper mit Dehnungsmessstreifen des Typs HBM 100/120 LY41.

Bei der Auswertung der Rohdaten bedeuten negative Messwerte in Punkt D3, sowie positive Messwerte in den Punkten D1, D2, D4 und D5 eine Zunahme der Durchbiegung. Ebenso bedeuten positive Messwerte der Dehnungsmessstreifen eine Dehnung (Verlängerung) in den Punkten a, b und c. In den nachfolgend zusammengestellten Ergebnissen entspricht ein positiver Anstieg der Daten einer Zunahme der Durchbiegung bzw. Dehnung.

Die differentielle Verschiebung zwischen dem Beton und der MHP wurde an den Punkten V1/V2 und V3/V4, bzw. V5/V6 und V7/V8 (Abb. 4.15) mit Hilfe von Wegaufnehmern des Typs Sylvac P25 bzw. P50 (Log. Nr. 30.420 bzw. 30.440) gemessen. Die Wegaufnehmer waren am Beton befestigt und auf Aluminiumplättchen gelagert, welche auf der oberen und auf der unteren Lage des Holzes befestigt waren (Abb. 4.16). Der Aufnehmer mit der kleineren Nummer an einem Messpunkt mass die Verformung in der oberen Lage der MHP, derjenige mit der grösseren Nummer mass die Verformung der unteren Lage der MHP.

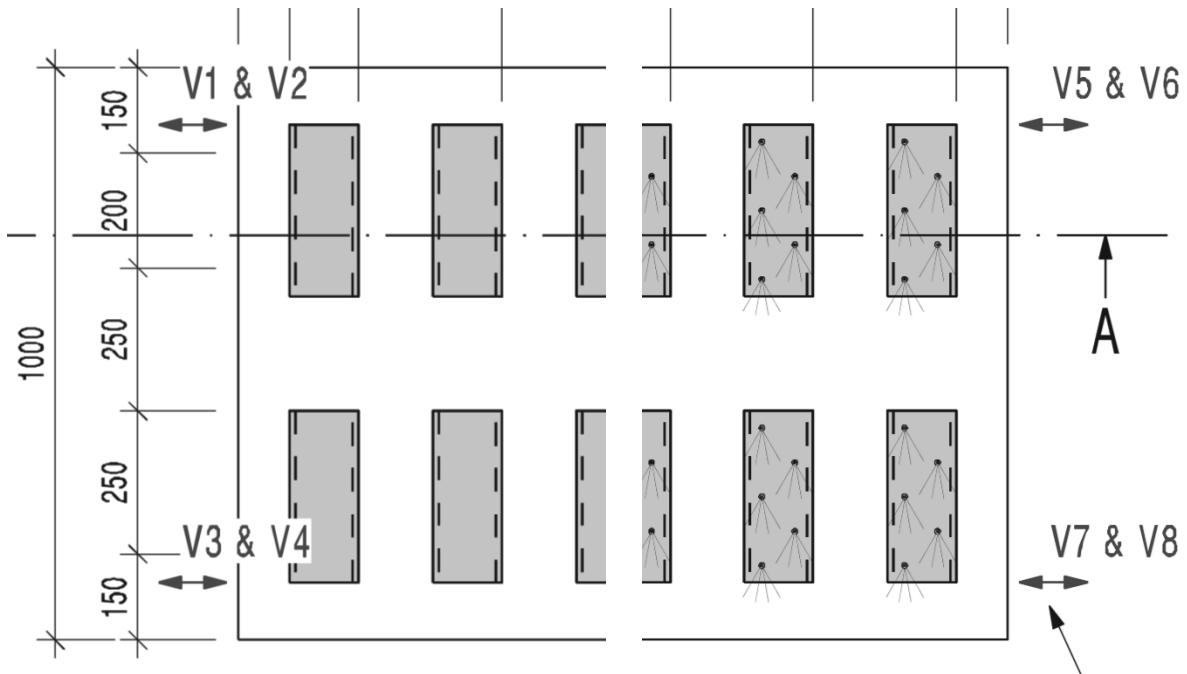


Abb. 4.15: Messstellen V1 – V8 zur Messung der differentiellen Verschiebungen zwischen Beton und MHP. Abmessungen in [mm].

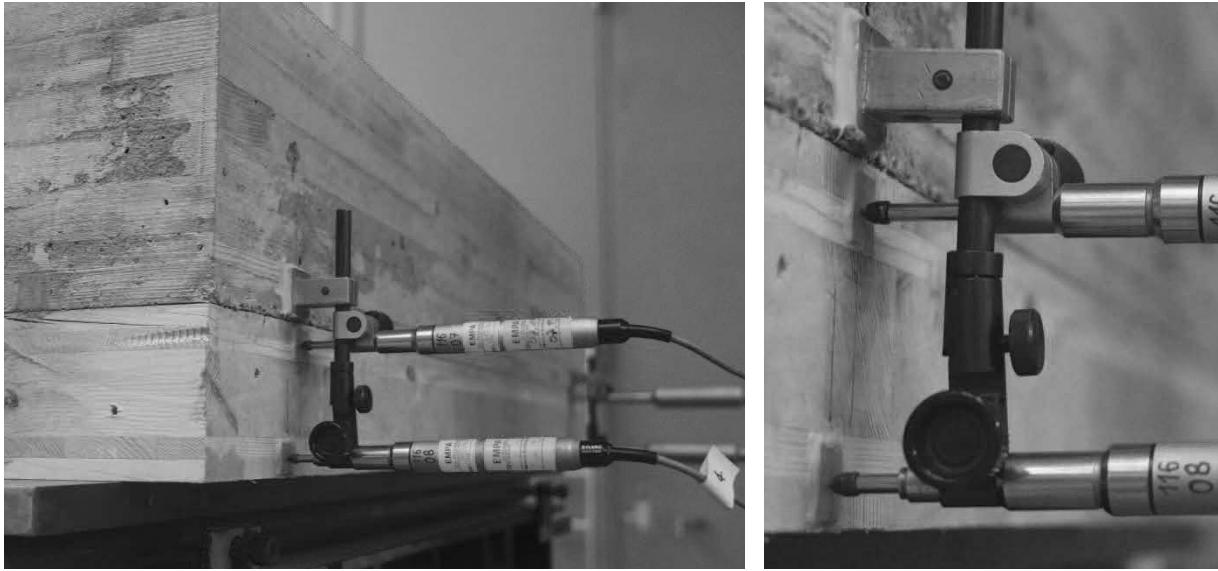


Abb. 4.16: Messung der differentiellen Verschiebung zwischen Beton und MHP mit Wegaufnehmern des Typs Sylvac P25 bzw. P50 (Log. Nr. 30.420 bzw. 30.440).

4.6 Anfangszustand der Prüfkörper

4.6.1 Prüfkörper des Herstellers PS

Die MHP des Prüfkörpers des Herstellers PS wies bereits bei Anlieferung bzw. vor Versuchsbeginn an diversen Stellen eine offene Fuge zwischen Massivholzplatte und Betonplatte auf (Abb. 4.17).

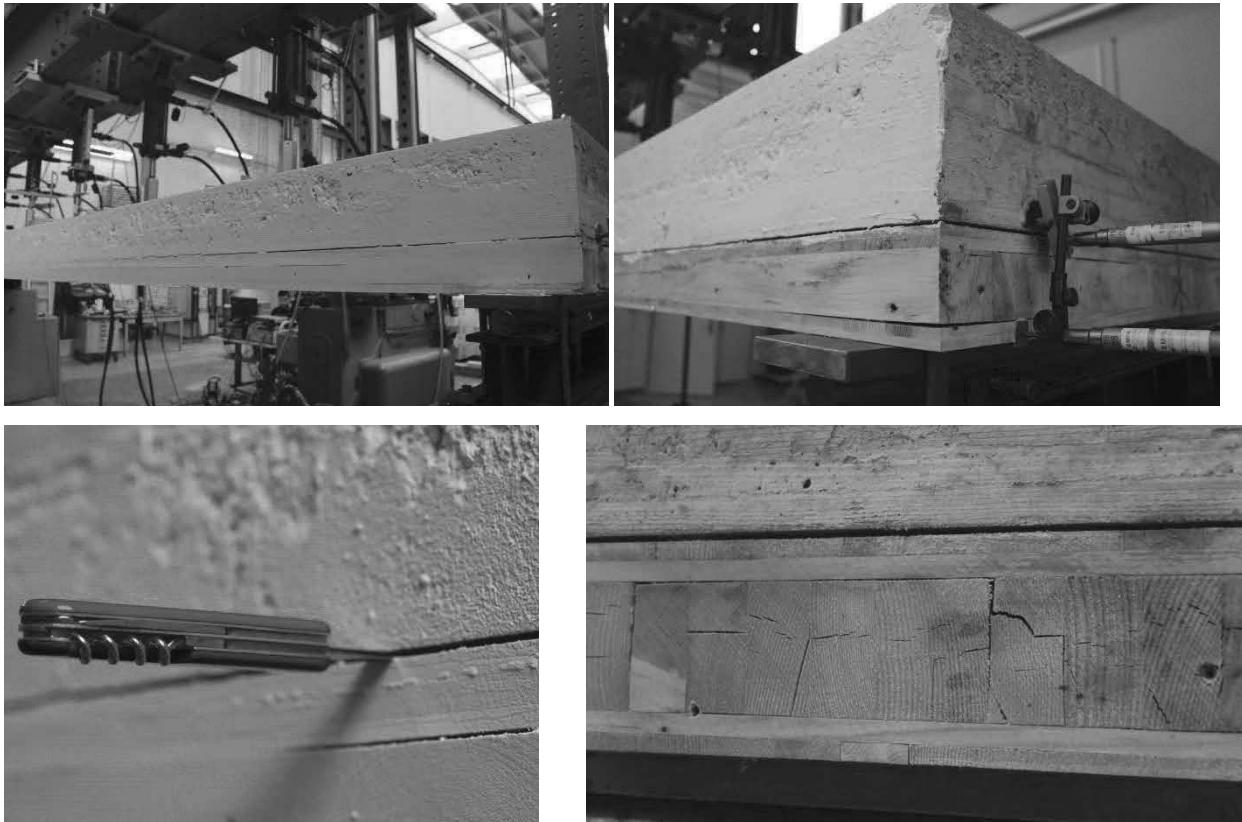


Abb. 4.17: Klaffende Fuge zwischen MHP. Verfärbungen und Risse in der MHP deuten auf längere Feuchteinwirkung während oder nach dem Betonieren hin.

Die Spaltweiten der Öffnungen betragen bis zu 5 mm. Verfärbungen und Risse im Holzes deuten zudem auf eine längere Befeuchtung der MHP hin, welche diese wahrscheinlich während oder nach dem Betonieren erfahren hatte.

4.6.2 Prüfkörper des Herstellers SH

Der Prüfkörper des Herstellers SH wies bereits vor Versuchsbeginn im unbelasteten Zustand eine gut sichtbare Durchbiegung auf (Abb. 4.18, links). Zudem war die Aussenlage der MHP im Bereich der Dehnungsmessstelle b lokal aufgesplittert (Abb. 4.18, rechts).

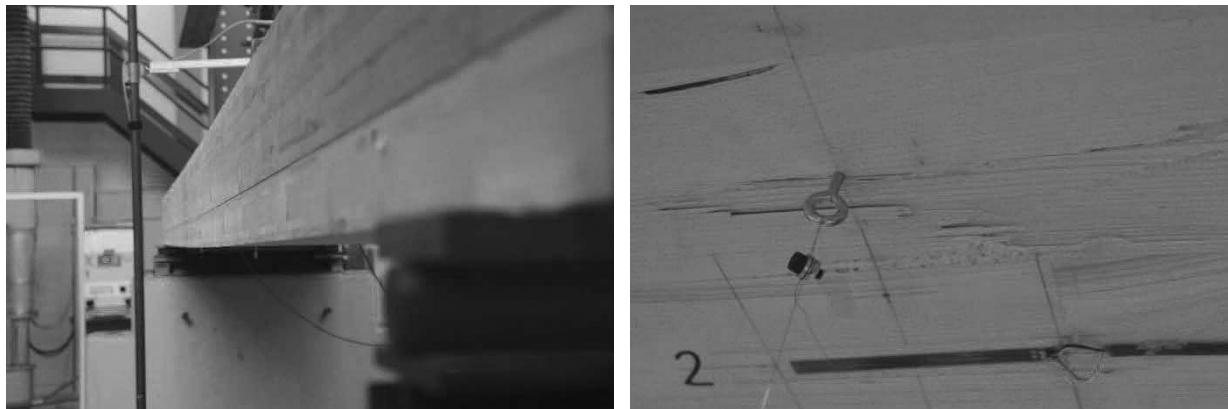


Abb. 4.18: Durchbiegung des Prüfkörpers des Herstellers SH in unbelastetem Zustand vor Versuchsbeginn (links) und lokale Aufsplitterung in der Aussenlage der MHP im Bereich der Dehnungsmessstelle b (rechts).

4.7 Belastungsprogramme

Die Belastungsprogramme für die beiden Versuche wurden in Absprache mit den Industriepartnern wie folgt festgelegt (Abb. 4.19 und Abb. 4.20):

- Belasten auf halbe Gebrauchslast und Halten während 2 Minuten
- Entlasten auf Null und Warten während 2 Minuten
- Belasten auf Gebrauchslast und Halten während 2 Minuten
- Entlasten auf Null und Warten während 2 Minuten
- Belasten auf Gebrauchslast und Halten während 90 Minuten
- Lasterhöhung auf 3-fache Gebrauchslast und Halten während 90 Minuten (Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS, Abb. 4.19) bzw. 480 Minuten (Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH, Abb. 4.20)
- Demontage der Wegaufnehmer an den Messstellen V1 – V8.
- Sukzessive Laststeigerung bis zum Bruch in Schritten von 4 kN mit jeweiligem Halten während 2 Minuten.

Die Gebrauchslast wurde in Absprache mit den Industriepartnern zu 3.3 kN/m^2 (2.0 kN/m^2 Nutzlast plus 1.3 kN/m^2 ständige Auflast) festgelegt. Damit ergeben sich für die Plattenfläche von $1.0 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} = 6.20 \text{ m}^2$ folgende Zylinderkräfte pro Zylinder:

- Gebrauchslast: 4.09 kN
- Halbe Gebrauchslast: 2.05 kN
- 3-fache Gebrauchslast: 12.3 kN

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0.1 kN/s.

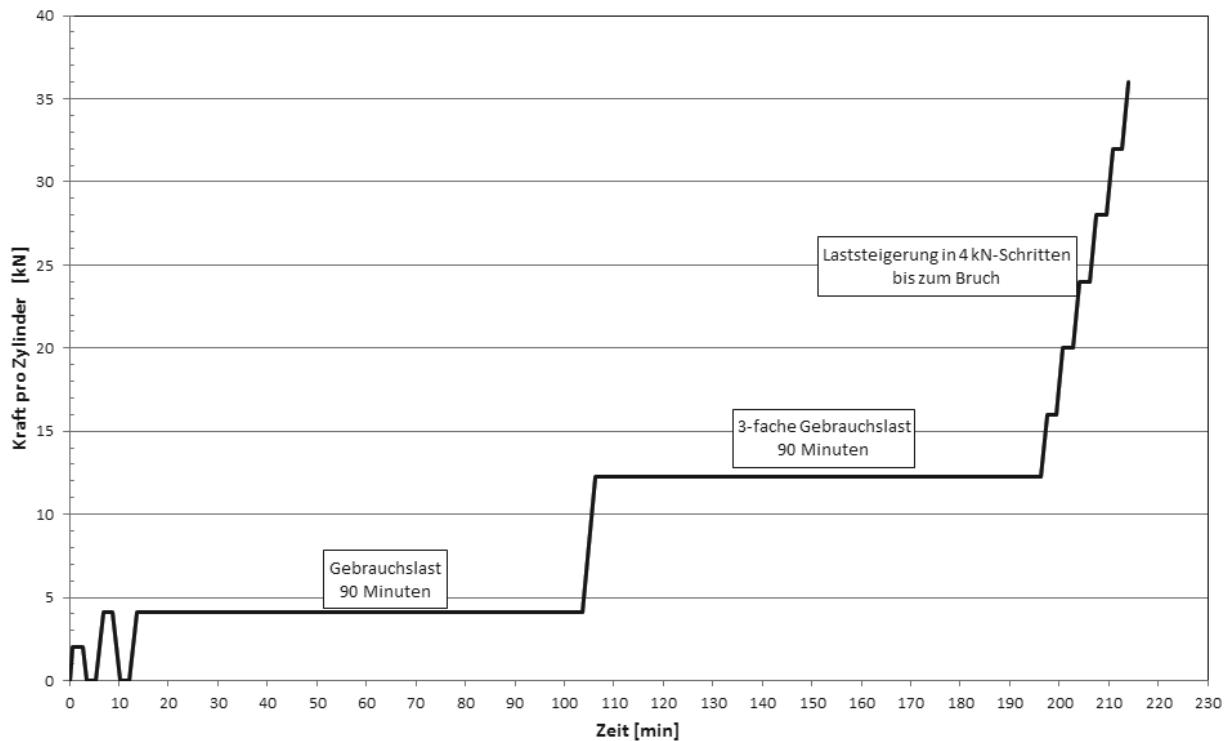


Abb. 4.19: Belastungsprogramm für den Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS.

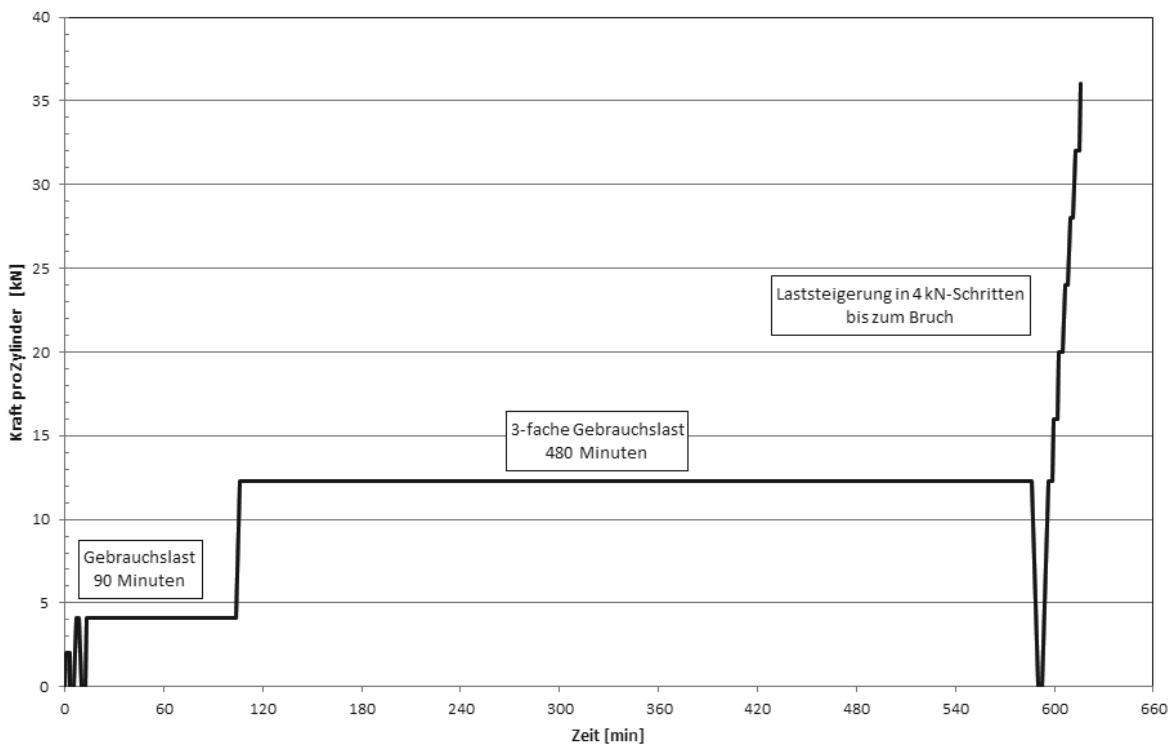


Abb. 4.20: Belastungsprogramm für den Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH.

4.8 Ergebnisse des Versuchs am Prüfkörper des Herstellers PS

4.8.1 Belastungszyklus

Nach zwei Anfangsbelastungen bei einer Gesamtlast (alle 5 Zylinder zusammen) von 10 kN (halbe Gebrauchslast) und 20 kN (Gebrauchslast) wurde der Prüfkörper des Herstellers PS bei einer Gesamtbelastung von 21 kN (Niveau Gebrauchslast) für eine Dauer von 90 Minuten belastet (Abb. 4.21). Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D3 um 0.6 mm zu. Das Verbundsystem zeigt also eine sehr grosse Steifigkeit. Nach dem ersten Langzeitbelastungszyklus wurde der Prüfkörper bei einer Gesamtbelastung von 62 kN (3-fache Gebrauchslast) während 93 Minuten belastet. Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D3 um weitere 1.9 mm zu (siehe 4.8.5).

Anschliessend wurde die Belastung bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Das Versagen trat auf der rechten Plattenseite (im Bereich mit den Schubnocken mit zusätzlicher Verschraubung) bei einer Gesamtbelastung von 180.9 kN (bzw. einer Kraft von 36.2 kN pro Zylinder) ein. Der Bruchwert war vom Hersteller PS basierend auf einer durch die Schubnocken maximal übertragbaren Schubspannung von 2.5 N/mm² vor den Versuchen bereits in dieser Höhe geschätzt worden. Mit der 8.85-fachen Gebrauchslast wurde ein Bruchwert erreicht, welcher die üblichen Sicherheitsmargen um ein Mehrfaches übersteigt.

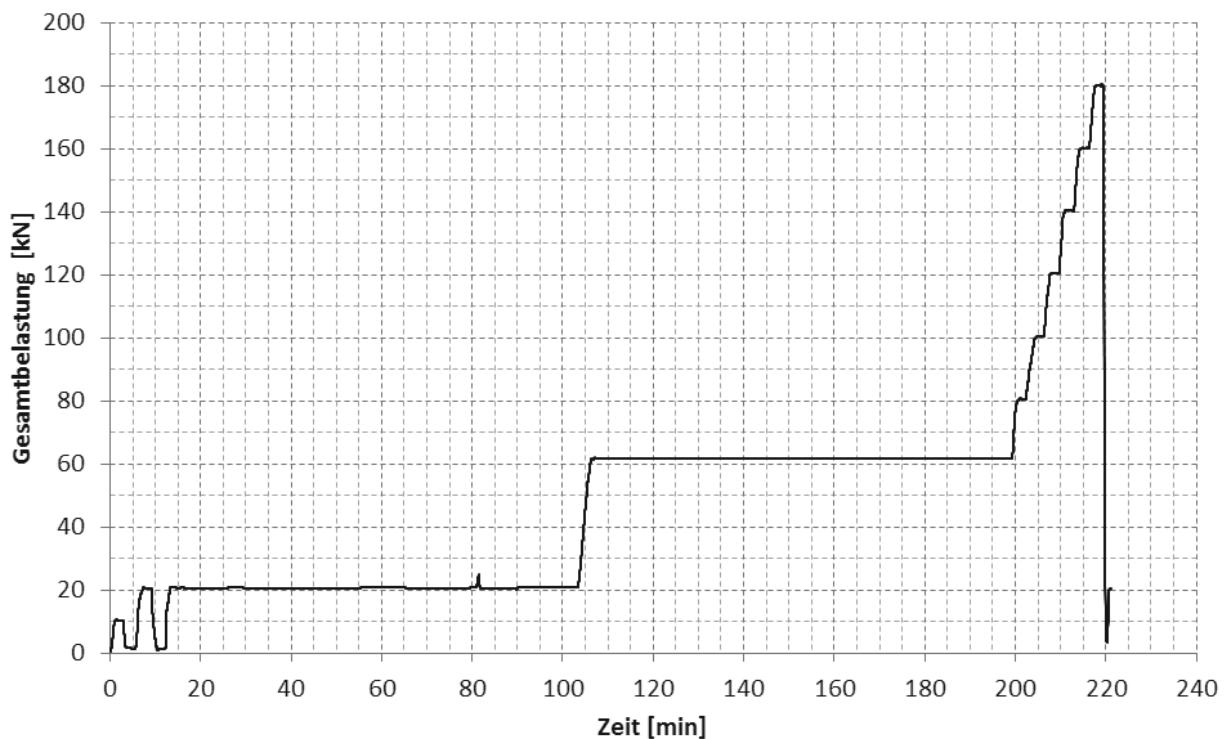


Abb. 4.21: Effektiver Belastungsverlauf beim Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS.

4.8.2 Durchbiegungen

Die gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 4.22 (Durchbiegung im Punkt D3) bzw. in der Abb. 4.23 (Durchbiegungen in den Punkten D1, D2, D4 und D5) in Funktion der Gesamtbelastung dargestellt.

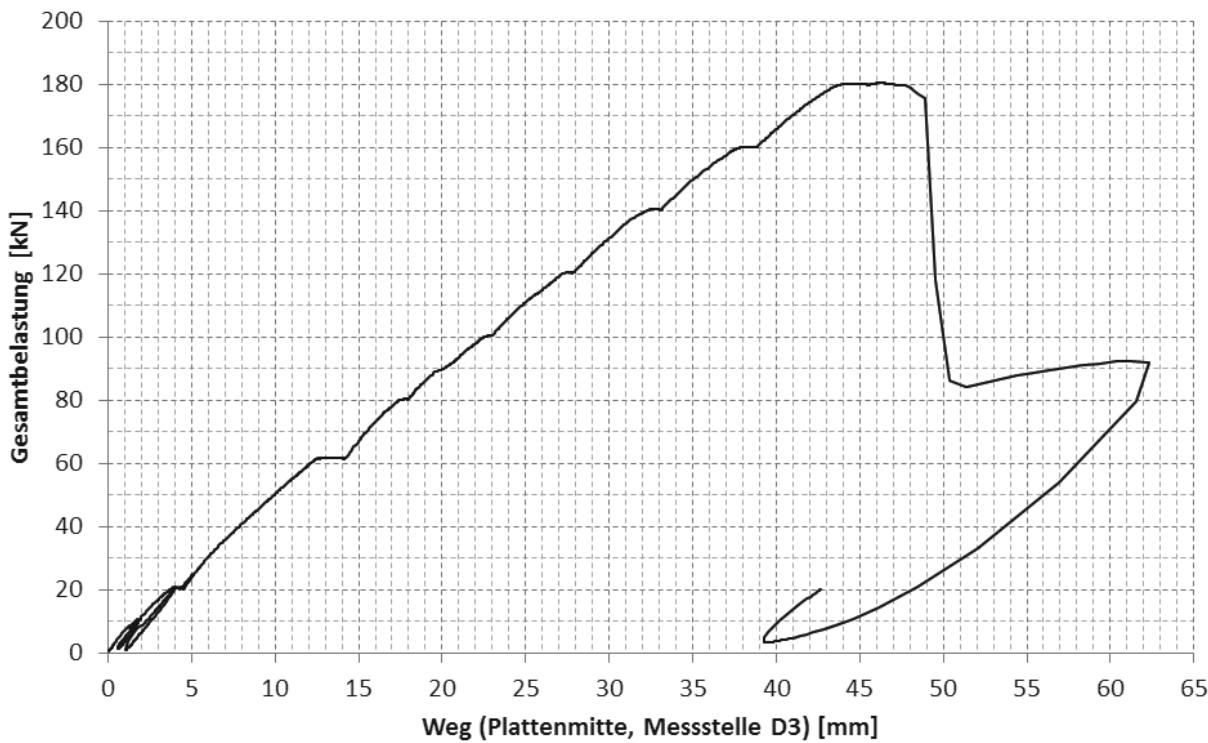


Abb. 4.22: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Vertikale Durchbiegung in Plattenmitte (Messstelle D3).

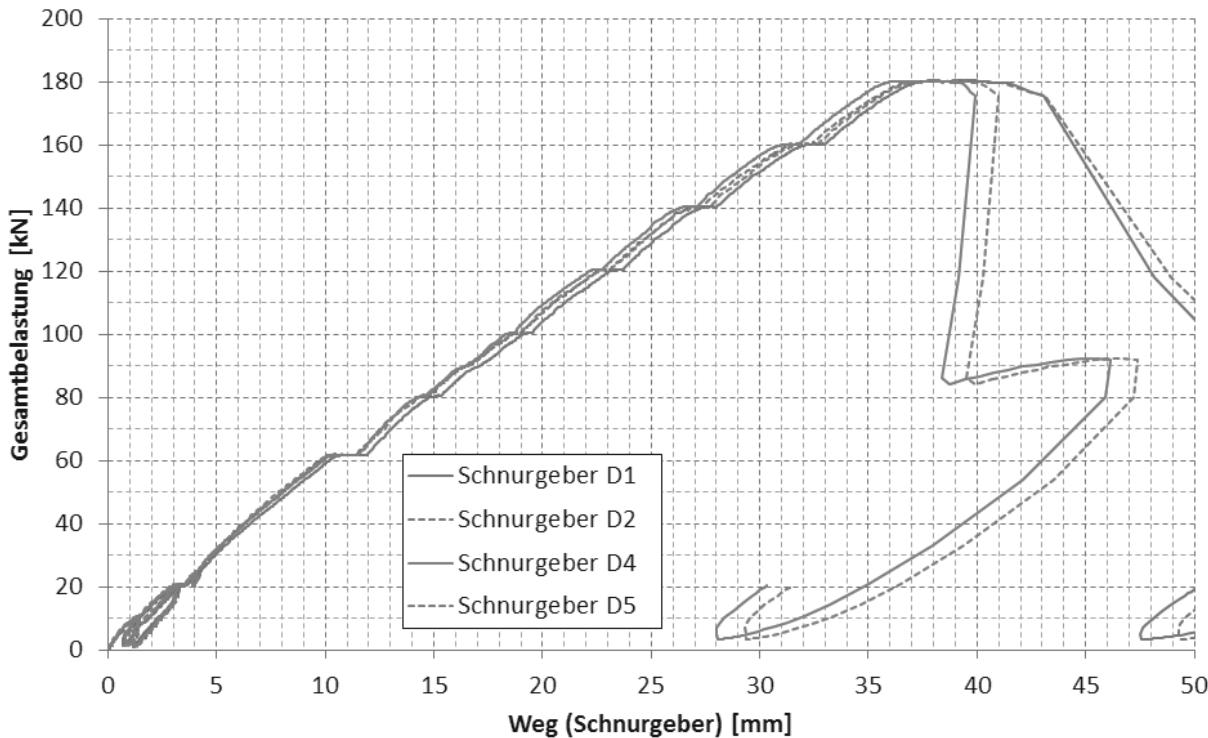


Abb. 4.23: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Vertikale Durchbiegung an den Messstellen D1 und D2 sowie D4 und D5.

4.8.3 Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton

Die Abb. 4.24 bis Abb. 4.27 zeigen die differentiellen Verschiebungen zwischen der Betonplatte und der MHP für eine Belastung bis zum einem Wert von 62 kN.

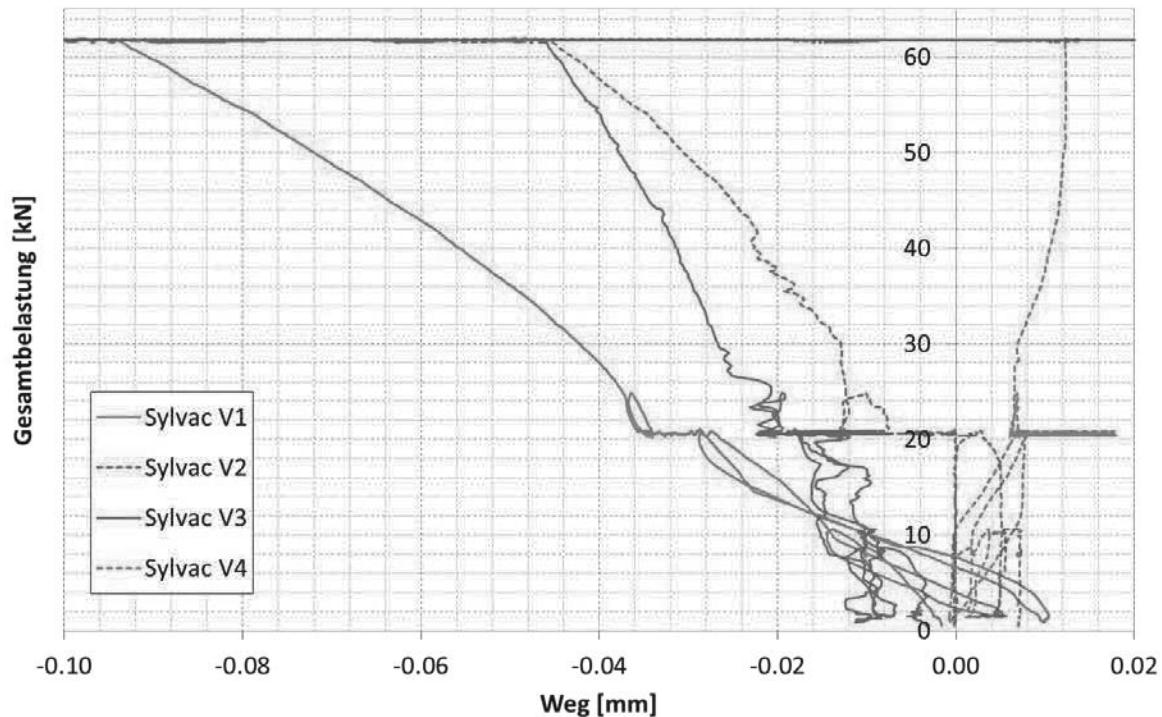


Abb. 4.24: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 – V4 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

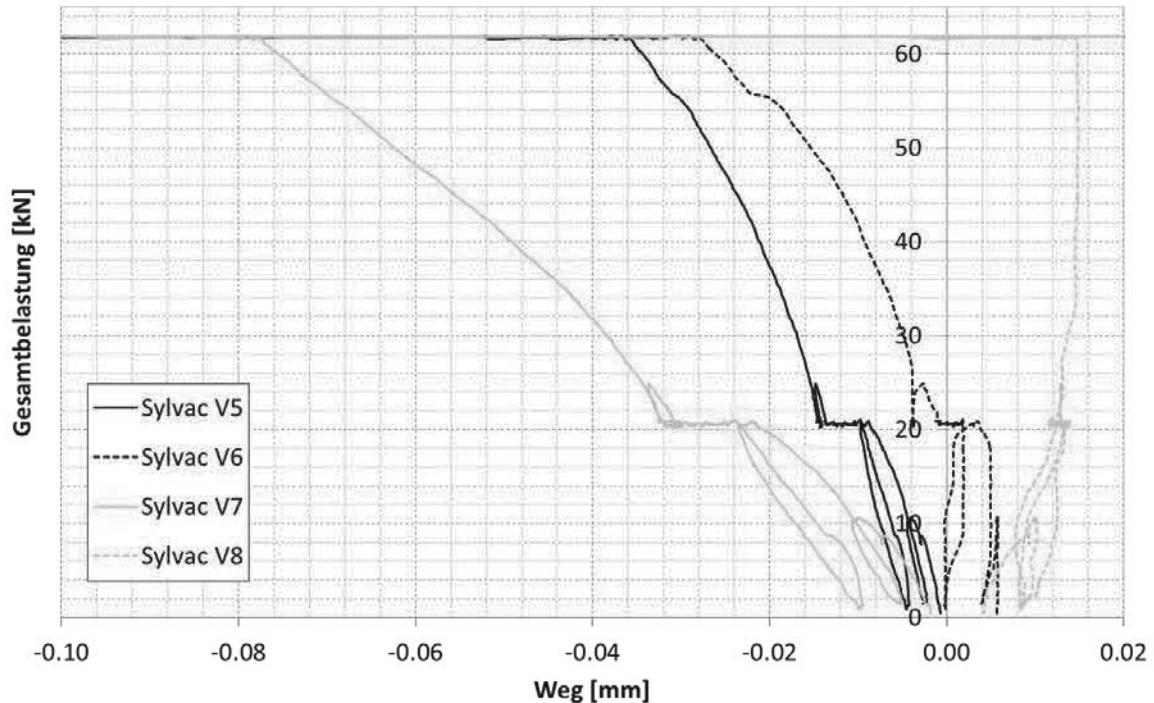


Abb. 4.25: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V5 – V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

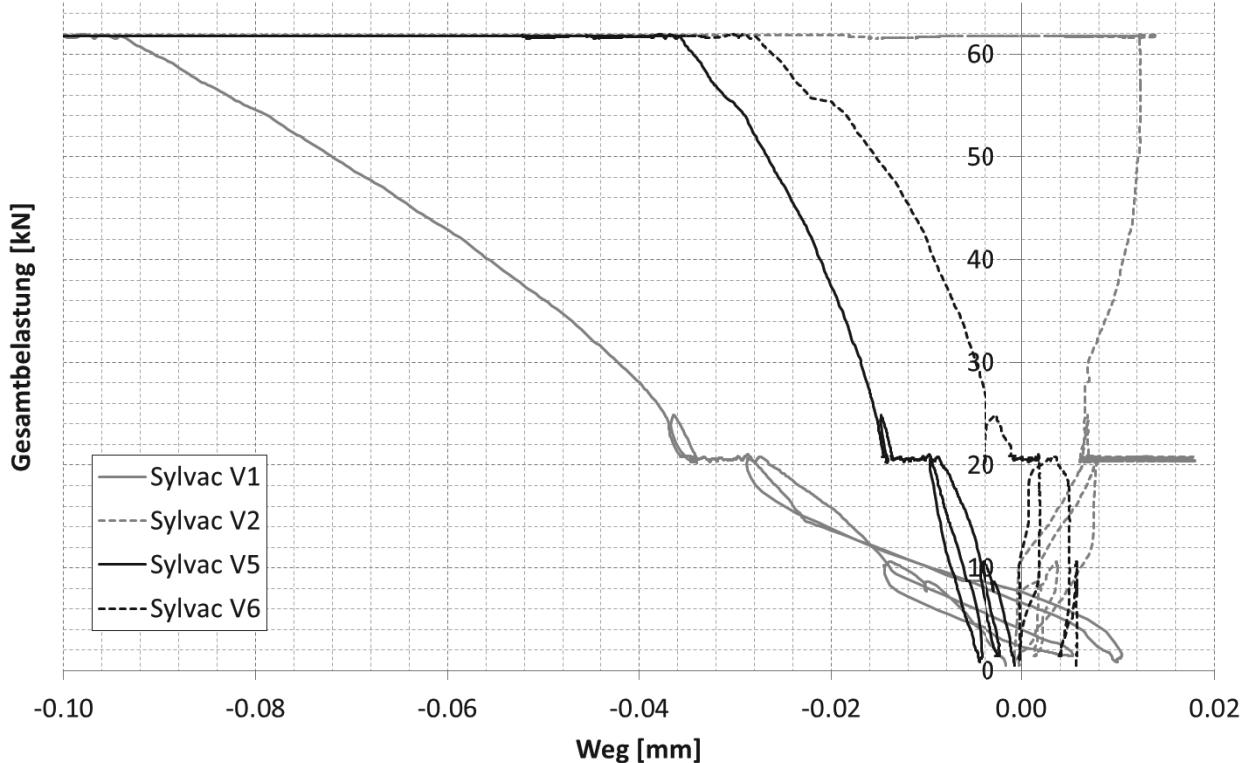


Abb. 4.26: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 und V2 sowie V5 und V6 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

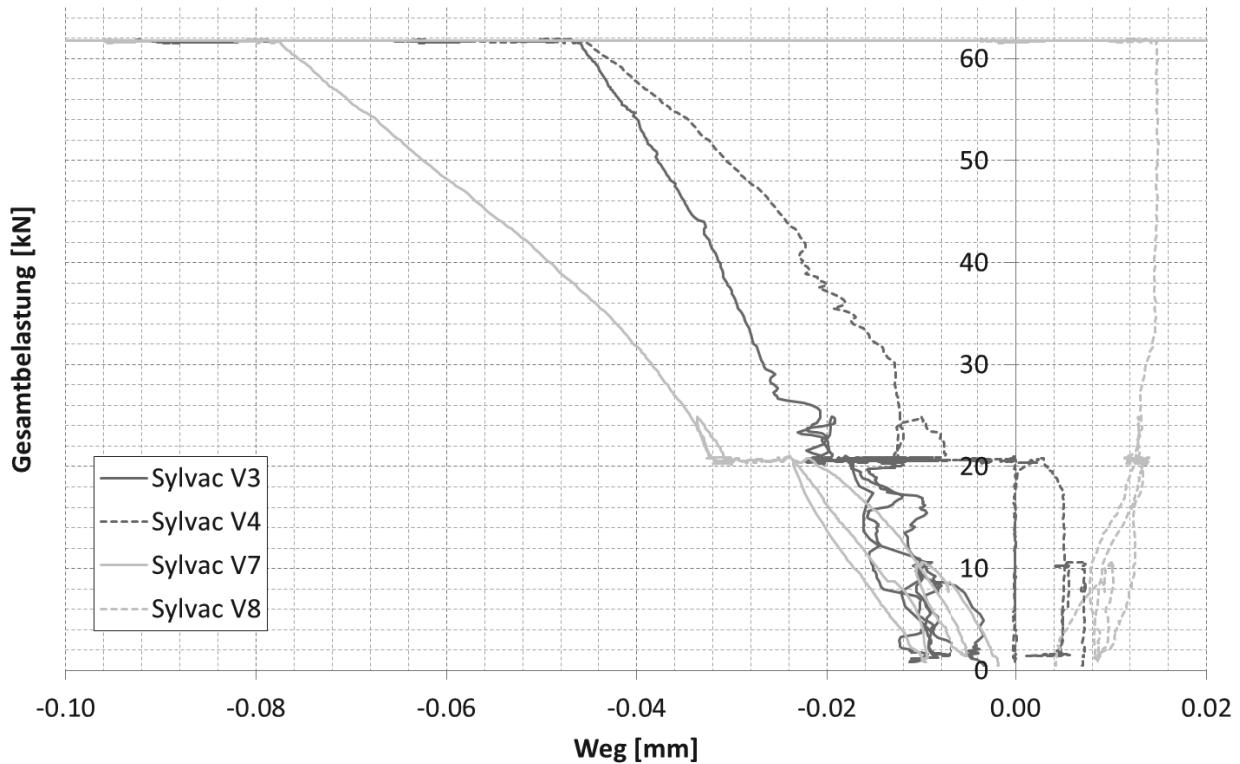


Abb. 4.27: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V3 und V4 sowie V7 und V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

4.8.4 Dehnungen

Die Dehnungen in Funktion der Belastung an den Messstellen a – c sind in der Abb. 4.28 dargestellt.

