



Anne-Sophie Liebmann, B.Eng.

# **Entwicklung eines Prototypen für Brückenrandbalken aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC)**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen

Institut für Betonbau

Dipl.-Ing. Dr. techn. Regina Della Pietra



## **EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG**

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

---

Datum

---

Unterschrift





## DANKSAGUNG

---

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während meiner Studienzeit und im Speziellen beim Verfassen meiner Masterarbeit unterstützt haben.

Zuerst gebührt mein Dank Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen, für die anregenden Diskussionen und die umfangreiche Unterstützung mit Fachwissen zur Erstellung dieser Masterarbeit. An gleicher Stelle möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Andreas Kammersberger vom Land Steiermark bedanken, für das Einbringen des von mir bearbeiteten Themas am Institut und das mir entgegengebrachte Vertrauen zur Bearbeitung dieser Aufgabe. Auch für die angenehme Zusammenarbeit und konstruktive Kritik von beiden Seiten bedanke ich mich.

Besonders möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Dr.-tech. Regina Della Pietra für die hervorragende Betreuung beim Verfassen dieser Arbeit und im Planungsprozess bedanken. Ebenso gilt mein Dank Dipl.-Ing. Michael Huss BSc für die Unterstützung bei den Laborversuchen und bei der Erstellung des Prototypen. Für den Einsatz bei den Laborversuchen möchte ich mich ebenfalls recht herzlich bei den Mitarbeitern des Instituts für Betonbau und des Labors für konstruktiven Ingenieurbau bedanken.

Ein besonderer Dank geht an meine Freunde und Studienkollegen, insbesondere des Stahlbauzeichensaals. Ich bin mit dem Ziel des Mastertitels nach Graz gezogen, aber im Zeichensaal habe ich gelernt, dass der Weg ebenso wichtig ist wie das Ziel. Danke für die schöne gemeinsame Zeit. Der Zusammenhalt, die Kaffeepausen und Bierabende haben diese Zeit, trotz des vielen gemeinsamen Lernens, zu etwas besonderem gemacht und ohne euch wäre mir das Studium um vieles schwerer gefallen.

Mein Dank gilt auch meinen Chefs, insbesondere Maik Nauke, nicht nur für die finanzielle Unterstützung, sondern auch für die zur Verfügung gestellte Zeit und die Bereitschaft jederzeit mit Fachwissen auszuweichen.

Danke auch an meinen Freund Martin für den Rückhalt, die Motivation und deine handwerkliche Hilfe während der Masterarbeitszeit.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, dafür dass sie mich an das andere Ende des deutschsprachigen Raumes haben ziehen lassen, für die Unterstützung meines Studiums und für den emotionalen Rückhalt. Ihnen ist diese Arbeit gewidmet.

Ich danke euch!



## KURZFASSUNG

---

Die vorliegende Arbeit untersucht die Möglichkeit, einen Randbalken aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) in Fertigteilbauweise herzustellen, welcher als Alternative zum derzeit gängigen Ortbeton-Randbalken eingesetzt werden kann. Der Randbalken sollte selbstverdichtendem UHPC mit einem Stahlfasergehalt von 3 % hergestellt werden, leicht montierbar und demontierbar sein. Der Randbalken sollte für verschiedene Breiten und Ausbaustufen (Fahrzeugrückhaltesystem, Lärmschutzwand, etc.) adaptierbar sein.

Dazu wurden zuerst die nationalen und internationalen Regelwerke gegenübergestellt und auftretende Schäden an bisherigen Ortbetonrandbalken aufgezeigt und analysiert. Für das Material UHPC wurde im Rahmen der Vorbereitungen für die Herstellung des Randbalkenprototyps Versuchsreihen durchgeführt, um die Materialeigenschaften und die maximal aufnehmbare Zugkraft der vorgestellten Verbindung zu testen.

Anhand der Einflussfaktoren aus Regelwerken, Schadensbildern und Materialeigenschaften wurden die relevanten Parameter für die Geometrie des Randbalkens festgelegt. Anschließend wurde der Prototyp mit Hilfe von konventioneller Schalung mit Präzisionseinsätzen gefertigt. Die Möglichkeiten der Herstellung eines UHPC Fertigteilrandbalkens konnte in dieser Arbeit gezeigt werden.



## ABSTRACT

---

This master thesis examines the possibility of producing an edge beam of ultra-high-performance concrete (UHPC) in prefabricated construction, which can be used as an alternative to the presently used in-situ concrete beam. The UHPC should be self-compacting and should have a steel fiber content of 3 %. The edge beam must be easy to install and dismantle. The edge beam should be adaptable for various widths and equipments, such as vehicle restraint system, noise barrier, etc..

Firstly the national and international regulations for edge beams were compared and typical damage patterns were analysed. Test series for the material UHPC were carried out in order to test the material properties and the maximum tensile force of the presented connection.

The relevant parameters for the geometry of the edge beam were determined on the basis of the influencing factors from regulations, damage images and material properties. Subsequently, the prototype was produced using conventional formwork with precision inserts.

The possibility of producing a UHPC precast edge beam is shown in this work.



# INHALTSVERZEICHNIS

---

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>BRÜCKENRANDBALKEN .....</b>	<b>3</b>
2.1	ALLGEMEINES .....	3
2.2	STAND DER TECHNIK - NATIONAL .....	3
2.2.1	<i>Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS)</i> .....	3
2.2.2	<i>Planungshandbuch der ASFINAG</i> .....	6
2.2.3	<i>Planungshandbücher der Bundesländer</i> .....	8
2.2.4	<i>Regelplanung der ÖBB Infrastruktur AG</i> .....	9
2.3	STAND DER TECHNIK – INTERNATIONAL .....	10
2.3.1	<i>Deutschland</i> .....	11
2.3.2	<i>Schweiz</i> .....	13
2.3.3	<i>Schweden</i> .....	14
2.4	HERSTELLVERFAHREN .....	15
2.4.1	<i>Konventionelle Randbalkenschalung</i> .....	15
2.4.2	<i>Kappenschalwagen</i> .....	15
2.5	FERTIGTEILHERSTELLER .....	16
2.5.1	<i>DiZWO GmbH</i> .....	16
2.5.2	<i>SW Umwelttechnik</i> .....	16
2.5.3	<i>Halbfertigteile für Brückenkappen</i> .....	16
2.6	SCHADENSBILDER .....	17
2.6.1	<i>Popouts</i> .....	17
2.6.2	<i>Fehlstellen infolge organischer Bestandteile</i> .....	17
2.6.3	<i>Flache Abplatzungen der Zement- und Mörtelschicht über der Gesteinskörnung</i> .....	18
2.6.4	<i>Flächige Abwitterung</i> .....	18
2.6.5	<i>Risse</i> .....	19
2.6.6	<i>Schäden unterhalb des Randbalkens</i> .....	20
<b>3</b>	<b>LASTAUFSTELLUNG .....</b>	<b>21</b>
3.1	AUFTRETENDE LASTEN .....	21
3.1.1	<i>ständige Lasten</i> .....	21
3.1.2	<i>Nutzlast aus Fußgänger- und Radverkehr und Dienstfahrzeugen</i> .....	22
3.1.3	<i>Anstoß am Bord</i> .....	23
3.1.4	<i>Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesysteme</i> .....	24
3.1.5	<i>Lärmschutzwände</i> .....	24
3.1.6	<i>Geländer</i> .....	26
3.1.7	<i>Sonstige Lasten</i> .....	26
3.2	LASTFALLKOMBINATIONEN .....	27
<b>4</b>	<b>FORMFINDUNG .....</b>	<b>29</b>
4.1	KONSTRUKTIVE ANFORDERUNGEN .....	29
4.2	ENTWURFSPROZESS .....	30
4.2.1	<i>Klappkonstruktion</i> .....	30
4.2.2	<i>Schiebekonstruktion</i> .....	32
4.3	FESTLEGUNG DER GEOMETRIE .....	34
4.3.1	<i>Gewähltes System</i> .....	34
4.3.2	<i>Optimierung für den Einbau</i> .....	35
4.3.3	<i>Vordimensionierung der Befestigung</i> .....	35

<b>5</b>	<b>BEGLEITVERSUCHE .....</b>	<b>39</b>
5.1	ULTRAHOCHLEISTUNGSBETON (UHPC) .....	39
5.1.1	<i>Mechanische Eigenschaften</i> .....	39
5.1.2	<i>Dauerhaftigkeit</i> .....	42
5.1.3	<i>Verwendete UHPC-Rezeptur</i> .....	44
5.1.4	<i>Bestimmung der Druckfestigkeit</i> .....	46
5.2	SCHWALBENSCHWANZVERBINDUNG .....	47
5.2.1	<i>Herstellung der Schalungseinsätze</i> .....	47
5.2.2	<i>Genauigkeitsprüfung der Schalungseinsätze</i> .....	47
5.2.3	<i>Fertige Schalungen</i> .....	50
5.3	ZUGVERSUCHE .....	51
5.3.1	<i>Versuchsreihe 1</i> .....	51
5.3.2	<i>Versuchsreihe 2</i> .....	52
5.4	SCHUBVERSUCHE .....	55
5.4.1	<i>Versuchsreihe 1</i> .....	56
5.4.2	<i>Versuchsreihe 2</i> .....	57
5.5	OBERFLÄCHE .....	58
5.5.1	<i>Gesteinskörnung</i> .....	59
5.5.2	<i>Stahlblech</i> .....	60
<b>6</b>	<b>PROTOTYP .....</b>	<b>63</b>
6.1	VORDIMENSIONIERUNG .....	63
6.2	SCHALUNG .....	64
6.3	HERSTELLUNG DES PROTOTYPEN .....	65
6.3.1	<i>Betonage</i> .....	65
6.3.2	<i>Ergebnis</i> .....	68
6.4	MONTAGETEST .....	70
<b>7</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK .....</b>	<b>73</b>
	<b>LITERATUR .....</b>	<b>75</b>
	<b>ANHANG .....</b>	<b>79</b>



# 1 EINLEITUNG

---

Brückenrandbalken erfüllen mehrere Funktionen: Sie schützen die tragende Brückenkonstruktion, verankern die passiven Schutzeinrichtungen und werden als Fuß- bzw. Radweg genutzt. Durch ihre Lage sind sie Umwelteinflüssen stark ausgesetzt und müssen bspw. Frost-Tau-Wechsel, Tagestemperaturwechsel, Beanspruchung durch Taumittel und Nass-Trocken-Wechsel überstehen. Insbesondere im Bereich der Verankerungen von Einbauten können Ansammlungen von Tausalz angereicherten Schnee oder abtropfendes Wasser auftreten. Aufgrund der hohen Exposition wird Randbalken eine Bauteillebensdauer von ca. 20 Jahren zugedacht, was gegenüber der geplanten Lebensdauer von neu gebauten Brücken, von etwa 100 Jahren, gering ist. (Tue, 2016), (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011) Randbalken werden bis dato auf der Baustelle in Ortbeton hergestellt. Dies ist zum einen kostspielig, da große Mengen komplizierter Schalung für eine geringe Betonmenge benötigt wird, zum anderen ist es sehr zeitaufwändig, aufgrund der verwinkelten Konstruktion, der zu verlegenden Bewehrung und der Aushärtezeit des Betons.

Im Rahmen dieser Arbeit soll ein Fertigteilssystem für Randbalken entwickelt werden. Aufgrund seiner hohen Dichtigkeit und damit einhergehenden Resistenz gegen Umwelteinflüsse soll für die Fertigteile ultrahochfester Beton (UHPC) eingesetzt werden. Dies soll die auftretenden Schäden minimieren, die Lebensdauer der Randbalken erhöhen und eine Instandsetzung oder einen Ersatz der Randbalken erst nach längerer Zeit als bisher erforderlich machen. Es ist angedacht, dass die Bauzeit durch die Montage der Fertigteile deutlich verkürzt werden kann. Die Fertigung der Fertigteile kann im Fertigteilwerk erfolgen, diese müssen anschließend auf der Baustelle nur eingehoben und befestigt werden. Die Entwicklung eines geeigneten Befestigungssystems wird ein wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit sein. Sollten Schäden an einzelnen Randbalkenelementen auftreten sollen die betroffenen Elemente schnell austauschbar sein. Dies soll auch möglich sein, falls Schäden an der darunterliegenden Brückenabdichtung auftreten. Es ist daher erforderlich, dass der Randbalken auch ohne Beschädigung ausgebaut und wieder eingebaut werden kann. Ziel ist es weiters, dass trotz der höheren Materialkosten des UHPC gegenüber des herkömmlichen, bis dato genutzten C 25/30 mit Luftporen, die Lebenszykluskosten für den Brückenbetreiber gesenkt werden.

Es soll der Prototyp eines Randbalkens als Fertigteil aus ultrahochfestem Beton entwickelt werden. Dazu gehören neben dem Fertigteil auch die Verankerung des Fertigteils im Haupttragwerk und die sichere Einleitung der auftretenden Kräfte über die Verankerung in das Haupttragwerk. Es soll in Kleinversuchen getestet werden, ob die gewählte Verankerung die auftretenden Kräfte aufnehmen und weiterleiten kann. Es sollen die Grundlagen für eine Serienentwicklung durch ein Fertigteilwerk geschaffen werden. Es soll ein universelles System entwickelt werden, welches unabhängig von der Breite des Randbalkens ist und somit für sämtliche auftretenden Randbalkenbreiten eingesetzt werden kann.



## 2 BRÜCKENRANDBALKEN

---

Dieses Kapitel befasst sich mit den Grundlagen zu Brückenrandbalken, dazu gehören der nationale und internationale Stand der Technik, Herstellverfahren, aktuellen Fertigteilssystemen und deren Hersteller, sowie mit typischerweise auftretenden Schadensbildern.