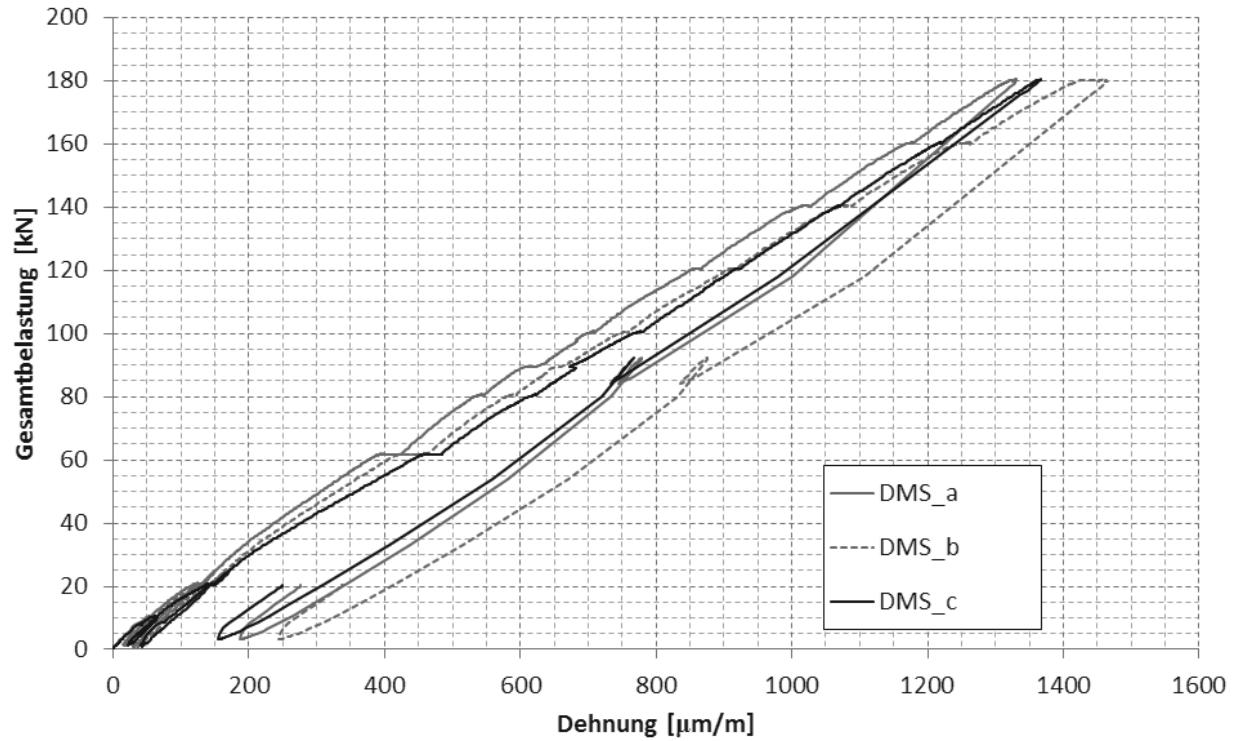


Abb. 4.28: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Dehnung an der MHP-Unterseite an den Messstellen a, b, c.

4.8.5 Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung

Die Abb. 4.29 bzw. Abb. 4.30 zeigen die Verformungszunahmen während den jeweils 90 Minuten Dauerbelastung mit der Gebrauchsbelastung bzw. der 3-fachen Gebrauchsbelastung.



Abb. 4.29: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D3 während der 90 Minuten dauernden Belastung mit der 1 Gebrauchsbelastung.



Abb. 4.30: Versuch am Prüfkörper des Herstellers PS: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D3 während der 90 Minuten dauernden Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast.

4.8.6 Bruchbild

Der Bruch des Prüfkörpers ereignete sich bei Erreichen einer Gesamtbelaistung von 180.9 kN. Das Versagen des Prüfkörpers zeigte sich durch ein Durchreissen der Betonschicht auf derjenigen Plattenseite mit den zusätzlich verschraubten Schubnöcken und durch ein Abheben des Betons von der darunterliegenden Blockholzplatte (Abb. 4.33). Mit dem Versagen kam es zu einer deutlichen Verschiebung zwischen Beton und Holz (Abb. 4.32). Am gegenüberliegenden Auflager war keine relative Verschiebung zwischen Holz und Beton zu beobachten. An der MHP war keine Schädigung erkennbar. Der Prüfkörper blieb nach dem Bruch durch die MHP gehalten und lagerte nicht auf der Sicherheits-Abstützung auf.

Dass der Bruch des Prüfkörpers auf derjenigen Seite auftrat, wo die Schubnöcke zusätzlich verschraubt waren, war zunächst nicht erklärbar. Eine Erklärung konnte erst nach genauerer Analyse des Prüfkörpers gefunden werden (siehe 4.8.7).

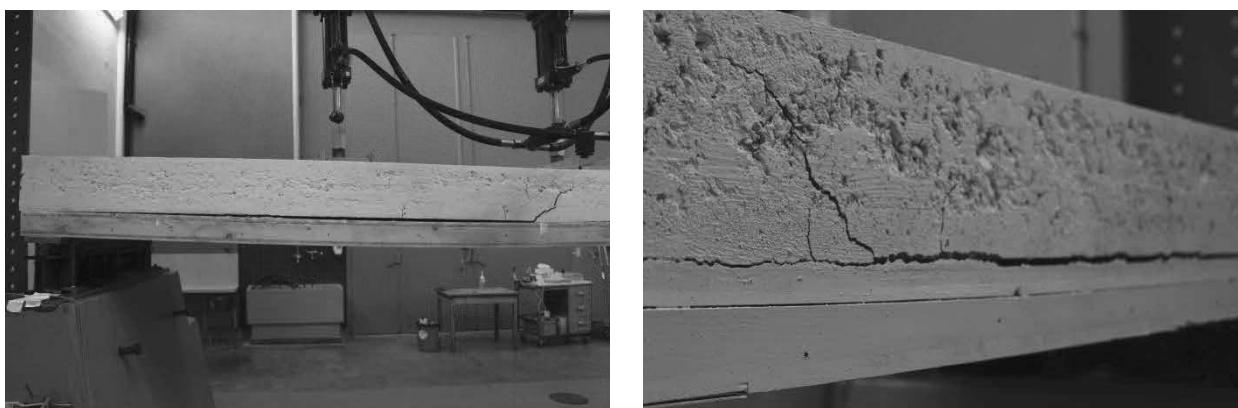


Abb. 4.31: Rissbild im Bereich der Bruchstelle des Prüfkörpers des Herstellers PS. Die Fotos zeigen die beiden sich gegenüberliegenden Längsseiten des Prüfkörpers.



Abb. 4.32: *Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP am Auflager auf derjenigen Seite des Prüfkörpers des Herstellers PS, welche näher beim Bruch lag.*

4.8.7 Weitere Feststellungen

Vor dem Ausbauen des Prüfkörpers wurde durch Hindurchstecken einer dünnen Kohlefaserlamelle in Zonen ohne Schubnocken untersucht, ob die Fugen zwischen Beton- und Massivholplatte über die gesamte Prüfkörperbreite durchlaufen. Sowohl auf der Bruchseite als auch auf der intakten Seite des Prüfkörpers konnten auf diese Weise Stellen mit über die gesamte Breite durchlaufenden Fugen ermittelt werden.

Nach dem Ausbauen des Prüfkörpers wurde die Betonplatte an beiden Prüfkörperenden jeweils im Bereich der ersten 3 Schubnockenreihe von der MHP abgelöst, um die Bruchflächen zwischen Betonplatte und Schubnocken zu untersuchen (Abb. 4.33 und Abb. 4.34).

Dabei konnte festgestellt werden, dass auf derjenigen Seite, welche versagt hat, das Holz über die gesamte Prüfkörperbreite und insbesondere bei und in den Nocken sehr nass war. Dies war sowohl optisch gut erkennbar (Abb. 4.35 und Abb. 4.36) als auch mit der Hand gut spürbar. Eine Holzfeuchte (HF)-Messung mit einem elektrischen Widerstandsmessgerät des Typs Bollmann HDI 3.10 hat HF zwischen 12 und 112% (!) ergeben (Abb. 4.37, N = Messung in den Nocken, P = Messung in der MHP, Zahl = HF in Prozent). Die 110% sind nicht korrekt, da mittels elektrischer Widerstandsmessung HF über der Fasersättigung nicht korrekt messbar sind. Sehr wohl aber hat die HF in diesen Bereichen sicherlich einen Wert über Fasersättigung erreicht.

Die festgestellte Durchfeuchtung der Schubnocken auf der Seite, welche versagt hat, könnte eine Erklärung dafür sein, weshalb die Seite mit zusätzlicher Verschraubung der Schubnocken die schwächere Seite war und die Schrauben nicht die gewünschte Traglaststeigerung ermöglicht haben. Die Frage bleibt offen, ob die nassen Nocken ohne eine zusätzliche Verschraubung nicht vorzeitig bereits bei tieferer Last versagt hätten.



Abb. 4.33: Geöffneter Prüfkörper des Herstellers PS: Seite mit zusätzlich verschraubten Schubnocken.



Abb. 4.34: Geöffneter Prüfkörper des Herstellers PS: Seite mit unverschraubten Schubnocken.

Beton



Holz



Abb. 4.35: Durchfeuchtete Nocken, Beispiel 1.

Abb. 4.36: Durchfeuchtete Nocken, Beispiel 2.

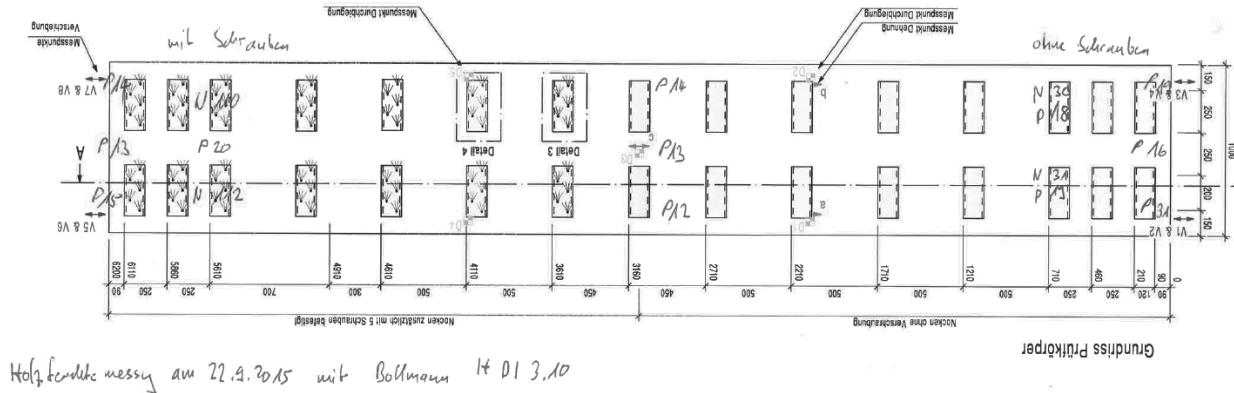


Abb. 4.37: Holzfeuchtemessungen am Prüfkörper des Herstellers PS mit elektrischem Widerstandsmessgerät des Typs Bollmann HDI 3.10.

4.9 Ergebnisse des Versuchs am Prüfkörper des Herstellers SH

4.9.1 Belastungszyklus

Nach zwei Anfangsbelastungen bei einer Gesamtlast (alle 5 Zylinder zusammen) von 10 kN (halbe Gebrauchslast) und 20 kN (Gebrauchslast) wurde der Prüfkörper des Herstellers SH bei einer Gesamtbelastung von 20.8 kN (Niveau Gebrauchslast) während 90 Minuten belastet (Abb. 4.38). Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D3 um 0.45 mm zu. Das Verbundsystem zeigt also wiederum eine sehr grosse Steifigkeit. Nach dem ersten Kriechzyklus wurde der Prüfkörper bei einer Gesamtbelastung von 61.6 kN (3-fache Gebrauchslast) während 481 Minuten belastet. Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D3 um weitere 1.8 mm zu (siehe 4.9.5).

Anschliessend wurde die Belastung bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Das Versagen trat auf derjenigen Plattenseite bei welcher die Schubnöcke nicht zusätzlich verschraubt waren. Die erreichte Gesamtbelastung betrug 150.1 kN was einer Kraft pro Zylinder von 30 kN entspricht. In diesem Versuch entsprach die Bruchlast der 7.33-fachen Gebrauchslast.

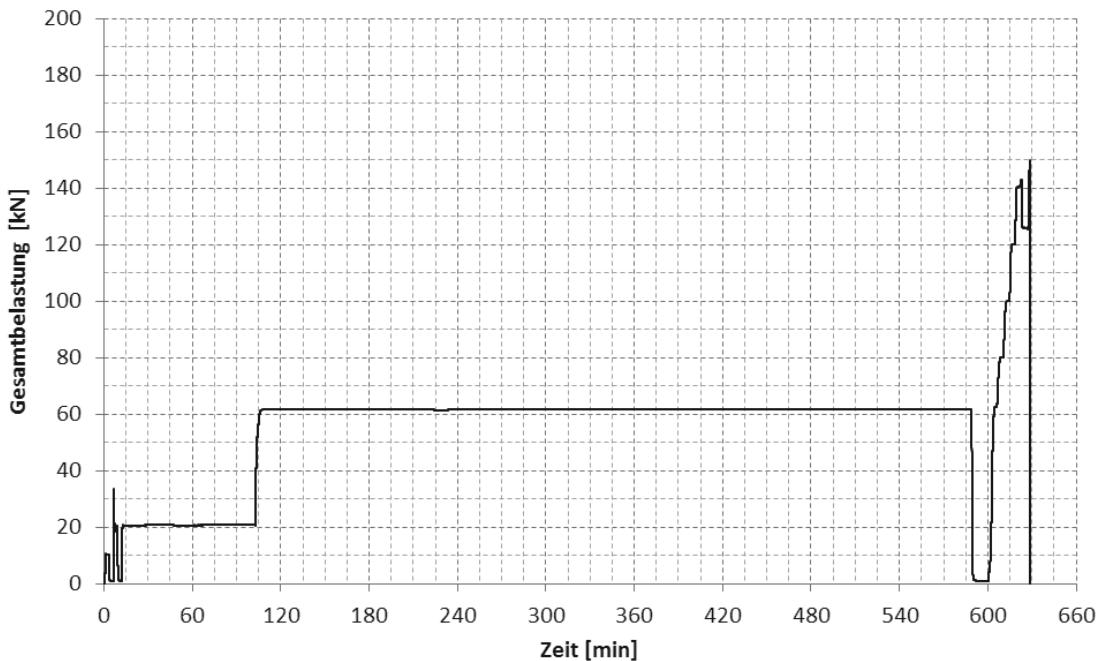


Abb. 4.38: Effektiver Belastungsverlauf beim Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH.

4.9.2 Durchbiegungen

Die gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 4.39 (Durchbiegung im Punkt D3) bzw. in der Abb. 4.40 (Durchbiegung in den Punkten D1, D2, D4 und D5) in Funktion der Gesamtbelastung dargestellt.

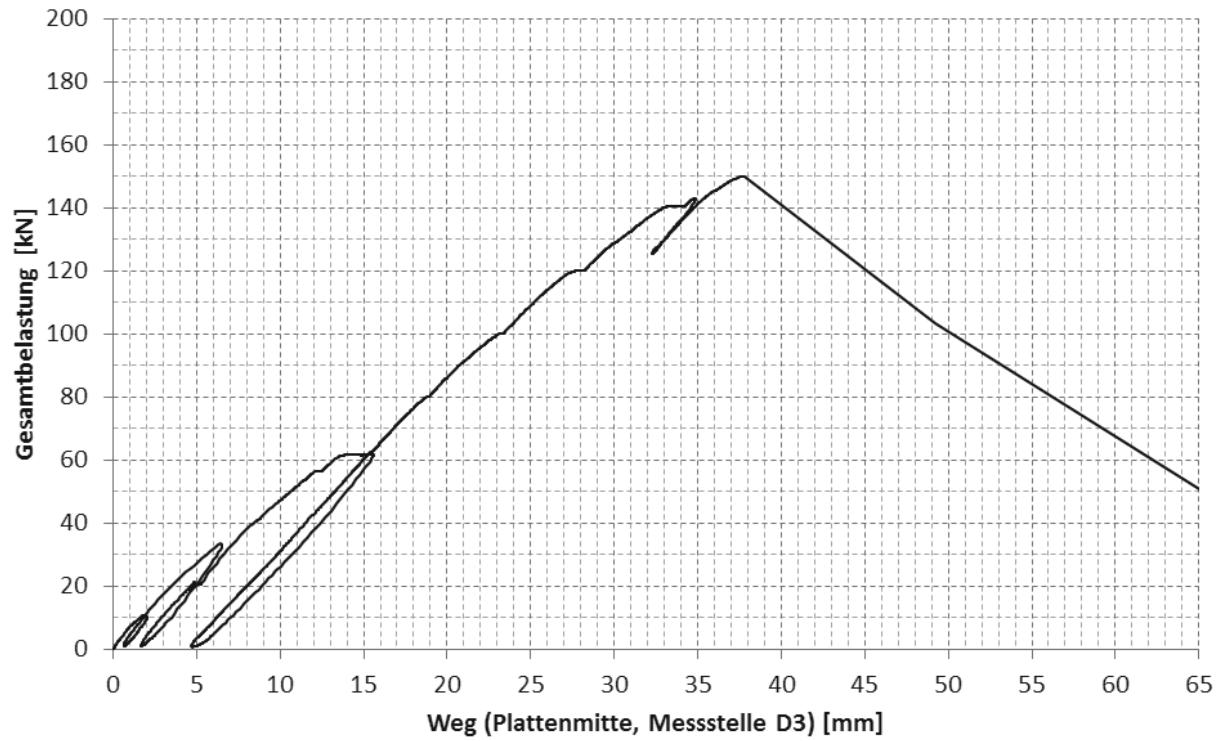


Abb. 4.39: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Vertikale Durchbiegung in Plattenmitte (Messstelle D3).

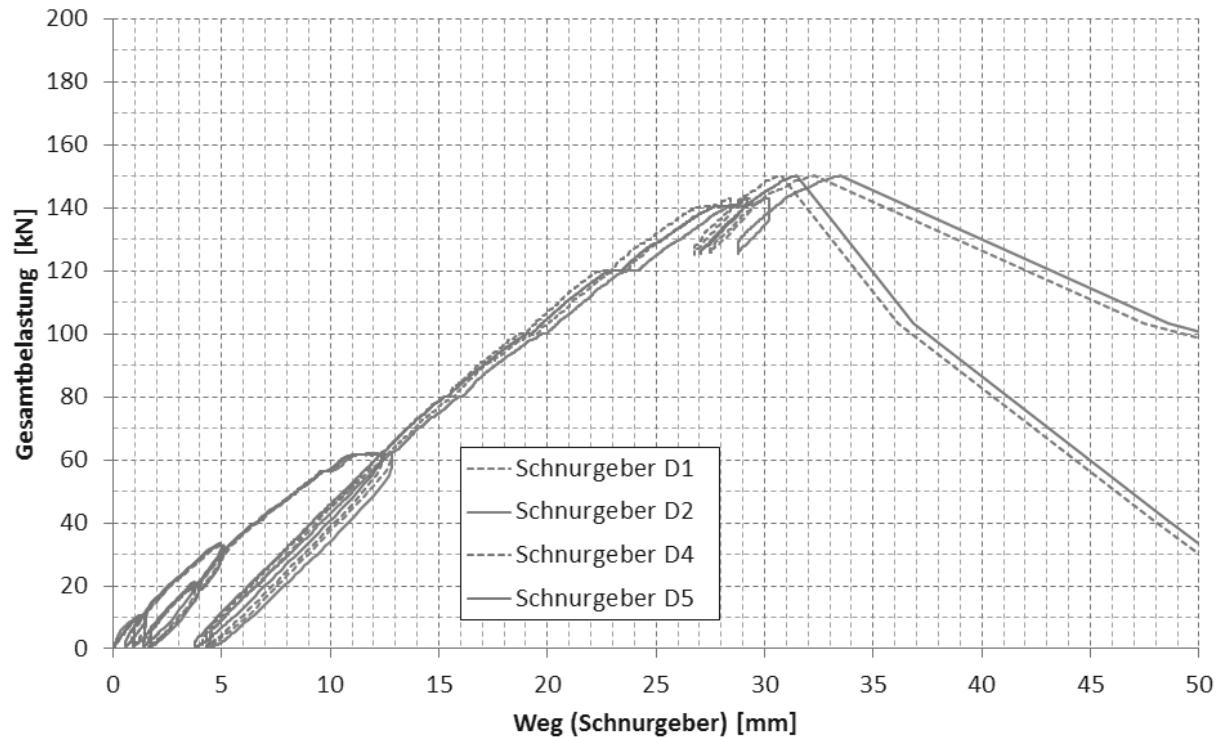


Abb. 4.40: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Vertikale Durchbiegung an den Messstellen D1 und D2 sowie D4 und D5.

4.9.3 Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton

Die Abb. 4.41 bis Abb. 4.44 zeigen die differentiellen Verschiebungen zwischen der Betonplatte und der MHP für eine Belastung bis zum einem Wert von 62 kN.

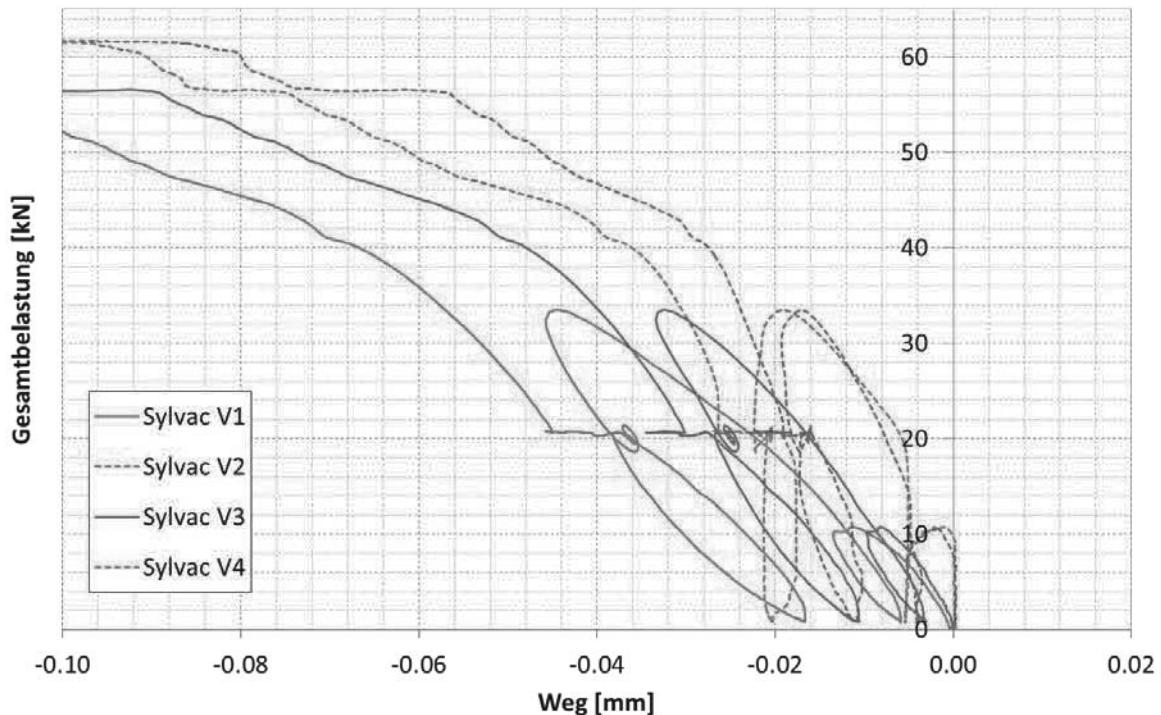


Abb. 4.41: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 – V4 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

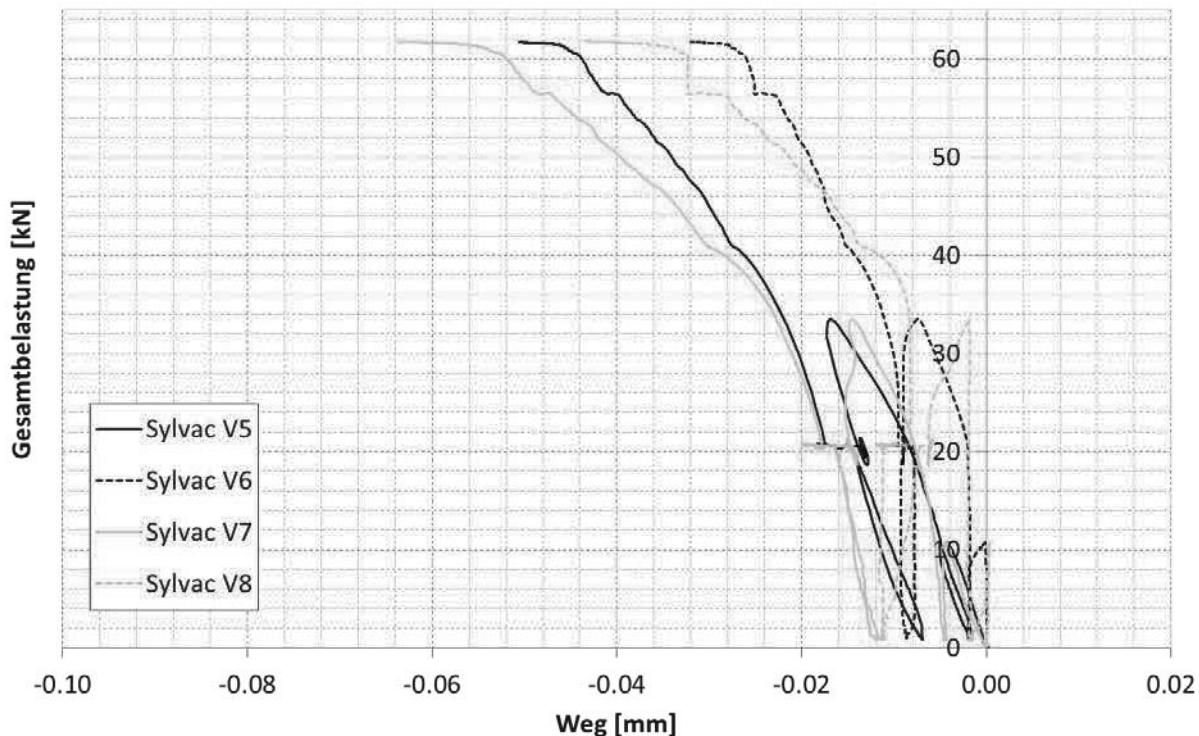


Abb. 4.42: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V5 – V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

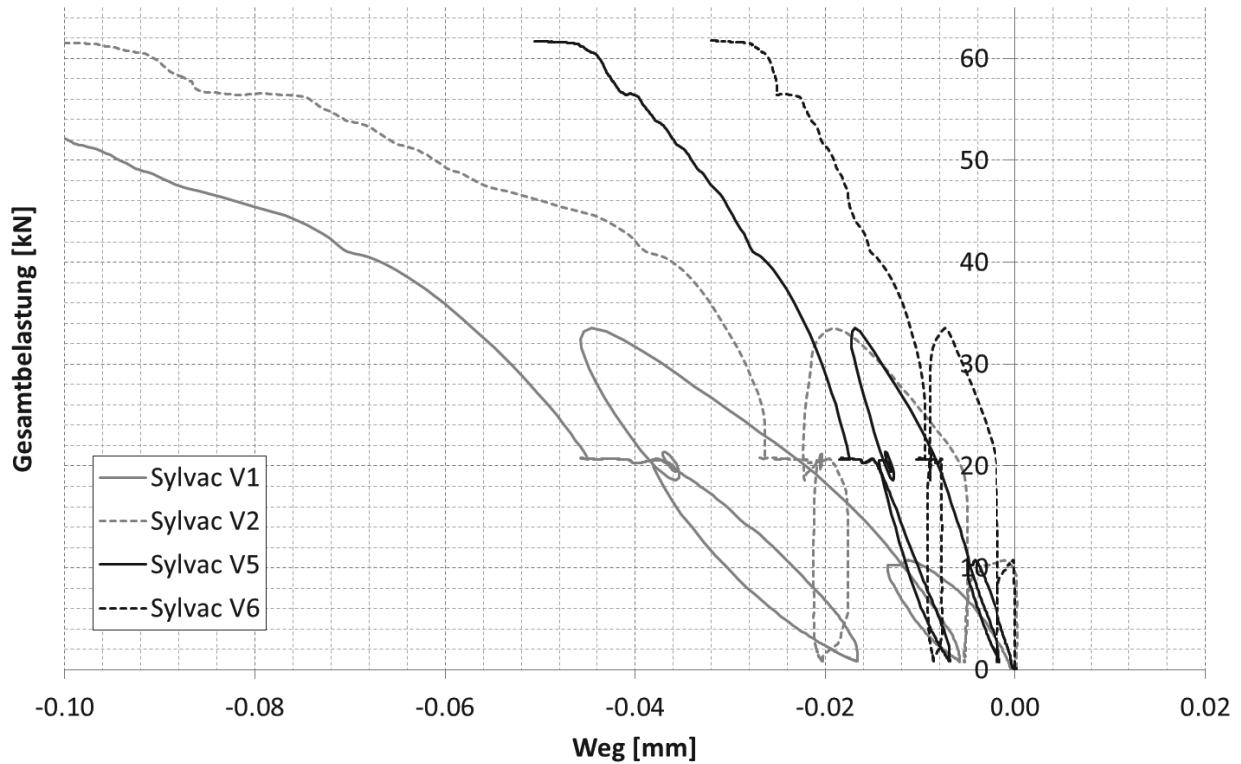


Abb. 4.43: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 und V2 sowie V5 und V6 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

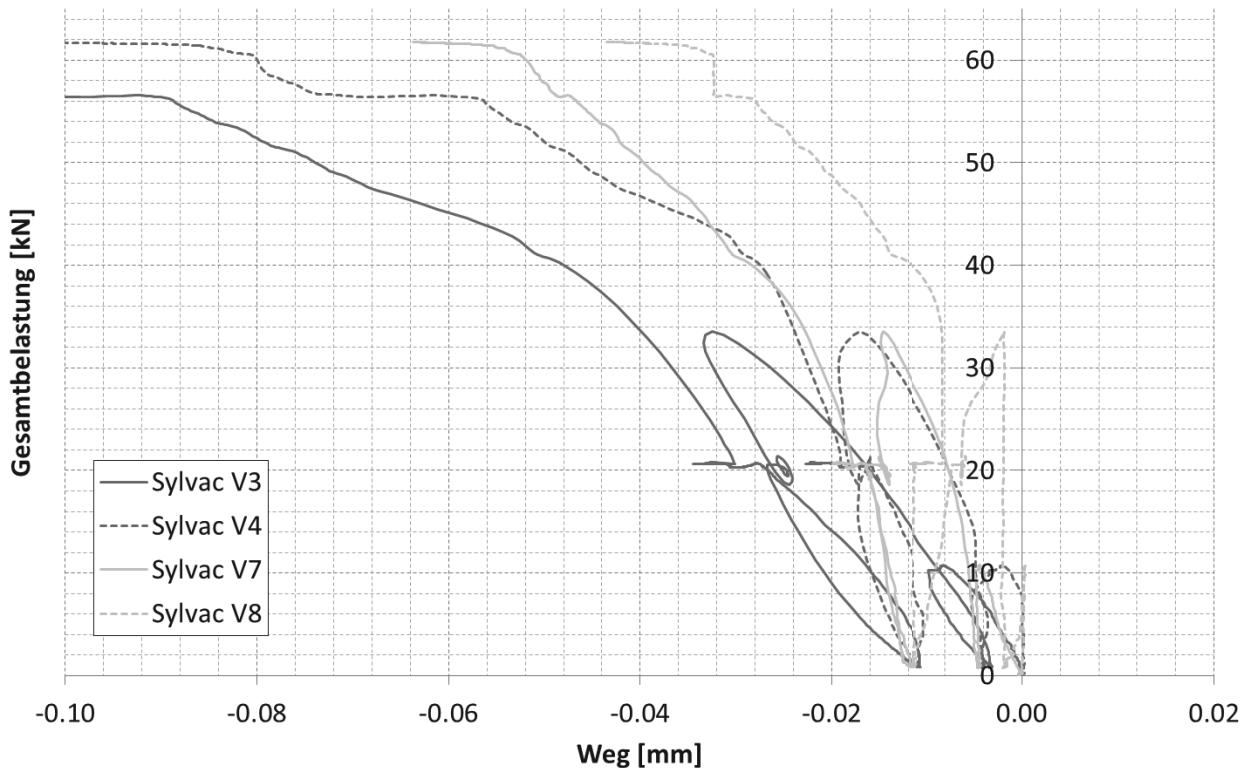


Abb. 4.44: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V3 und V4 sowie V7 und V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 62 kN.

4.9.4 Dehnungen

Die Dehnungen in Funktion der Belastung an den Messstellen a – c ist sind der Abb. 4.45 dargestellt.

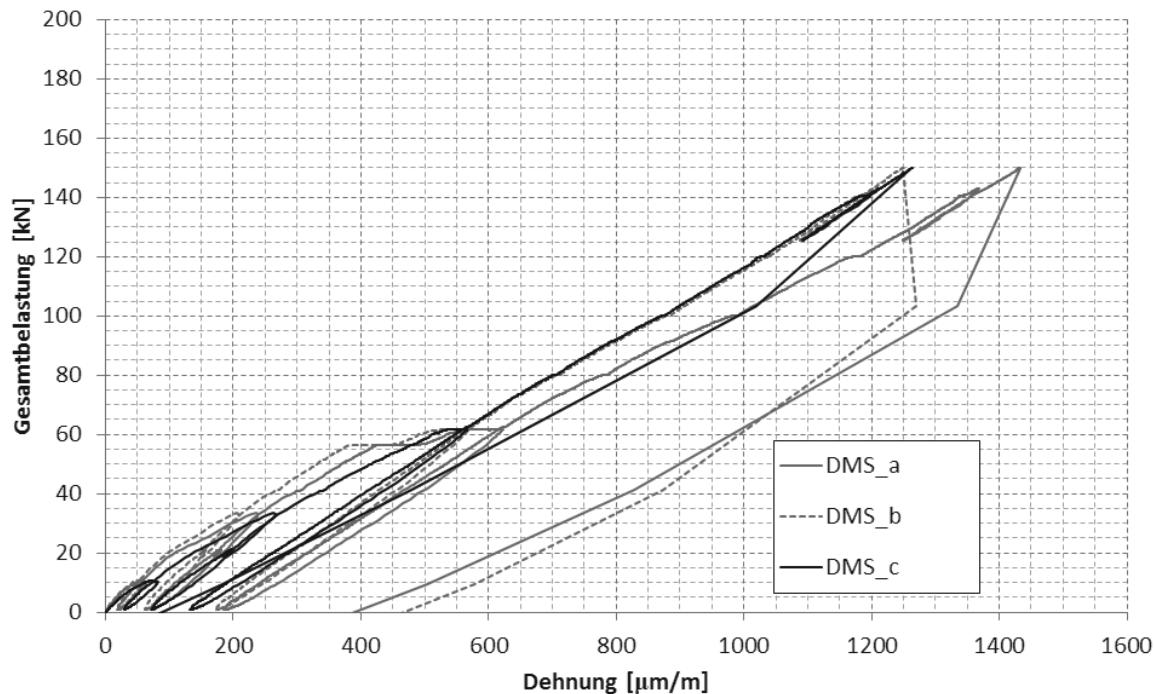


Abb. 4.45: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Dehnungen an der MHP-Unterseite an den Messstellen a, b, c.

4.9.5 Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung

Die Abb. 4.29 bzw. Abb. 4.30 zeigen die Verformungszunahmen während den jeweils 90 Minuten Dauerbelastung mit der Gebrauchslast bzw. der 3-fachen Gebrauchslast.

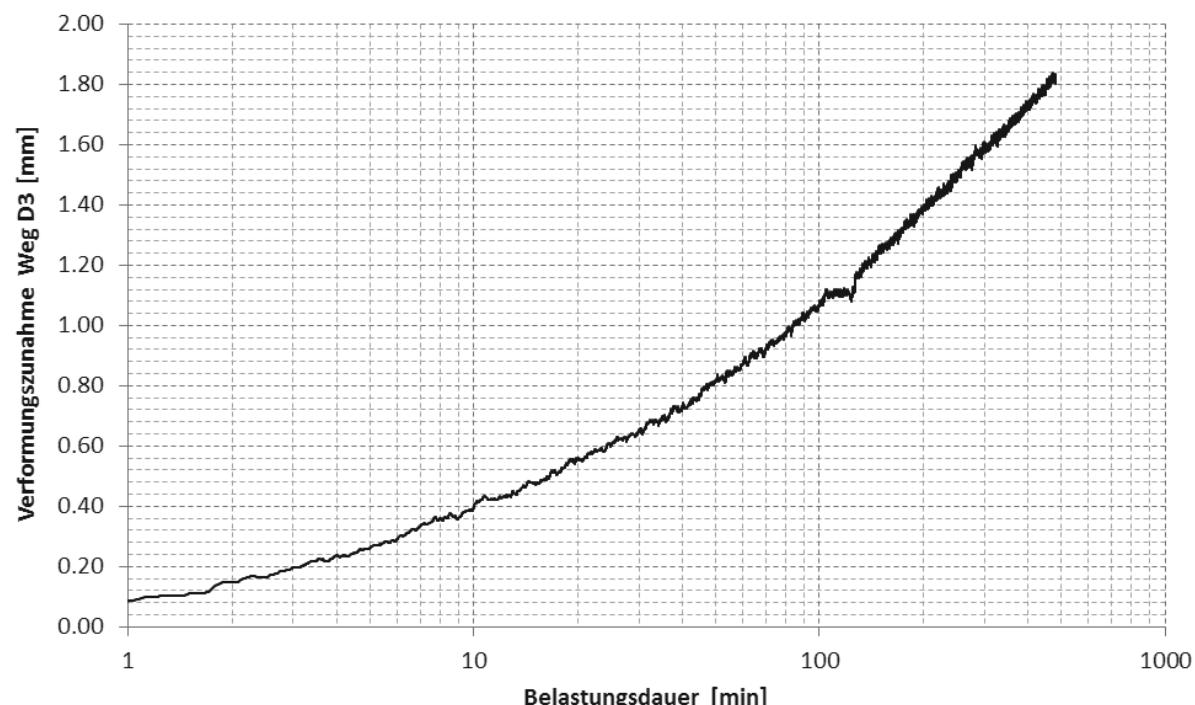


Abb. 4.46: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D3 während der 90 Minuten dauernden Belastung mit der Gebrauchslast.

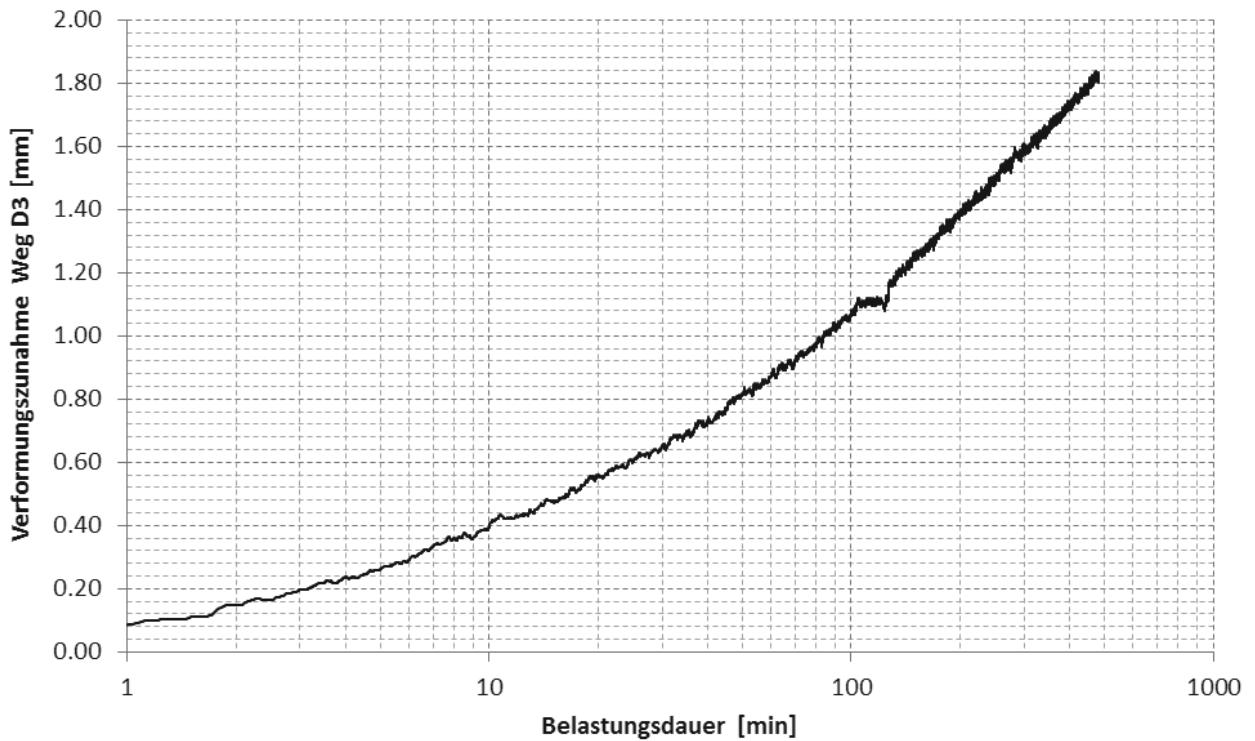


Abb. 4.47: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D3 während der 8 Stunden dauernden Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast.

Die Verformung, welche sich nach der 8 Stunden dauernden Belastung mit der 3-fachen Gebrauchs- last einstellte, war auch optisch sehr gut erkennbar (Abb. 4.48).



Abb. 4.48: Versuch am Prüfkörper des Herstellers SH: Durchbiegung nach der 8 Stunden dauernden Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast.

4.9.6 Bruchbild

Der Prüfkörper des Herstellers SH versagte bei einer Gesamtbelastung von 150 kN. Der Bruch wurde durch Zugversagen der äussersten Lage der MHP (Abb. 4.49) auf derjenigen Seite ausgelöst, wo die Schubnocken nicht zusätzlich verschraubt waren. Die im Abschnitt 4.6.2 beschriebene und in Abb. 4.18 gezeigte Aufsplitterung in der Decklage wird den Bruch letztlich begünstigt haben.



Abb. 4.49: Zugbruch der äusseren Lage der MHP in einer Zone, welche bereits vor dem Versuch Aufsplitterungen aufwies (siehe Abb. 4.18).

In der Folge war die Betonplatte auf Grund ihrer grossen Steifigkeit und fehlender unteren Armierung nicht mehr in der Lage, die auf sie wirkenden Kräfte zu tragen. Das Bruchbild der Betonplatte ist in der Abb. 4.50 dargestellt. Der Bruch ereignete sich in einem Bereich, welcher bereits Risse aus dem Langzeitversuch mit 3-facher Gebrauchslast aufwies (Abb. 4.51).

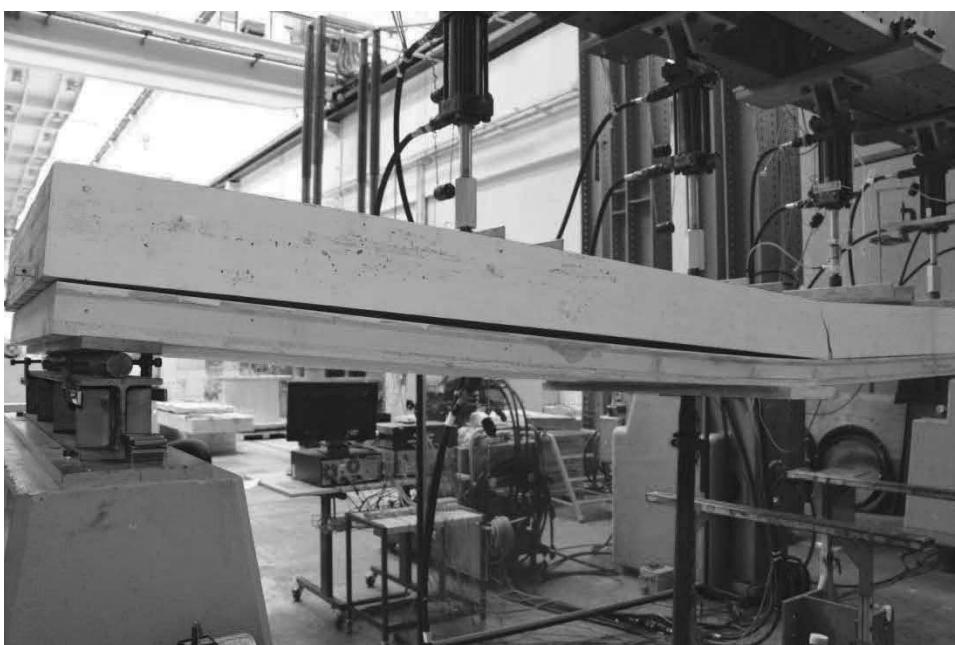


Abb. 4.50: Bruch der Betonplatte. Die grosse Spaltöffnung zwischen MHP und Betonplatte und der Endversatz lassen darauf schliessen, dass sämtlich Schubnocken in diesem Bereich abgesichert wurden.



Abb. 4.51: Detailaufnahme Betonbruch.



Abb. 4.52: Detailaufnahme Endversatz.

Während sich auf der Prüfkörperhälfte, bei welcher sich der Bruch ereignete, ein markanter Endversatz zwischen MHP und Betonplatte einstellte, war dies am gegenüberliegenden Prüfkörperende nicht der Fall (Abb. 4.53 und Abb. 4.54). Daraus lässt sich schliessen, dass die lediglich verklebten Schubnocken abgesichert wurden, während die zusätzlich verschraubten Nocken der während des Bruchs aufgetretenen Belastung standhielten.



Abb. 4.53: Endversatz auf der Bruchseite.

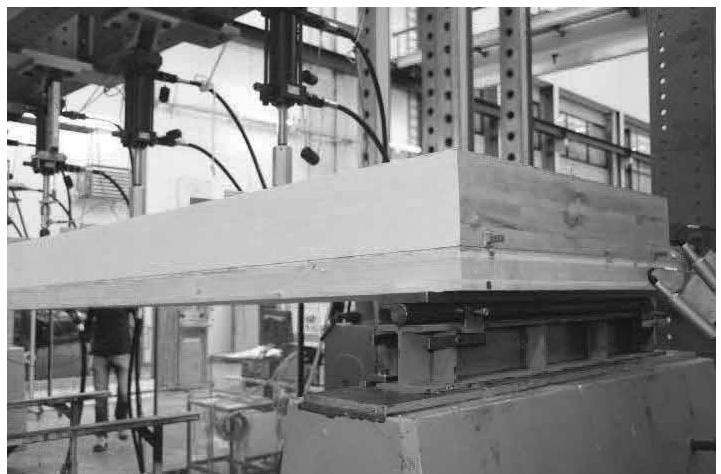


Abb. 4.54: Kein Endversatz auf der intakten Seite.

4.9.7 Rissbildung in den Langzeitversuchen am Prüfkörper des Herstellers SH

Zu Beginn des Langzeitversuches 1 (90 Minuten Belastung mit der 1-Fachen Gebrauchslast) wies die Betonplatte des Prüfkörpers keine Risse auf. Am Ende der 90-minütigen Belastungsphase waren im Bereich der Spannweitenmitte einige wenige Risse mit sehr geringen Rissweiten (Haarrisse) und kurzer Länge feststellbar (Beispiel siehe Abb. 4.55).

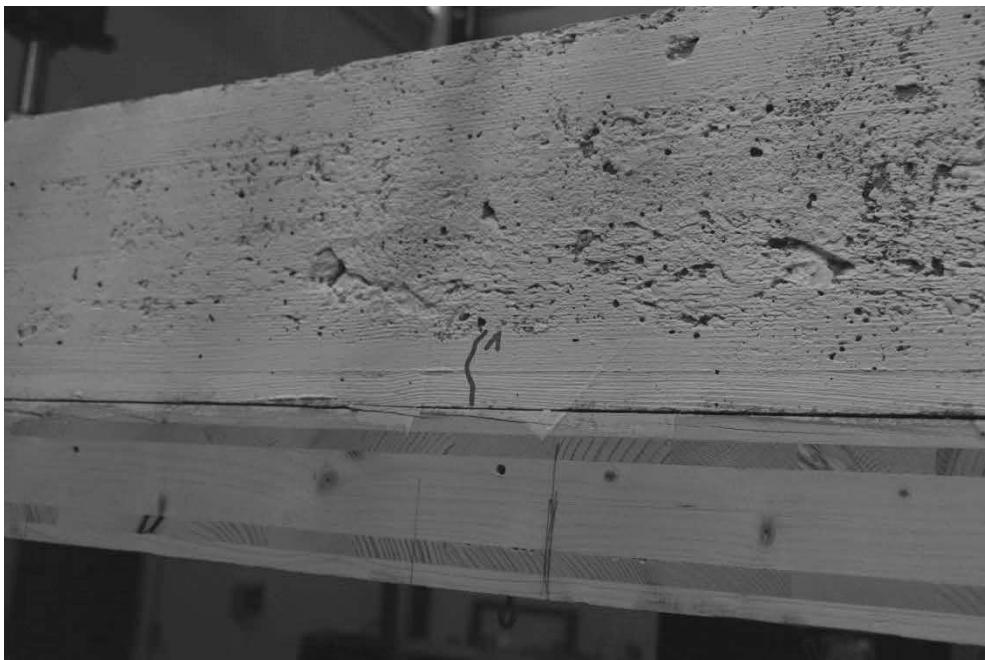


Abb. 4.55: Rissbildung während der 90-minütigen Belastung mit der Gebrauchslast.

Risse, welche sich während des 2. Langzeitversuchs (480 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast) einstellten, sind in den nachfolgenden Abbildungen mit schwarzer Farbe markiert. Die Ziffern bedeuten: 1 = Rissstadium bei Versuchsbeginn, 2 = Rissstadium nach 1 Stunde, 3 = Rissstadium nach 2 Stunden, 4 = Rissstadium nach 3.5 Stunden.



Abb. 4.56: Rissbildung während der 480-minütigen Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast im Bereich des später im Bruchversuchs aufgetretenen Bruch.

Nach 3.5 Stunden traten während der weiteren 4.5 Stunden Belastungsdauer keine zusätzlichen Risse mehr auf. Letztlich erreichten die Spitzen der einzelnen Risse maximal die halbe Höhe der Betonplatte (Abb. 4.56). Dieses Maximum wurde in der Zone des Prüfkörpers erreicht, wo später der Bruch auftrat. Im Vergleich dazu wiesen die Risse in Spannweitenmitte (Abb. 4.57) geringere Längen auf. Die Risse auf der gegenüberliegenden Prüfkörperseite waren sogar deutlich kürzer. Die Lage und Länge der Risse deutete also bereits während des Langzeitversuchs die Lage des späteren Bruchs an. Sie mögen auch einen Zusammenhang mit der lokalen Schwachstelle in der MHP gehabt haben.



Abb. 4.57: Rissbildung während der 480-minütigen Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast in Spannweitenmitte. Die Abb. 4.56 zeigt dieselbe Prüfkörperseite wie die Abb. 4.57.

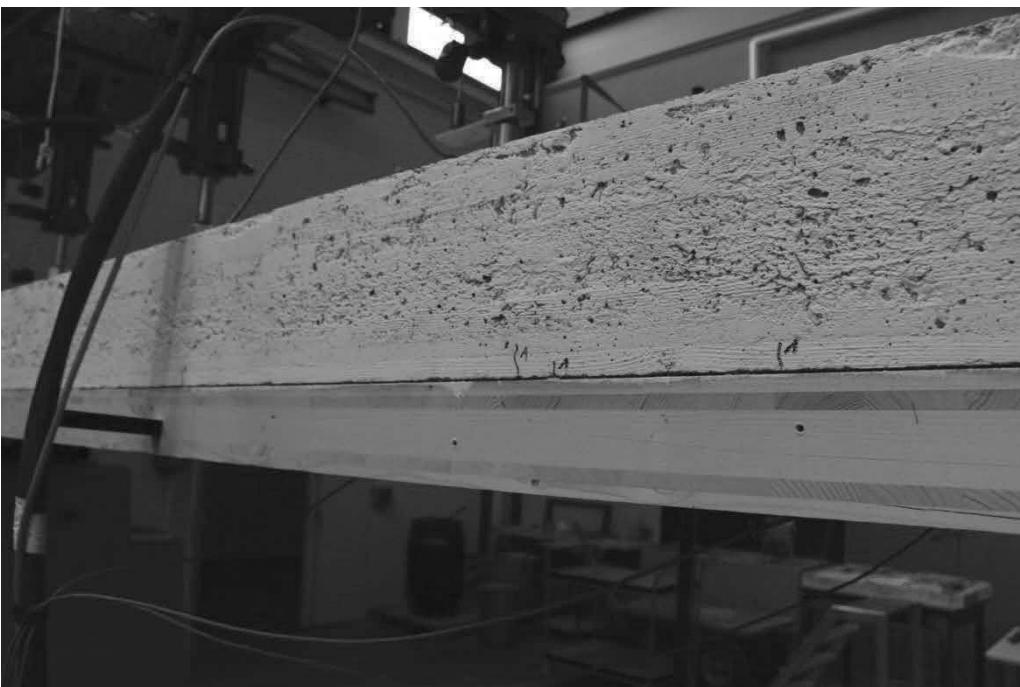


Abb. 4.58: Rissbildung während der 480-minütigen Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast in Spannweitenmitte. Die Abb. 4.58 zeigt die der Abb. 4.56 exakt gegenüberliegende Seite des Prüfkörpers.

4.10 Fazit aus den Biegeversuchen an einfach gelagerten Plattenstreifen

In der Tab. 4.1 sind die wichtigsten Ergebnisse der beiden Versuche zusammengestellt.

Tab. 4.1: Wichtigste Ergebnisse der Biegeversuche an den Prüfkörpern beider Hersteller.

Messwert	Prüfkörper von	
	Hersteller PS	Hersteller SH
Eigenlast des Prüfkörpers	4.85 kN/m ²	
Belastung durch Stahlteile (Lasteinleitung)	0.33 kN/m ²	
Bruchlast (Gesamtlast)	181 kN	150 kN
Bruchlast (Zylinderlast)	36.2 kN	30.0 kN
Bruchlast (Flächenlast)	29.2 kN/m ²	24.2 kN/m ²
Verhältnis zwischen Bruch- und Gebrauchslast ²⁾	8.85	7.33
Bruchart	Abscheren Schubnocken	Zugversagen MHP
Durchbiegung ¹⁾ kurz vor dem Bruch	45 mm	37.5 mm
Durchbiegung ¹⁾ bei Gebrauchslast ²⁾	4.00 mm	4.90 mm
Durchbiegungszuwachs ¹⁾ nach 90 Minuten Belastung mit Gebrauchslast	0.60 mm	0.45 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach der ersten Langzeitbelastung	4.60 mm	5.35 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach Lasterhöhung auf 3-fache Gebrauchslast	12.4 mm	13.8 mm
Durchbiegungszuwachs ¹⁾ nach 90 Minuten Belastung mit 3-facher Gebrauchslast	1.90 mm	–
Durchbiegungszuwachs ¹⁾ nach 480 Minuten Belastung mit 3-facher Gebrauchslast	–	1.80 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach der zweiten Langzeitbelastung	14.3 mm	15.6 mm

1) in Spannweitenmitte

2) 3.3 kN/m² bzw. 4.09 kN Kraft pro Zylinder

Das Verbundsystem aus MHP und Beton verhält sich bei einer Kurzzeitbelastung auf dem Niveau Gebrauchslast sehr steif. Die Durchbiegungen erreichen mit 4 bzw. 5 mm einen Wert von lediglich 1/1500 bzw. 1/1200 der Spannweite. Bei länger dauernder Belastung stellen sich je nach Lastniveau und Dauer der Belastung unterschiedliche Verformungszuwächse ein (Werte siehe Tab. 4.1). Die durchgeföhrten Langzeitbelastungen geben allerdings lediglich einen Anhaltspunkt über die Neigung des Systems zum Kriechen. Um das Kriechmass zu bestimmen, müssten Versuche mit deutlich längerer Belastungsdauer durchgeführt werden.

Das Verhältnis zwischen Bruch- und Gebrauchslast ist mit 8.85 (Hersteller PS) bzw. 7.33 (Hersteller SH) sehr hoch. Allerdings gilt es zu beachten, dass für den Einsatz des Systems im Hochbau ohnehin die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Schwingungen, Durchbiegungen, Schallschutz) massgebend sind, was ein Mindestmass an Deckenstärke erfordert.

Das System bricht bei Erreichen des Tragwiderstands schlagartig. Bei den Schubnocken zusätzlich zur Verklebung angeordnete Schrauben können eine gewisse beschränkte Duktilität ermöglichen, was dazu führt, dass die Maximallast über eine etwas längere Zeit noch getragen werden kann. Wie die Versuche am Prüfkörper des Herstellers PS gezeigt haben, können die Schrauben auch ein vorzeitiges Abscheren der Schubnocken verhindern bzw. verzögern. Dies kann hilfreich sein, wenn während der Produktion Fehler aufgetreten sind wie z.B. ungenügende Verklebung der Schubnocken in sich oder mit der MHP sowie übermässige Durchfeuchtung von Schubnocken und MHP beim Betonieren.

Die beiden Versuche haben zudem gezeigt, dass bei qualitativ einwandfreier MHP der Bruch durch Abscheren der Schubnocken ausgelöst wird. Außerdem ist in solchen Fällen die MHP in der Lage, das Eigengewicht des Prüfkörpers auch bei gebrochener Betonplatte zu tragen. Schwächungen in der äussersten Lage auf der Zugseite der MHP können bewirken, dass der Bruch des Prüfkörpers durch Versagen der MHP eingeleitet wird. Diese weitaus ungünstigere Bruchart gilt es durch entsprechende Massnahmen in der Qualitätskontrolle zu vermeiden.

5. Biegeversuch an einem 2-Feldträger mit Stoss

5.1 Einleitung

Auf Grund der in der Baupraxis mit der Anwendung des Systems zwischenzeitlich aufgetretenen Fragestellungen, entschieden sich die Industriepartner, anstelle der bei Projektbeantragung geplanten Einzellastversuche auf allseitige gelagerte Platten, einen Grossversuch an einem Prüfkörper mit Durchlauflagerung über 2 Felder durchzuführen. Dabei sollte der Prüfkörper einen Stoss über dem mittleren Auflager aufweisen.

5.2 Prüfkörper

Der Prüfkörper wurde vom Industriepartner PS hergestellt. Es handelte sich um einen MHP-Betonverbundkörper mit den Abmessungen Breite x Höhe x Länge = 1000 x 140 x 6200 mm³. Der Grundriss des Prüfkörpers ist in der Abb. 5.1 bzw. im Anhang F dargestellt und der Prüfkörper ist in Abb. 5.2 im Versuchsstand zu sehen.

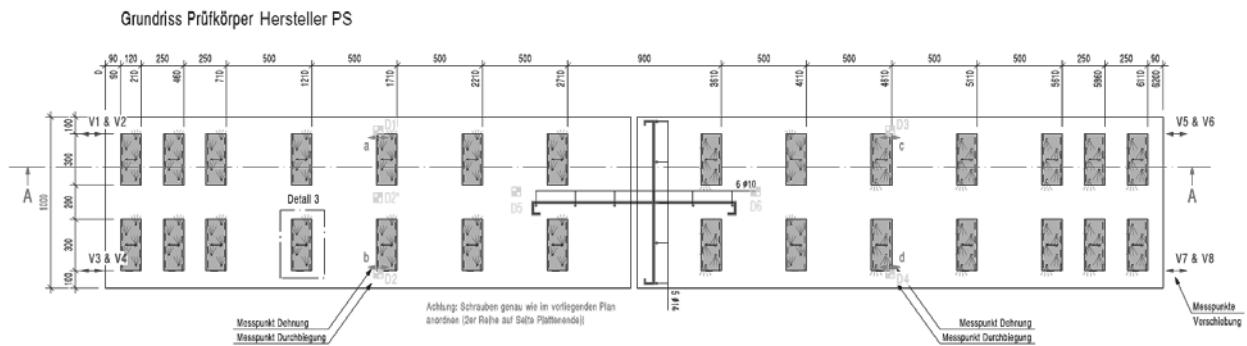


Abb. 5.1: Grundriss des über 2-Felder (Länge je 3.10 m) laufenden Prüfkörpers mit einem Stoss in der Mitte.

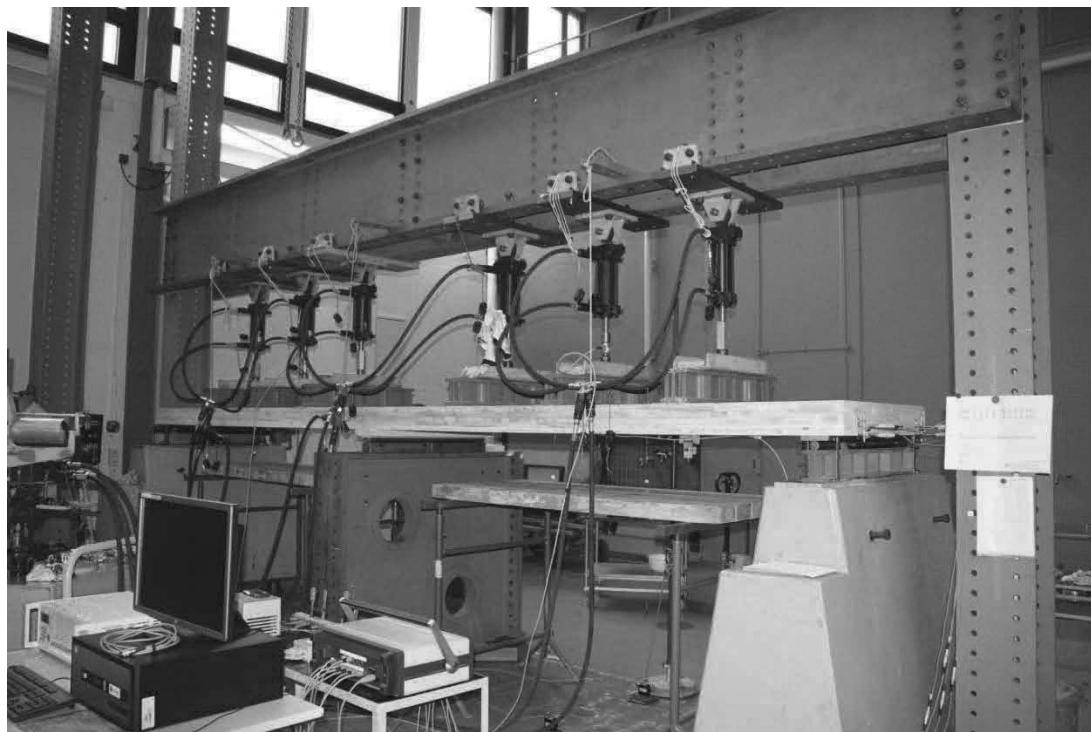


Abb. 5.2: Über 2 Felder gespannter MHP-Betonverbund-Prüfkörper des Herstellers PS im Prüfstand eingebaut.

Die MHP auf der Unterseite des Prüfkörpers hatte eine Dicke von 40 mm. Es handelte sich um eine 5-lagige MHP mit einem Schichtaufbau von 7/8/10/8/7 mm. Die äussersten Lagen und die Mittelage der MHP verliefen mit einer Faserorientierung in Längsrichtung der Prüfkörper und die beiden 2. Lagen mit einer Faserorientierung in Querrichtung des Prüfkörpers (Abb. 5.3, bzw. Anhang F).

Auf der MHP waren insgesamt 28 Schubnocken (14 pro Feld) aufgeklebt, die in zwei Reihen angeordnet waren. Die Kontaktfläche von Schubnocke und MHP wies die Abmessungen Breite x Länge = 300 x 100 mm² auf. Die Schubnocken waren zweilagig aus MHP mit je 10 mm Dicke aufgebaut (Abb. 5.3). Die obere Holzlage der Nocken wies einen beidseitigen Überstand von je 10 mm in Längsrichtung des Prüfkörpers auf. Die Fasern des Holzes beider Lagen der Nocken waren in Längsrichtung des Prüfkörpers orientiert (Abb. 5.3). Zur Festigkeitsklasse der MHP und der Schubnocken wurden durch den Hersteller keine Angaben gemacht. Sämtliche Schubnocken waren mit der MHP flächig verklebt und zusätzlich mit fünf Schrauben pro Nocke mit der MHP verschraubt (Abb. 5.1, Abb. 5.5). Die eingesetzten Schrauben wiesen einen Durchmesser von 5 mm und eine Länge von 50 mm auf (Abb. 5.4). Die Nockenseite mit den 3 Schrauben war Richtung mittleres Auflager orientiert.

Auf der MHP war eine Betonschicht von 100 mm Dicke aufgebracht (Abb. 5.3). Der Beton war mit den Schubnocken bündig vergossen. Die Schalung um den Prüfkörper herum wurde vor Versuchsbeginn entfernt.

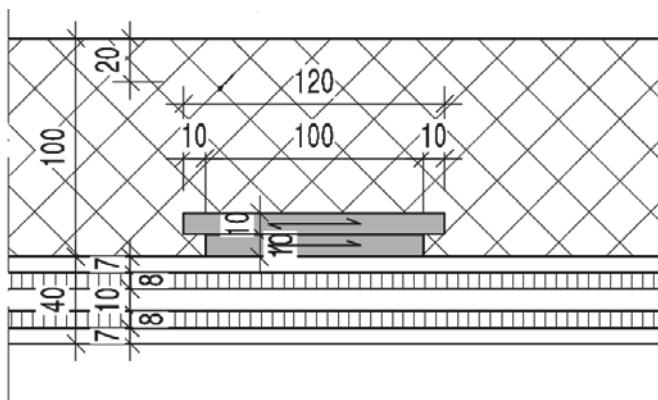


Abb. 5.3: Detailzeichnung des Schichtaufbaus der MHP und der Querschnittsabmessungen der Schubnocken.



Abb. 5.4: Verwendete Schrauben mit Durchmesser 5 mm und Länge 50 mm.

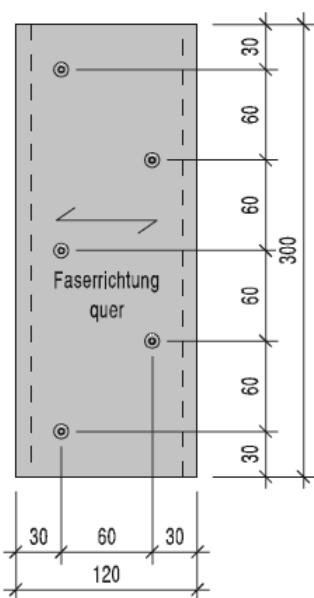


Abb. 5.5: Detail Schubnocken mit Faserlauf in Prüfkörper-Längsrichtung und zusätzlicher Verschraubung mittels 5 Schrauben. Abmessungen in [mm].

Die Masse des Prüfkörpers betrug ≈ 1650 kg (Anteil Holz: 150 kg, Anteil Beton: 1500 kg), was einer Flächenlast von 2.64 kN/m² entspricht.

5.3 Ausbildung des Stosses

In der Mitte wies der Prüfkörper einen Stoss auf (Abb. 5.6). An dieser Stelle war die MHP auf einer Länge von 4 cm unterbrochen und die Betonplatte wurde oben zur Aufnahme der aus dem Stützenmoment entstehenden Zugkräfte mittels einer Stahlarmierung verstärkt (Abb. 5.7). Die Bewehrung in Längsrichtung des Prüfkörpers bestand aus 5 Armierungsstählen mit einem Durchmesser von 14 mm und einer Länge von 1.20 m. In Querrichtung waren 6 Armierungsstäbe mit einem Durchmesser von 10 mm und einer Länge von 960 mm angeordnet. Sämtliche Armierungseisen waren mit Endhaken versehen, dies zur besseren Verankerung im Beton (Abb. 5.8).

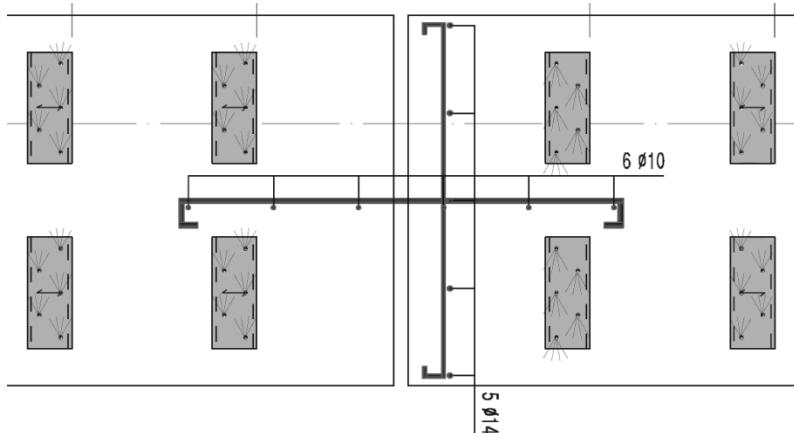


Abb. 5.6: Stoss in der Mitte des Prüfkörpers.

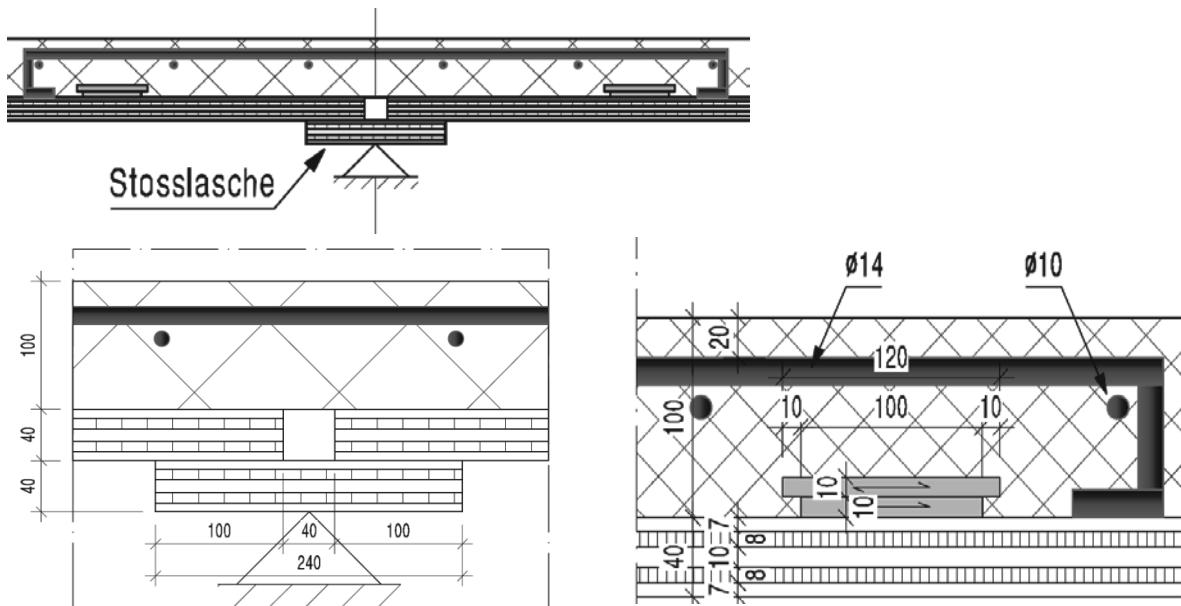


Abb. 5.7: Details des Stosses und der Bewehrung.

Stahl $\varnothing 14\text{mm}$, 5 Stk.



Stahl $\varnothing 10\text{mm}$, 6 Stk.

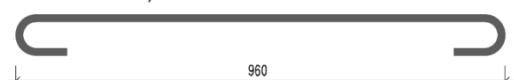


Abb. 5.8: Zur Bewehrung der Betonplatte im Bereich des Stosses verwendete Armierungseisen.

5.4 Versuchsaufbau

Es wurde ein Biegeversuch mit einer Lagerung des Prüfkörpers über 2 Felder mit einer Spannweite von je 3 m aufgebaut. Die Belastung erfolgte in 6 Punkten (3 Lasteinleitungen pro Spannweite) mit einem Abstand von 0.75 m zwischen den Belastungspunkten und zu den äusseren beiden Auflagern (Abb. 5.2 und Abb. 5.9). Zwei verschiebbliche Rollenlager aussen und ein gegen horizontale Verschiebung gesichertes Rollenlager in der Mitte über die gesamte Prüfkörperbreite bildeten die Auflager des Prüfkörpers (Abb. 5.10).

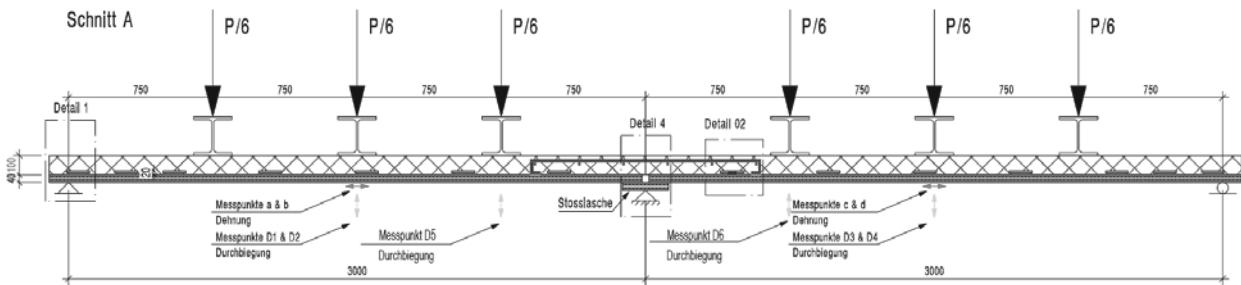


Abb. 5.9: Prüfkonfiguration: Biegeversuch mit 5 Lasteinleitungen. Abmessungen in [mm]. Spannweite 6 m, Abstand zwischen den Lasteinleitungspunkten 1 m.

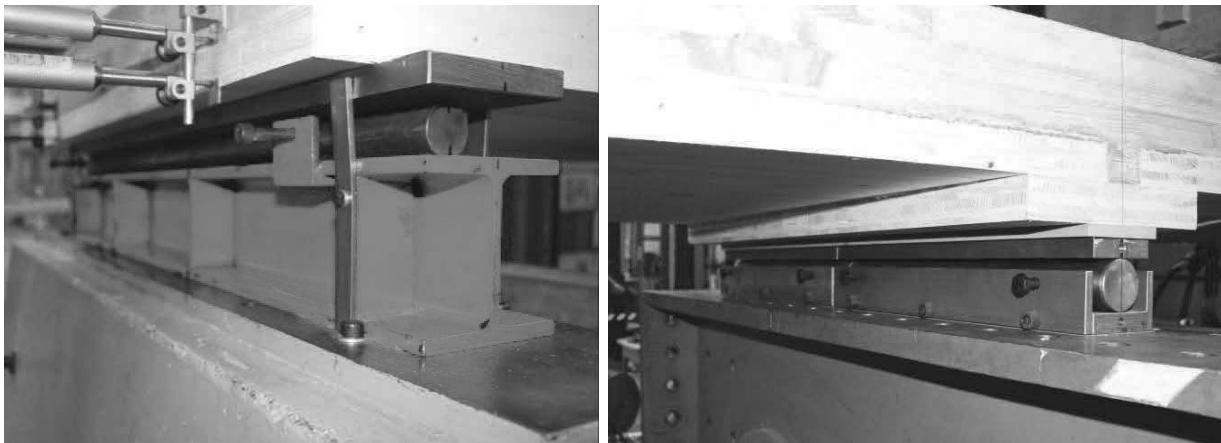


Abb. 5.10: Frei verschiebliches Rollenlager aussen (links) und gegen horizontale Verschiebung gesichertes Rollenlager in der Mitte (rechts).

5.5 Krafteinleitung

Die Kraftaufbringung erfolgte durch sechs identische Hydraulikzylinder (3 Zylinder pro Feld) mit einem Abstand von 0.75 m (Abb. 5.11). Die Hydraulikzylinder waren am Prüfrahmen gelenkig in Längsrichtung des Prüfkörpers gelagert. Über ein Kugelgelenk und eine biegesteife Traverse bestehend aus U- und Doppel-T-Stahlprofilen wurde die Kraft über einer Länge von 900 mm und eine Breite von 145 mm verteilt in den Prüfkörper eingeleitet (Abb. 5.12). Die verwendeten Hydrel-Prüfzylinder (Log. Nr. 50.100) hatten eine Kapazität von je 150 kN. Der Öldruck wurde mit dem mobilen Amsler-Pendelmanometer PM 105 (Log. Nr. 60.100) aufgebracht. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert.

Die Gesamtmasse der zur Lasteinleitung benötigten Teile (Kugel, U-Stahlprofil und Hartfaserplatte) betrug 102.5 kg pro Lasteinleitungspunkt. Dies ergab eine Gesamtmasse von 615 kg für alle Lasteinleitungspunkte, was einer Flächenlast von ca. 1 kN/m² entspricht.

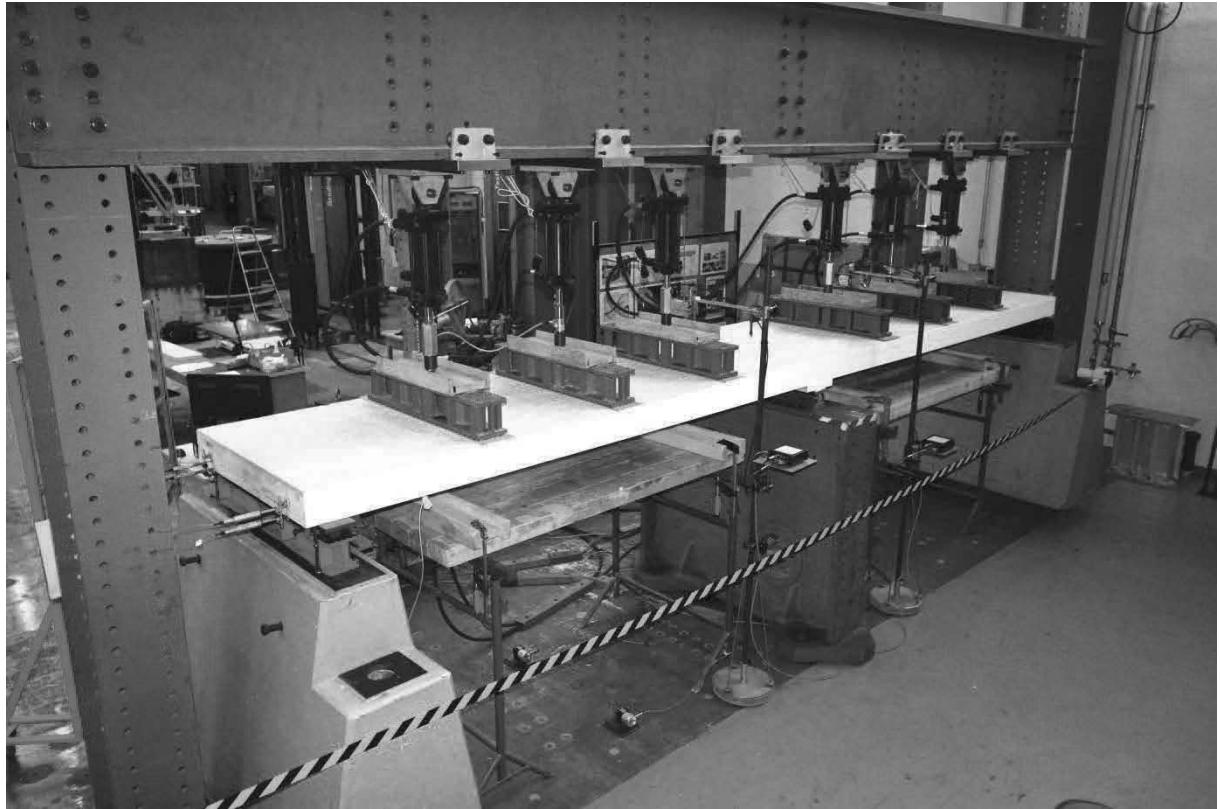


Abb. 5.11: Lasteinleitung in den Prüfkörper mittels 6 Hydraulikzylindern (je 3 Zylinder pro Feld) mit einem Abstand von 0.75 m.

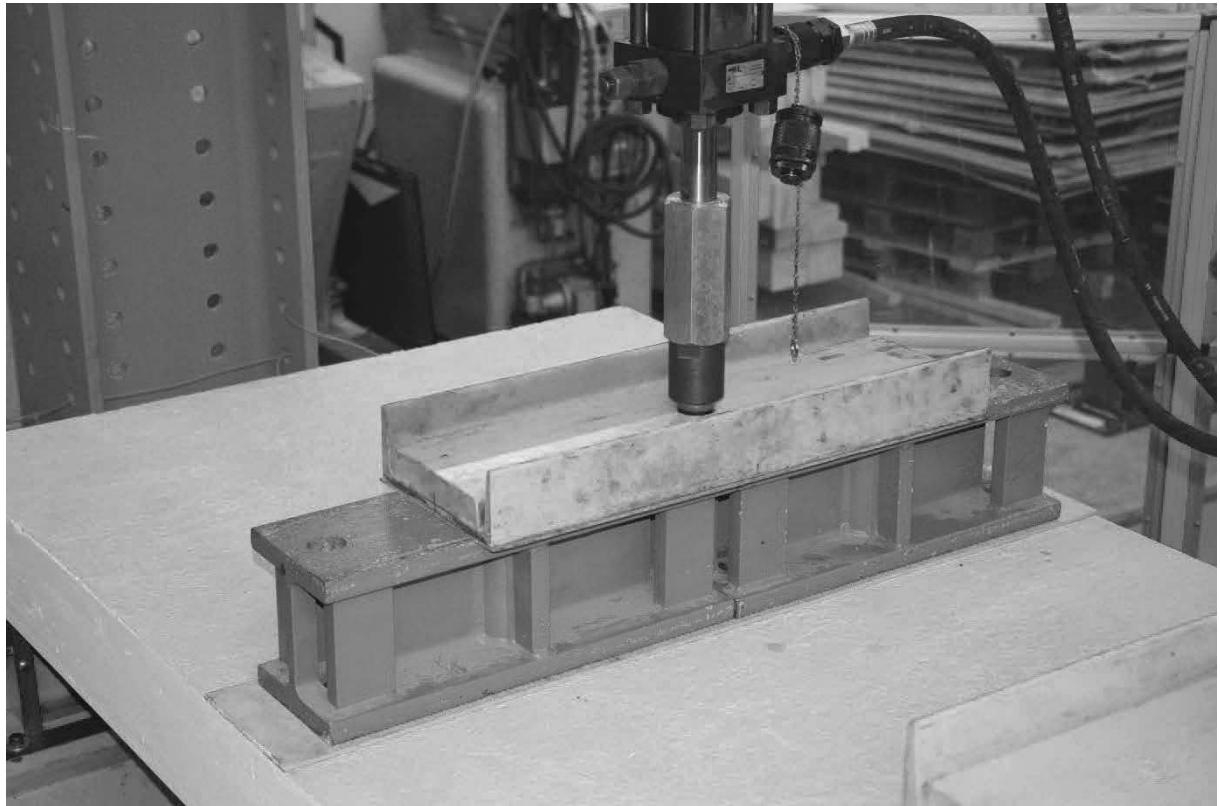


Abb. 5.12: Verteilung der Zylinderlast auf nahezu die gesamte Prüfkörperbreite mittels Stahlprofilen. Zur Verhinderung der Übertragung von Biegemomenten war zwischen Zylinderstange und Stahl-U-Profil ein Kugelgelenk eingebaut.

5.6 Messtechnik

Die Kraft wurde mit je einer Kraftmessdose (Log. Nr. 40.760) bei den mittleren Krafteinleitungspunkten in beiden Feldern gemessen (Abb. 5.9).

Während der Versuche wurden an verschiedenen Stellen die Durchbiegung der Prüfkörper sowie die Dehnung an der Unterseite der MHP gemessen (Abb. 5.13). Die Signale der Kraft-, Dehnungs- und Wegmessungen wurden mit dem Datenerfassungsprogramm CATMAN erfasst und auf einem PC gespeichert. Die Durchbiegung wurde in Punkt D5 und D6 von oben mit Hilfe von Lasersensoren des Typs optoNCDT 2200 (Log. Nr. 30.332 und 30.333) gemessen (Abb. 5.14). An den Punkten D1 – D4 erfolgte die Messung der Durchbiegungen der Prüfkörper von unten mit Hilfe von Seilsensoren des Typs WDS-1000-P60 (Log. Nr. 40.490) (Abb. 5.15). Direkt neben den Punkten D1 – D4 wurden die Dehnungen der Holzoberfläche an der Unterseite der Prüfkörper in den Punkten a – d mit Dehnungsmessstreifen des Typs HBM 100/120 LY41 (Abb. 5.16) gemessen. Zu Beginn des Versuches stellte man fest, dass der Wegaufnehmer D1 kein korrektes Signal lieferte. Er wurde daher ausser Betrieb genommen und der Wegaufnehmer D2 wurde in Breitenrichtung gesehen in die Mitte des Prüfkörpers verschoben und neu als D2* bezeichnet.

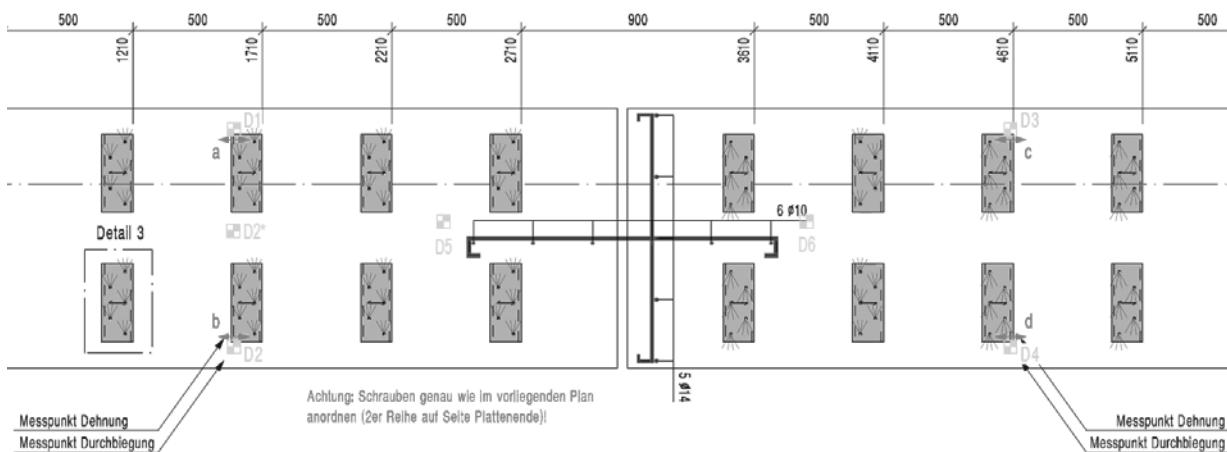


Abb. 5.13: Messstellen D1 – D6 zur Messung der Durchbiegungen. Messstellen a – d zur Messung der Dehnungen in Spannweitenrichtung an der Unterseite der MHP. Abmessungen in [mm].



Abb. 5.14: Messung der Durchbiegung an der Stelle D5 bzw. D6 mit einem Lasersensor des Typs optoNCDT 2200 (Log. Nr. 30.332 bzw. 30.333).



Abb. 5.15: Messung der Durchbiegungen in den Punkten D1 – D4 mit Seilsensoren des Typs WDS-1000-P60 (Log. Nr. 40.490).