### 2.1 ALLGEMEINES

---

Brückenrandbalken sind Anbauteile an Brückenbauten, welche zum einen dem Schutz der tragenden Brückenkonstruktion vor Angriffen aus Umwelt und Nutzung, zum anderen als Verankerung für passive Schutzeinrichtung, wie z.B. Fahrzeugrückhaltesysteme oder Lärmschutzwände, dienen. Darüber hinaus werden sie als Geh- und Radweg genutzt und dienen somit zur Sicherung des Verkehrsraumes. Teilweise dienen sie auch als Flucht- oder Inspektionsweg, beispielsweise bei Autobahn- oder Eisenbahnbrücken. Sie haben eine sehr exponierte Lage und sind daher einer Vielzahl von Angriffen ausgesetzt, dazu gehören unter anderem: Frost-Tauwechsel, Tagestemperaturwechsel, Nass-Trocken-Wechsel und Beaufschlagung mit Taumitteln. Durch den Verkehr auf der Brücke werden die Randbalken auch dynamisch beansprucht. Weiterhin kann es zu Ansammlungen von taumittelbelastetem Schnee und Eis oder zu abtropfendem Wasser kommen, besonders in den Bereichen von Einbauteilen, wie z.B. Fahrzeugrückhaltesystemen oder Geländern. Im Allgemeinen wird dem Randbalken eine Lebensdauer von 25 bis 30 Jahren zugestanden, während das Haupttragwerk einer Brücke in der Regel auf eine Nutzungsdauer von 100 Jahren ausgelegt wird. Aus den genannten Gründen ist die sachgerechte Planung und Ausführung von Randbalken besonders wichtig. Hierbei müssen entsprechend der (BASt Bundesanstalt für Straßenwesen, 2014) folgende Punkte berücksichtigt werden: Funktionstüchtigkeit, Verkehrssicherheit, geringe Ausführungsrisiken, Robustheit, Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit, leichte Bauwerksüberprüfbarkeit und Erhaltungsfreundlichkeit. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 2011) (Tue, 2016) (Tue, et al., 2010)

Randbalken werden auch als Gesimsbalken, Randleisten oder Randkappen bzw. Brückenkappen bezeichnet.

### 2.2 STAND DER TECHNIK - NATIONAL

---

Randbalken sind Bauteile von Brücken und sind daher in Regelwerken die Brückenbauten betreffen verankert. Die wichtigsten zu nennenden Regelwerke in Österreich sind die Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS) (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2016). Unter anderen werden von den Brückenbetreibern Planungshandbücher angeboten. Im Falle von Autobahnen und Schnellstraßen wird dieses von der ASFINAG herausgegeben. Die einzelnen Bundesländer gelten als Betreiber der Landesstraßen, sie erstellen daher ihre eigenen jeweiligen Regelwerke. In diesem Kapitel wird auf konstruktive Hinweise eingegangen, die zu berücksichtigenden Lasten werden in Kapitel 3.1 dargestellt.

#### 2.2.1 RICHTLINIEN UND VORSCHRIFTEN FÜR DAS STRAßENWESEN (RVS)

---

Die RVS sind Regelwerke, welche von der Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (FSV) herausgegeben werden. Es handelt sich hierbei um Richtlinien, welche für Bundes- und Landesstraßen rechtlich bindend sind. In anderen Fällen können diese von den Vertragspartnern als bindend vereinbart werden. Die RVS sollen dazu dienen nachhaltige, sichere und technisch optimierte Verkehrsanlagen zu planen. Dazu gehören auch eine Vereinheitlichung der Leistungsbeschreibung und vertraglicher Regelungen. (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2016)

**RVS 15.02.33** (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, RVS 15.02.33, 2013)  
Die (RVS 15.02.33, 2013) ist die Richtlinie für die Ermittlung von anzusetzenden Lasten für auf Brücken anzuordnenden Lärmschutzwänden (LSW). Sie beinhaltet Bemessungsansätze für die LSW-Steher, Verankerung

der Lärmschutzwände auf Randbalken und die lokale Einleitung der Kräfte in das Tragwerk. Dabei sind Windlasten, Lasten aus Fahrzeuganprall und dynamische Lasten infolge Schneeräumung in der Bemessung zu berücksichtigen. Genauer zur Lastaufstellung lt. (RVS 15.02.33, 2013) befindet sich in Kapitel 3.1.5.

**RVS 15.04.11** (Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, RVS 15.04.11, 1983a) Die (RVS 15.04.11, 1983a) regelt die Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktionen. Die aktuell gültige Fassung ist jedoch von 1983 und somit kaum noch aktuell. In der genannten RVS wird festgelegt, dass ein Beton der Festigkeitsklasse B 300 eingesetzt werden soll. Dies entspricht nach (ONR 24008, 2014) einer Festigkeitsklasse C 25/30 nach (ÖNORM EN 1992-1-1, 2015). Darüber hinaus soll der Beton die Anforderungen V/LPS erfüllen, das bedeutet dass dieser frost- und tausalzbeständig sein muss. Die Randbalken sollen einen vorgelagerten Randstein, nach Möglichkeit aus Granit erhalten, sowie drei Kabelleerrohre  $\varnothing$  100 mm vorsehen. Darüber hinaus erfolgt die Verankerung des Randbalkens am Brückentragwerk über eine Anschlussbewehrung. In Abbildung 1 ist der Randbalken gemäß (RVS 15.04.11, 1983a) dargestellt, hier ist ebenfalls erkennbar, dass für die Verankerung des Geländers Aussparungen vorgesehen sind, die später bei der Montage des Geländers vergossen werden.

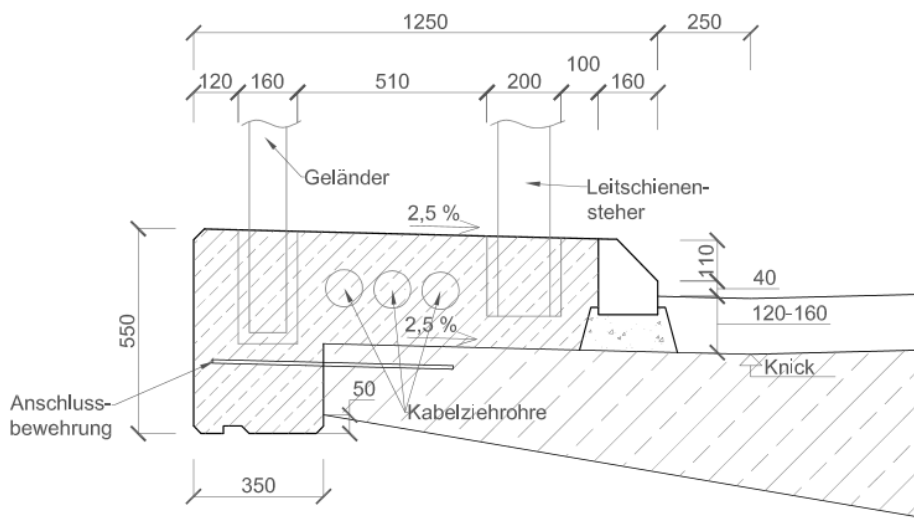


Abbildung 1: Randbalkendetail nach RVS 15.04.11

**RVS 15.04.12**, (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, RVS 15.04.12, 2006) Verankerungen von Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktionen mit Einzeldübeln mit Abdichtungssystem in das Brückentragwerke sind in der (RVS 15.04.21, 2014) geregelt. Die Verankerung mit Einzeldübeln ist gegenteilig zur Verankerung über eine Anschlussbewehrung, wie sie noch in der (RVS 15.04.11, 1983a) (siehe oben) dargestellt ist. Die Verankerungen dienen dazu die Kräfte aus Anprall und Wind auf die Lärmschutzwand abzutragen. Weiterhin sollen sie verhindern, dass es zu Bewegungen zwischen Randbalken und Tragwerk kommt, die die Abdichtung beschädigen können. Um Undichtigkeiten in der Abdichtung zu verhindern, bestehen diese Dübel aus einem Verankerungssystem und einem Dichtsystem. Die (RVS 15.04.12, 2006) empfiehlt die Anwendung bei Neubauten ebenso wie bei der Instandsetzung der Randbalken auf Bestandsbrücken.