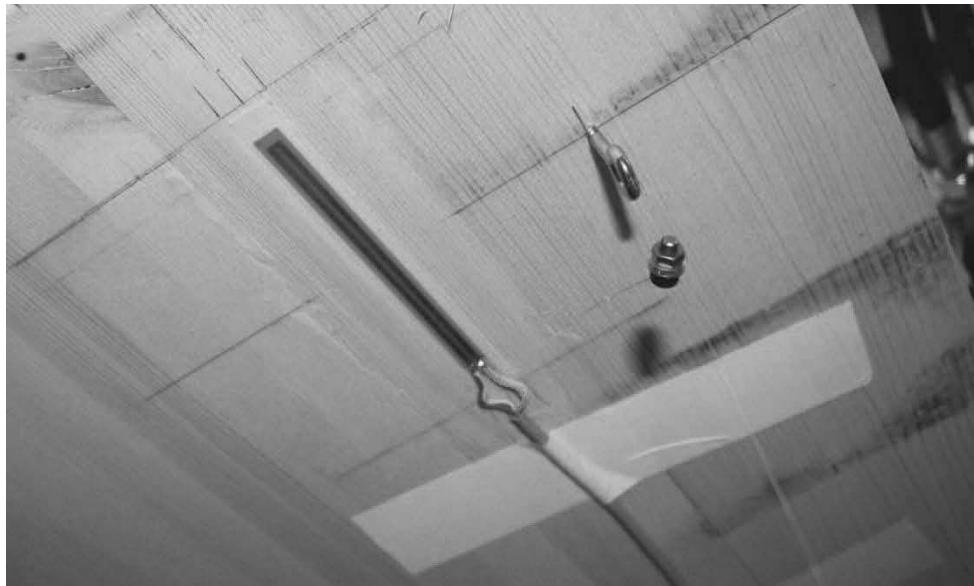


Abb. 5.16: Messung der Dehnungen in Spannweitenlängsrichtung an der Unterseite der Prüfkörper mit Dehnungsmessstreifen des Typs HBM 100/120 LY41.

Die differentielle Verschiebung zwischen dem Beton und der MHP wurde an den Punkten V1/V2 und V3/V4, bzw. V5/V6 und V7/V8 (Abb. 5.17) mit Hilfe von Wegaufnehmern des Typs Sylvac P25 bzw. P50 (Log. Nr. 30.420 bzw. 30.440) gemessen. Die Wegaufnehmer waren am Beton befestigt und auf Aluminiumplättchen gelagert, welche auf der äussersten oberen und auf der äussersten unteren Lage des Holzes befestigt waren (Abb. 5.18). Der Aufnehmer mit der kleineren Nummer an einem Messpunkt mass die Verformung in der oberen Lage der MHP, derjenige mit der grösseren Nummer mass die Verformung der unteren Lage der MHP.

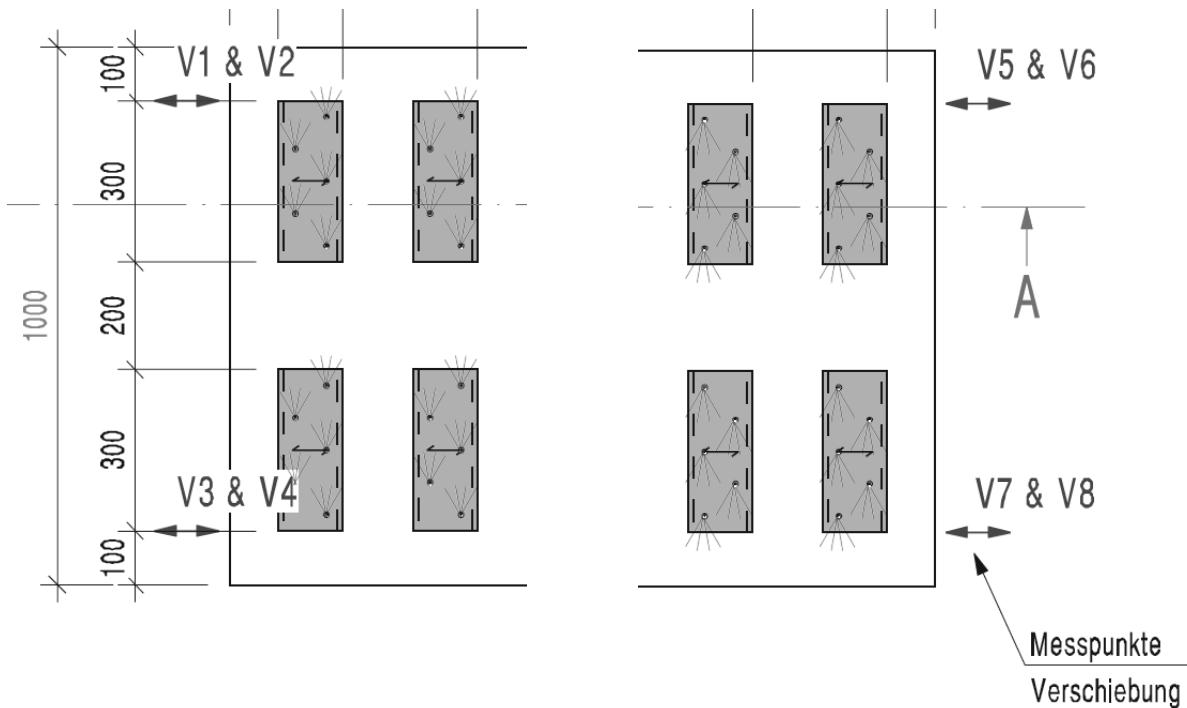


Abb. 5.17: Messstellen V1 – V8 zur Messung der differentiellen Verschiebungen zwischen Beton und MHP. Abmessungen in [mm].

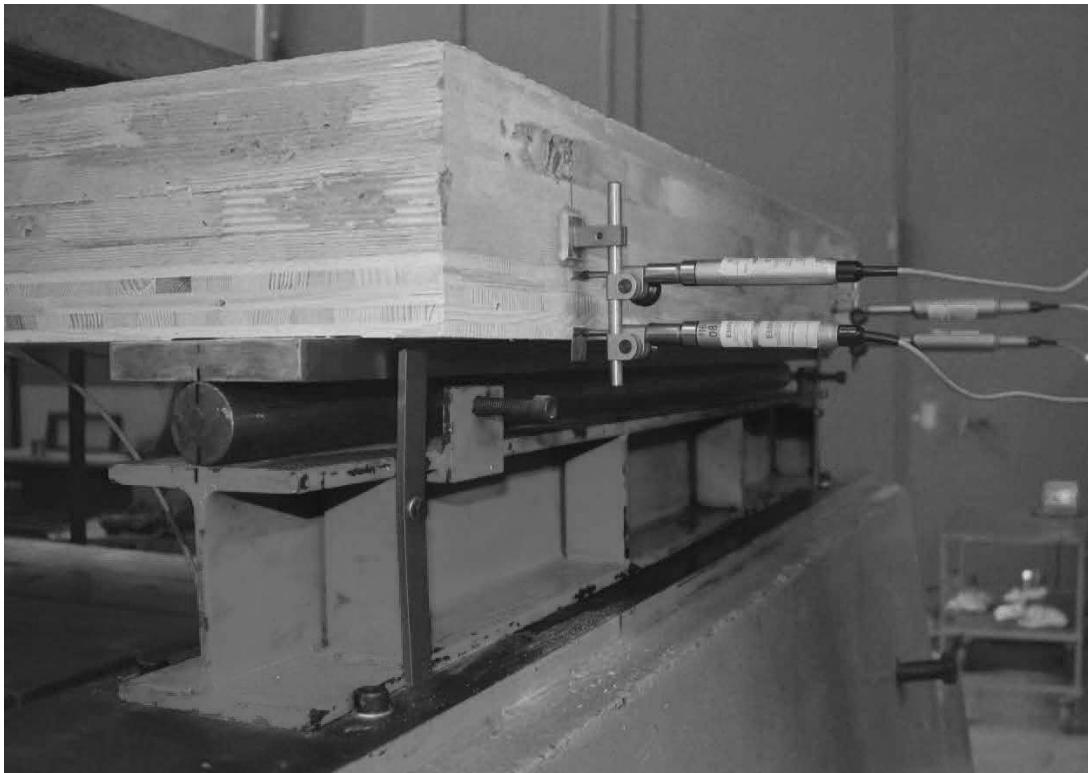


Abb. 5.18: Messung der differentiellen Verschiebung zwischen Beton und MHP mit Wegaufnehmern des Typs Sylvac P25 bzw. P50 (Log. Nr. 30.420 bzw. 30.440).

5.7 Belastungsprogramm

Das Belastungsprogramm wurde in Absprache mit den Industriepartnern wie folgt festgelegt (Abb. 5.19):

- Belasten auf halbe Gebrauchslast und Halten während 2 Minuten
- Entlasten auf Null und Warten während 2 Minuten
- Belasten auf Gebrauchslast und Halten während 2 Minuten
- Entlasten auf Null und Warten während 2 Minuten
- Belasten auf Gebrauchslast und Halten während 90 Minuten
- Lasterhöhung auf 3-fache Gebrauchslast und Halten während 480 Minuten
- Demontage der Wegaufnehmer an den Messstellen V1 – V8.
- Sukzessive Laststeigerung bis zum Bruch in Schritten von 4 kN mit jeweiligem Halten während 2 Minuten.

Die Gebrauchslast wurde in Absprache mit den Industriepartnern zu 4.45 kN/m^2 (2.0 kN/m^2 Nutzlast plus 2.45 kN/m^2 ständige Auflast) festgelegt. Damit ergeben sich für die Plattenfläche von $1.0 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} = 6.20 \text{ m}^2$ folgende Zylinderkräfte pro Zylinder:

- Gebrauchslast: 4.60 kN
- ca. halbe Gebrauchslast: 2.00 kN
- ca. 3-fache Gebrauchslast: 14.0 kN

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0.1 kN/s.

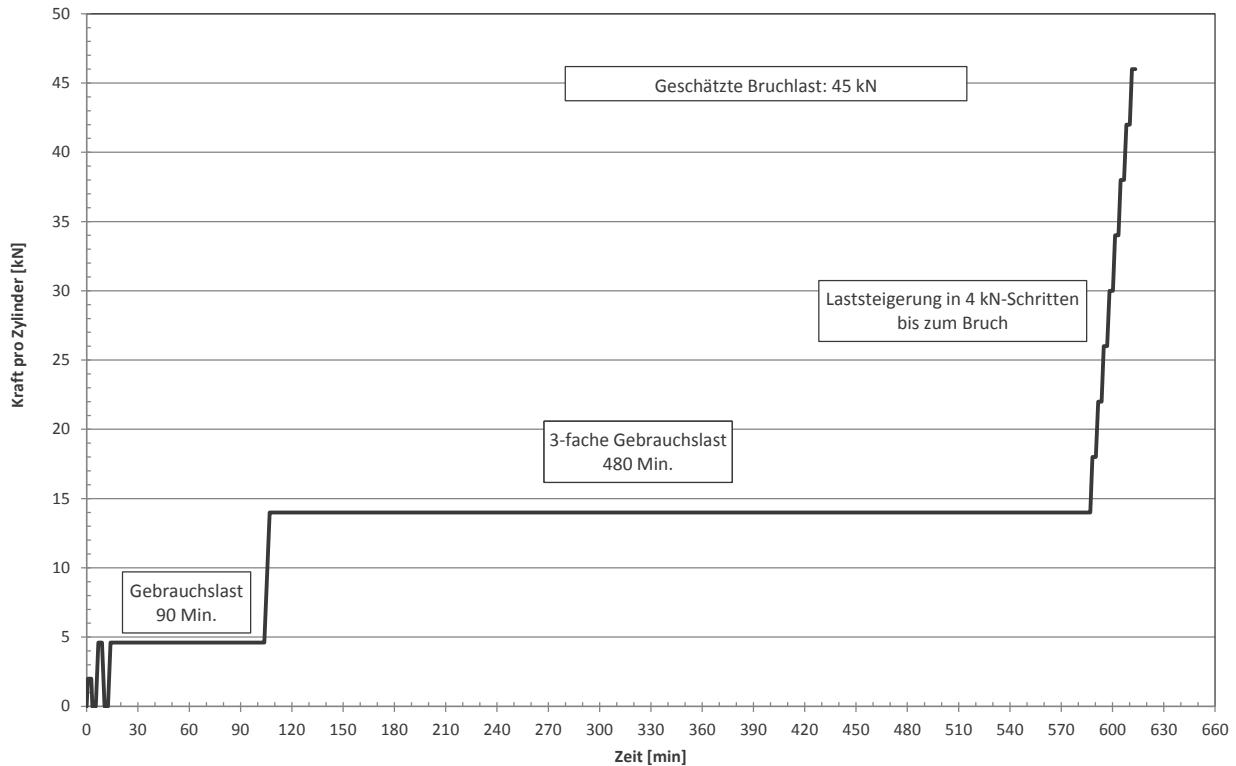


Abb. 5.19: Belastungsprogramm für den Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss.

5.8 Ergebnisse des Versuchs

5.8.1 Belastungszyklus

Nach zwei Anfangsbelastungen bei einer Gesamtlast (alle 6 Zylinder zusammen) von 12 kN (halbe Gebrauchslast) und 27.6 kN (Gebrauchslast) wurde der Prüfkörper bei einer Gesamtbelastung von 27.8 kN (Niveau Gebrauchslast) für eine Dauer von 90 Minuten belastet (Abb. 5.20). Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D2 um 0.07 mm zu. Der Mittelwert der Durchbiegungszunahme in den Punkten D3 und D4 betrug 0.08 mm. Das Verbundsystem zeigte also eine sehr grosse Steifigkeit.

Nach dem ersten Kriechzyklus wurde der Prüfkörper bei einer Gesamtbelastung von 84 kN (3-fache Gebrauchslast) während 480 Minuten belastet. Während des Haltens der Belastung auf diesem Niveau nahm die Durchbiegung in Punkt D2 um weitere 0.71 mm zu. In den Punkten D3 und D4 betrug der Mittelwert der Durchbiegungszunahme 0.66 mm.

Anschliessend wurde die Belastung bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Das Versagen trat im Bereich des Stosses bei einer Gesamtbelastung von 284.7 kN (bzw. einer Kraft von 47.5 kN pro Zylinder) ein. Damit betrug die Bruchlast das 1.72-fache der Gebrauchslast. Die Bruchlast lag sehr nahe bei dem durch den Hersteller PS auf Grund des Scherwiderstands der Schubnocken geschätzten Werts von 45 kN pro Zylinder.

Die Abb. 5.21 zeigt, dass während des ganzen Versuchsprogramms die Zylinderkräfte in den beiden Feldern dieselben Werte aufwiesen. Beide Felder wurden also jeweils mit identischen Kräften belastet.

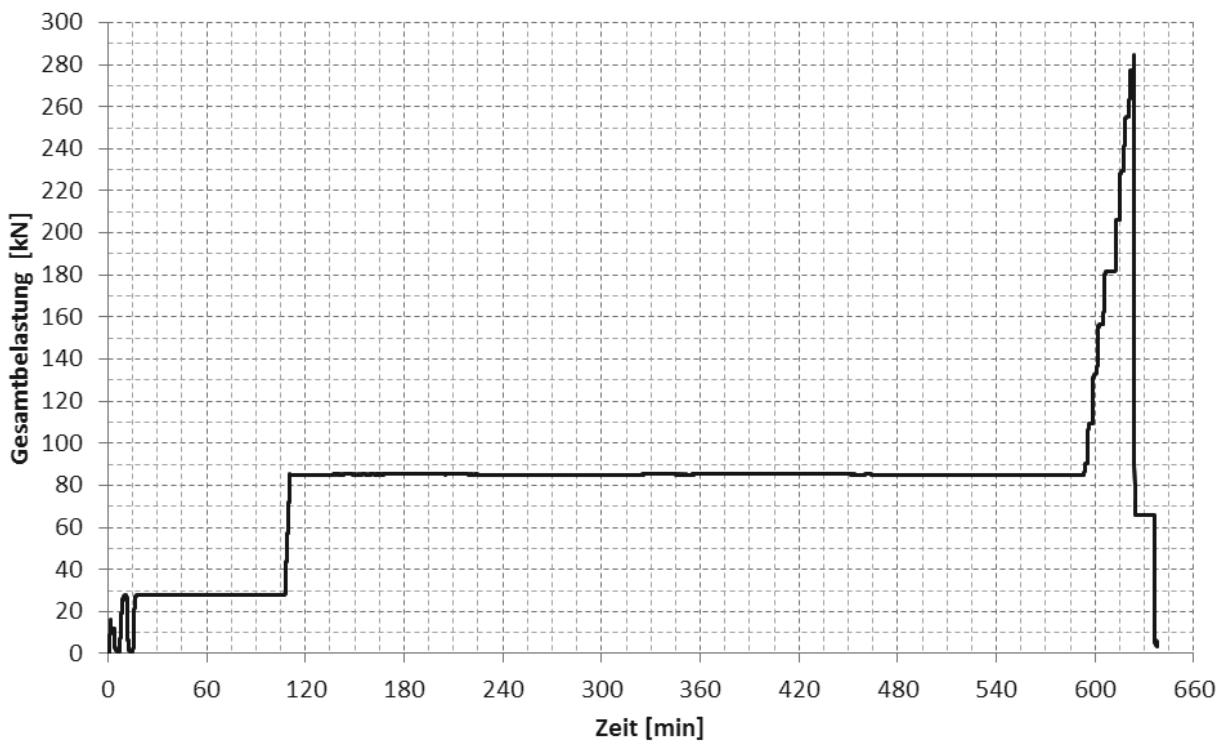


Abb. 5.20: Effektiver Belastungsverlauf beim Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss.

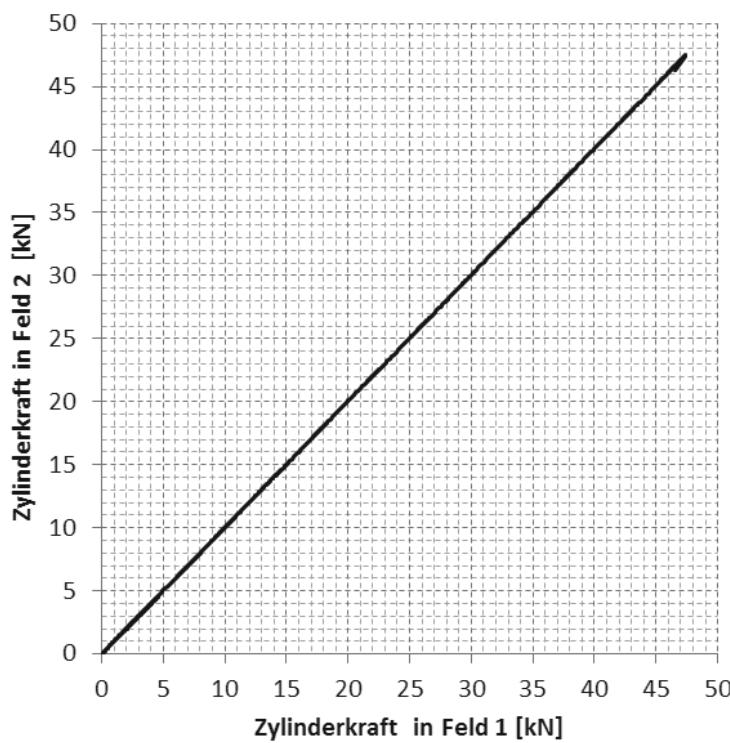


Abb. 5.21: Vergleich der Zylinderkraft in den beiden Feldern für den Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss.

5.8.2 Durchbiegungen

Die gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 5.22 (Durchbiegung im Punkt D2 und Mittelwert der Durchbiegungen in den Punkten D3 und D4) bzw. in der Abb. 5.23 (Durchbiegungen in den Punkten D5 und D6) in Funktion der Gesamtbelastung dargestellt.

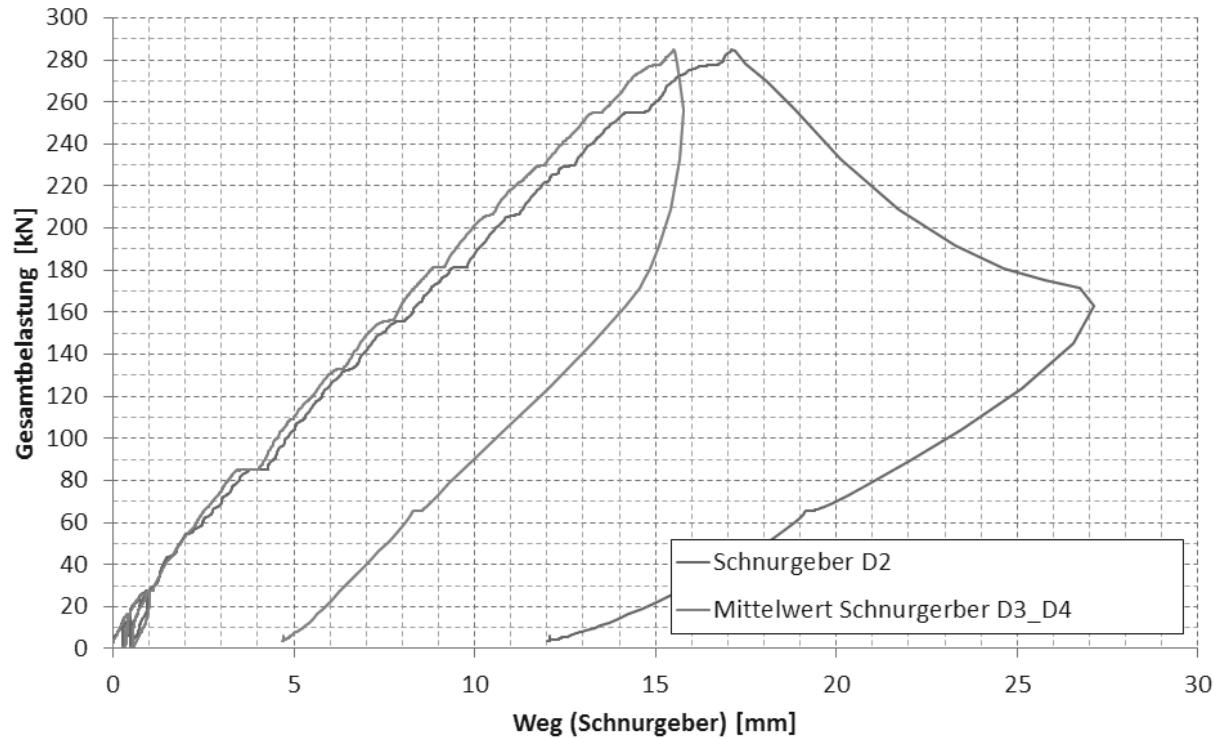


Abb. 5.22: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Vertikale Durchbiegung an den Messstellen D2* sowie D3 und D4 (Mittelwert).

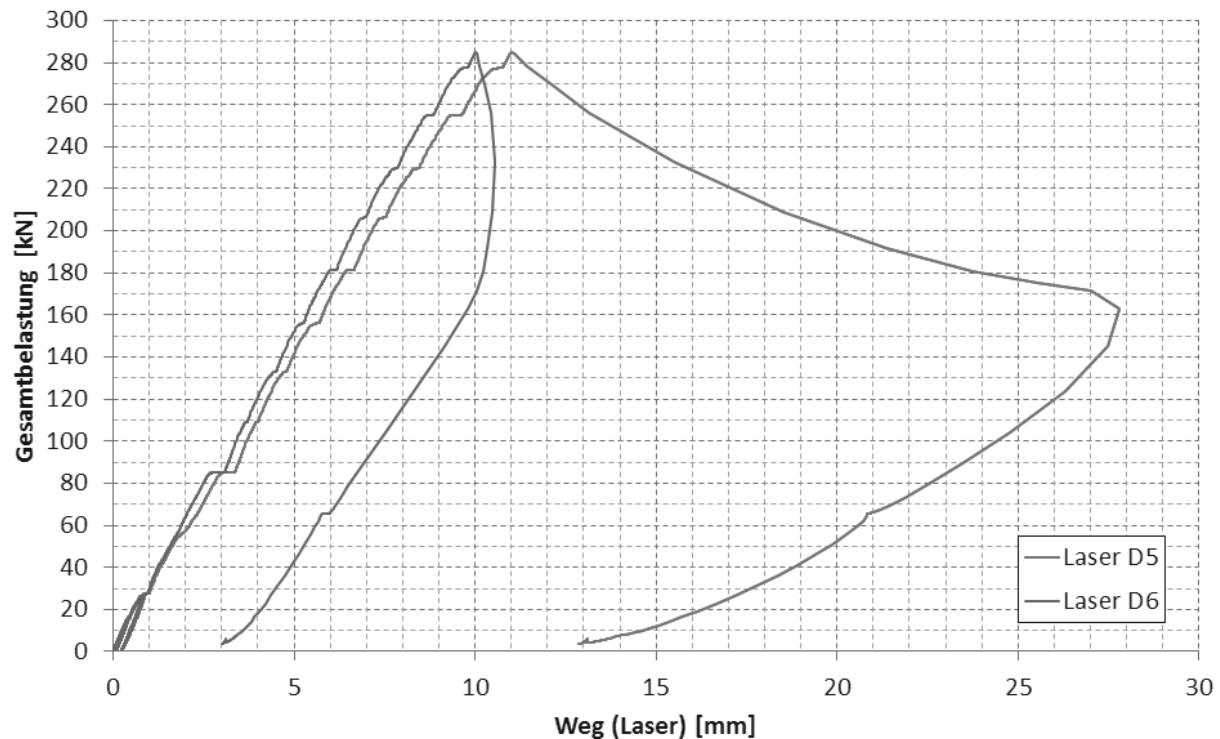


Abb. 5.23: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Vertikale Durchbiegung an den Messstellen D5 und D6.

5.8.3 Differentielle Verformungen zwischen MHP und Beton

Die Abb. 5.24, Abb. 5.25, Abb. 5.26 und Abb. 5.27 zeigen die differentiellen Verschiebungen zwischen der Betonplatte und der MHP für eine Belastung bis zum einem Gesamtbelastungswert von 180 kN.

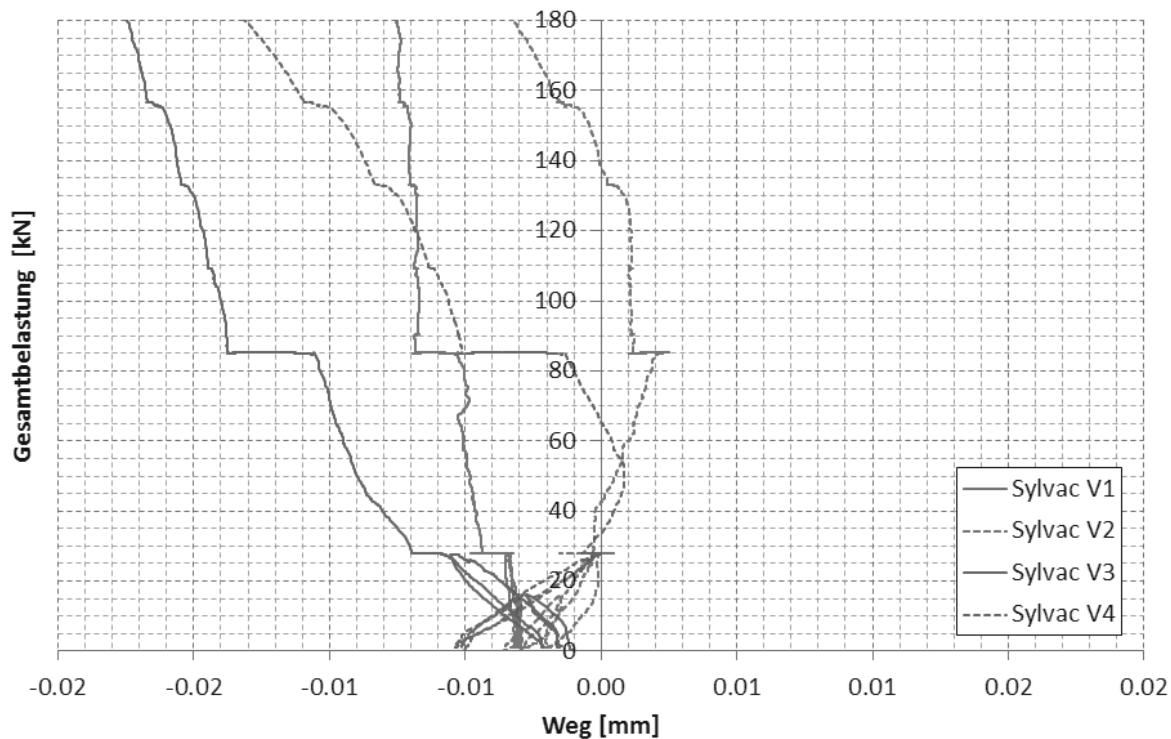


Abb. 5.24: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 – V4 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 180 kN.

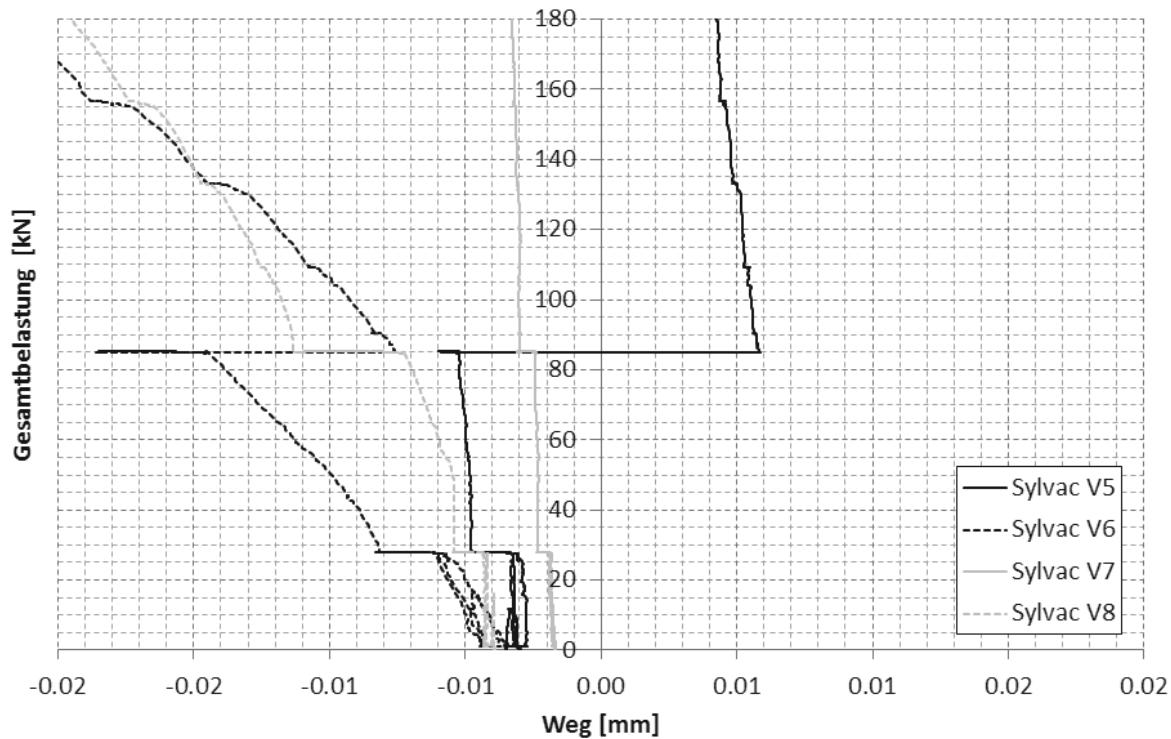


Abb. 5.25: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V5 – V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 180 kN.

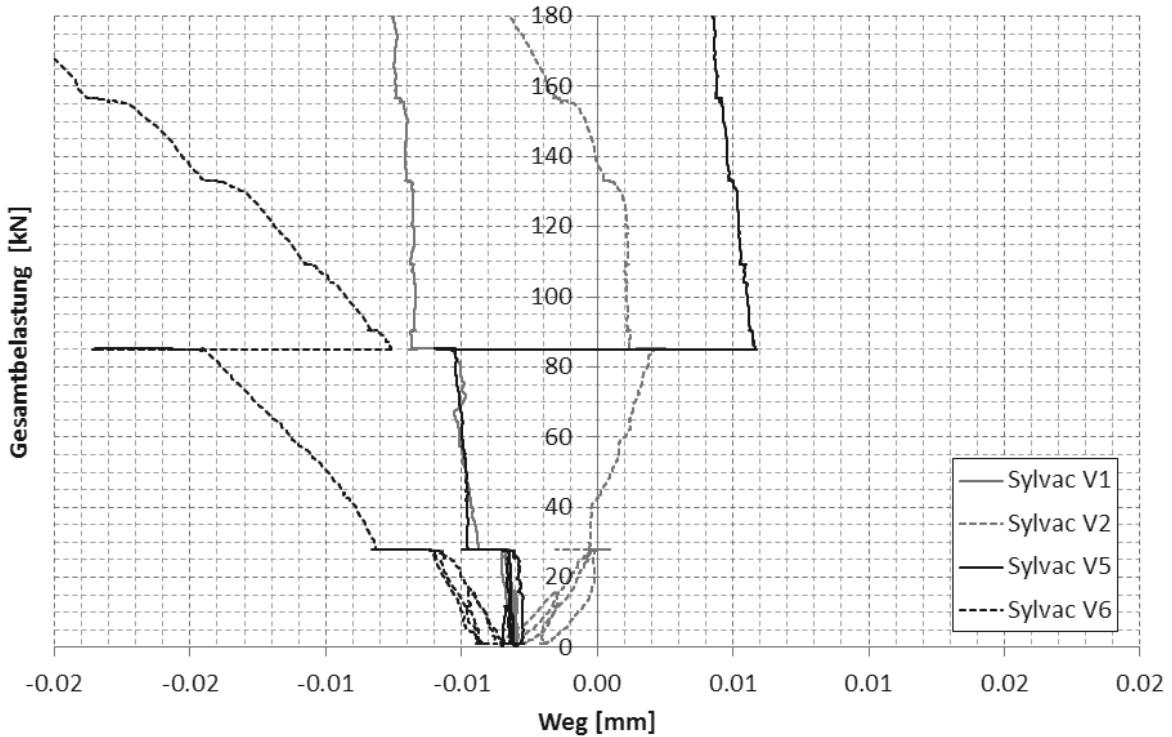


Abb. 5.26: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V1 und V2 sowie V5 und V6 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 180 kN.

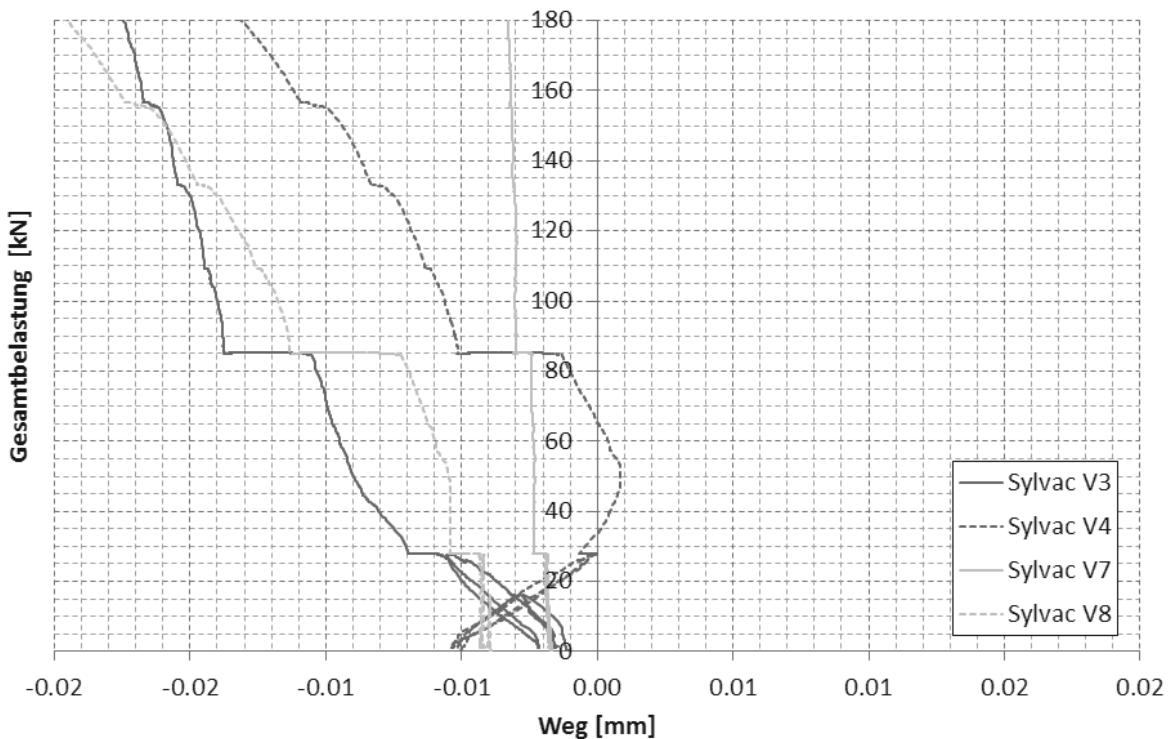


Abb. 5.27: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Differentielle Verschiebung zwischen Beton und MHP: Messstellen V3 und V4 sowie V7 und V8 für die Belastungsschritte zwischen 0 und 180 kN.

5.8.4 Dehnungen

Die Dehnungen in Funktion der Belastung an den Messstellen a – d sind in Abb. 5.28 dargestellt.

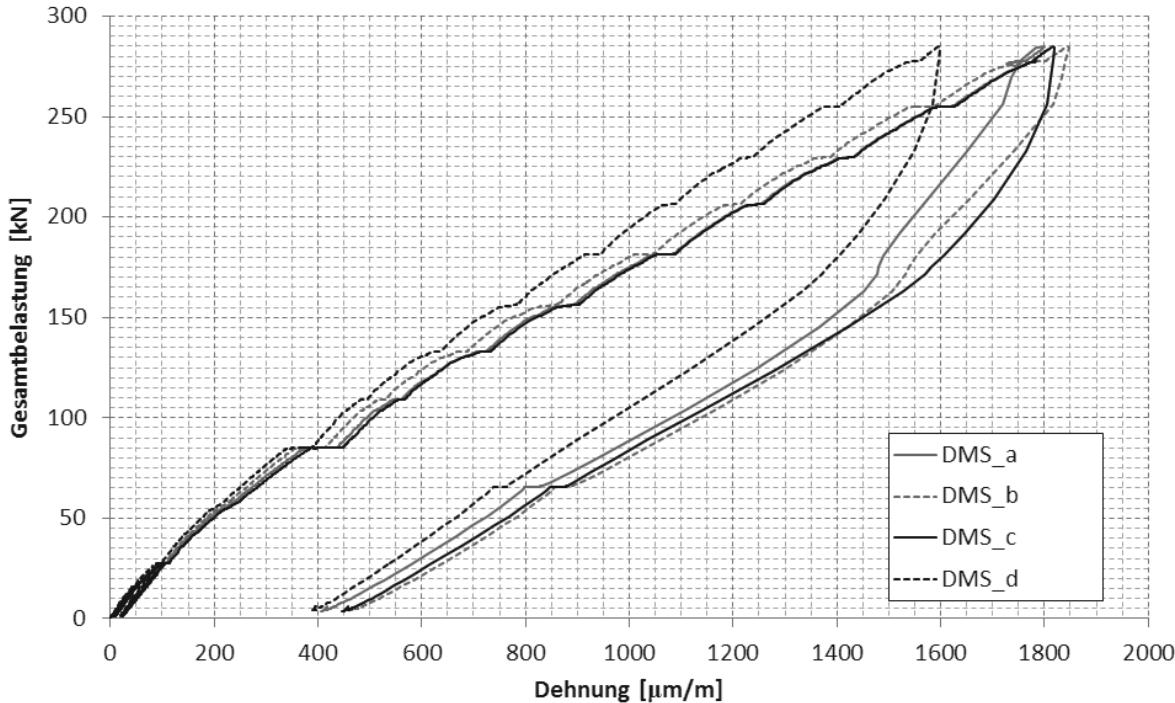


Abb. 5.28: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Dehnung an der MHP-Unterseite an den Messstellen a - d.

5.8.5 Zunahme der Durchbiegungen bei Langzeitbelastung

Die Abb. 5.29 bzw. Abb. 5.30 zeigen die Verformungszunahmen während den jeweils 90 Minuten bzw. 480 Minuten Dauerbelastung bei Gebrauchslast bzw. bei 3-facher Gebrauchslast.

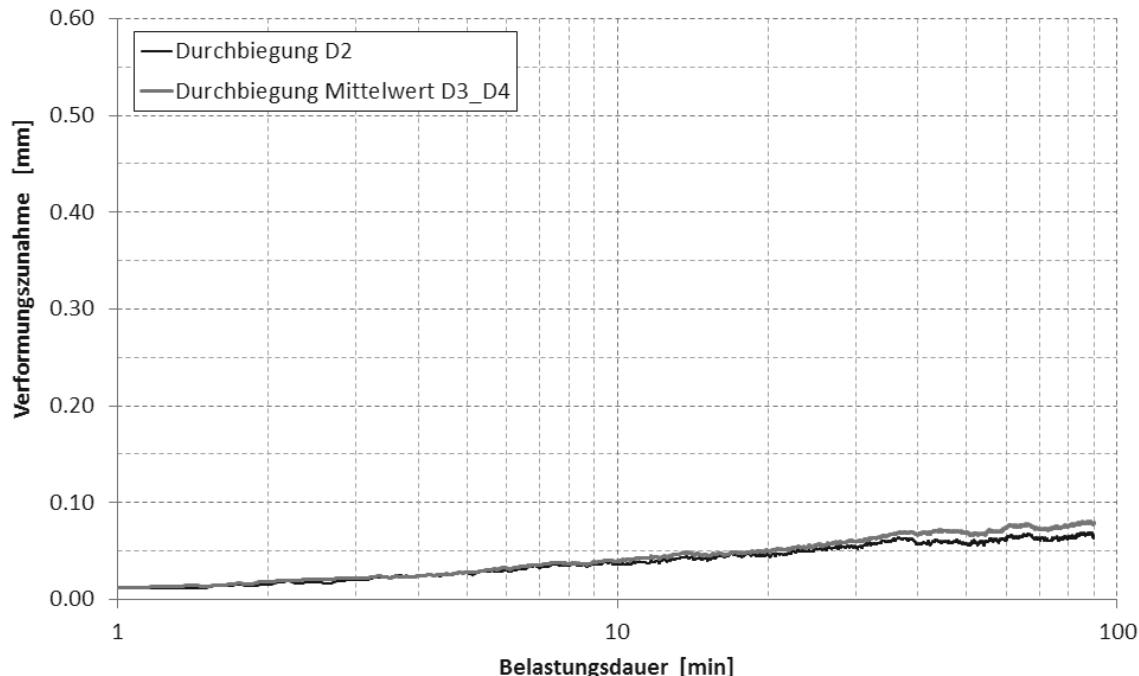


Abb. 5.29: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D2 sowie in den Punkten D3 und D4 (Mittelwert) während der 90 Minuten dauernden Belastung mit der Gebrauchslast.



Abb. 5.30: Versuch am 2-feldrigen Prüfkörper mit mittigem Stoss: Zunahme der Durchbiegung im Punkt D2 sowie in den Punkten D3 und D4 (Mittelwert) während der 480 Minuten dauernden Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast.