Die eingesetzten Dübel müssen den Nachweis der charakteristischen Zug- und Querkrafttragfähigkeit gemäß ETAG 001 für gerissene Betone und den Nachweis der Dichtigkeit erfüllen. Es sind Dübel aus hoch korrosionsbeständigem Stahl zu verwenden, mit mindestens der Festigkeitsklasse 70 gem. ÖNORM EN ISO 3506-1. Die Dübel haben standardmäßig einen Durchmesser von  $\varnothing$  16 mm. Bei der Ausbildung der Bohrlöcher ist die angegebene Mindestbauteildicke zu beachten, sie muss in jedem Fall eingehalten werden. Es ist besonders bei Instandsetzungen darauf zu achten, dass die Kragplattendicke teils sehr dünn ist. Die Bohrlöcher dürfen die untere Bewehrungslage nicht erreichen. Innerhalb von 24 Stunden nach dem Versetzen des Dübels muss die

Dichtigkeit vorhanden sein, nur bei Bauteiltemperaturen unter  $5^{\circ}\text{C}$  darf diese Zeit auf 48 Stunden verlängert werden.

**RVS 15.04.13** (Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen, RVS 15.04.13, 1983b) In der (RVS 15.04.13, 1983b) ist die Ausführung der Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktion aus Stahl geregelt und stammt aus dem Jahr 1983. Eine Ausführung in Stahl ist heutzutage nur noch selten. Laut (RVS 15.04.13, 1983b) werden Randbalken nur dann aus Stahl ausgebildet wenn auch das Brückentragwerk selbst aus Stahl errichtet ist.

**RVS 15.04.21** (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, RVS 15.04.21, 2014) (RVS 15.04.21, 2014) Brückenausrüstung – Brückengeländer: Neben Anforderungen an die Ausbildung und Dimensionierung der Geländer ist in dieser RVS auch die Befestigung des Brückengeländers geregelt (vgl. Abbildung 2). Die Befestigung erfolgt in der Regel durch Fußplatten und Dübel, welche für die Einleitung der horizontalen und vertikalen Belastung in den Randbalken zu bemessen sind. Die genauen Lasten die für die Bemessung von Geländern anzuordnen sind befinden sich in Kapitel 3.1.6. Unter anderem werden in (RVS 15.04.21, 2014) die erforderlichen Verbundanker in Abhängigkeit der auftretenden Windlasten und die Anforderungen an den Betonuntergrund angegeben.

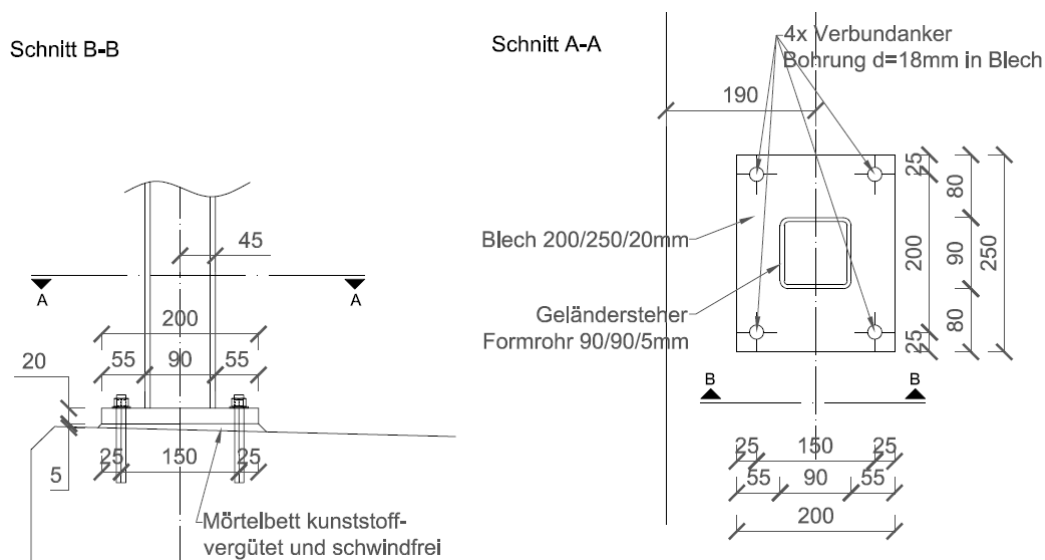


Abbildung 2: Beispiel Verankerung des Geländers im Randbalken nach Verankerungstyp I aus (RVS 15.04.21, 2014)

**RVS 15.04.71** (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, RVS 15.04.71, 2010) Es werden die Anforderungen an die Fahrzeugrückhaltesysteme aufgelistet wie z.B. Aufhaltstufe und Anprallheftigkeit. Daraus ergeben sich Anforderungen an die erforderliche Randleistenbreite, da eine Verschieblichkeit der Fahrzeugrückhaltesysteme eingeplant werden muss. Diese ist jedoch in der Einsatzfreigabe der einzelnen Systeme durch das BMVIT (Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie) geregelt. Ebenso werden in (RVS 15.04.71, 2010) die festgelegten Anpralllasten für die Bemessung der Bauteile angegeben. Die auftretenden Anpralllasten welche auf das Fahrzeugrückhaltesystem wirken, müssen über die Verankerung des Randbalkens aufgenommen und schadfrei in das Haupttragwerk eingeleitet werden. Weiterhin entstehen Lasten durch das Fahrzeug selbst (bspw. Impulsgebung durch das Aufsteigen des Fahrzeugs).

**RVS 15.04.82** (FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, RVS 15.02.82, 2016) Die (RVS 15.02.82, 2016) beinhaltet Richtlinien für die Konstruktion, Bemessung und Ausführung und Erhaltung von Lärmschutzwänden in materialtechnischer, schalltechnischer und gestalterischer Hinsicht. Sie wurde 1986 ausgegeben und 2012 zurückgezogen und wird daher nicht mehr angewandt. Auf eine detaillierte Beschreibung wird daher verzichtet.

## 2.2.2 PLANUNGSHANDBUCH DER ASFINAG

---

Auf Grundlage von verschiedenen Normen u.a. RVS, ÖVBB Richtlinien, etc. wurde von der ASFINAG ein Planungshandbuch Brücke – BAU (PlaPB-BR) für Brücken erarbeitet (ASFINAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014). Hierbei handelt es sich um ein umfassendes Regelwerk für die Planung und Ausschreibung von Straßenbrückenbauvorhaben. Dieses ist bei der Planung von neuen Brücken in jedem Fall und bei Instandsetzungen und Ertüchtigungen so weit wie möglich anzuwenden. Für die Ausführung der Randbalken wird auf folgende Dokumente verwiesen: (RVS 15.04.11, 1983a), (RVS 15.04.12, 2006), (RVS 15.04.13, 1983b), RVS 15.04.61 und EN 1504-2. Zusätzlich werden folgende Anforderungen für die Randbalken definiert:

- Randbalken sollen möglichst fugenlos ausgebildet werden
  
- Um Schwinden und daraus entstehende Zwänge zu minimieren soll der Randbalken möglichst schnell nach Errichtung des Brückentragwerks hergestellt werden.
  
- In Abhängigkeit der Einwirkungen und je nachdem ob es sich um einen Neubau oder eine Instandsetzung handelt, werden Randbalken entsprechend mit dem Brückentragwerk verbunden. Für die verschiedenen Verankerungssysteme sind im Anhang des Planungshandbuches Regelpläne angeführt. Abweichend von der (RVS 15.04.11, 1983a), werden folgende Verankerungssysteme empfohlen:
  - Verankerungssystem 1: Verwendung von Dübelleisten als Standardsystem
  - Verankerungssystem 2: Einzeldübel nach (RVS 15.04.12, 2006) können alternativ und bei Instandsetzungen verwendet werden. Diese zählen zu den zugzonentauglichen Dübelverankerungen.
  - Verankerungssystem 3: Für Randbalken mit Lärmschutzwänden bis 2,5 m und Schutzeinrichtungen bis Rückhalteklasse H3 nach (RVS 15.04.12, 2006) werden Tragbleche als Verankerung verwendet.
  
- Leerrohre für Kabelführungen und sonstige Versorgungsleitungen sollen nicht in Randbalken verlegt werden sondern entweder in den Hohlkästen der Brücken oder abgehängt unter der Brücke. Diese Forderung steht im Kontrast zu den Festlegungen in (RVS 15.04.11, 1983a).
  
- Auf Randsteine als Schramborde ist in jedem Fall zu verzichten. Auch diese Festlegung ist gegenteilig zur (RVS 15.04.11, 1983a). Dafür soll an den Fahrbahnrändern ein kunstharzgebundener Filterbetonstreifen 50/3 cm eingebracht werden.
  
- Optional können Randbalken an den Enden durch Bordsteine verlängert werden bspw. als Anfahrschutz für Schneepflüge. Die vorgesehene Mindestlänge beträgt 1,00 m.
  
- Randbalken sollen in der Regel hydrophobiert werden (Klasse I gem. EN1504-2). Dieser Arbeitsschritt ist vor der Montage der Brückenausrüstung und nach dem Asphaltieren der Fahrbahn auszuführen. Dies dient dem Schutz der Oberfläche vor Tausalz, da sich die Randbalken im Spritzwasserbereich befinden.

- Randbalken sind in Beton auszuführen. Die zu verwendende Betonsorte ist in den Regelplänen festgelegt, vgl. Abbildung 3. Es ist vorgegeben, dass Randbalken in der Güte C25/30 RS B7 nach (ÖNORM B 4710-1, 2007) eingesetzt wird. RS steht hierbei für reduziertes Schwinden. Ein B7-Beton stellt folgende Forderungen: XC4, XD3, XF4, XA1L, Sichtbeton SB mit einem W/B-Wert von 0,45 und einem Luftporengehalt von 4,0-8,0%. Die Betongüte B7 wird für umweltbelastete Bauteile mit statischen und/oder dynamischen Einwirkungen im dem Taumittel direkt ausgesetzten Bereich eingesetzt.
- Es ist eine Mindestbetondeckung von 4,5 cm einzuhalten.
- Geländer sind in der Regel auf den Randbalken mit zugzonentauglichen Verbundankern aus feuerverzinktem Stahl zu befestigen, nur in Sonderfällen soll auf eine seitliche Befestigung der Geländer zurückgegriffen werden.
- Bei der Planung und Bemessung der Außenrandbalken soll die Anordnung einer 4,00 m hohen Lärmschutzwand berücksichtigt werden. Feldweg- und Wirtschaftswegbrücken sind hiervon ausgenommen, wenn nach der lärmschutztechnischen Berechnung keine Lärmschutzwand erforderlich ist. Werden Randbalken nach dem Verankerungssystem 3 ausgeführt, darf keine Lärmschutzwand höher 2,50 m nachgerüstet werden.
- Die Bewehrung muss mindestens folgende Bewehrungsmengen umfassen:
  - Längs: außen und innen  $\varnothing 12$  mm,  $a = 10$  cm
  - Quer:  $\varnothing 10$ -14 mm (in Abhängigkeit von Leiteinrichtung und Lärmschutzwand),  $a = 10,0$  cm
- Die Rissbreite aus zentrischem Zwang in Längsrichtung ist auf  $w_{\max} = 0,3$  mm zu begrenzen.

Darüber hinaus sind im Planungshandbuch der ASFiNAG (2014) eine Reihe von Regelplanungsdetails vorgegeben, die bei der Planung von Randbalken herangezogen werden müssen. Diese Details berücksichtigen diverse unterschiedliche Voraussetzungen wie z.B. Lastannahmen, erforderliche Ausrüstung und Ausführungsarten der umliegenden Bauteile.

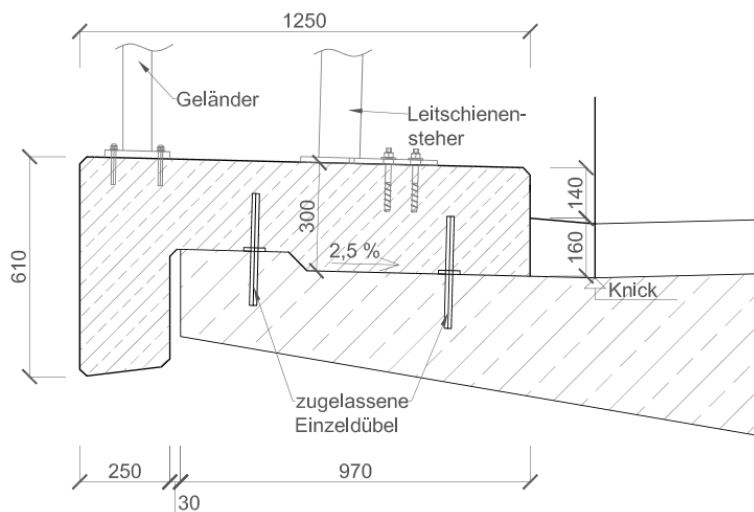


Abbildung 3: Randbalkendetail nach Planungshandbuch der ASFiNAG (2014)

## 2.2.3 PLANUNGSHANDBÜCHER DER BUNDESLÄNDER

### Steiermark

Für das Land Steiermark liegen konstruktiven Regeldetails für den Brückenbau vor (Land Steiermark Fachabteilung 18b, 2009). In diesen sind auch Regeldetails für Randbalken enthalten (vgl. Abbildung 4), die an (ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014) angelehnt sind. Folgende Unterschiede zwischen (ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014) und (Land Steiermark Fachabteilung 18b, 2009) können festgestellt werden:

- Die Montage des Geländers erfolgt seitlich am Randbalken.
- Direkter Kontakt zwischen Randbalken und Stirnseite des Brückentragwerks.
- Keine Aufkantung der Fahrbahnplatte unterhalb des Randbalkens, stattdessen wird die Oberkante der Fahrbahnplatte gerade bis zur Außenkante durchgezogen.
- Abweichungen in der Geometrie