Während im 90-minütigen Kriechversuch auf Gebrauchslastniveau eine lediglich geringe Verformungszunahme über die Zeit feststellbar war (Abb. 5.29), zeigten sich beim 480 Minuten dauernden Versuch mit einer Belastung auf dem Niveau der 3-fachen Gebrauchslast deutlich grössere, sich bis zum Ende des Versuchs nicht stabilisierende Verformungen (Abb. 5.32). Diese dürften allerdings weniger auf ein Kriechen zurückzuführen zu sein, sondern vielmehr auf bis zu ca. 6 Stunden nach Versuchsbeginn der Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast stetig wachsende Risse in der Zugzone der Betonplatte im Bereich des mittleren Auflagers (siehe 5.8.7).

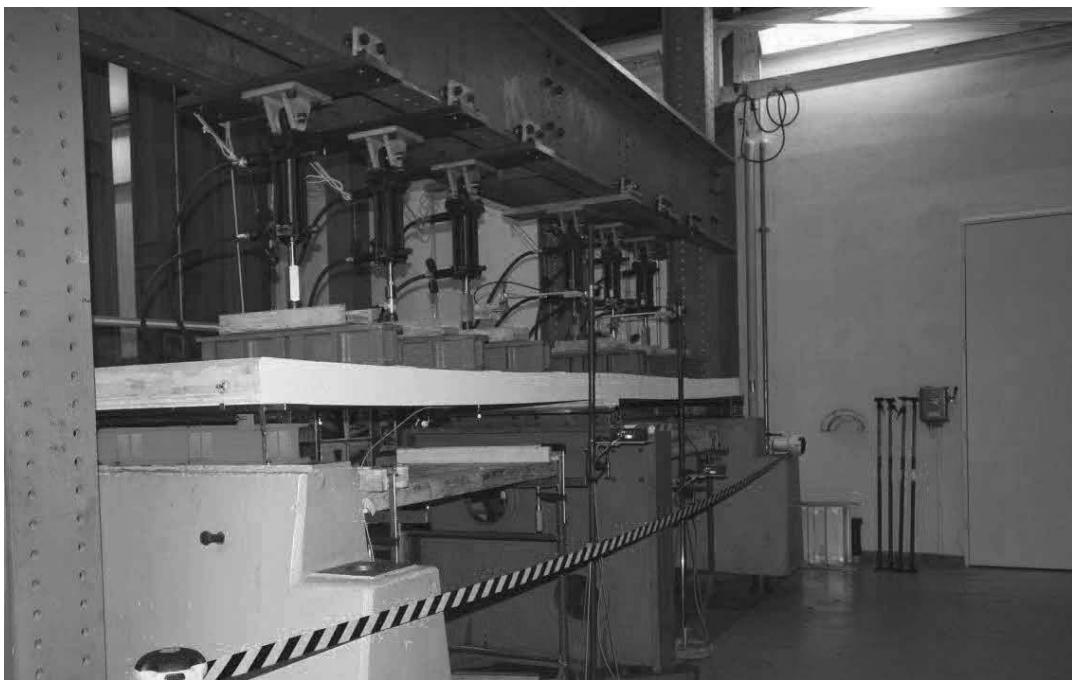


Abb. 5.31: Durchbiegung des Prüfkörpers mit mittigem Stoss nach 480 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast.

5.8.6 Bruchbild

Der Bruch des Prüfkörpers ereignete sich bei Erreichen einer Gesamtbelastung von 284.7 kN. Dies entspricht einer Flächenlast von 45.9 kN/m^2 und einer Kraft pro Zylinder von 47.5 kN. Das Versagen des Prüfkörpers zeigte sich durch eine Schubbruch in der Betonplatte (Abb. 5.32) im Bereich des mittleren Auflagers (Abb. 5.33).

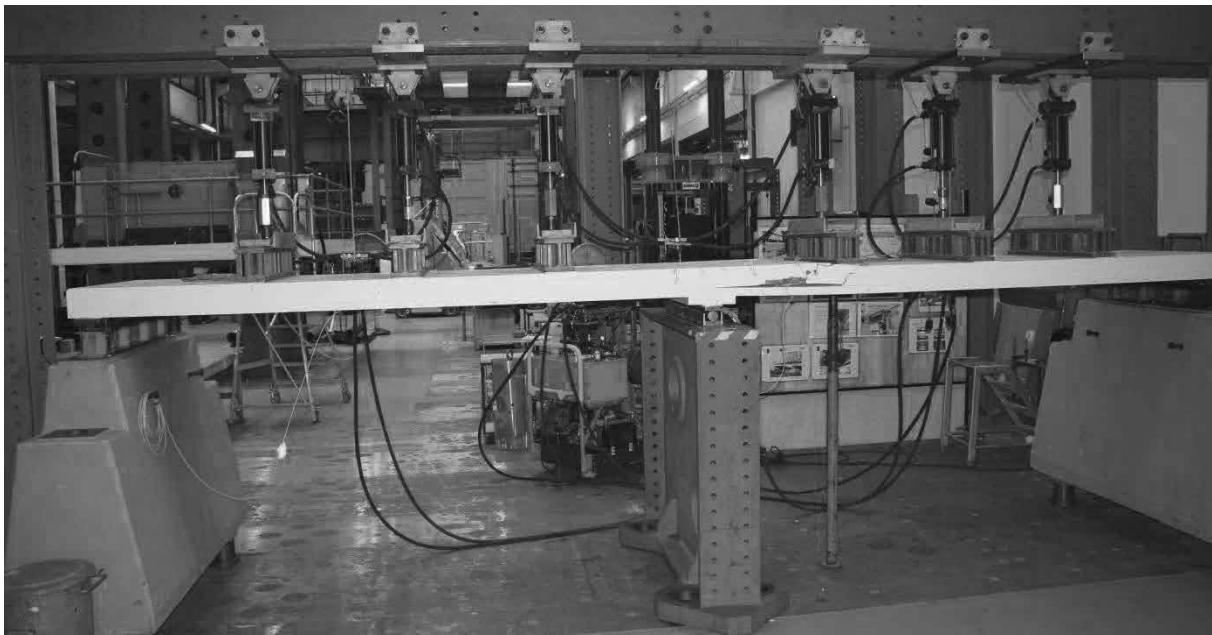


Abb. 5.32: Bruch des Prüfkörpers mit mittigem Stoss.



Abb. 5.33: Detailaufnahme (Längsseite) des Bruchs des Prüfkörpers mit mittigem Stoss.

Der Bruch verlief über die gesamte Breite der Betonplatte (Abb. 5.34) und die Lage des Bruchs, in Längsrichtung des Prüfkörpers gesehen, fiel augenscheinlich mit dem Endpunkt der Armierung (Abb. 5.7) zusammen. Die mit einer Neigung von 45° verlaufende Bruchlinie deutet auf ein Schubversagen des Betons hin. Da an beiden Enden des Prüfkörpers keine relativen Verschiebungen zwischen Holz und Beton zu beobachten war (Abb. 5.35), kann davon ausgegangen werden, dass sich der Bruch in der Betonplatte ereignete bevor der Schertragwiderstand der Schubnocken erreicht wurde. Die MHP war nach dem Bruch der Betonplatte nur noch beschränkt in der Lage die Eigenlast des Prüfkörpers zu tragen. Der Prüfkörper wurde daher mittels Stahlspriessen gesichert (Abb. 5.32).

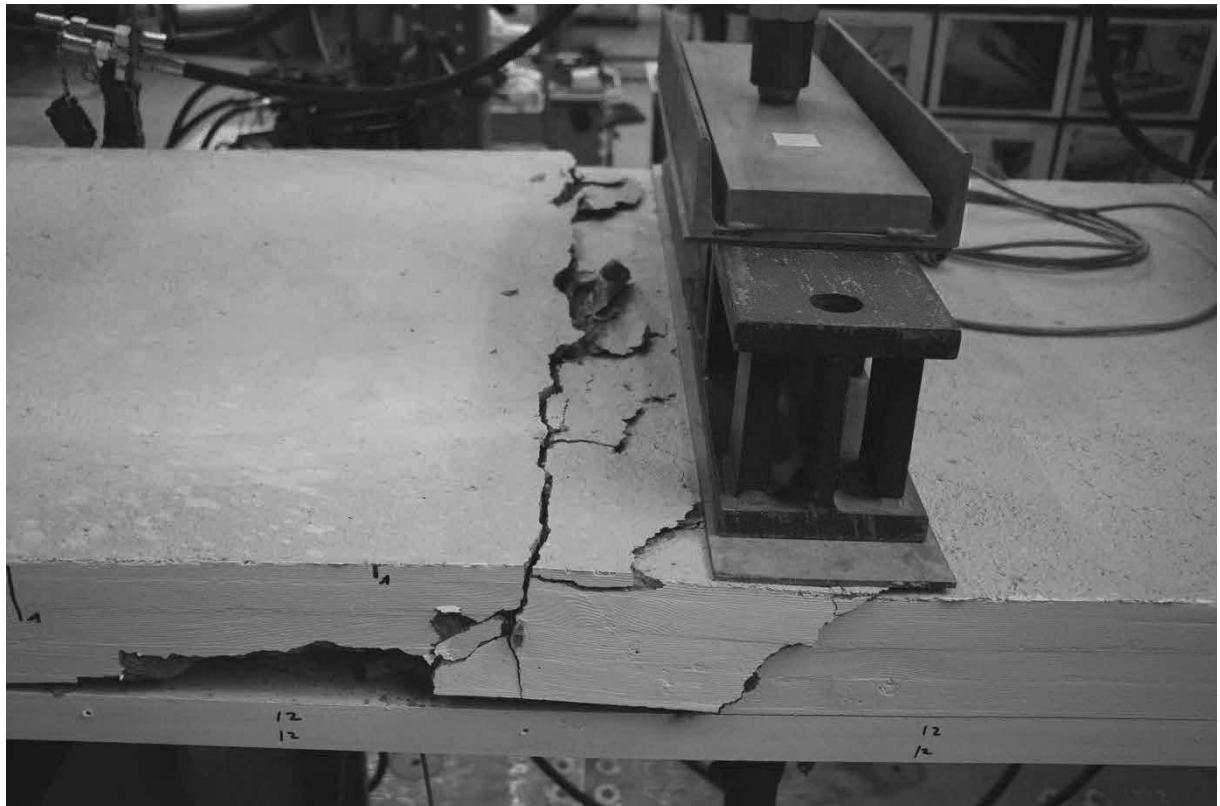


Abb. 5.34: Detailaufnahme (Blick von oben) des Bruchs des Prüfkörpers mit mittigem Stoss.

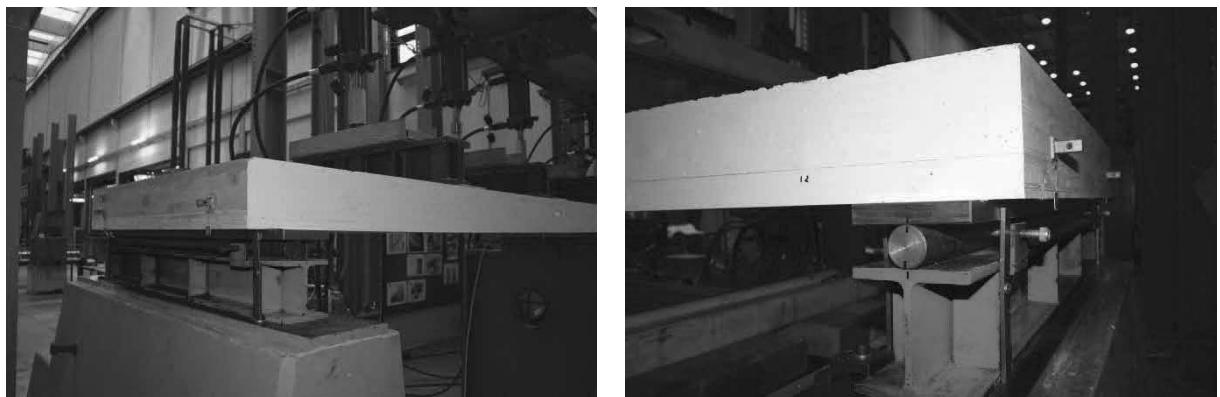


Abb. 5.35: Nach dem Bruch des Prüfkörpers waren an beiden Enden des Prüfkörpers keine differentiellen Verschiebungen zwischen der Betonplatte und der MHP erkennbar.

5.8.7 Rissbildung im Langzeitversuch

Die Abb. 5.36 und die Abb. 5.37 zeigen die Bildung und die Zunahme der Risse während der Kriechversuche. Dabei bedeuten die Zahlen neben den Rissen:

- 0 = Rissbild am Ende des 90-minütigen Kriechversuchs auf Niveau Gebrauchslast
- 1 = Rissbild nach 45 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 2 = Rissbild nach 75 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 3 = Rissbild nach 105 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 4 = Rissbild nach 135 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 5 = Rissbild nach 285 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 6 = Rissbild nach 345 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast
- 7 = Rissbild nach 405 Minuten Belastung mit der 3-fachen Gebrauchslast

In der Zeit zwischen 6 und 8 Stunden Dauerbelastung mit der 3-fachen Gebrauchslast konnten keine weiteren Risse mehr festgestellt werden. Am weitaus meisten Risse stellten sich über dem mittleren Auflager ein, wo die Betonplatte Zugspannungen ausgesetzt war (Abb. 5.36 und Abb. 5.37). In den Feldbereichen (Betonplatte in der Druckzone) traten nur sehr wenige Risse kurzer Länge auf (Abb. 5.38 und Abb. 5.39).

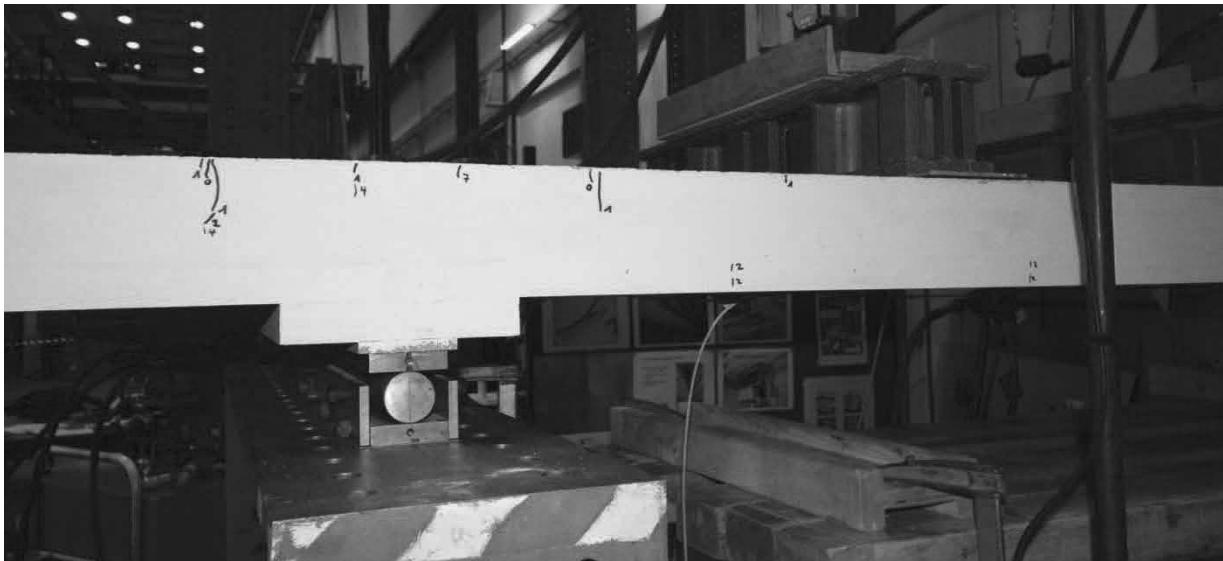


Abb. 5.36: Rissbild in der Betonplatte über dem mittleren Auflager vor Beginn des Bruchversuchs. Seite 1.

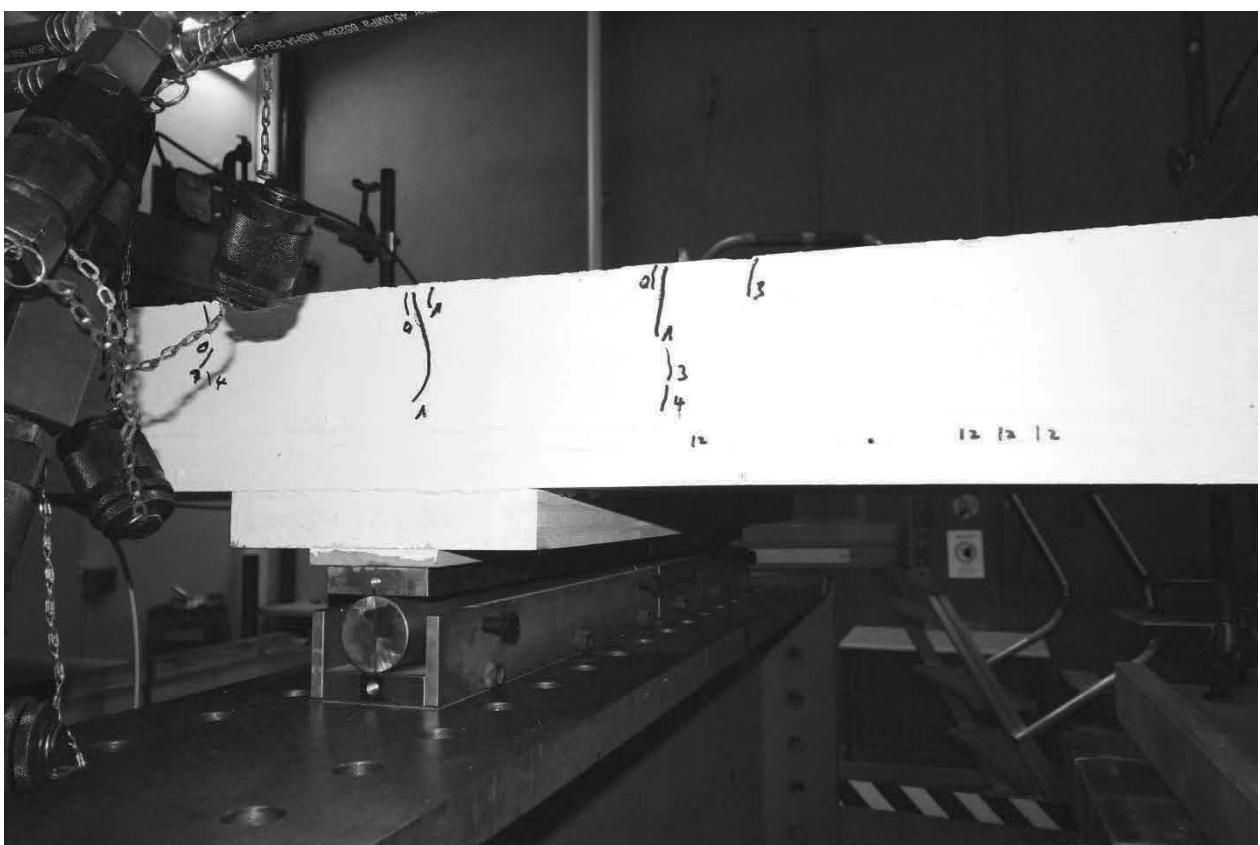


Abb. 5.37: Rissbild in der Betonplatte über dem mittleren Auflager vor Beginn des Bruchversuchs. Seite 2.

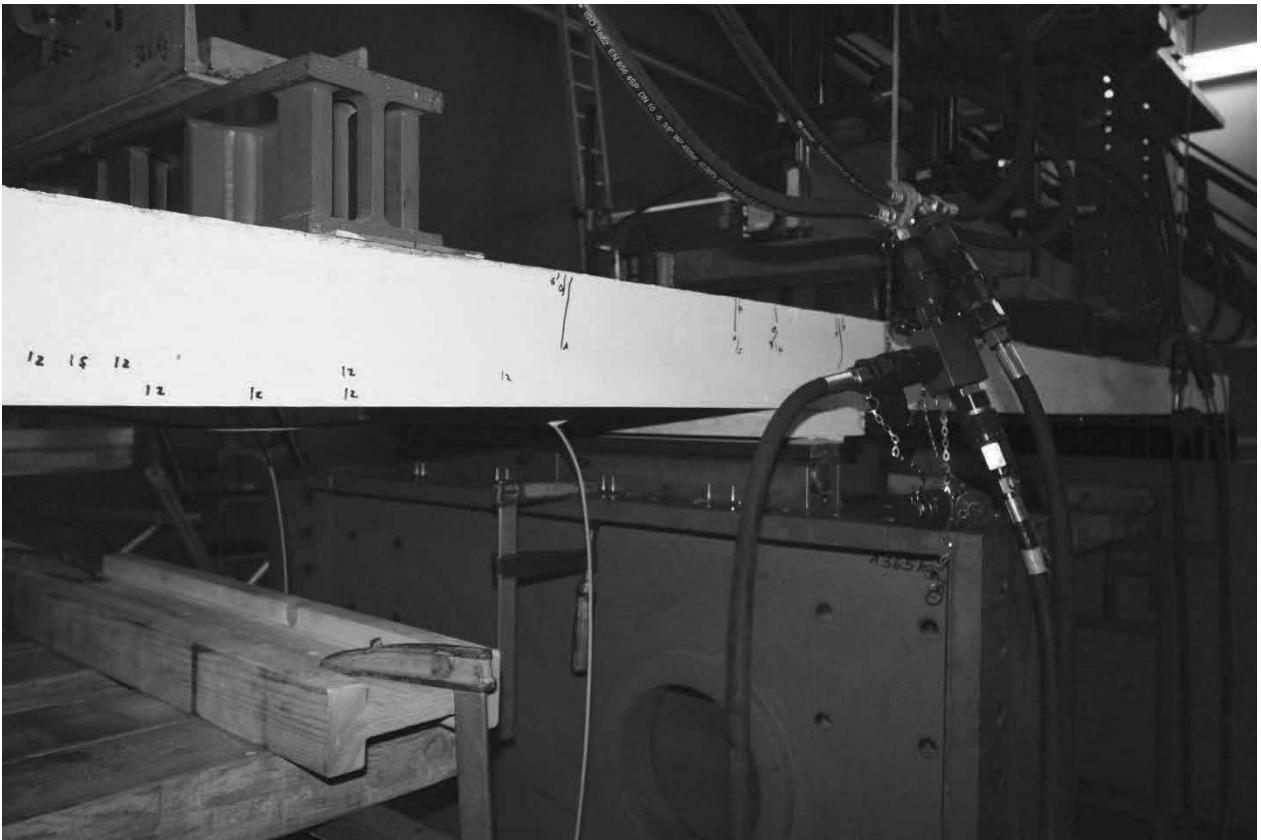


Abb. 5.38: Rissbildung im Bereich von Feld 1.

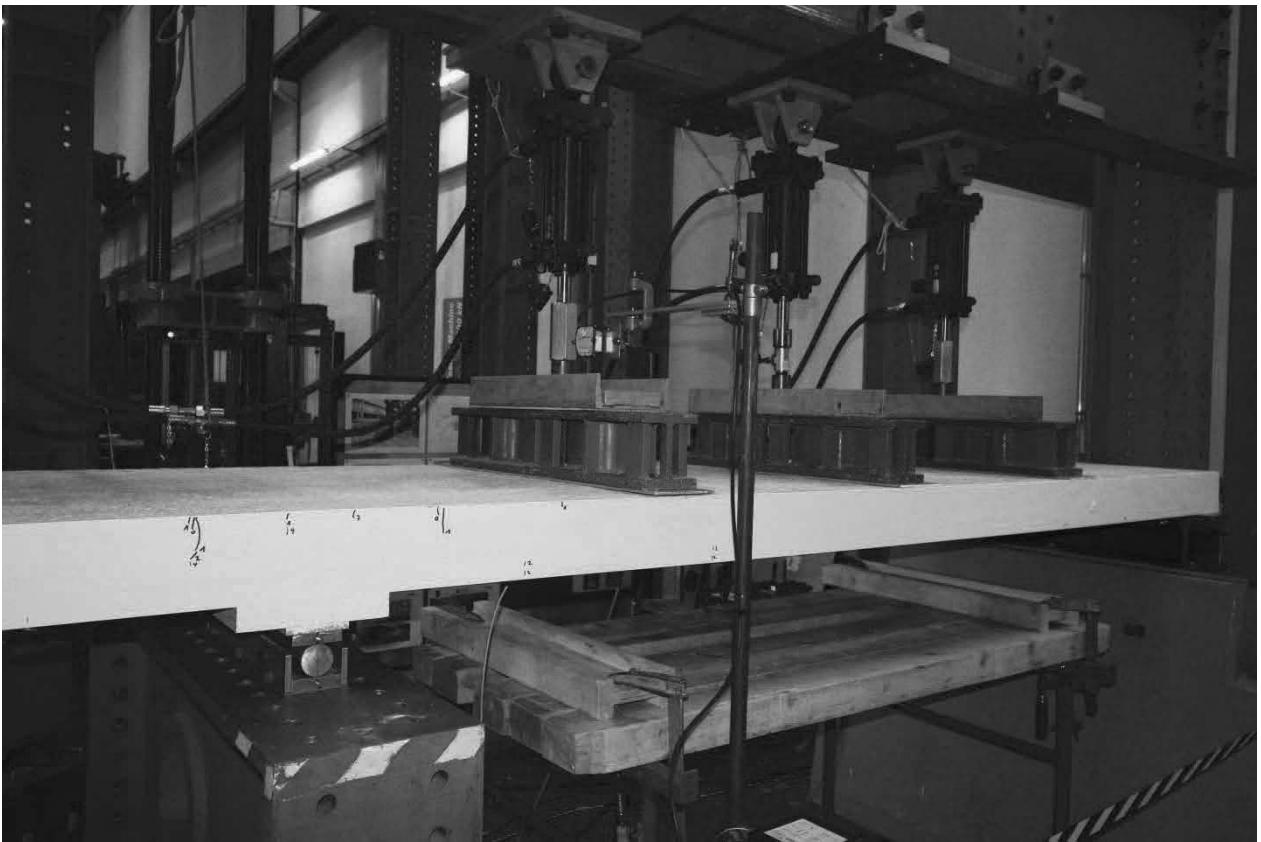


Abb. 5.39: Rissbildung im Bereich von Feld 2.

5.9 Fazit aus dem Biegeversuch am 2-Feldträger mit mittigem Stoss

Die im Versuch erhobenen massgeblichen Parameter sind in der Tab. 5.1 zusammengestellt.

Tab. 5.1: Wichtigste Ergebnisse des Biegeversuchs am Prüfkörper mit mittigem Stoss.

Messwert	Prüfkörper mit mittigem Stoss
Eigenlast des Prüfkörpers	4.85 kN/m ²
Belastung durch Stahlteile (Lasteinleitung)	1.00 kN/m ²
Bruchlast (Gesamtlast)	285 kN
Bruchlast (Zylinderlast)	47.5 kN
Bruchlast (Flächenlast)	46.0 kN/m ²
Verhältnis zwischen Bruch- und Gebrauchslast ²⁾	10.3
Bruchart	Schubbruch Betonplatte über dem mittleren Auflager
Durchbiegung ¹⁾ kurz vor dem Bruch	16.3 mm
Durchbiegung ¹⁾ bei Gebrauchslast ²⁾	1 mm
Durchbiegungszuwachs ¹⁾ nach 90 Minuten Belastung mit Gebrauchslast	0.1 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach der ersten Langzeitbelastung	1.1 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach Lasterhöhung auf 3-fache Gebrauchslast	3.5 mm
Durchbiegungszuwachs ¹⁾ nach 480 Minuten Belastung mit 3-facher Gebrauchslast	0.7 mm
Durchbiegung ¹⁾ nach der zweiten Langzeitbelastung	4.2 mm

¹⁾ Mittelwert der Messstellen D2, D3 und D4

²⁾ 4.45 kN/m² bzw. 4.60 kN Kraft pro Zylinder (siehe 5.7)

Die auf sämtlichen Laststufen gemessenen Durchbiegungen unter Kurzzeitbelastungen waren äusserst gering. Dies gilt auch für die Zunahme der Verformungen bei längerer Zeit einwirkenden Lasten. Wie bei den Biegeversuchen an den Einfeldträgern (siehe Kapitel 4) kann man auch hier nicht von eigentlichen Kriechversuchen sprechen. Dazu war die Belastungsdauer zu kurz. Dem Kriechen werden sich bei längerer Belastungsdauer zudem Risse in der Betonplatte über dem mittleren Auflager überlagern, welche die Steifigkeit des Verbundsystems an dieser Stelle zusätzlich reduzieren.

Für den Bruch des Prüfkörpers war letztlich der Schubwiderstand in der Betonplatte massgebend. Über dem mittleren Auflager treten zusätzlich zu den Zugspannungen Schubspannungen auf, welche durch die obere Armierung in der Platte aufgenommen werden müssen. Die Armierung war in der Lage diese Spannungen aufzunehmen. Der Bruch trat jedoch an derjenigen Stelle auf, wo die Armierung endete.

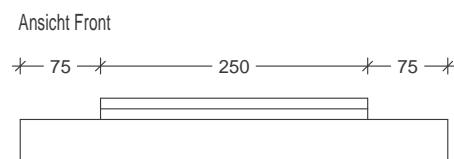
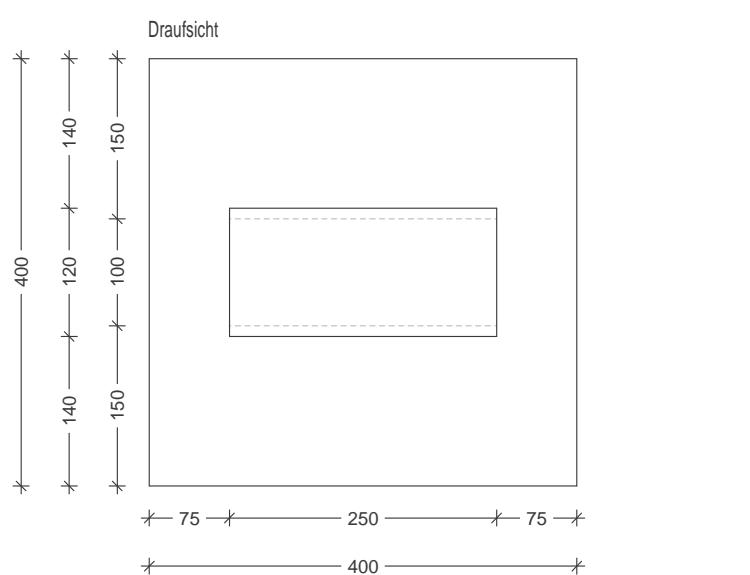
Die gewählte Stossausbildung (siehe 5.3) mit unterbrochener MHP und der Anordnung von Armierungseisen im oberen Bereich der Betonplatte zur Aufnahme der Zugspannungen im Beton, welche sich über dem mittleren Auflager bei Biegung einstellen, erscheint zweckmässig. Da für das Versagen des Prüfkörpers ein Schubbruch an der Stelle, wo die Armierung endete verantwortlich war, könnte man das System optimieren, indem man die obere Armierung über dem mittleren Auflager mit längeren Armierungseisen ausbildet.

Da der Tragwiderstand der Schubnocken ausreichende Reserven aufwies, kann auf Grund dieses Versuches nicht beurteilt werden, inwiefern die zusätzliche Verschraubung der Schubnocken das Tragverhalten beeinflusst hat.

Anhang A

Scher- und Haftzugversuche an den Schubnocken

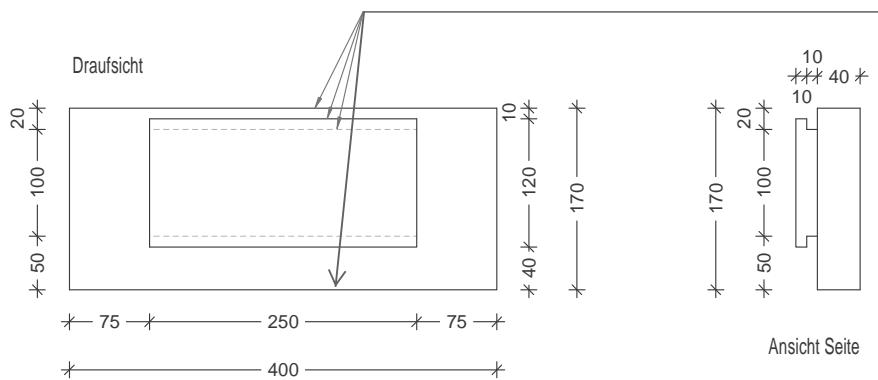
Pläne der Prüfkörper



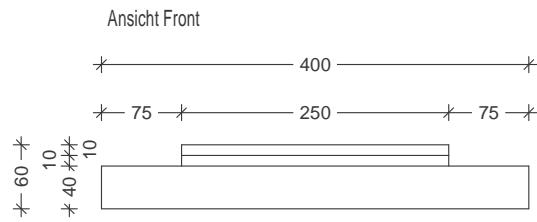
Zugversuch Holzplatte

Massstab: 1:5

Datum: 13.04.2014



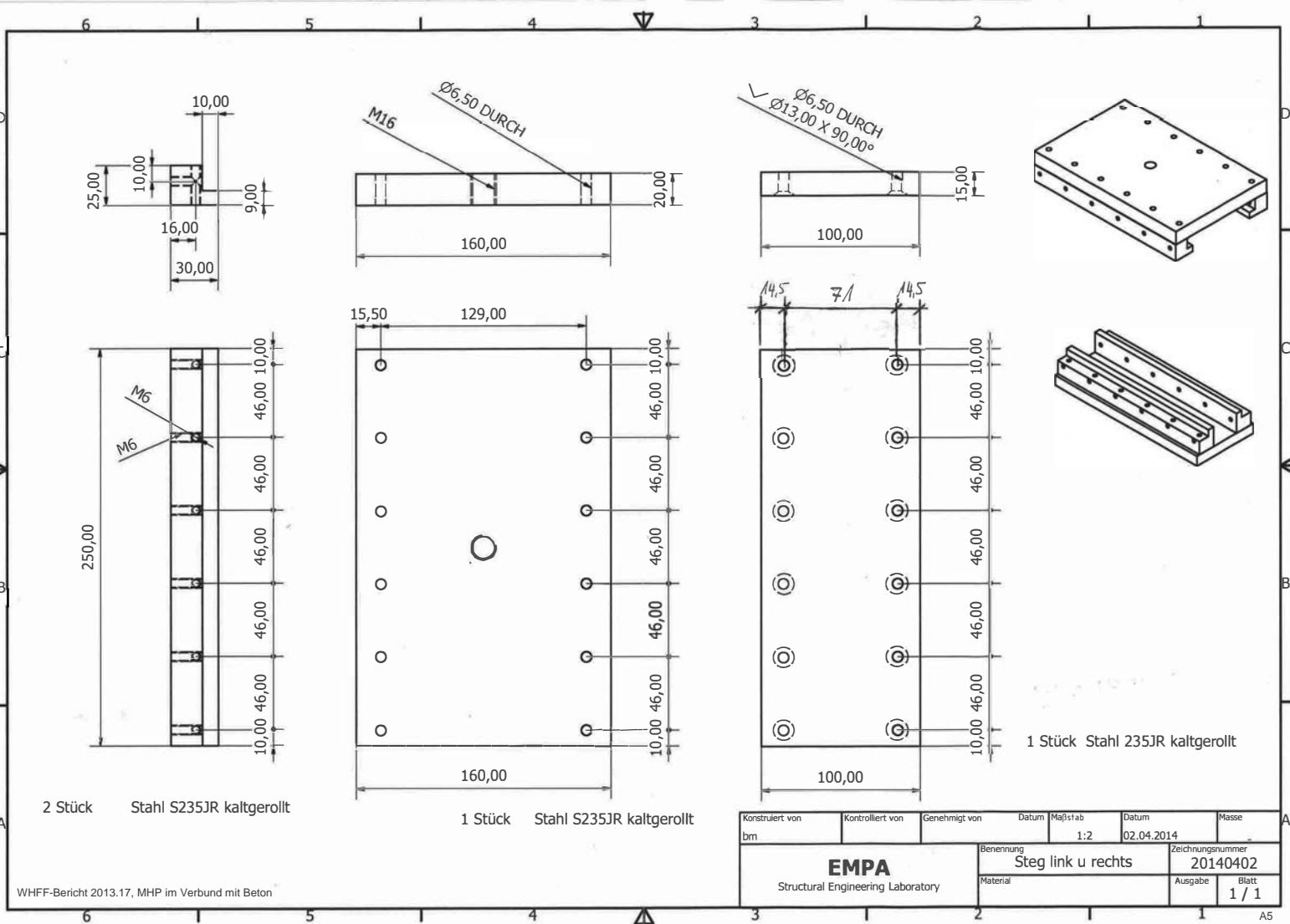
Es ist wichtig, dass folgende Flächen parallel sind

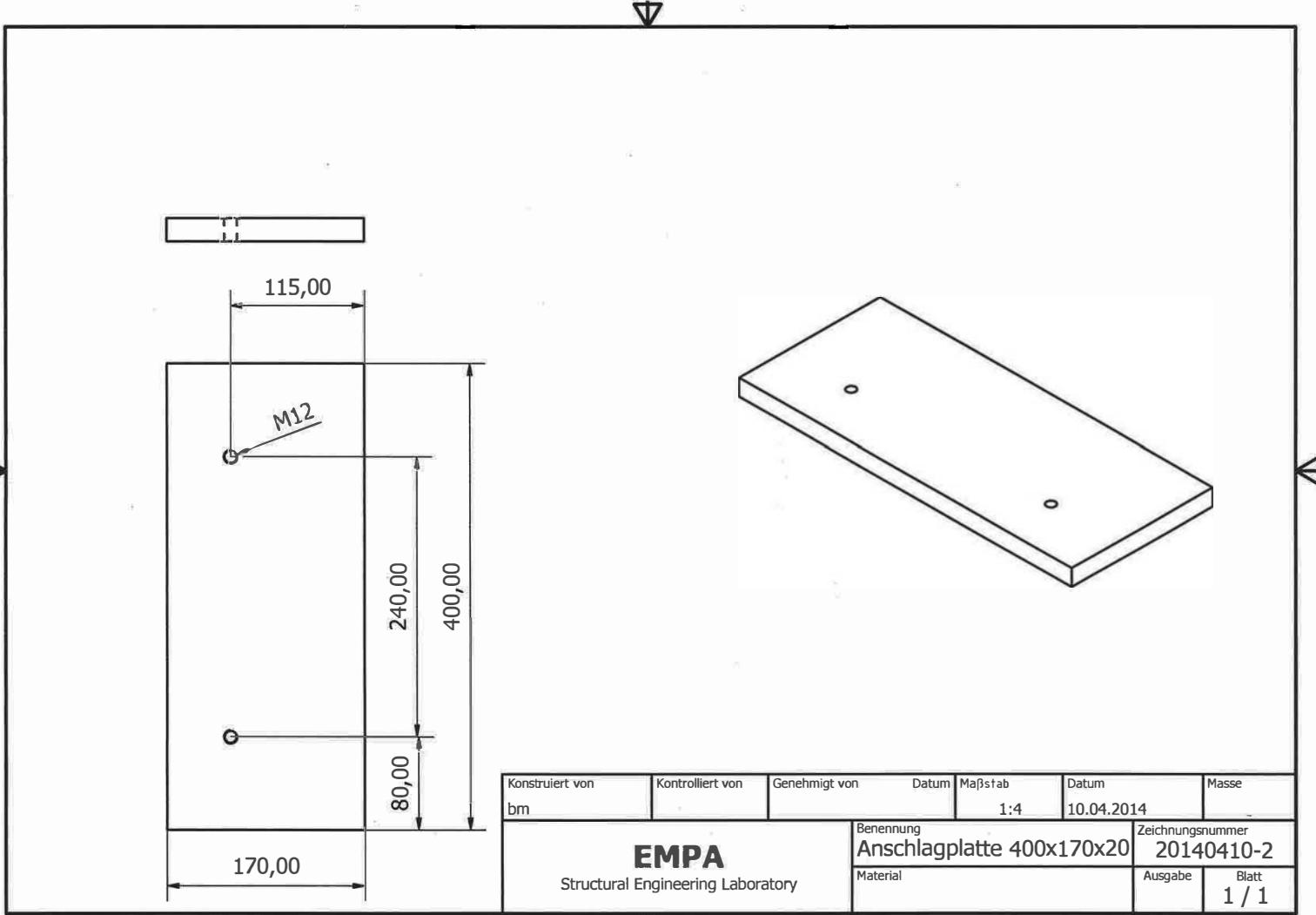


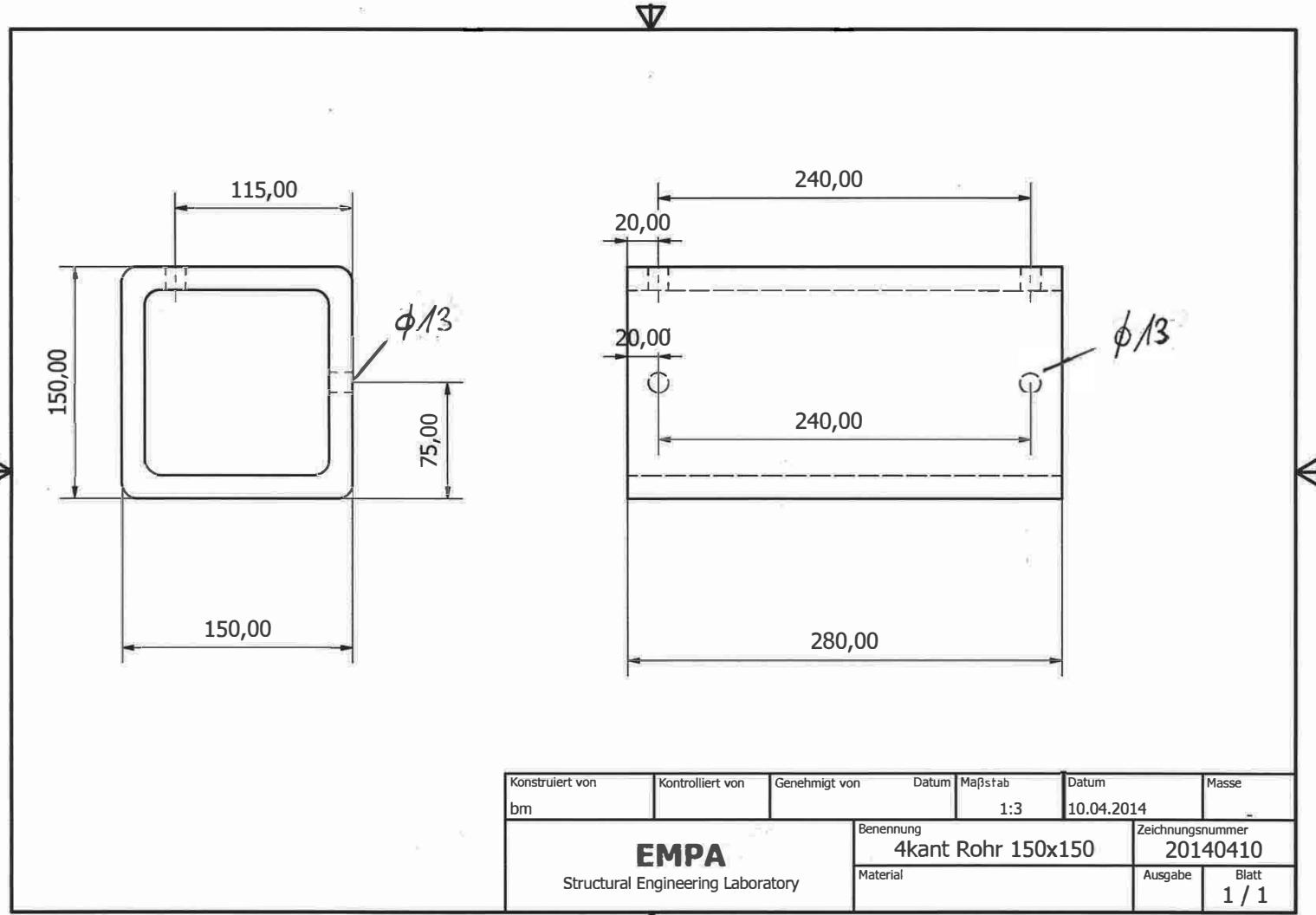
Einseitiger Scherversuch Holzplatte

Massstab: 1:5

Datum: 13.04.2014







Anhang B

Blockscherversuche an HBV-Prüfkörpern

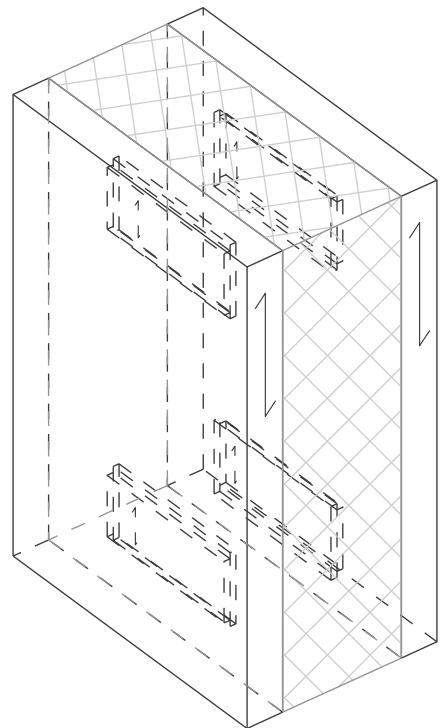
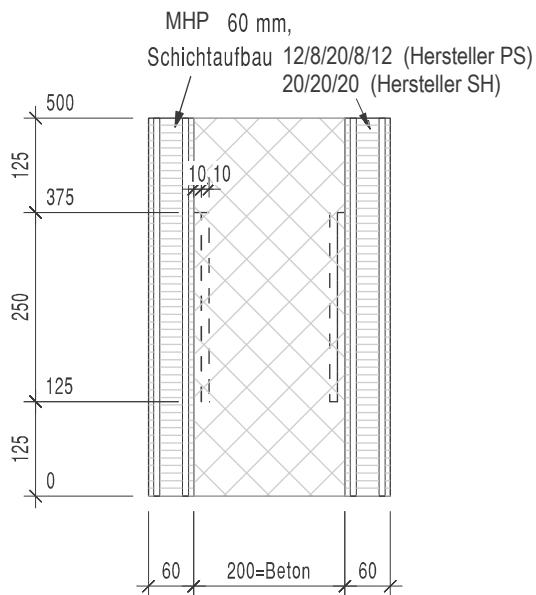
Pläne der Prüfkörper