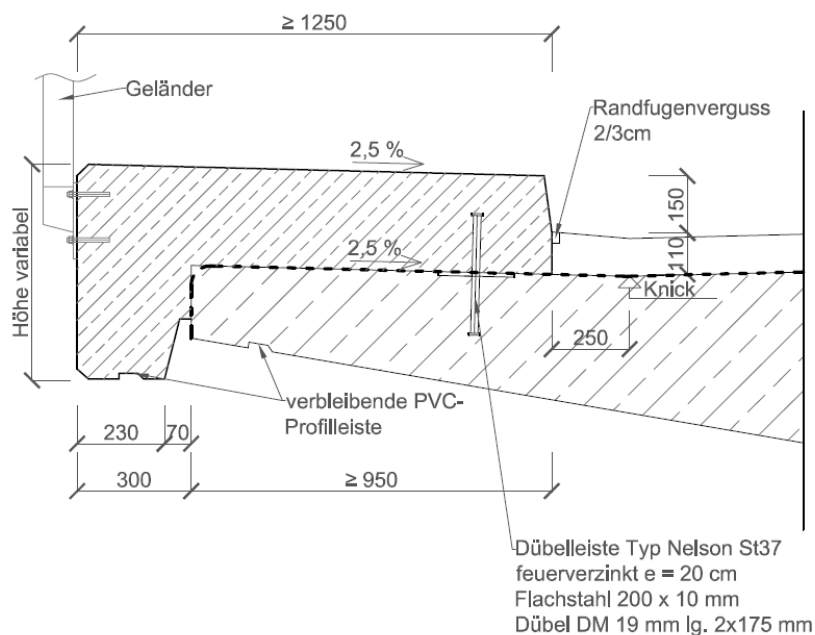


Abbildung 4: Standardausführung Randbalken nach (Land Steiermark Fachabteilung 18b, 2009)

### Kärnten

Beispielhaft wird hier noch auf die Regelpläne des Bundeslandes Kärnten (Land Kärnten, Abteilung 9 - Kompetenzzentrum Straßen und Brücken, 2013) eingegangen. Es kann festgestellt werden, dass die grundlegenden Festlegungen mit der Regelplanung der ASFiNAG übereinstimmen. Dazu gehören Betongüte, Betondeckung, Aufbringen von Hydrophobierung zum Oberflächenschutz, etc. . Unterschiede bestehen in den vorgesehenen Geometrien aber auch darin, dass keine Aufkantung bzw. Erhöhung in der Fahrbahnplatte hergestellt wird. Für die Geländer kann zwischen der Befestigung auf oder seitlich am Randbalken gewählt werden. Auf kunstharzgebundener Filterbetonstreifen wird verzichtet, dafür ist die Anordnung von einem 20 cm Kemperolband (je nach Erfordernis) vorgesehen.



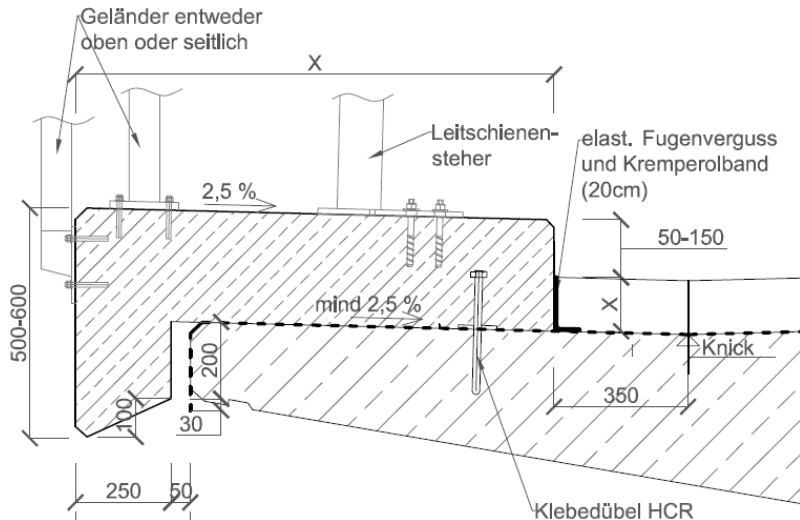


Abbildung 5: Randbalken mit Geländer und Fahrzeugrückhaltesystem nach (Land Kärnten, Abteilung 9 - Kompetenzzentrum Straßen und Brücken, 2013)

### Übrige Bundesländer

Auf eine Darstellung der Randbalkensysteme der übrigen Bundesländer wird verzichtet. Auf folgende Literaturstellen wird beispielhaft verwiesen: (Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Verkehr und Straße, 2015) und (Land Oberösterreich, Abteilung Brücken- und Tunnelbau, 2014).

### 2.2.4 REGELPLANUNG DER ÖBB INFRASTRUKTUR AG

Die Regelplanung der ÖBB sieht vor in den Randbalken von Eisenbahnbrücken immer einen Kabeltrog für die Signaltechnik zu integrieren, wie in Abbildung 6 zu erkennen. Daher weicht die Geometrie deutlich von Straßenbrücken ab. Zumeist sind darüber hinaus nur Notgehwege vorzusehen. Es ist anzumerken, dass der Einsatz von Fertigteilen für Randbalken im Bahnbau sehr verbreitet ist. (ÖBB Infrastruktur AG, 2012)

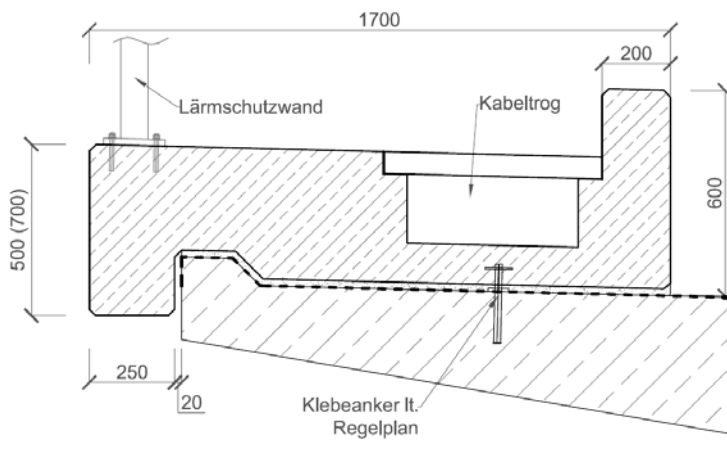


Abbildung 6: Randbalkendetail HL 3.1 nach der Regelplanung der ÖBB

## 2.3 STAND DER TECHNIK – INTERNATIONAL

Im Folgenden werden die Regelungen der Randbalkenausführungen im internationalen Raum diskutiert. Tabelle 1 zeigt den Überblick der verschiedenen Länder im Detail. Aufgrund der unterschiedlichen Regelungen und Regelungstiefe in den einzelnen Ländern ist eine Gegenüberstellung zwischen den einzelnen Ländern schwierig. Es kann festgehalten werden, dass Österreich und Deutschland in den Ausführungen ähnlich sind, während die Ausführung in der Schweiz und Schweden deutlich abweicht. Gleich ist in allen Ländern, dass Randbalken fugenlos ausgeführt werden sollen und dass die Regelungen für Randbalken in denen für die Brückenbauten enthalten sind. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Länder ist in den nachfolgenden Kapiteln dargestellt.