Anhang B.1

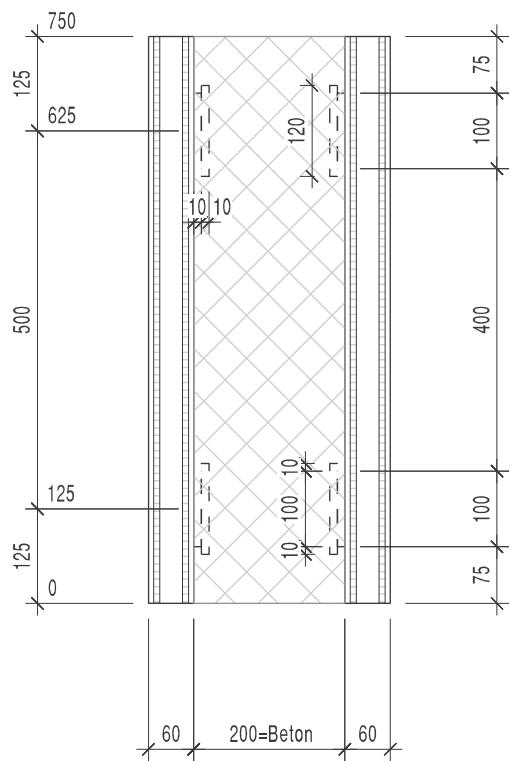
Blockscherversuche an HBV-Prüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken

Pläne der Prüfkörper

Grundriss M 1:10



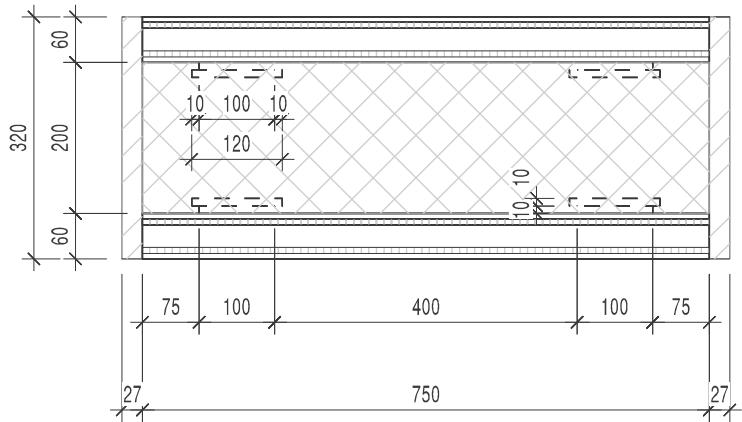
Seitenansicht M 1:10



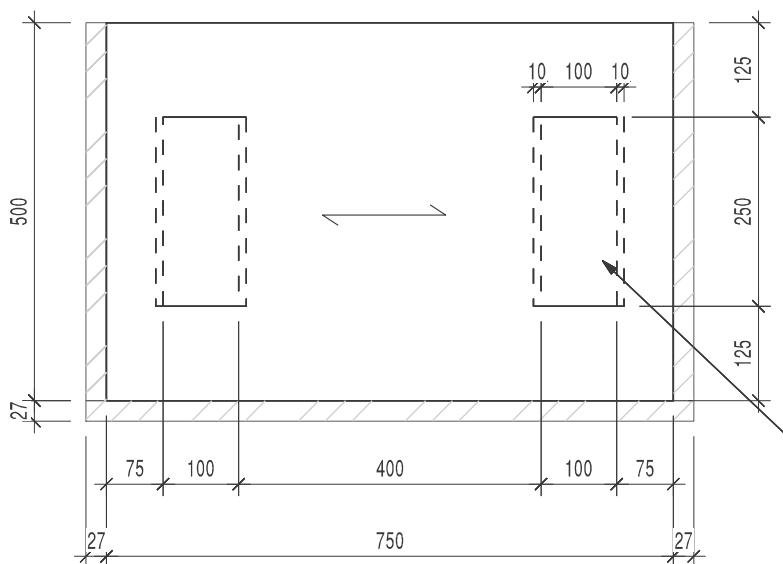
MHP-Betonverbund		
Scherversuche an Schubnocken		

Masstab 1:10	04.09.2014 SH	Plan Nr.: SN-01
--------------	---------------	-----------------

Grundriss M 1:10



Ansicht M 1:10



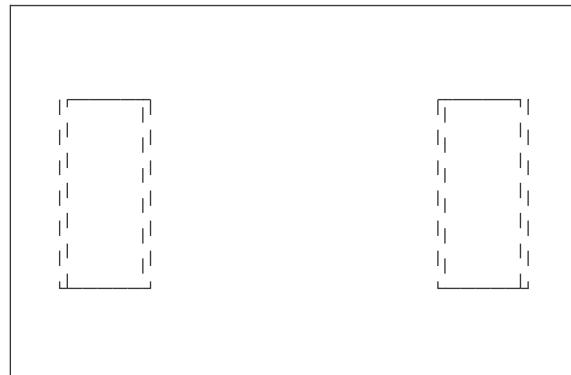
Schubnicken aus 2x10 mm Decklagen,
Befestigung Schubnicken gemäss Angaben
im Prüfprogramm



MHP-Betonverbund
Herstellung Prüfkörper

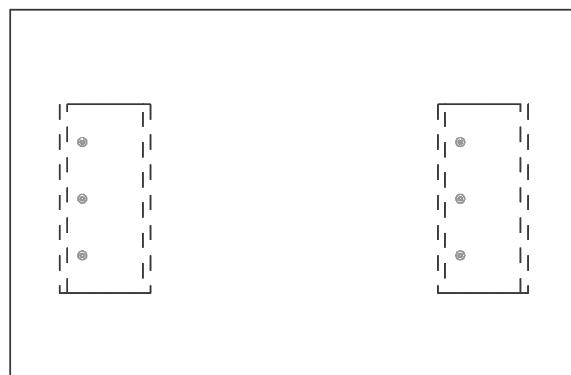
Masstab 1:10	04.09.2014 SH	Plan Nr.: SN-02
--------------	---------------	-----------------

Variante 1



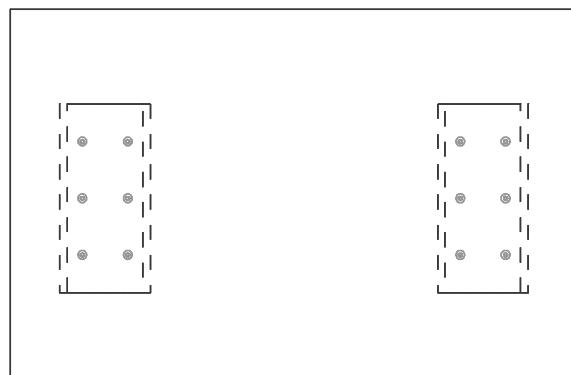
Vollflächig geleimt,
ohne Verschraubung

Variante 2

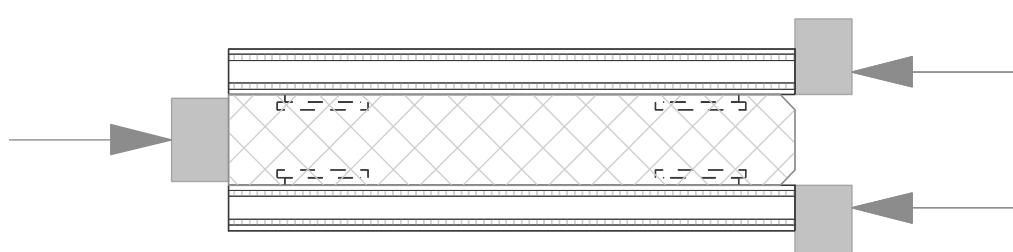


Vollflächig geleimt,
Verschraubung einseitig

Variante 3



Vollflächig geleimt,
Verschraubung beidseitig



MHP-Betonverbund
Verschraubung Schubnocken

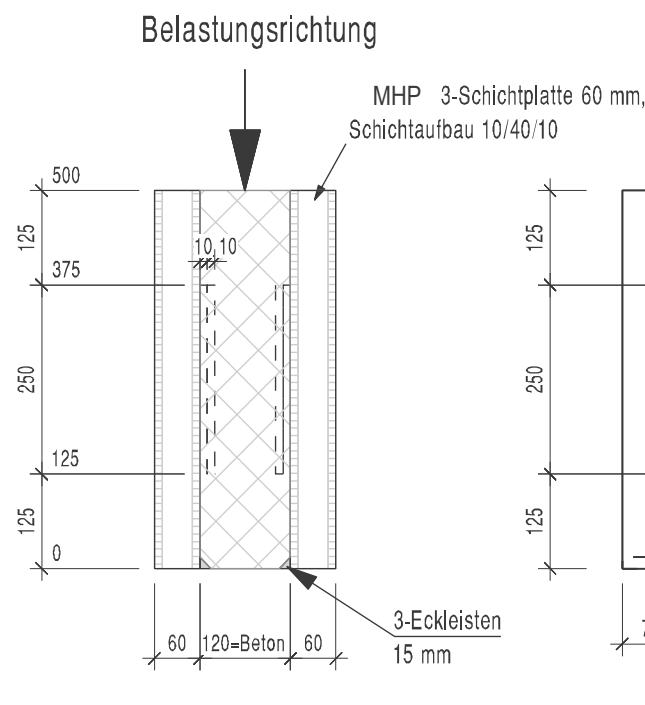
Masstab 1:10 | 25.02.2015 eb | Plan Nr.: SN-03

Anhang B.2

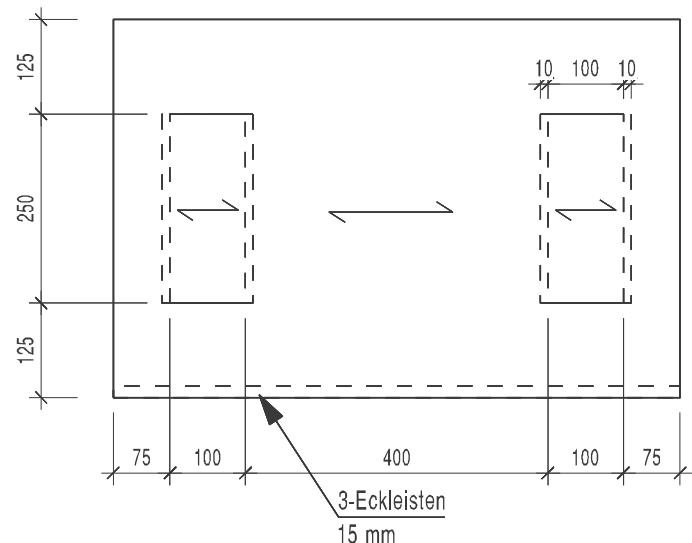
Blockscherversuche an HBV-Prüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken

Pläne der Prüfkörper

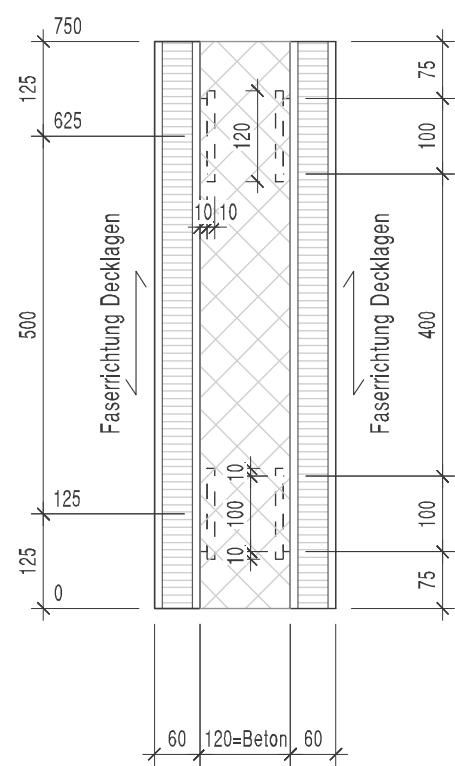
Seitenansicht M 1:10



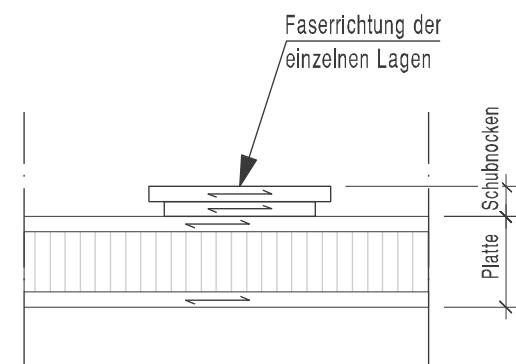
Ansicht M 1:10



Grundriss M 1:10



Schnitt Schubnocken M 1:5



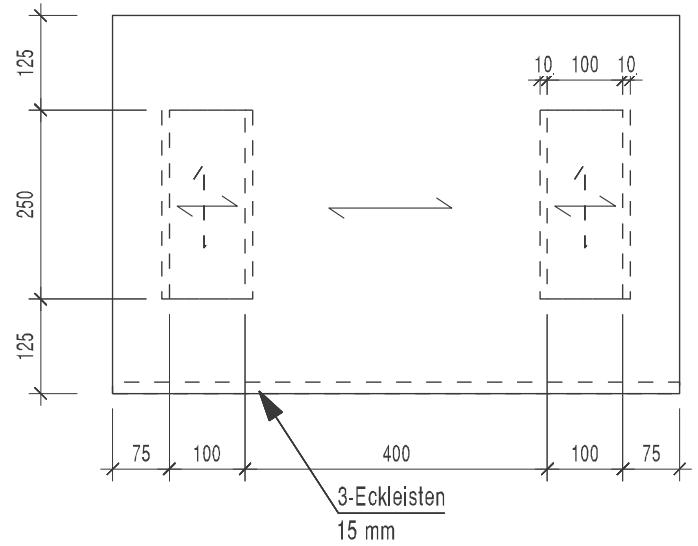
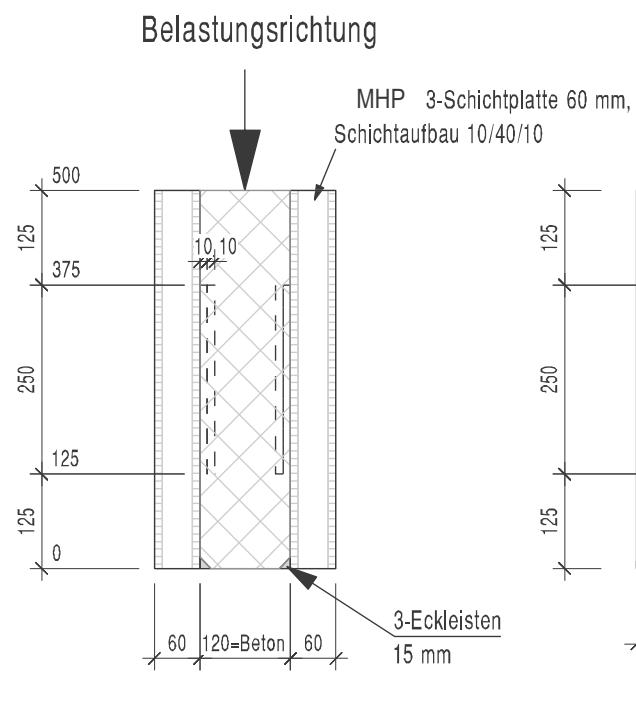
**Blockscherversuche, Versuchsreihe 2:
Faserrichtung Schubnocken senkrecht
zu Faserrichtung der MHP
- 6 Prüfkörper Hersteller A**

**Scherversuche an Schubnocken
Prüfkörper Hersteller A**

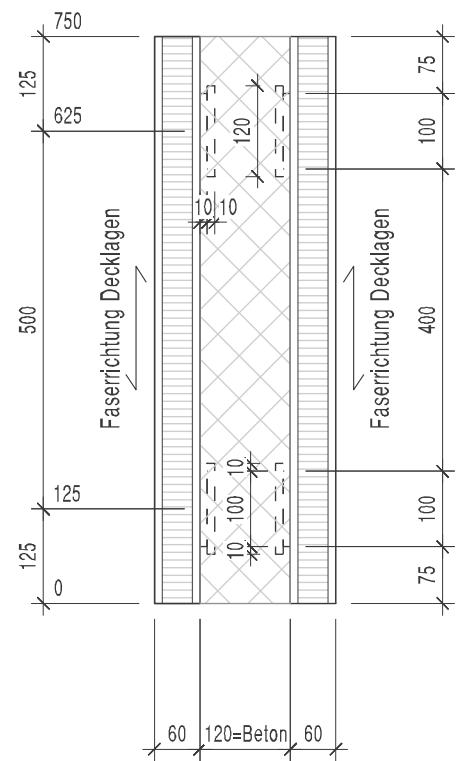
Masstab 1:10	22.03.2016 ebu	Plan Nr.: SN-02
--------------	----------------	-----------------

Seitenansicht M 1:10

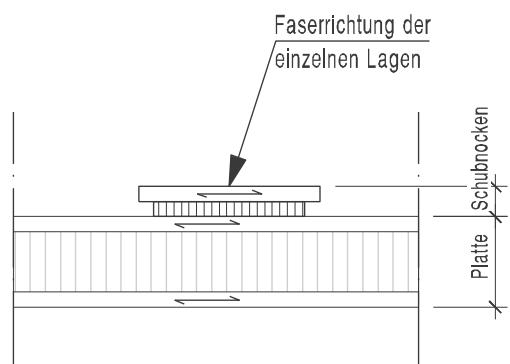
Ansicht M 1:10



Grundriss M 1:10



Schnitt Schubnocken M 1:5



**Blockscherversuche, Versuchsreihe 2:
Faserrichtung Schubnocken senkrecht
zu Faserrichtung der MHP
- 6 Prüfkörper Hersteller B**

**Scherversuche an Schubnocken
Prüfkörper Hersteller B**

Masstab 1:10	22.03.2016 ebu	Plan Nr.: SN-01
--------------	----------------	-----------------

Anhang C

Druckscherversuche an MHP-Beton-Verbundprüfkörpern mit parallel zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken

Bruchbilder der Verklebungsflächen zwischen Schubnocken und MHP

C.1 Hersteller A: Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung

C.1.1 Hersteller A: Prüfkörper 1

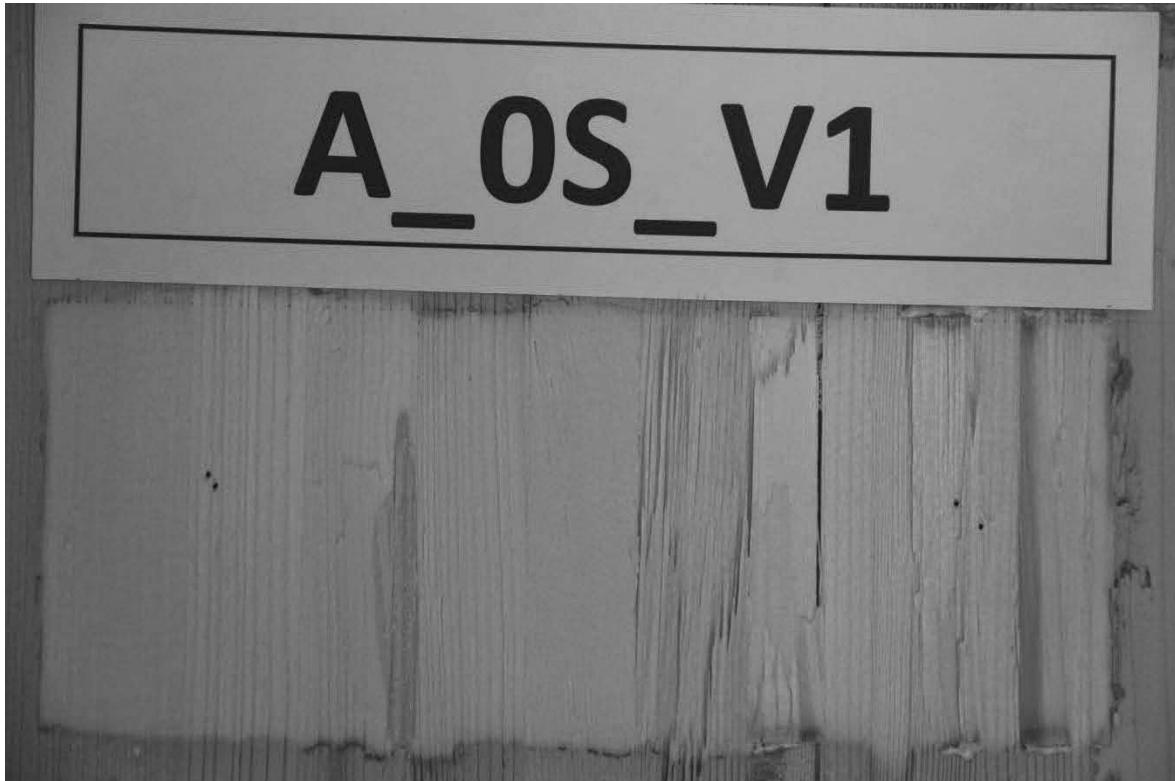


Abb. A.1: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, obere Nocken.



Abb. A.2: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.1.2 Hersteller A: Prüfkörper 2



Abb. A.3: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 2, obere Nocken.

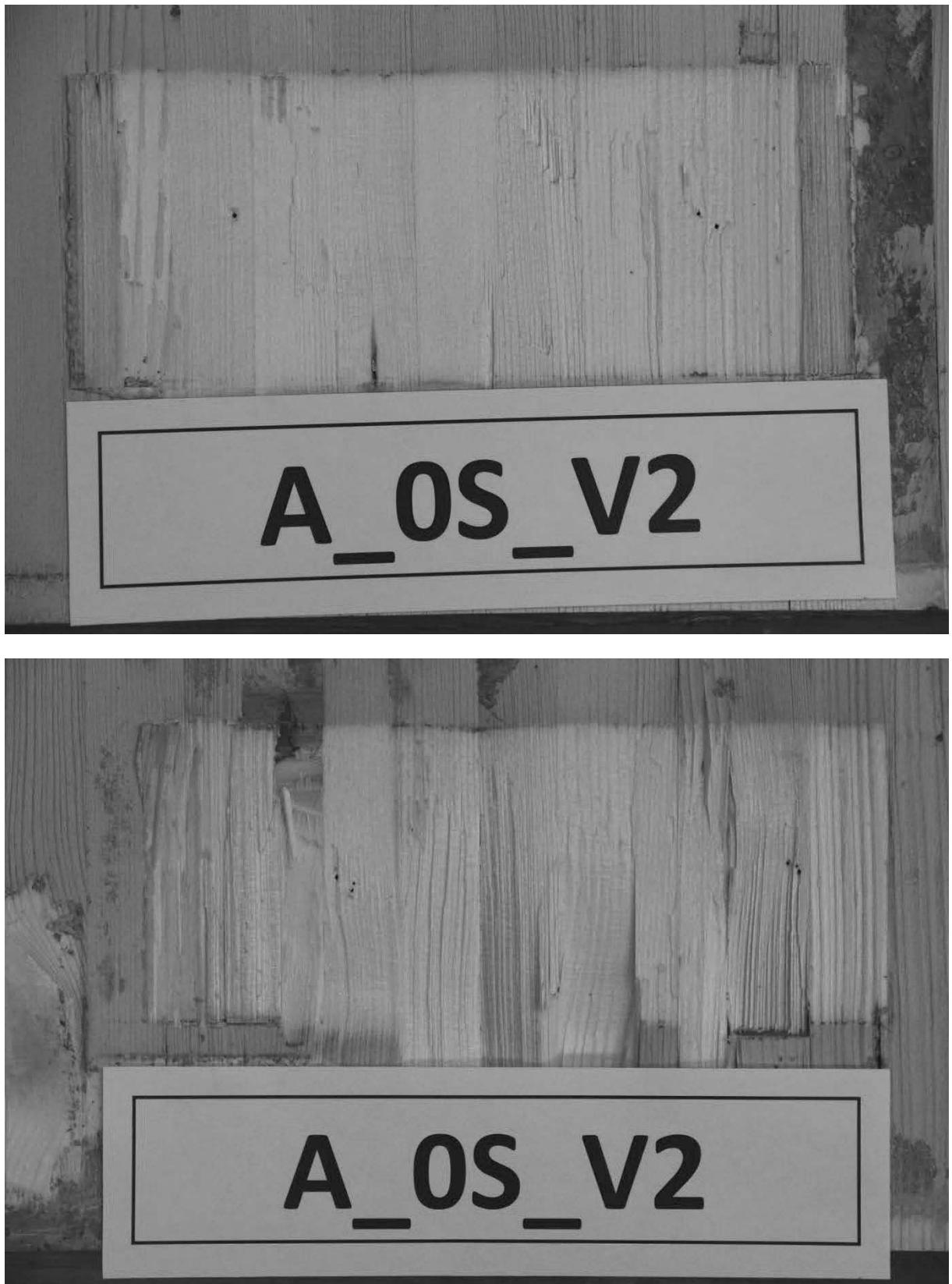


Abb. 0.4: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.1.3 Hersteller A: Prüfkörper 3



Abb. A.5: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, obere Nocken.

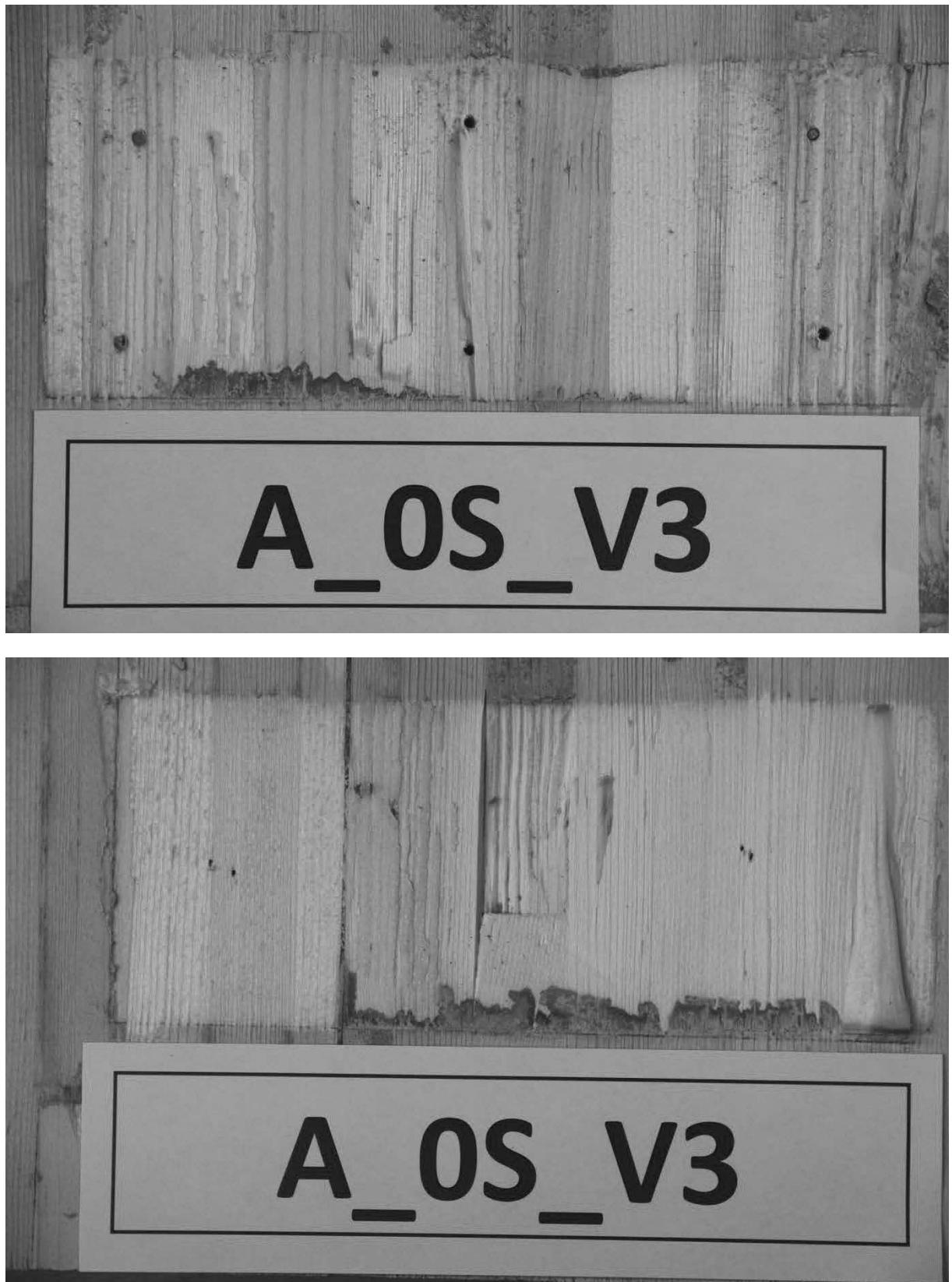


Abb. A.6: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, untere Nocken.

C.2 Hersteller A: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben

C.2.1 Hersteller A: Prüfkörper 1



Abb. A.7: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 1, obere Nocken.



Abb. A.8: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.2.2 Hersteller A: Prüfkörper 2



Abb. A.9: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 2, obere Nocken.



Abb. A.10: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.2.3 Hersteller A: Prüfkörper 3



Abb. A.11: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 3, obere Nocken.

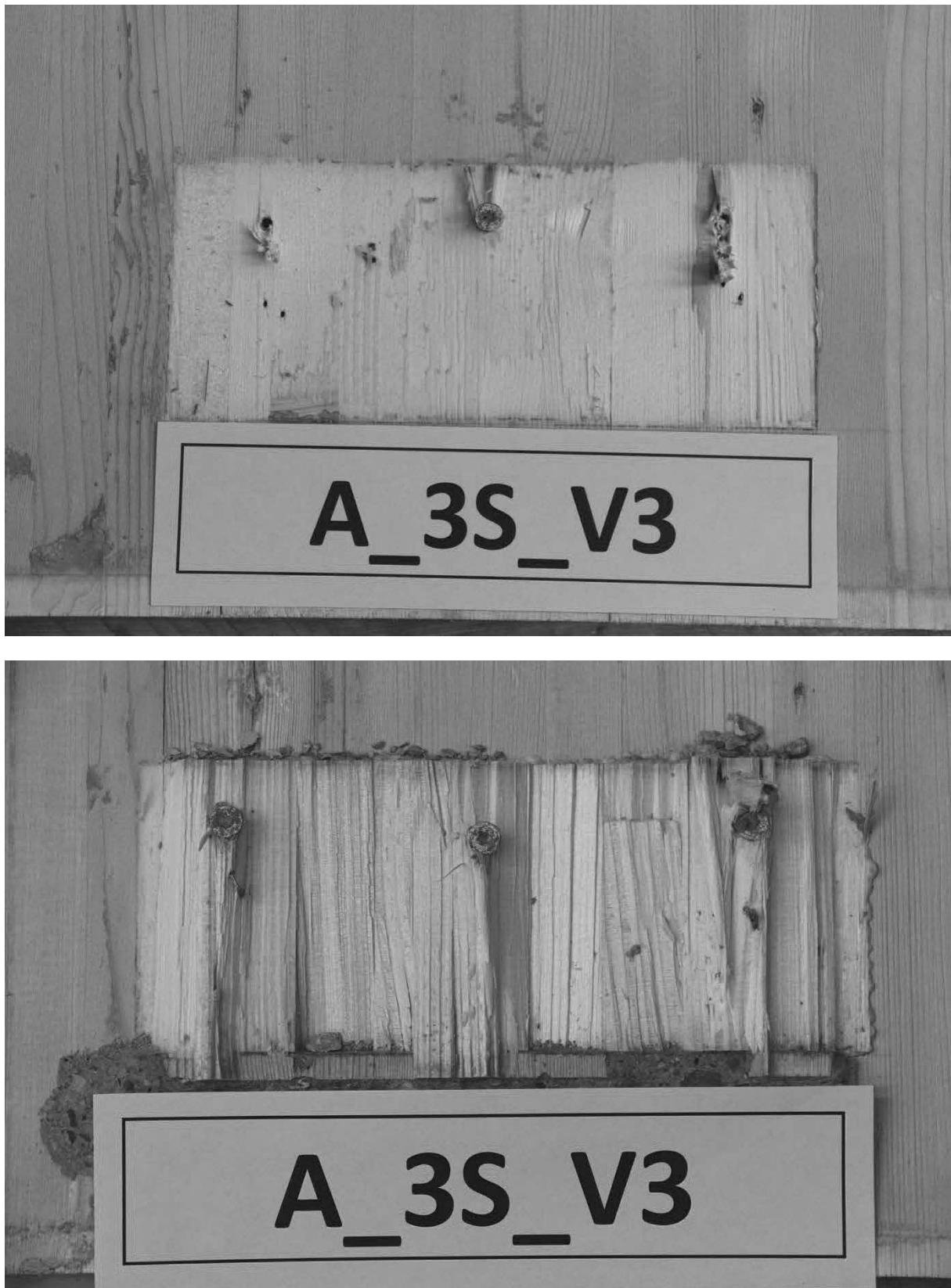


Abb. A.12: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 3, untere Nocken.

C.3 Hersteller A: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben

C.3.1 Hersteller A: Prüfkörper 1



Abb. A.13: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 1, obere Nocken.



Abb. A.14: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.3.2 Hersteller A: Prüfkörper 2

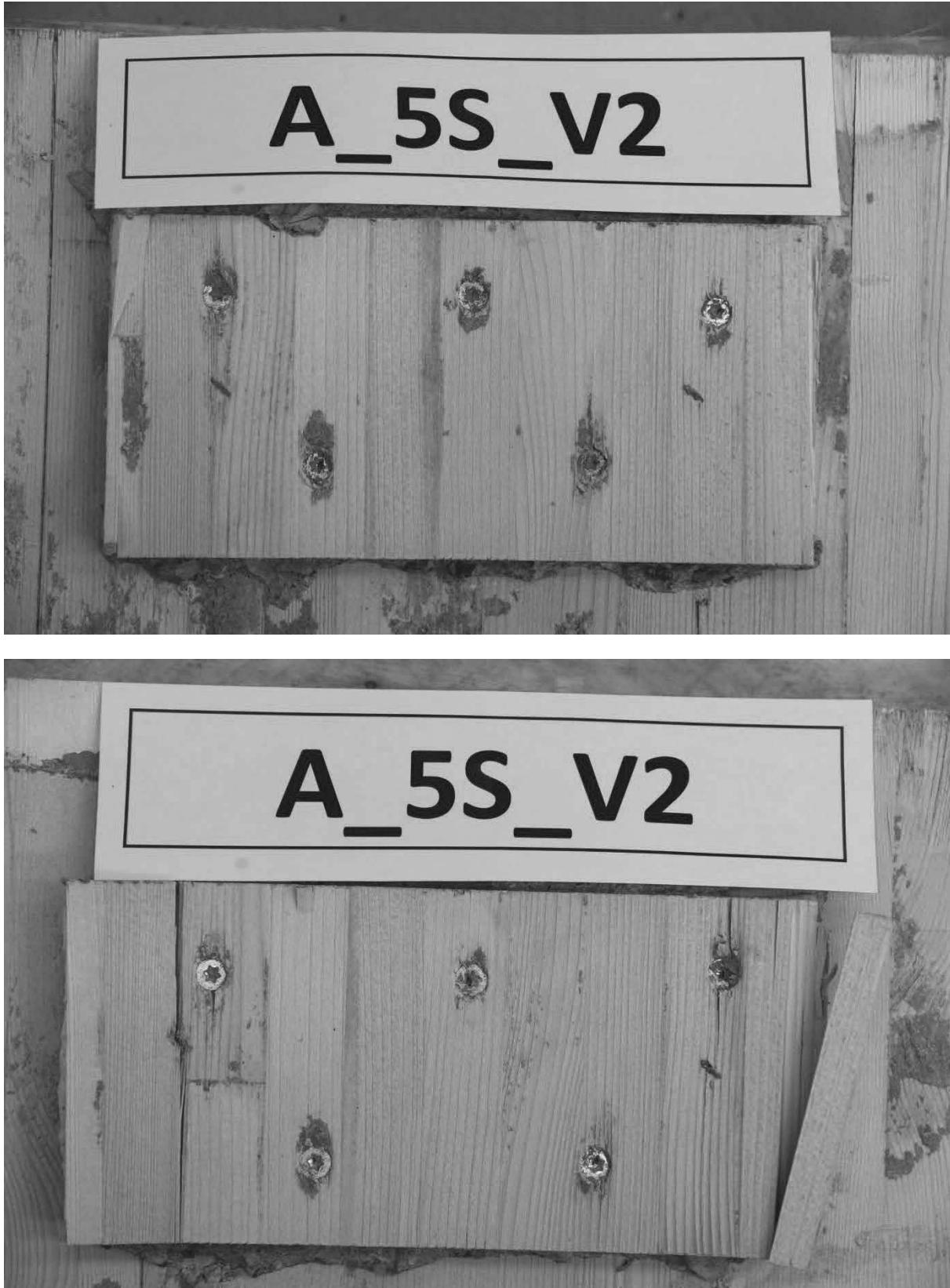


Abb. A.15: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 2, obere Nocken.

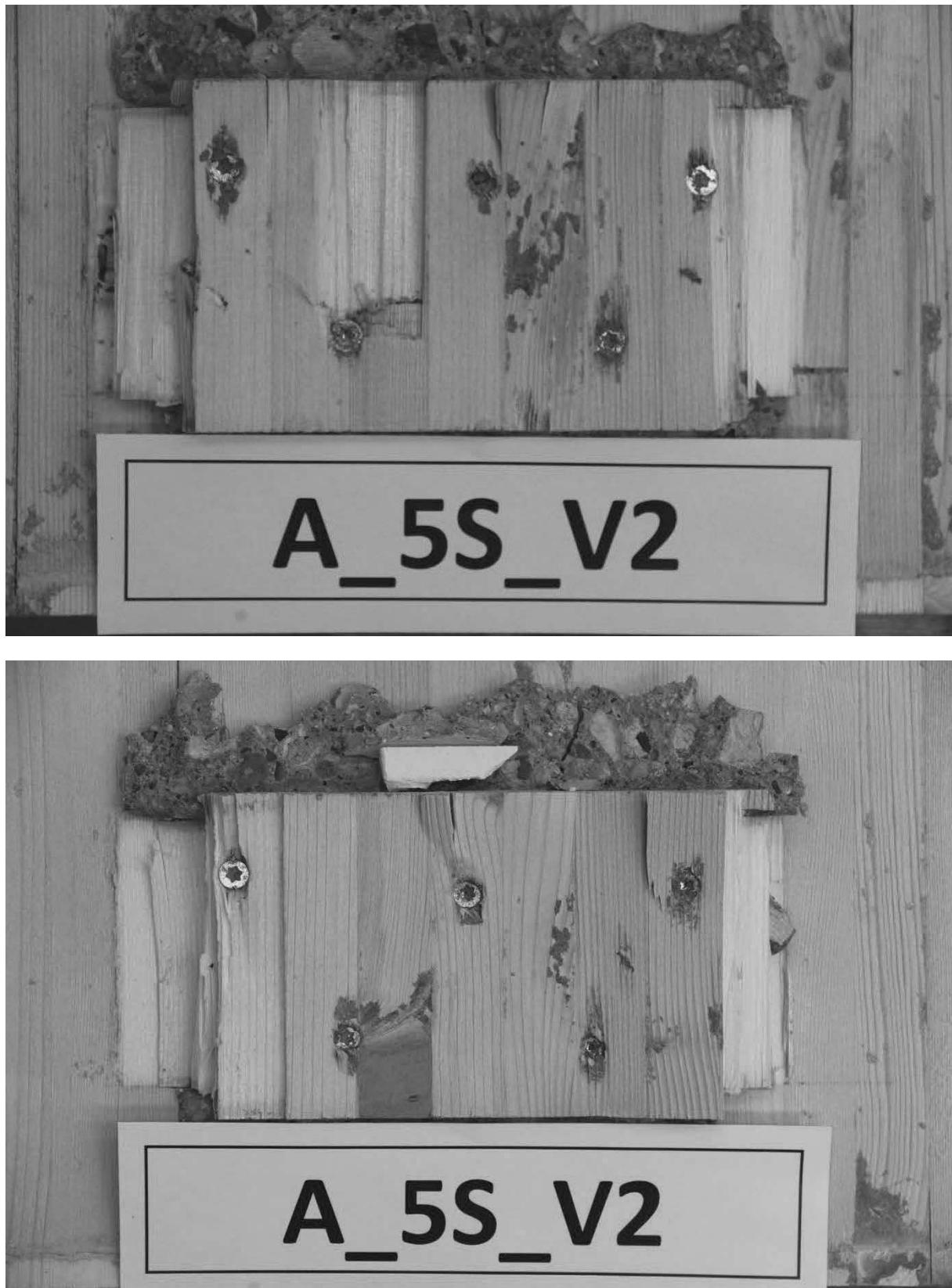


Abb. A.16: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.3.3 Hersteller A: Prüfkörper 3



Abb. A.17: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 3, obere Nocken.

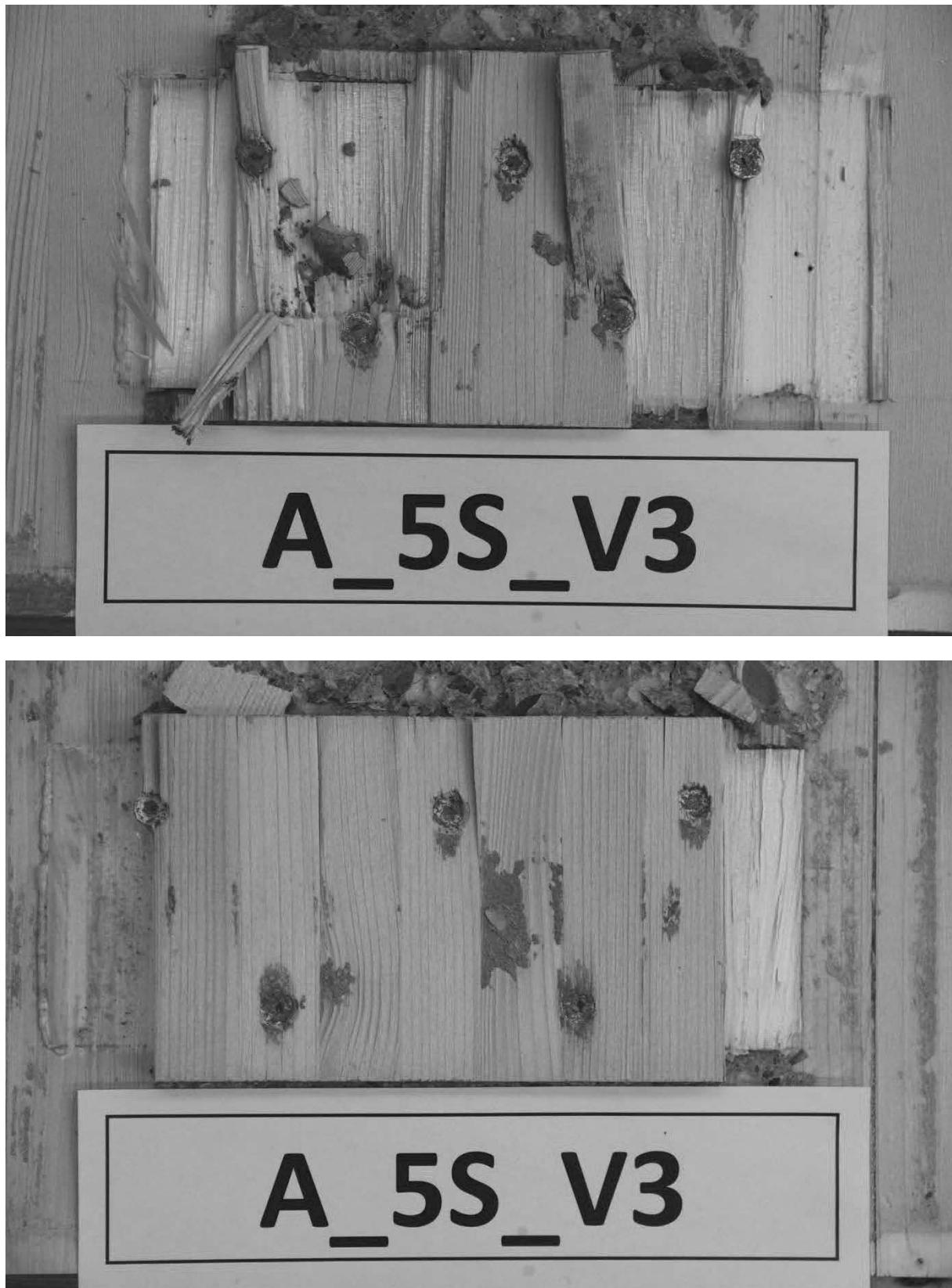


Abb. A.18: Hersteller A, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 3, untere Nocken.

C.4 Hersteller B: Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung

C.4.1 Hersteller B: Prüfkörper 1

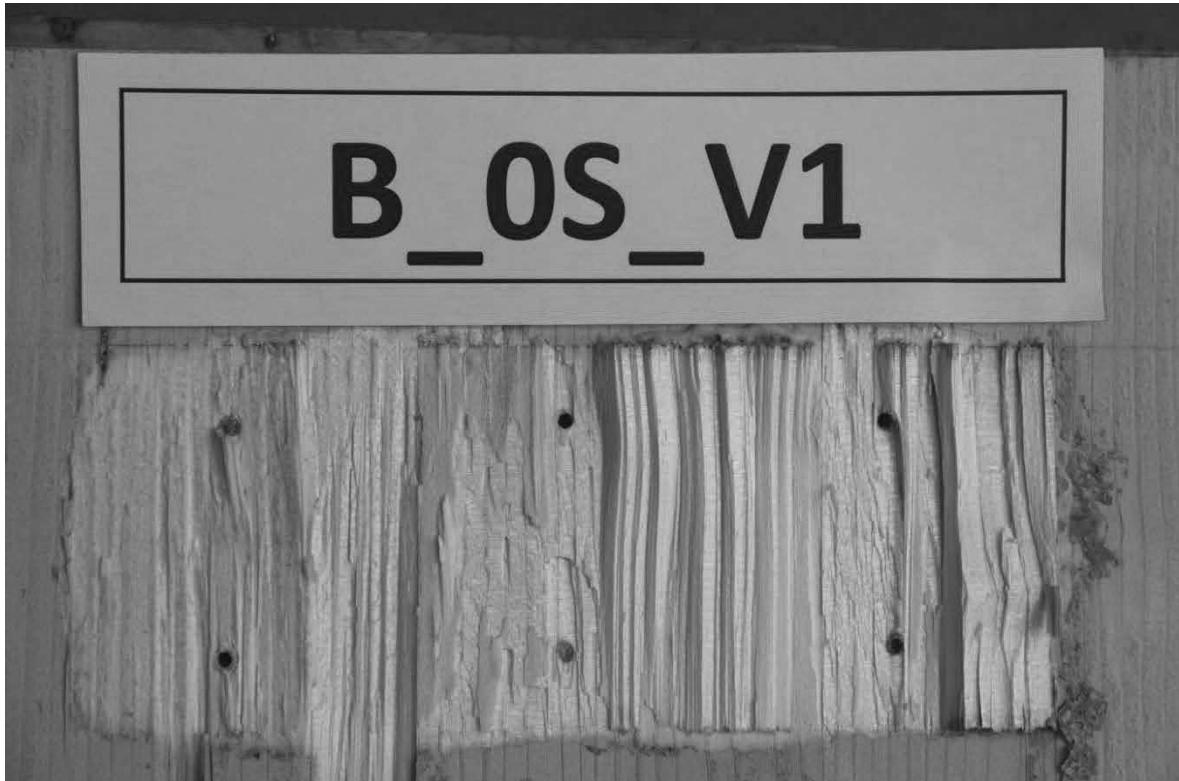


Abb. A.19: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, obere Nocken.

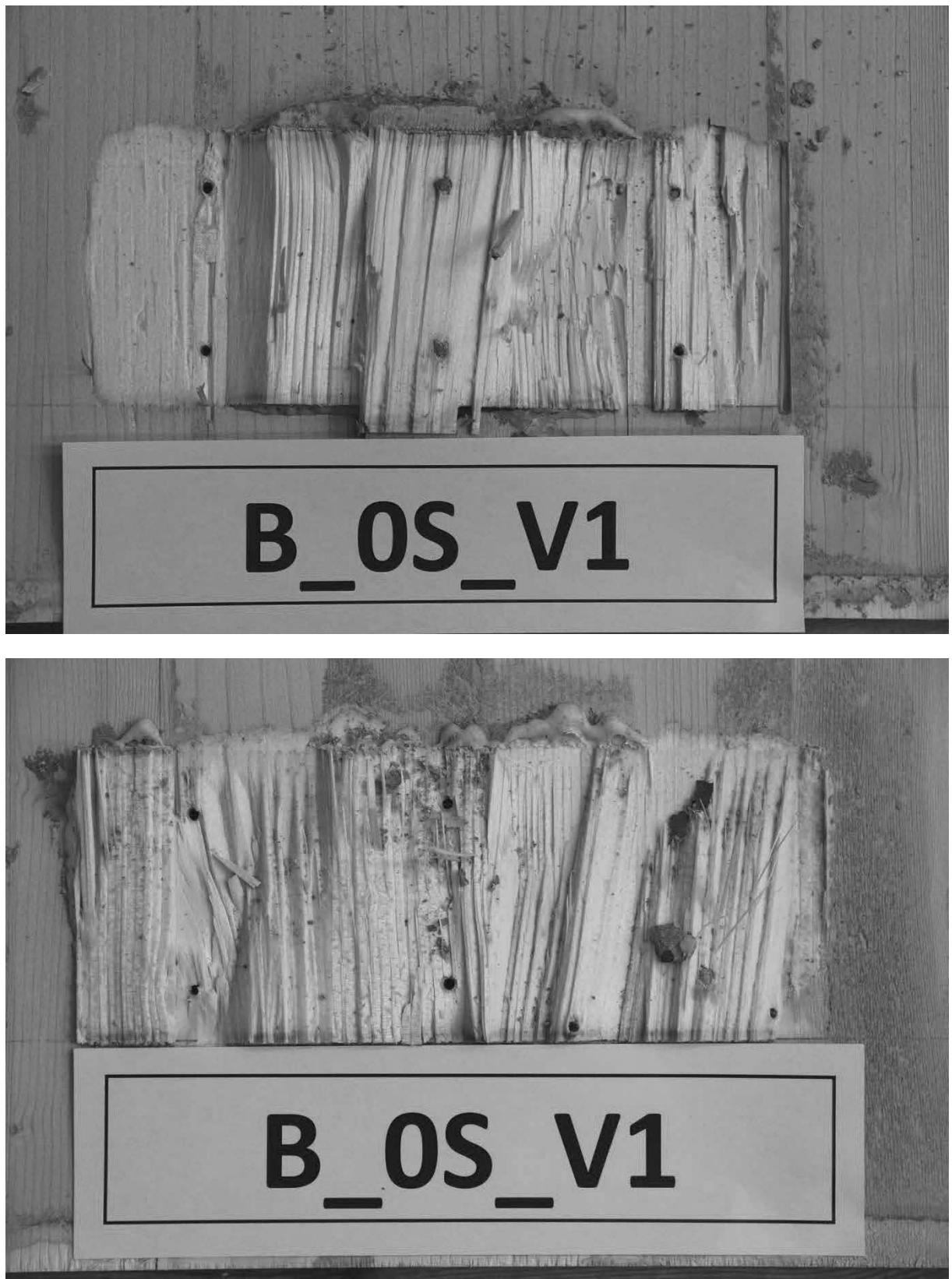


Abb. A.20: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.4.2 Hersteller B: Prüfkörper 2



Abb. A.21: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 2, obere Nocken.



Abb. A.22: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.4.3 Hersteller B: Prüfkörper 3



Abb. A.23: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, obere Nocken.

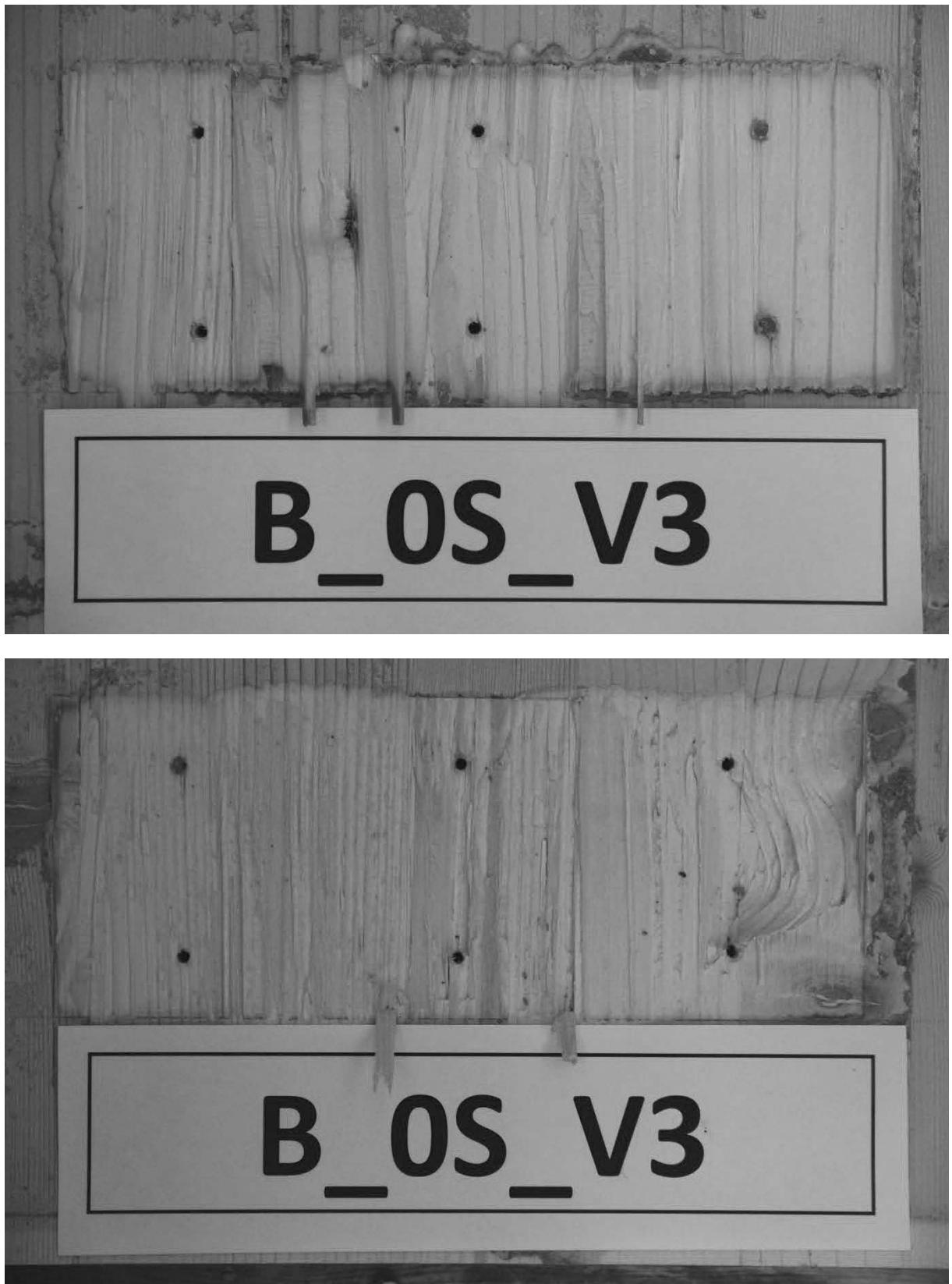


Abb. A.24: Hersteller B, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, untere Nocken.

C.5 Hersteller B: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben

C.5.1 Hersteller B: Prüfkörper 1



Abb. A.25: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 1, obere Nocken.

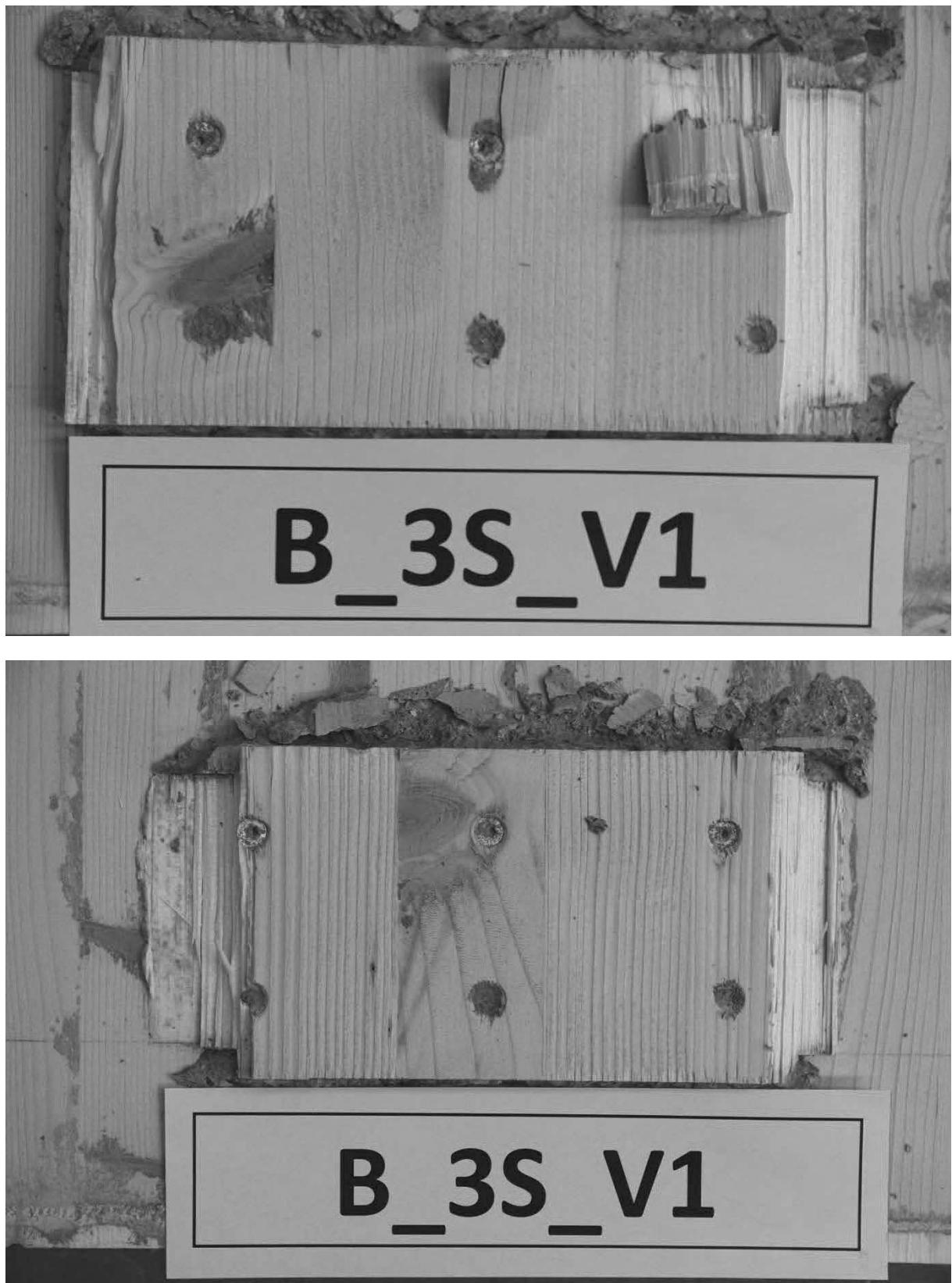


Abb. A.26: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.5.2 Hersteller B: Prüfkörper 2

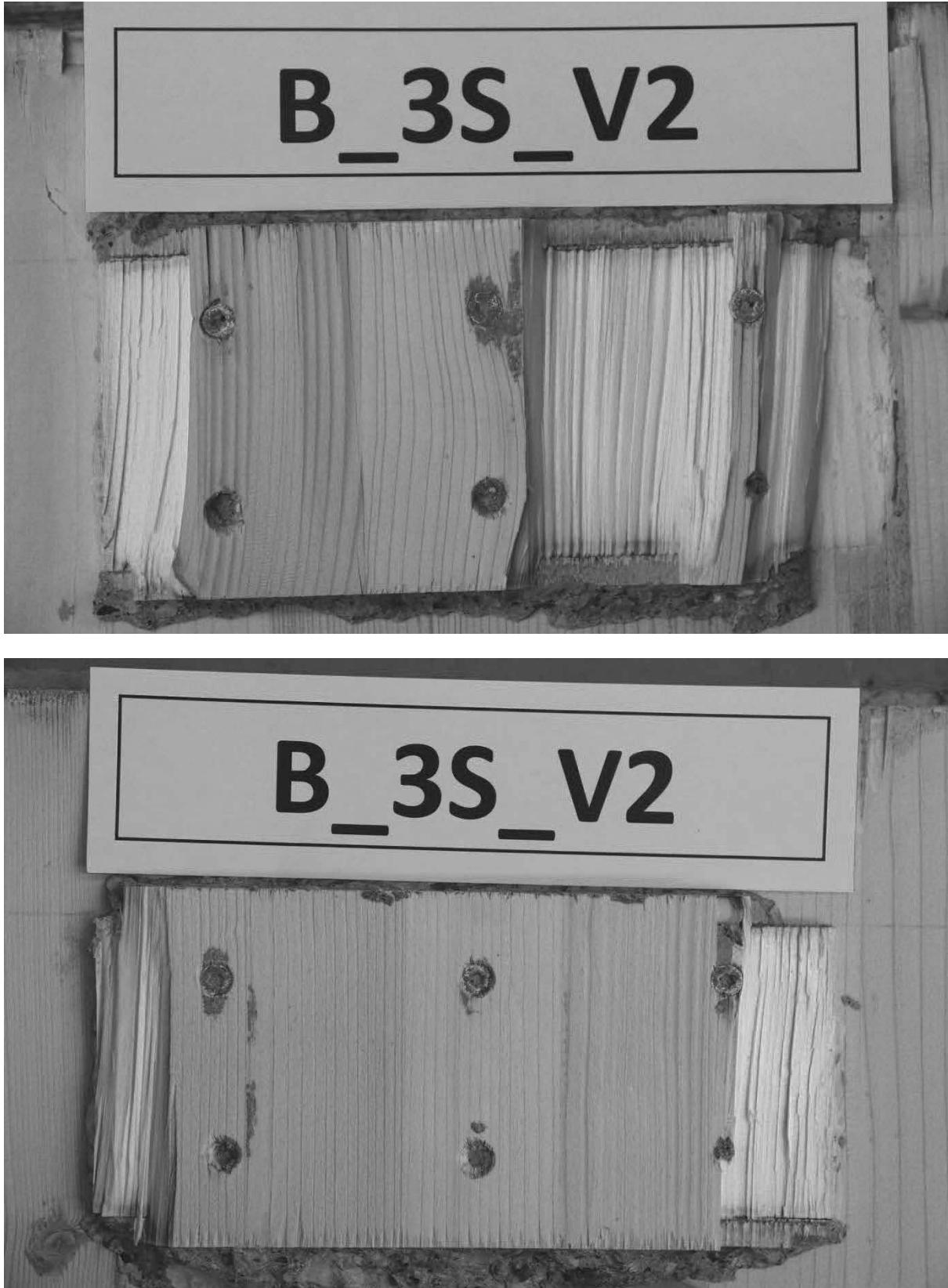


Abb. A.27: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 2, obere Nocken.



Abb. A.28: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.5.3 Hersteller B: Prüfkörper 3

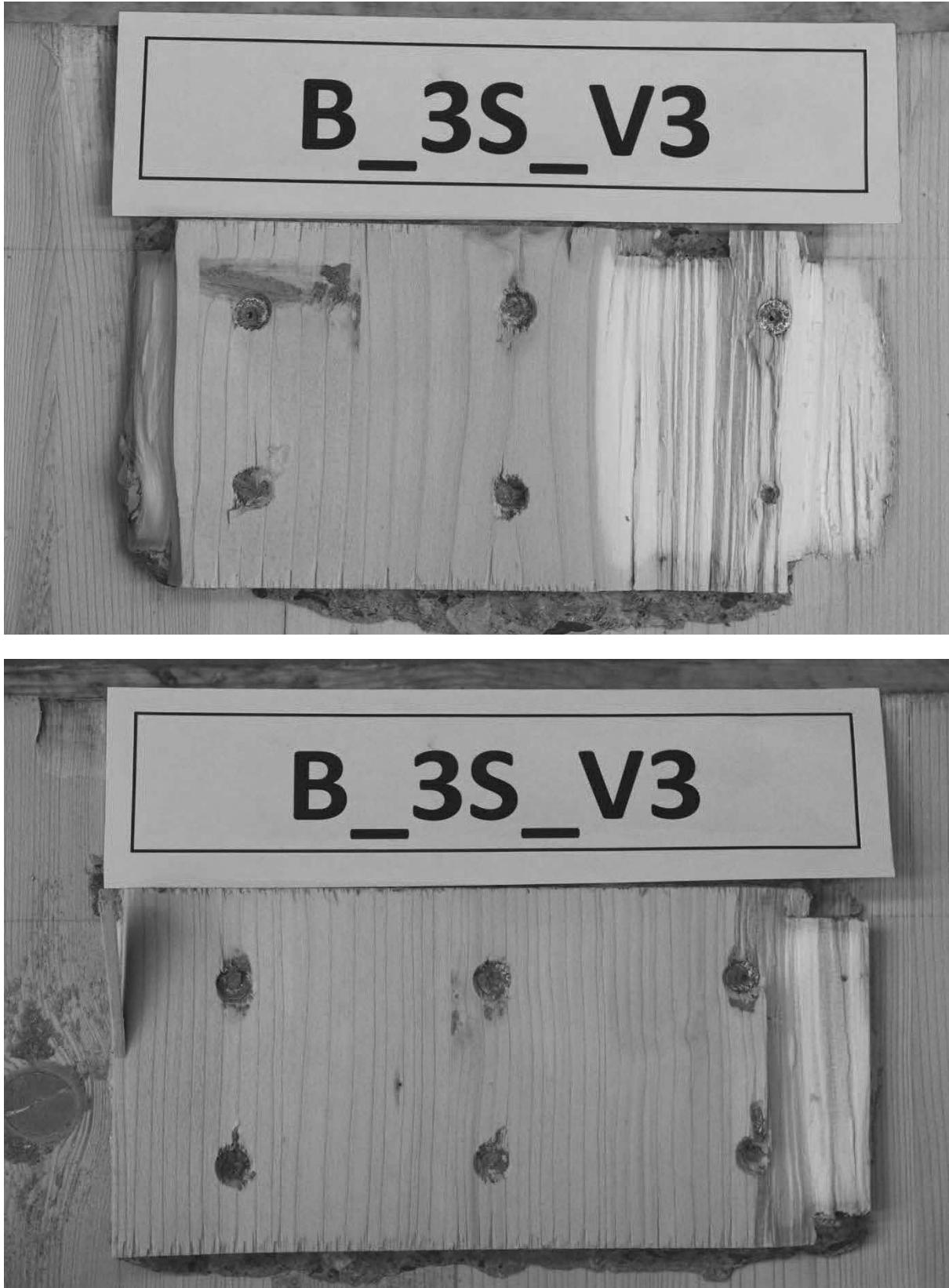


Abb. A.29: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 3, obere Nocken.



Abb. A.30: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 3 Schrauben, Prüfkörper 3, untere Nocken.

C.6 Hersteller B: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben

C.6.1 Hersteller B: Prüfkörper 1



Abb. A.31: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 1, obere Nocken.



Abb. A.32: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 1, untere Nocken.

C.6.2 Hersteller B: Prüfkörper 2

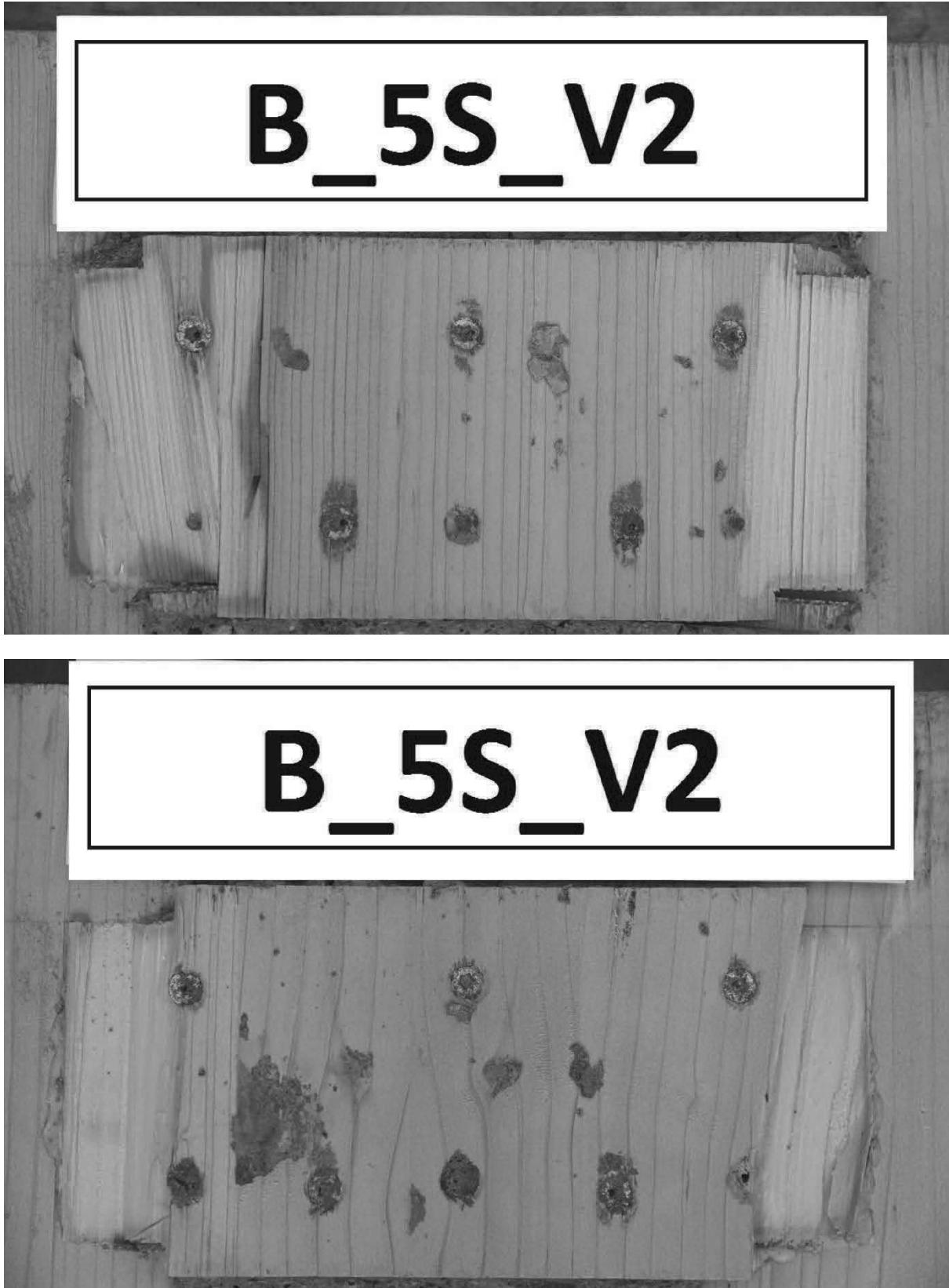


Abb. A.33: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 2, obere Nocken.

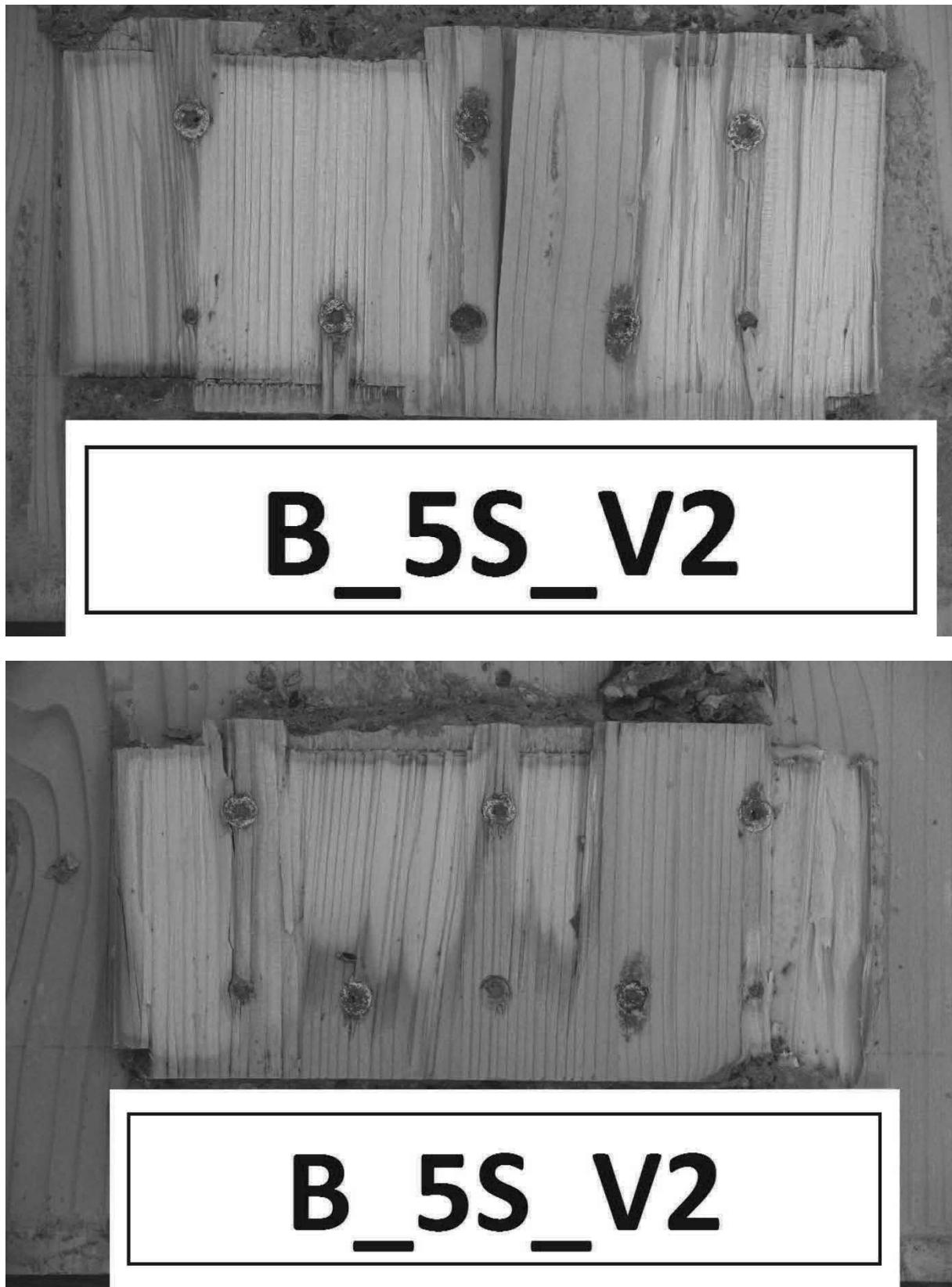


Abb. A.34: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 2, untere Nocken.

C.6.3 Hersteller B: Prüfkörper 3



Abb. A.35: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 3, obere Nocken.



Abb. A.36: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 5 Schrauben, Prüfkörper 3, untere Nocken.

Anhang D

Druckscherversuche an MHP-Beton-Verbundprüfkörpern mit rechtwinklig zur Faserrichtung der MHP-Decklagen orientierten Schubnocken

Bruchbilder der Verklebungsflächen zwischen Schubnocken und MHP

D.1 Hersteller A: Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung

D.1.1 Hersteller A: Prüfkörper 1

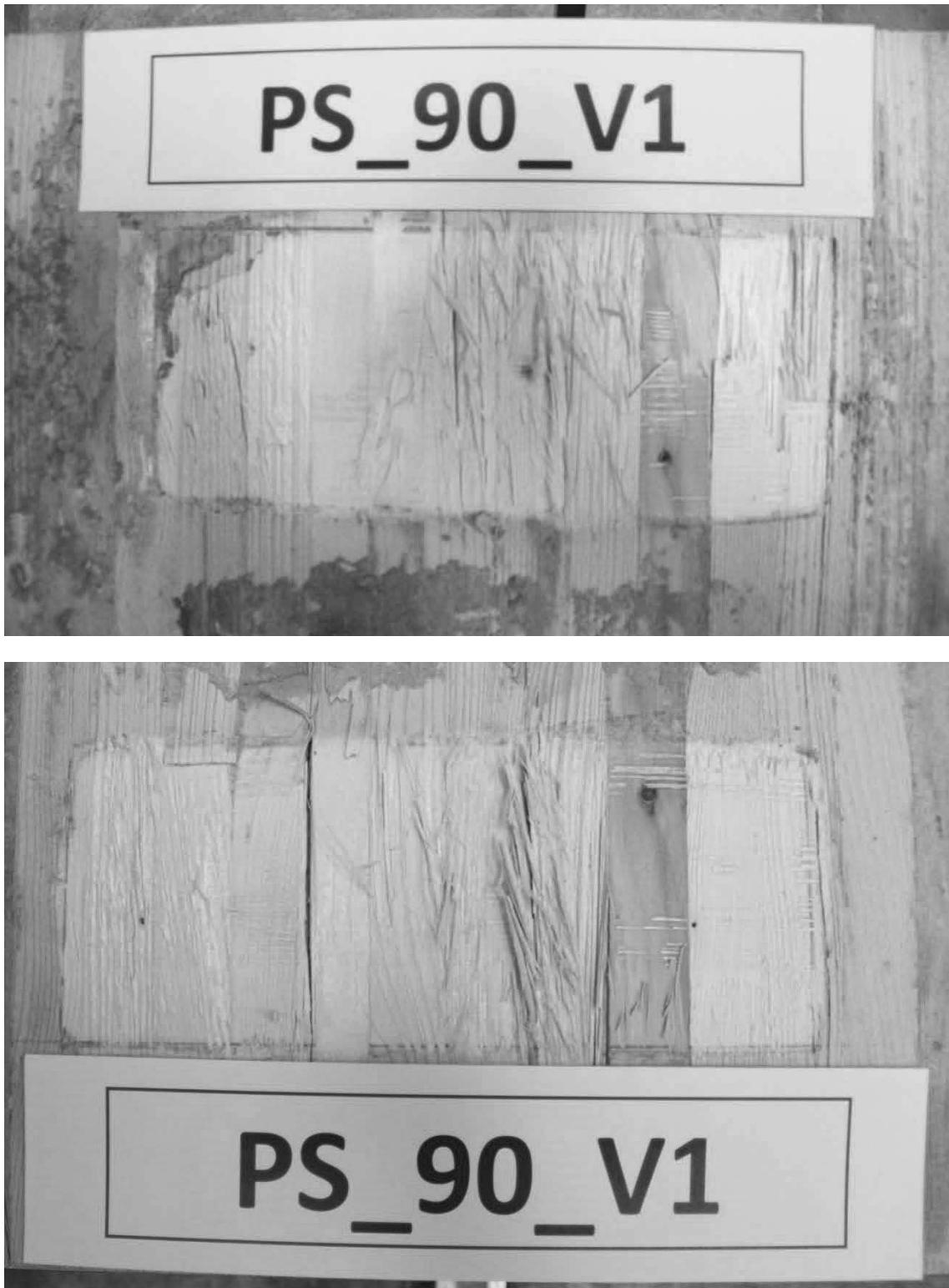


Abb. D.1: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, MHP Seite 1.

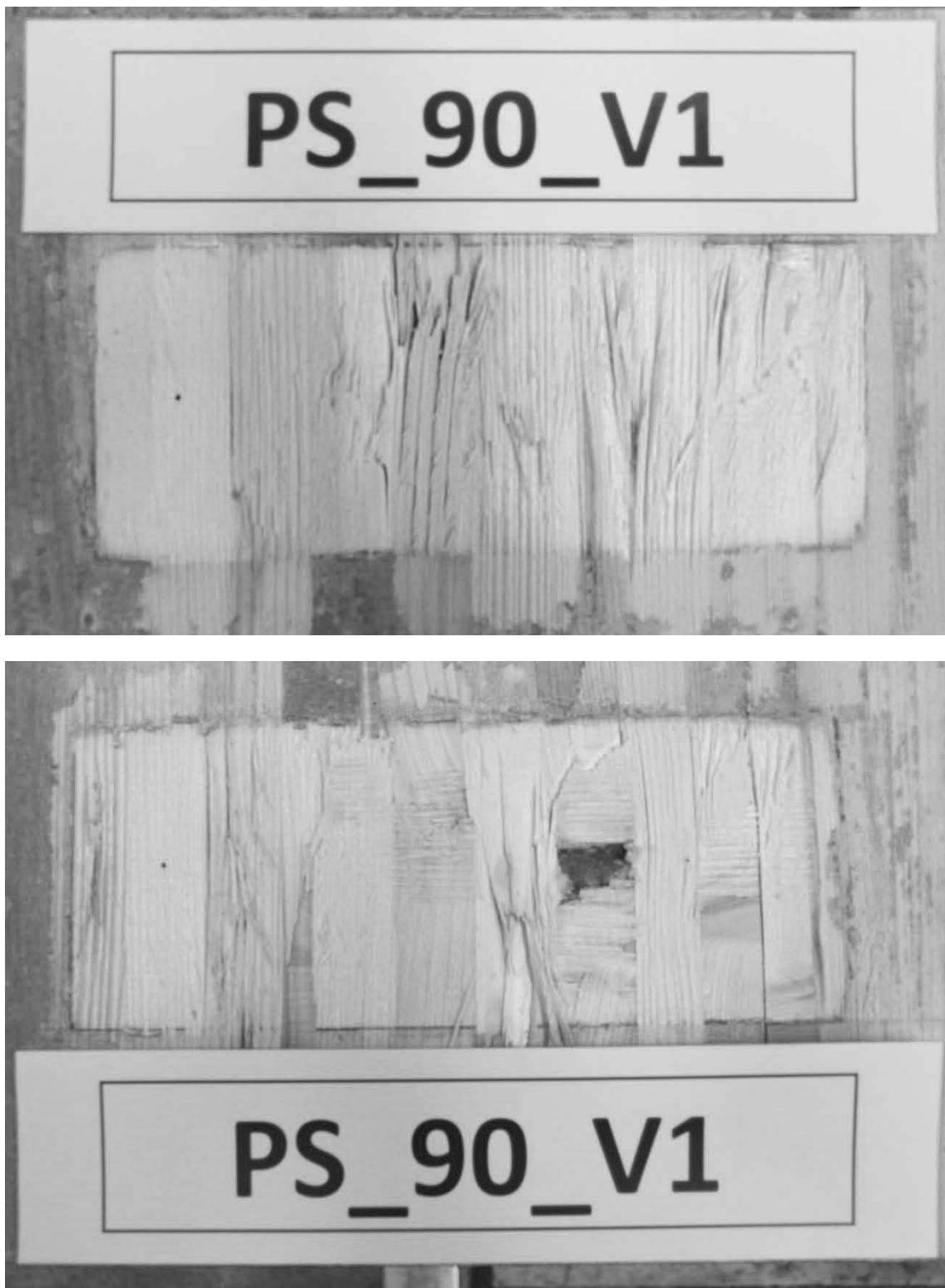


Abb. D.2: Hersteller A, Schubnicken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, MHP Seite 2.



Abb. D.3: Hersteller A, Schubnicken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, Nocken Seite 1.



Abb. D.4: Hersteller A, Schubnicken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 1, Nocken Seite 2.

D.1.2 Hersteller A: Prüfkörper 3



Abb. D.5: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, MHP Seite 1.