Tabelle 1: Gegenüberstellung Randbalkenausführung verschiedener Länder

	<b>Österreich (Planungshandbuch ASFINAG)</b>	<b>Deutschland</b>	<b>Schweiz</b>	<b>Schweden</b>
Betongüte	C25/30	C25/30	C30/37	C35/45
Expositions- klassen	XC4, XD3, XF4, XA1L	XD3, XF4	XC4, XD3, XF4	XD3, XF4
sonstige Anforderungen	RS-reduziertes Schwinden, Luftporen, Hydrophobierung	Luftporen, Verwendung von CEM-III untersagt	AAR-Beständigkeit, Chloridklasse Cl 0,10	CEM I, mäßige Wärmeentwicklung, schwach alkalisch, sulfatresistent, frostbeständige Gesteinskörnung, wasserundurchlässig
W/B-Wert	0,45	0,50	0,45	0,40
Nennmaß Betondeckung ( $c_{min}$ ) [mm]	40	40	55	55
Vorhaltemaß $\Delta c$ [mm]	5	10	mind. Größtkorn - $\emptyset$	
Bewehrung längs	außen und innen $\emptyset$ 12 mm, a = 10 cm	außen $\emptyset$ 10, a = 6,5 cm; innen $\emptyset$ 10, a = 11,5 cm	keine Angaben	maximal zulässige Rissbreite: 0,15 mm
Bewehrung quer	$\emptyset$ 10-14 mm (in Abhängigkeit von Leiteinrichtung und Lärmschutzwand), a = 10,0 cm	$\emptyset$ 10, a = 20,0 cm	keine Angaben	keine Angaben
Befestigung Einbauteile	Verbundanker	Verbundanker, vorgefertigte Ankerkonstruktionen, Betonschrauben	Verbunddübel, Befestigungssystem mit Innengewindehülsen oder Ankerbügel	Dübel
Befestigung am Brücken- überbau	Dübelleisten oder Einzeldübel	Anschlussbewehrung an den Überbauenden $\emptyset$ 14mm a=20cm	Bestandteile des Brückenüberbaus	Bestandteil des Brückenüberbaus

### 2.3.1 DEUTSCHLAND

In Deutschland gibt es von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zwei maßgebende Regelwerke für die Planung und Ausführung von Brückenbauwerken. Zum einen die Zusätzliche technische Vertragsbedingung und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-Ing), welche die Ausführungsphase, bzw. die tatsächliche Baudurchführung regelt. Zum anderen dienen die Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) als Hilfestellung in der Entwurfs- und Planungsphase. Die ZTV-Ing und RiZ-ING sind aufeinander abgestimmt und enthalten die gleichen Anforderungen an den Randbalken (bspw. die Betongüte).

Die Regelbreite von Außenkappen mit einer Schutzeinrichtung beträgt mind. 2,05 m, wobei eine Breite von Notgebahnen auf Außenkappen von mind. 75 cm einzuhalten ist. Während bei Aus- und Umbauten, sowie auf Mittelkappen 50 cm nicht unterschritten werden dürfen. Sollte keine Schutzeinrichtung vorhanden sein variiert die Nutzbreiten der Brückenrandbalken in Abhängigkeit der Schrammbordhöhen und der zugelassenen Höchstgeschwindigkeit zwischen 1,0 m und 1,25 m. Bei Wirtschaftswegbrücken beträgt die Schrammbordhöhe 20 cm und die Nutzbreite 50 cm. Unter Nutzbreite versteht man den horizontalen, lichten Abstand zwischen Schrammbordvorderkante bis Geländer. In der ZTV-Ing und den Richtzeichnungen sind folgende Anforderungen festgelegt (BASt Bundesanstalt für Straßenwesen, 2015):

- Befestigung der Brückenkappen über seitlich aus der Fahrbahnkragplatte herausstehende Anschlussbewehrung, die Höhe der Kragplatte muss daher mindestens 25 cm betragen. Bei Neubauten wird eine Mindestanschlussbewehrung vom  $\varnothing 14$ ,  $a = 20$  cm gefordert. Werden diese Forderungen nicht erfüllt, z.B. bei Bestandsbauwerken, so muss ein gesonderter statischer Nachweis nach DIN EN 1991-2, 4.7.3.3. (2) geführt werden.
- Die Befestigung von Fahrzeug-Rückhaltesystemen im Kappenbeton erfolgt über Verbundanker, vorgefertigten Ankerkonstruktionen die ggf. mit einbetoniert werden oder mit Hilfe von Betonschrauben.
- Eine Befestigung der Übergangskonstruktion an den Randbalken oder an sonstigen aufbetonierten Bauteilen ist nicht gestattet.
- Abweichend von dem DIN-Fachbericht „Beton“ muss der Kappenbeton die Expositionsklasse XF4 und XD3, eine Mindestdruckfestigkeitsklasse von C25/30 nach 28 Tagen erfüllen und der w/z-Wert maximal 0,5 betragen darf. Es ist weiterhin festgelegt, dass für Kappenbeton Zemente der Sorte CEM-III und Flugasche nicht verwendet werden dürfen.
- Die das Nennmaß der Betondeckung ( $c_{nom}$ ) beträgt außen 5,0 cm und innen 2,5 cm.
- Die zulässige Rissbreite für Stahlbetonbau mit den Expositionsklassen XC4 und XD3 und unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination beträgt  $w_{max} = 0,3$  mm nach (DIN EN 1992-1-1/NA, 2016). Bei Verkehrsflächen mit Chloridbeaufschlagung aus Tausalzen muss das Eindringen der Chloride in die Risse dauerhaft vermieden werden.
- Die Oberfläche ist mit einem Oberflächenrüttler (Rüttelbohle) abzuziehen. Die Ebenheitsanforderung gibt vor, dass die Rohbau Ist-Höhen örtlich nicht um mehr als 4 mm auf eine Messstrecke von 4,00 m schwanken dürfen.

- Der Beton soll mit einer Konsistenzklasse F2 eingebaut werden (entspricht nach (ÖNORM B 4710-1, 2007) F38 – Ausbreitmaß = 350-410mm = plastisch).
- Für die Bewehrung muss ein Betonstahl der Güte BSt 500 B verwendet werden. Für die Kappenbewehrung sind folgende Bewehrungsmengen festgelegt:
  - Längs: außen  $\varnothing 10$ ,  $a = 6,5$  cm; innen  $\varnothing 10$ ,  $a = 11,5$  cm
  - Quer:  $\varnothing 10$ ,  $a = 20,0$  cm
- Randbalken sollen fugenlos mit einer Minstdicke von 14,5 cm hergestellt werden. Arbeitsfugen sind mit durchgehender Bewehrung herzustellen. Es sind Gesims- und Tropfkanten mit 1,5/1,5 cm auszubilden. Die Schrammbordkanten sind zu brechen.
- Schutzvorrichtung sind nach den Anforderungen aus dem Einsatzfreigabeverfahren der BAST und nach der ZTV-ING zu wählen.

In Abbildung 7 ist die Regelausführung von Brückenkappen nach der (BAST Bundesanstalt für Straßenwesen, 2015) Kap 1 Blatt 1 dargestellt.