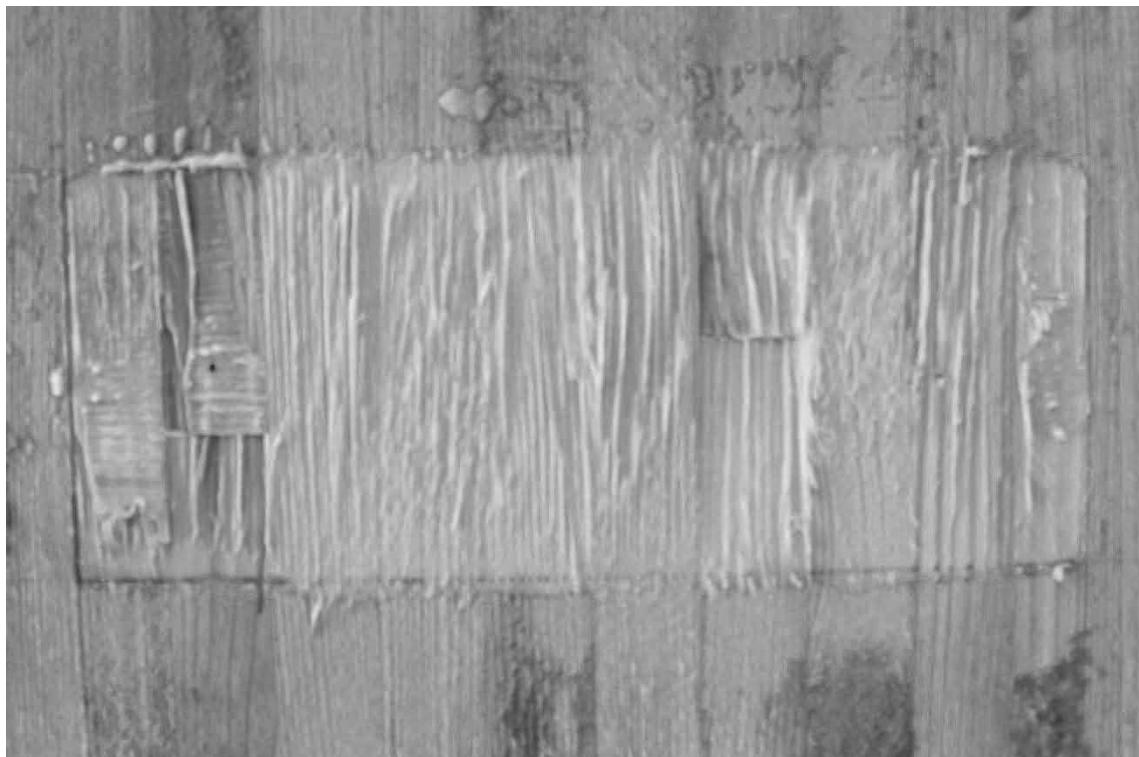


Abb. D.6: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, MHP Seite 2.



Abb. D.7: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, Nocken Seite 1.



Abb. D.8: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 3, Nocken Seite 2.

D.1.3 Hersteller A: Prüfkörper 4



Abb. D.9: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 4, MHP Seite 1.



Abb. D.10: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 4, MHP Seite 2.



Abb. D.11: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 4, Nocken Seite 1.



Abb. D.12: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 4, Nocken Seite 2.

D.1.4 Hersteller A: Prüfkörper 5



Abb. D.13: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 5, Seite 1.

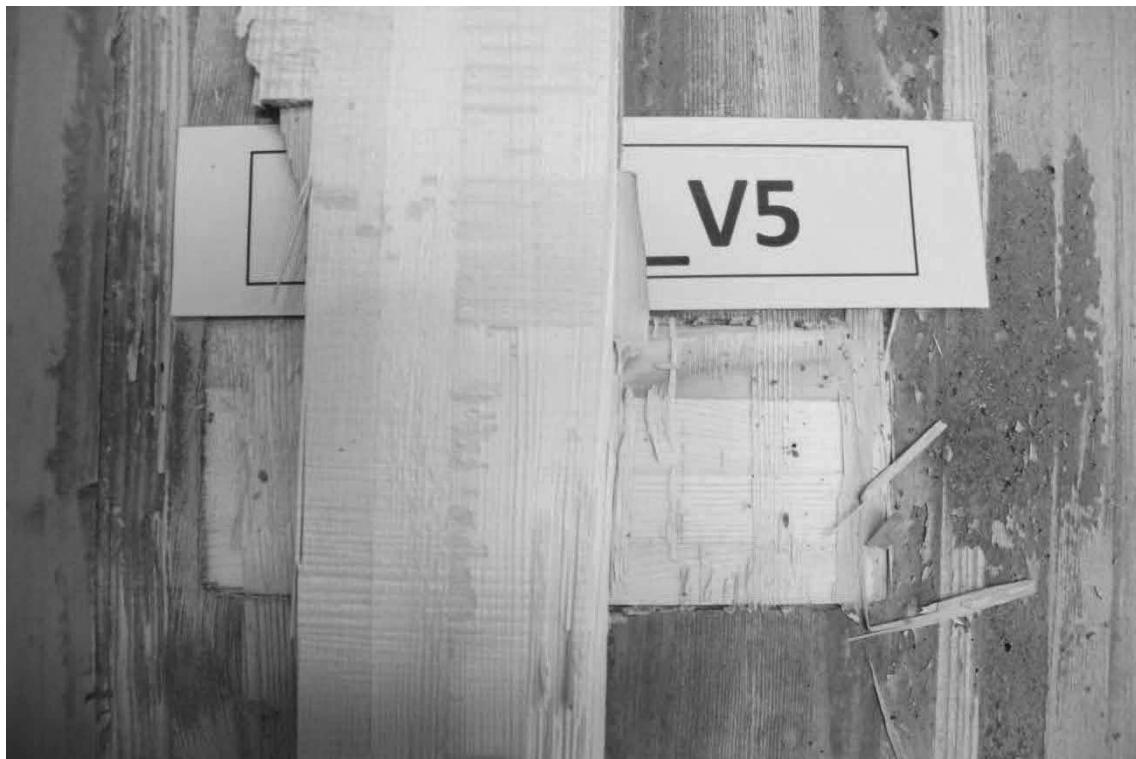


Abb. D.14: Hersteller A, Schubnocken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 5, Detailaufnahme.



Abb. D.15: Hersteller A, Schubnicken ohne zusätzliche Verschraubung, Prüfkörper 5, Detailaufnahmen.

D.2 Hersteller B: Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben

D.2.1 Hersteller B: Prüfkörper 1



Abb. D.16: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 1, MHP Seite 1.



Abb. D.17: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 1, MHP Seite 2.



Abb. D.18: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 1, Nocken Seite 1.



Abb. D.19: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 1, Nocken Seite 2.

D.2.2 Hersteller B: Prüfkörper 2



Abb. D.20: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 2, MHP Seite 1.



Abb. D.21: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 2, MHP Seite 2.



Abb. D.22: Hersteller B, Schubnicken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 2, Nocken Seite 1.



Abb. D.23: Hersteller B, Schubnicken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 2, Nocken Seite 2.

D.2.3 Hersteller B: Prüfkörper 4



Abb. D.24: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 4, Überschreiten der Betondruckfestigkeit.

D.2.4 Hersteller B: Prüfkörper 5

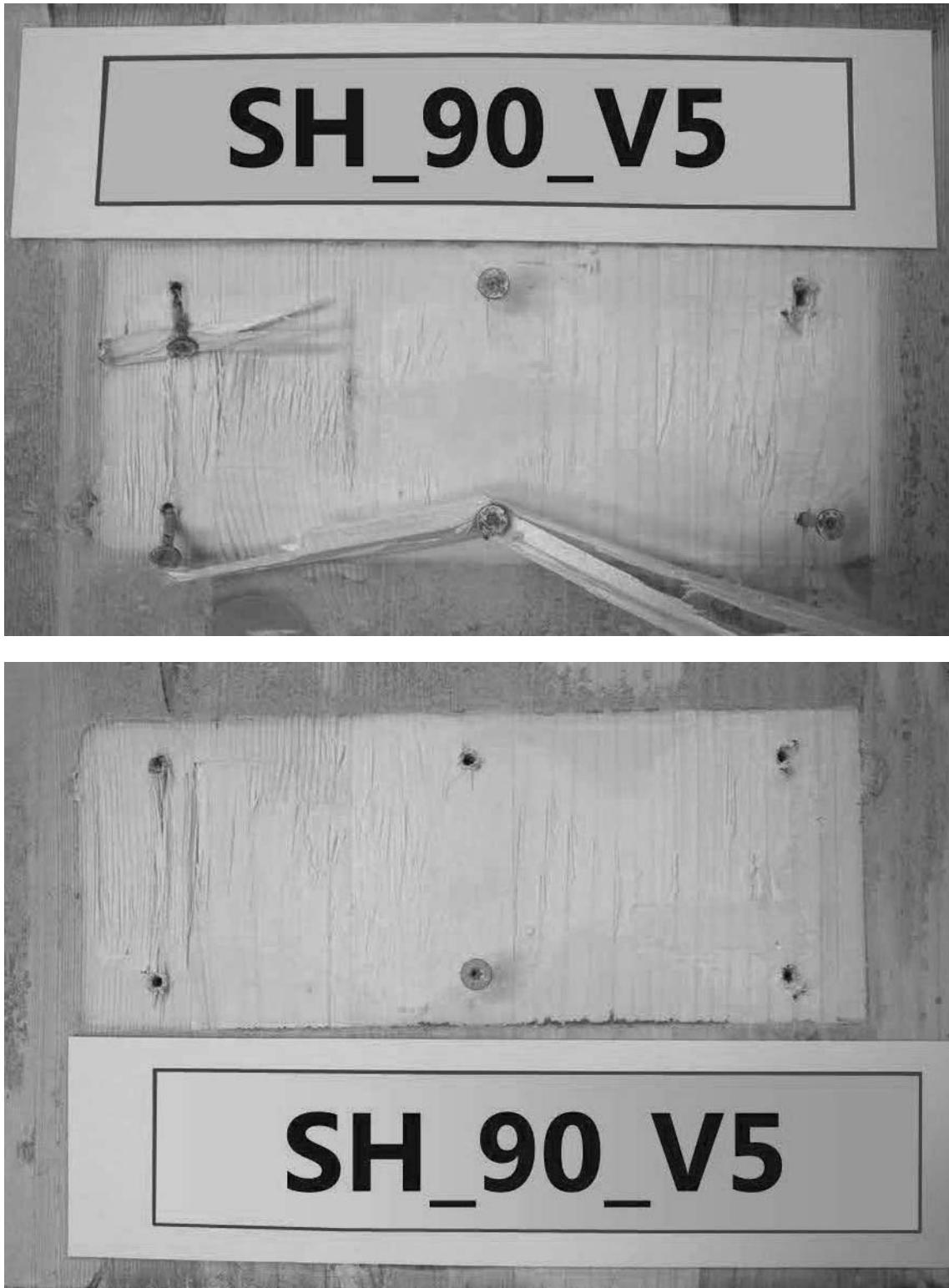


Abb. D.25: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 5, MHP Seite 1. Es ist deutlich erkennbar, dass beide Nocken lediglich partiell verklebt waren.

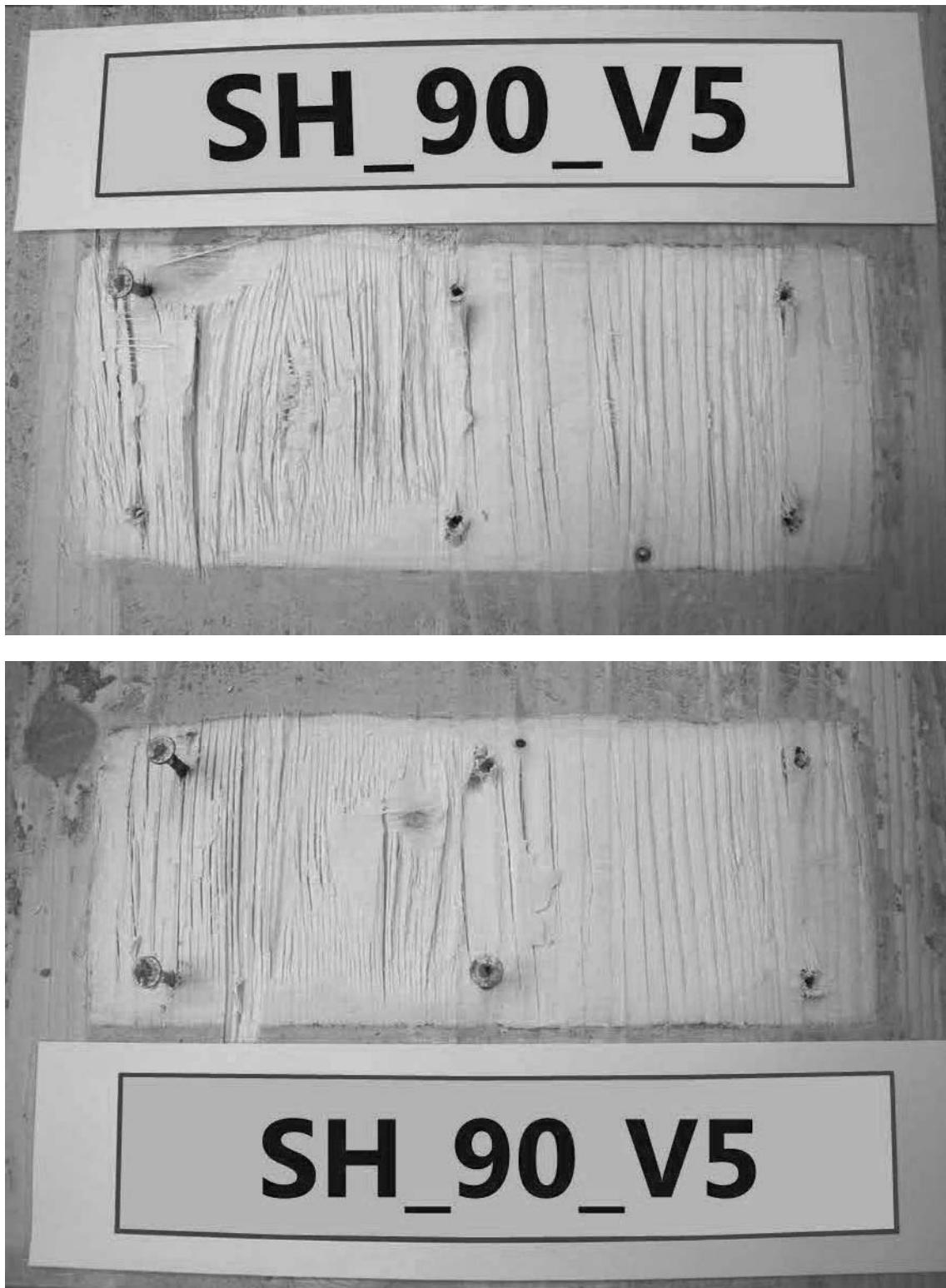


Abb. D.26: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 5, MHP Seite 2.



Abb. D.27: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 5, Nocken Seite 1. Es ist deutlich erkennbar, dass beide Nocken lediglich partiell verklebt waren.

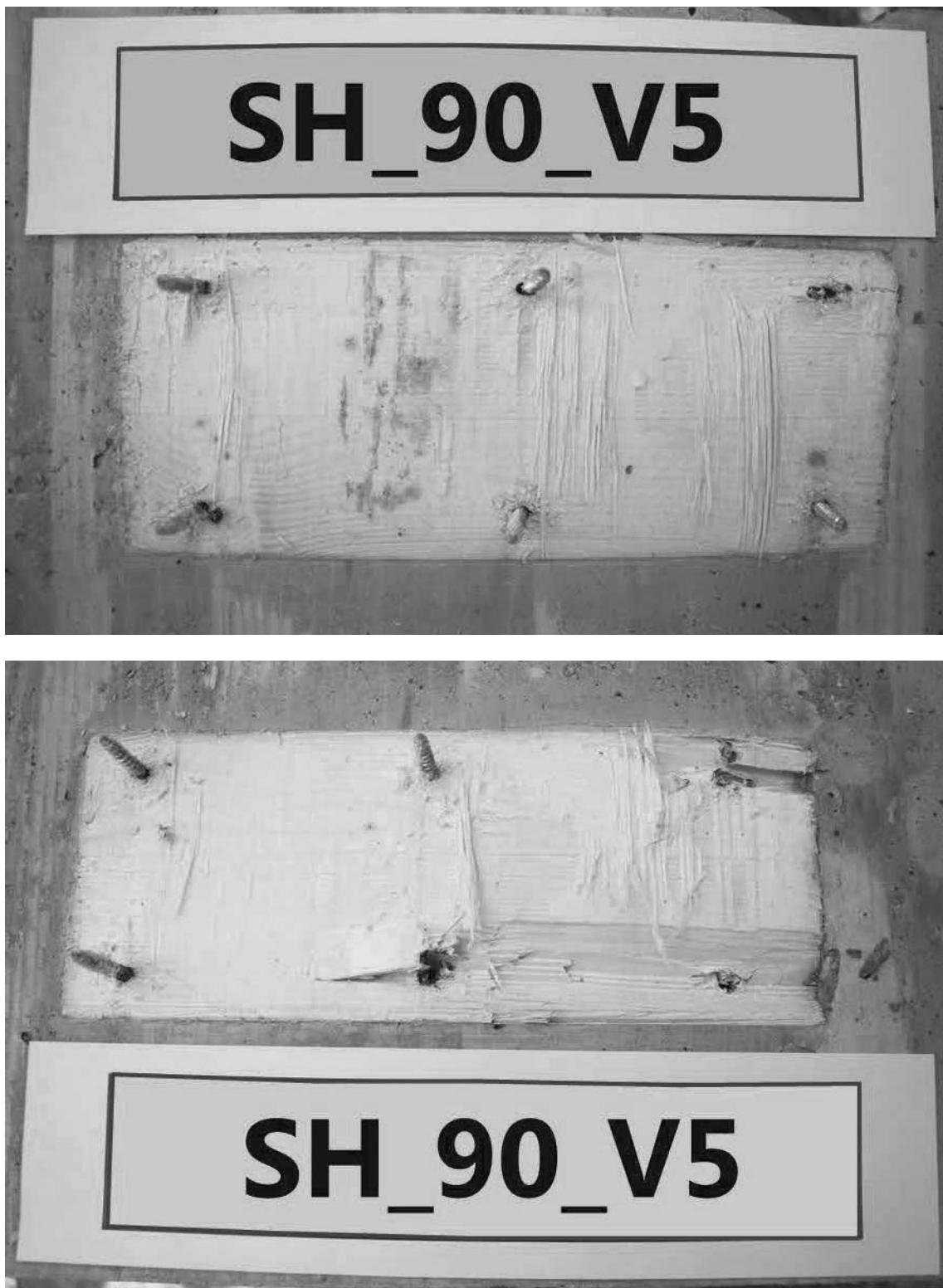


Abb. D.28: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 5, Nocken Seite 2.

D.2.5 Hersteller B: Prüfkörper 6



Abb. D.29: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 6, MHP Seite 1.



Abb. D.30: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 6, MHP Seite 2.



Abb. D.31: Hersteller B, Schubnicken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 6, Nocken Seite 1.



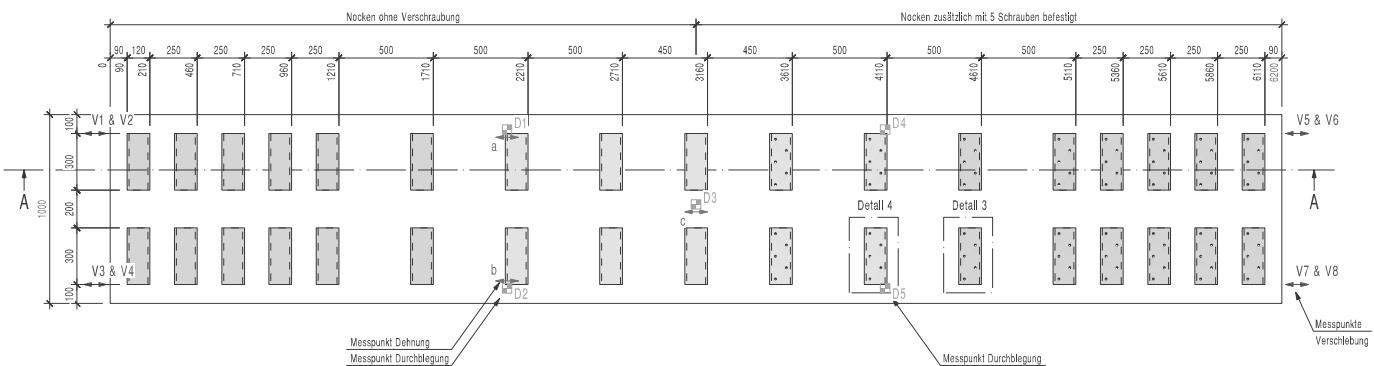
Abb. D.32: Hersteller B, Schubnocken zusätzlich verschraubt mit 6 Schrauben, Prüfkörper 6, Nocken Seite 2.

Anhang E

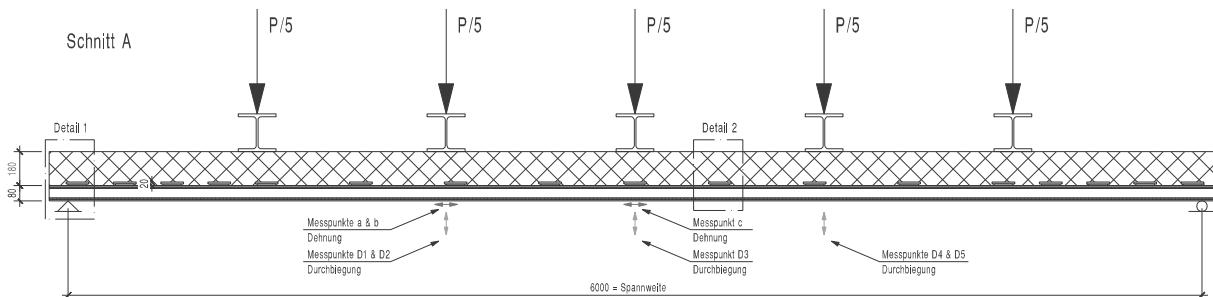
Biegeversuche an einfach gelagerten Plattenstreifen

Plan von Prüfkörper und Prüfaufbau

Grundriss Prüfkörper Hersteller PS



Schnitt A

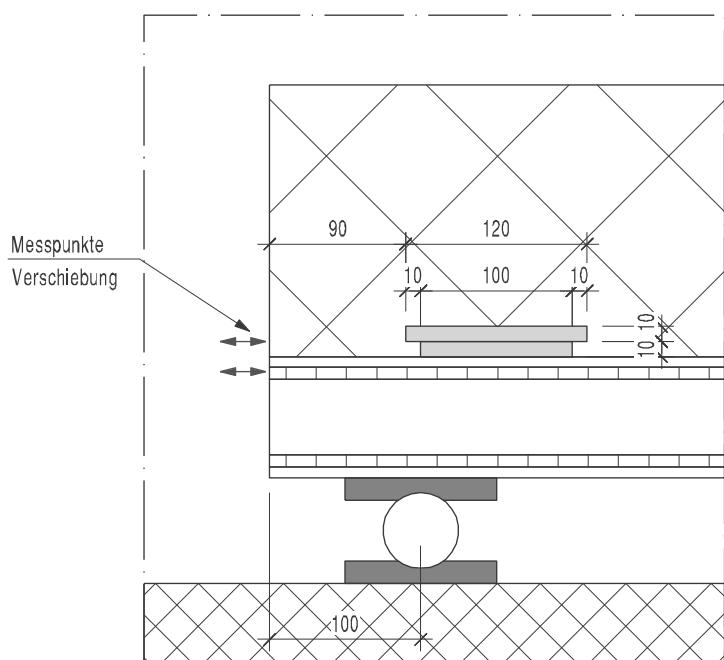


Aufbau Prüfkörper

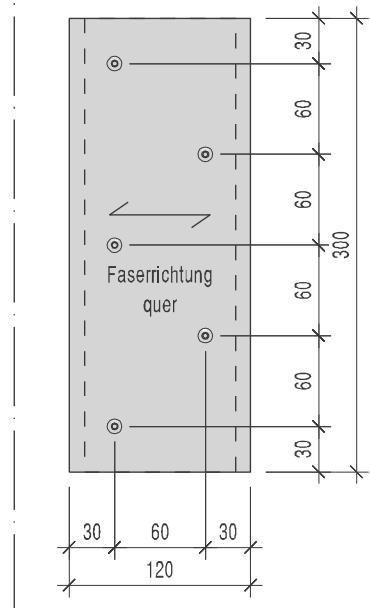
- Beton C25/30 180 mm → 1.08 m³
- (Spezifikation gemäss letzter Rechnung: - Spezialbeton Nr. 637, PC kg/m³ 330
 - Fließmittel Glenium Sky 630 Mono
 - Erhärtingsbeschleuniger X-SEED)
- MHP 3-Schichtplatte 80 mm, Schichtaufbau 7/8/50/8/7,
über Schubnocken aus MHP (20x120x300 mm) mit
Beton verbunden

		Objekt:	MHP -Betonverbund
Datum:	28.05.2015	Plannummer:	A
Reihenfolge:	06.07.2015	Maßstab:	1:10

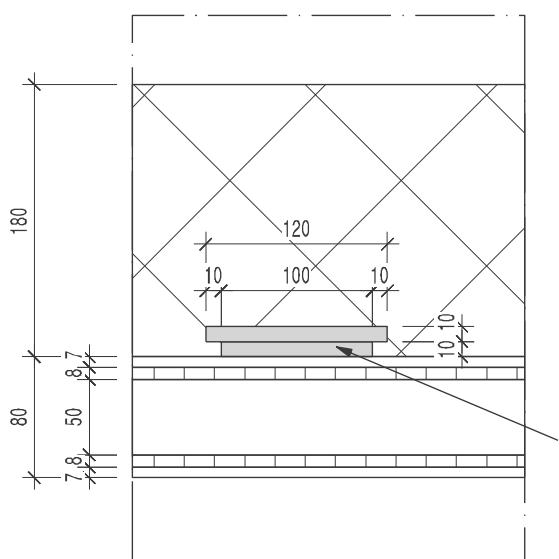
Detail 1, M 1:5



Detail 3, M 1:5

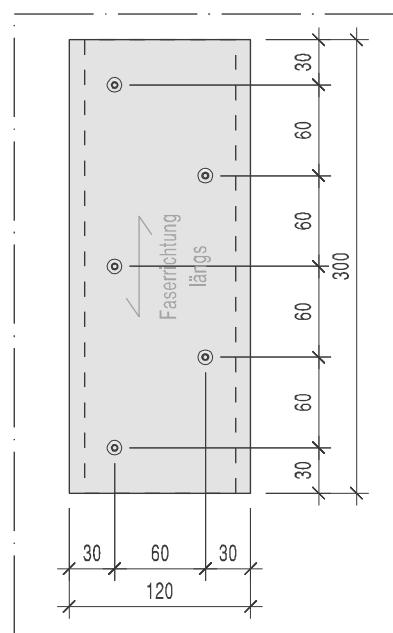


Detail 2, M 1:5



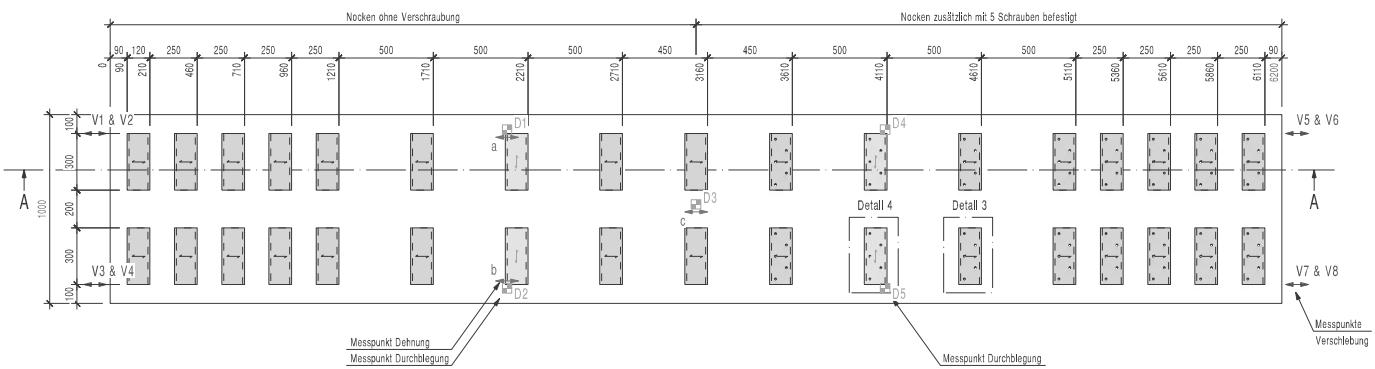
Schubnocken aus MHP zweilagig
(2x10 mm), obere Lage mit 10 mm Überstand
zur unteren Lage (nur in Längsrichtung),
Schubnocken in Plattenpresse
schubfest mit 40 mm Platte verleimt

Detail 4, M 1:5

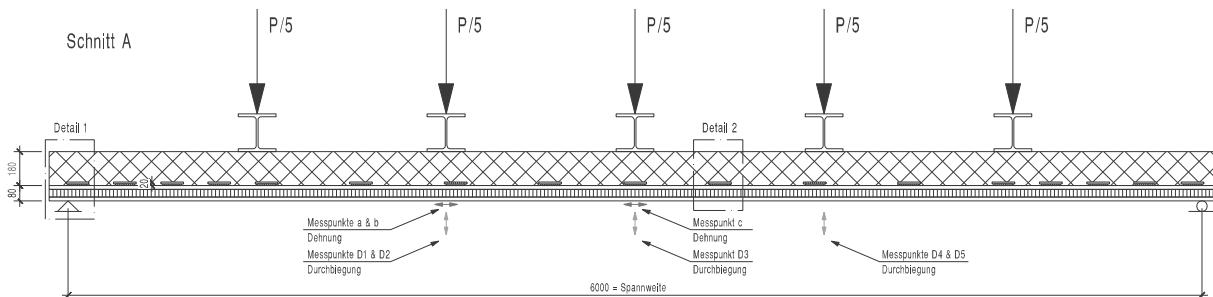


		Objekt: MHP -Betonverbund				
	Datum: 28.05.2015	Details zu Prüfkörper Hersteller PS				
Revidiert:		Plannummer: D-04	Massstab: 1:10	Gezeichnet: eb	Format: A4	

Grundriss Prüfkörper Hersteller SH



Schnitt A



Aufbau Prüfkörper

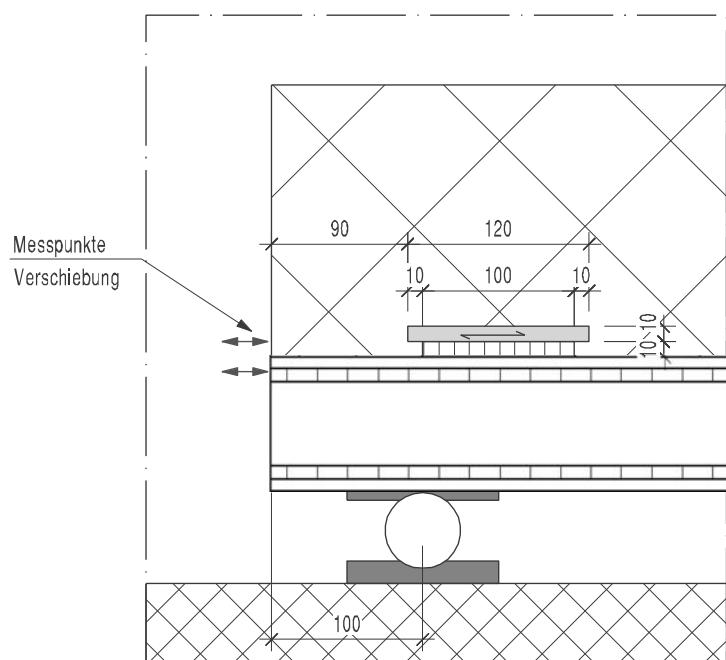
- Beton C25/30 180 mm -> 1.08 m³
- (Spezifikation gemäss letzter Rechnung: - Spezialbeton Nr. 637, PC kg/m³ 330
- Flüssigmittel Glenium Sky 630 Mono

- 5-Schichtplatte 80 mm, Schichtaufbau 10/10/40/10/10
Über Schubnacken aus 2-Schichtplatten (20x20x300 mm) mit
Beton verbunden

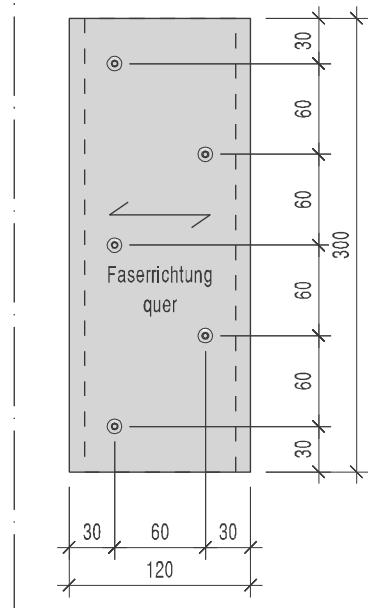
Details zum Prüfkörper auf separatem A4 Plan

	Objekt: MHP -Betonverbund Prüfkörper Hersteller SH	Datei:
		22.03.2016
Reiterlinie:	Plannummer: D-03	Maßstab: 1:10
	Gesichter:	eb
	Format:	A3

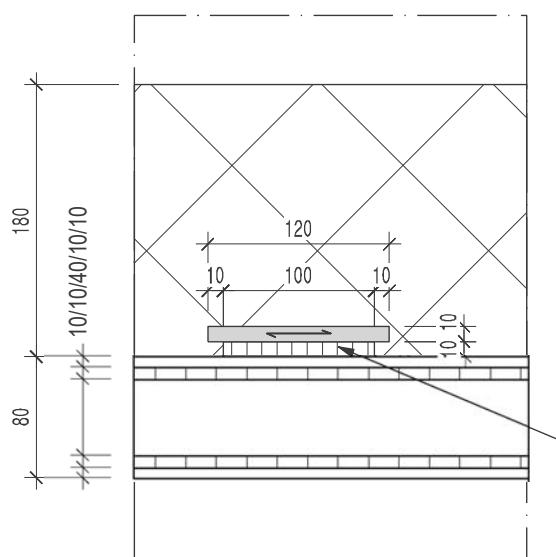
Detail 1, M 1:5



Detail 3, M 1:5

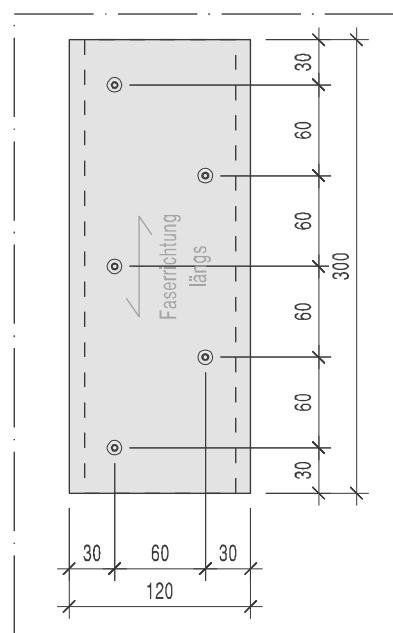


Detail 2, M 1:5



Schubnocken aus MHP zweilagig
(2x10 mm), obere Lage mit 10 mm Überstand
zur unteren Lage (nur in Längsrichtung),
Schubnocken in Plattenpresse
schubfest mit 80 mm Platte verleimt

Detail 4, M 1:5



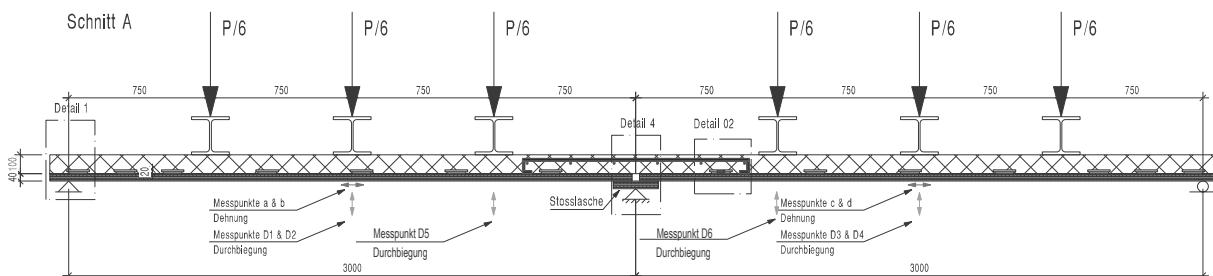
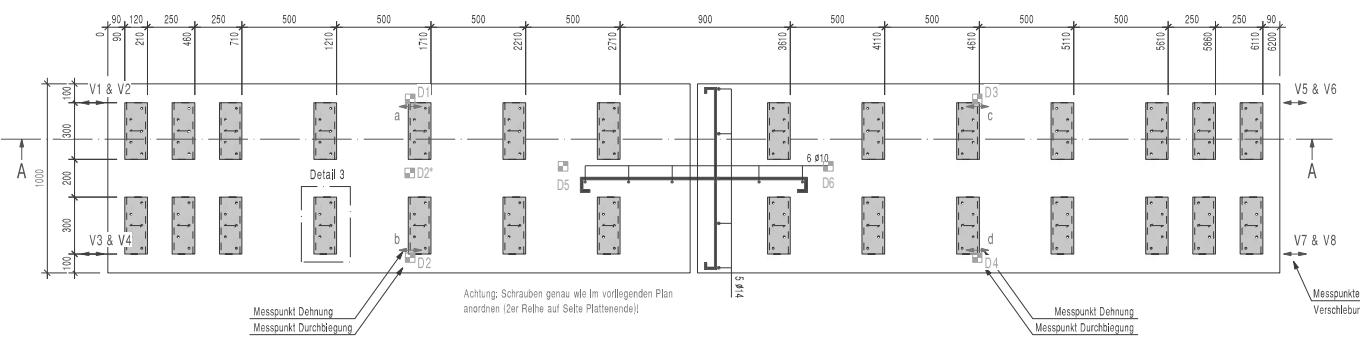
		Objekt: MHP -Betonverbund Details zu Prüfkörper Hersteller SH
Datum:	22.03.2016	
Revidiert:	Plannummer: D-04	Massstab: 1:10
	Gezeichnet: eb	Format: A4

Anhang F

Biegeversuche an 2-Feld-Plattenstreifen mit Stoss

Plan von Prüfkörper und Prüfaufbau

Grundriss Prüfkörper Hersteller PS



Aufbau Prüfkörper

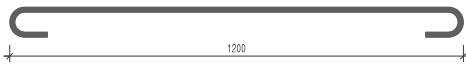
- Beton C25/30 100 mm → 0,60 m³

(Spezifikation gemäß letzter Rechnung: - Spezialbeton Nr. 637, PC kg/m³ 330

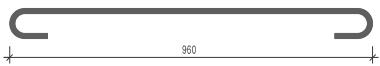
- Flüssmittel Glenium Sky 630 Mono

- 5-Schichtplatte 40 mm, Schichtaufbau 7/8/10/8/7,
über Schubnäcken aus 2-Schichtplatten (20x120x300 mm) mit
Beton verbunden

Stahl Ø 14mm, 5 Stk.



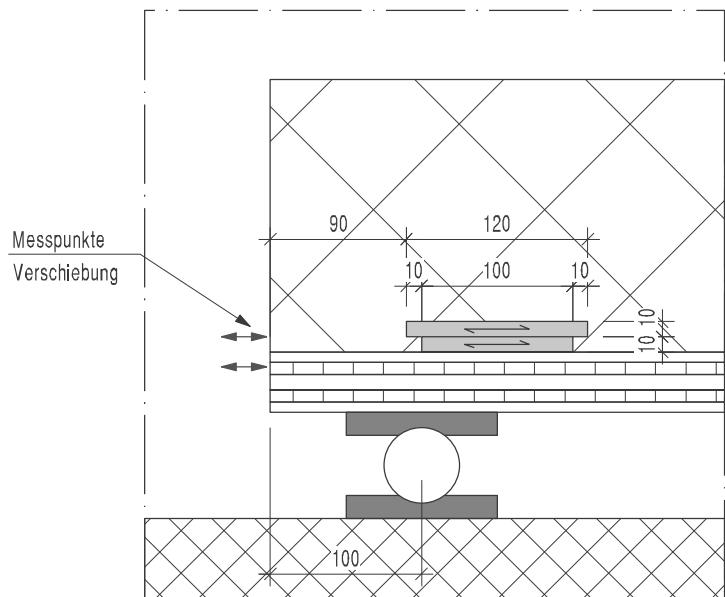
Stahl Ø 10mm, 6 Stk.



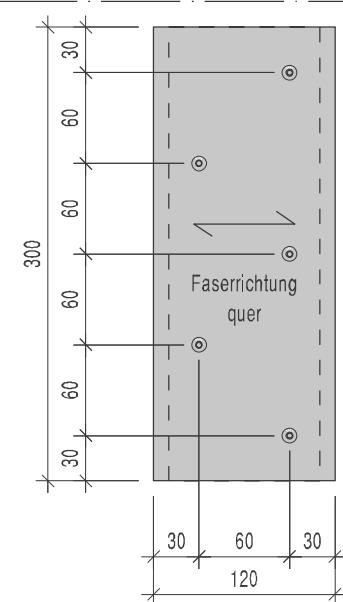
Details zum Prüfkörper auf separatem A4 Plan

Dokument:	MHP-Betonverbund
Datum:	19.07.2016
Reihenfolge:	Prüfkörper Hersteller PS
Plattform:	D-10
Maßstab:	1:20
Zeichner:	eb
Format:	A3

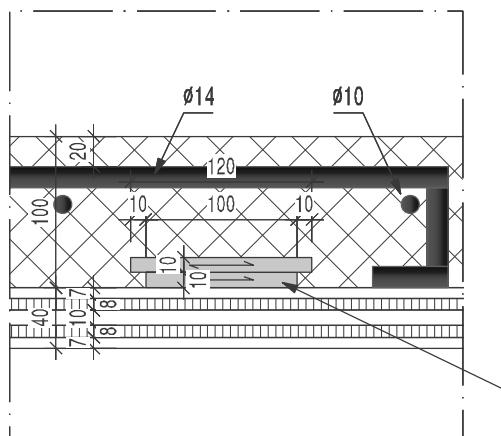
Detail 1, M 1:5



Detail 3, M 1:5



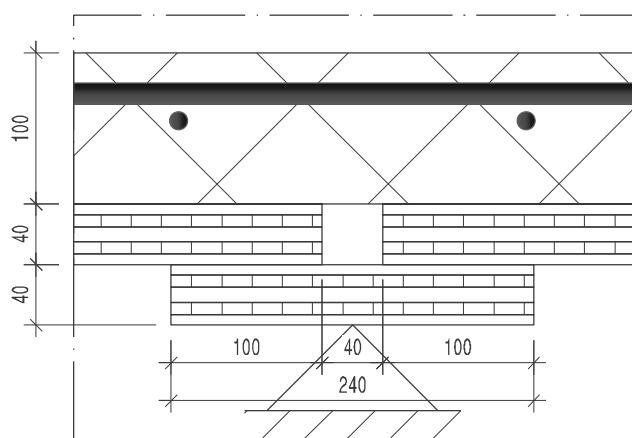
Achtung: Schrauben genau wie im Plan D-10 anordnen (2er Reihe auf Seite Plattenende)!



Detail 02 Maßst. 1:5

Schubnicken aus MHP, zweilagig
(2x10 mm), obere Lage mit 10 mm Überstand
zur unteren Lage (nur in Längsrichtung),
Schubnicken mit je 5 Tellerkopfschrauben 6x60 mm
schubfest mit 40 mm Platte verleimt und verschraubt

Detail 4, 1:5



		Objekt: MHP -Betonverbund			
	Datum: 19.07.2016	Details zu Prüfkörper Hersteller PS			
	Revidiert: . .	Plannummer: D-11	Maßstab: 1:5	Gezeichnet: eb	Format: A4