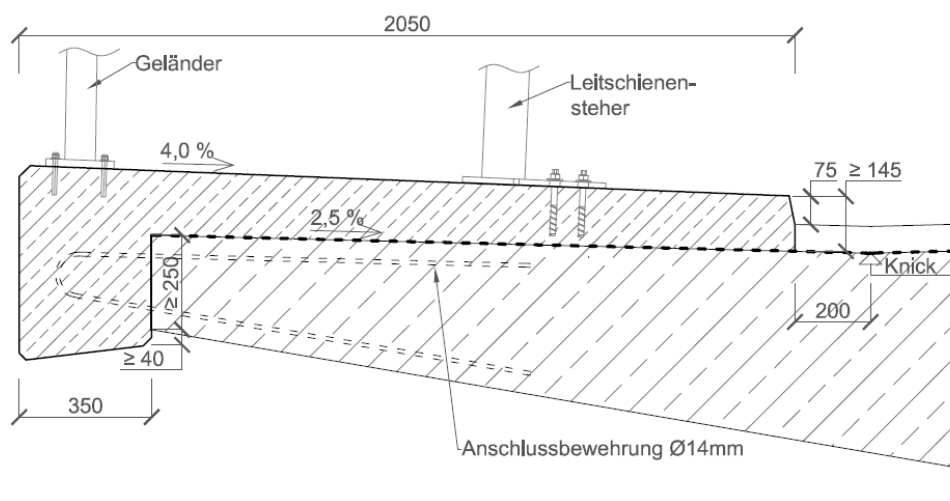


Abbildung 7: Außenkappe mit Schutzvorrichtung Regelausführung lt. RIZ Kap 1 Blatt 1 (BAST Bundesanstalt für Straßenwesen, 2015)

### 2.3.2 SCHWEIZ

In der Schweiz sind Randbalken in den Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken (Bundesamt für Strassenbau, 2008) geregelt, welche vom Bundesamt für Strassenbau heraus gegeben wird. Für Randbalken sind dort alle Vorgaben, wie Geländer, Fahrzeugrückhaltesysteme, Lastannahmen, etc. in einem Dokument zusammengefasst.

In der Schweiz wird die in Abbildung 8 und Abbildung 9 dargestellte Geometrie verwendet. Am Rand der Fahrbahnplatte werden Konsolköpfe oder Leitmauern mit Wassernasen an der Unterkante ausgebildet, je nachdem ob ein Gehweg angeordnet wird oder nicht. Der Gehweg befindet sich auf einem separaten Betonbauteil. Durch die deutlich andere Geometrie gibt es den Randbalken als eigenständiges Bauteil nicht, stattdessen ist er Teil der Fahrbahnplatte und kein separates Ausrüstungsdetail des Brückenüberbaus.

Für den Konsolkopf wird die Betonsorte G (T4) nach Tab. NA.2 + NA.3 der NE zur SN EN 206-1 verwendet, dies entspricht einer Festigkeitsklasse C30/37 XC4, XD3, XF4, mit einem Größtkorn von  $D_{max} = 32$  mm und einer Chloridklasse von Cl 0,10, Konsistenzklasse C3. Als zusätzliche Anforderungen werden ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand und AAR-Beständigkeit (Alkali-Aggregat-Reaktion) definiert. Als Anforderungen für die Mindestbewehrung gelten für Bauteile mit XC4 Anforderung erhöhte Anforderung (gem. SIA 262 Ziff. 4.4.2). Die Betondeckung beträgt, in Abhängigkeit von der Expositionsklasse XD3  $c_{min} = 55$  mm und  $c_{nom}$  muss größer als das Größtkorn der Betonsorte sein. (Bundesamt für Strassen ASTRA, 2016)

Die Normierung für Fahrzeugrückhaltesysteme, Lärmschutzwände und Geländer ist ähnlich wie in Deutschland und Österreich. Diese werden über Verbunddübel, Befestigungssysteme mit Innengewindehülsen oder Ankerbügel an den Randbalken befestigt werden. (Bundesamt für Strassenbau, 2008)

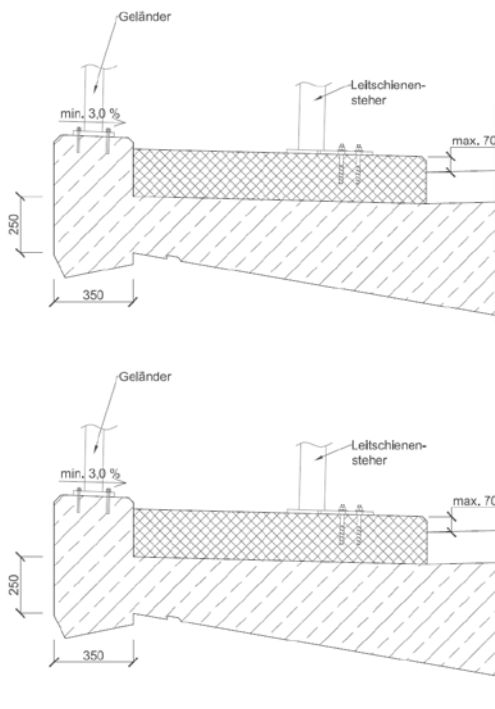


Abbildung 8: Ausführung von Brückenrandbalken mit Gehweg und Fahrzeugrückhaltesystem nach (Bundesamt für Strassenbau, 2008 S. 12)

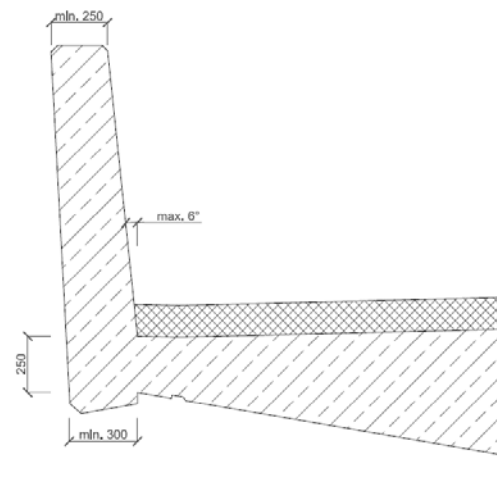


Abbildung 9: Ausführung von Brückenrandbalken ohne Gehweg mit Fahrzeugrückhaltesystem nach (Bundesamt für Strassenbau, 2008 S. 12)

### 2.3.3 SCHWEDEN

Die Trafikverkets tekniska krav Bro (TRVK Bro 11) ist ein Regelwerk welches die technischen Anforderungen zur Dimensionierung und Gestaltung von Brückenbauwerken und somit auch für Randbalken enthält und bei der Planung verwendet werden muss. Sie wird von der schwedischen Verkehrsverwaltung herausgegeben. (Trafikverket, 2011)

Die Breite und Höhe von Randbalken soll so gewählt werden, dass wenn Punktlasten auf die Fahrbahnplatte wirken eine effiziente Lastverteilung innerhalb des Brückendecks erreicht wird. Randbalken müssen jedoch nur beim Lastabtrag von Einzellasten mitwirken, nicht beim Lastabtrag von Nutzlasten wie bspw. Verkehrslasten. Diese sind allein von der Fahrbahnplatte abzutragen, da dies auch der Fall ist wenn der Randbalken ausgetauscht wird. Darüber hinaus soll der Randbalken so gestaltet werden, dass er den Einwirkungen auf das Fahrzeugrückhaltesysteme standhalten kann. (TRVK Bro 2011 D.2.2.1.2). Die Höhe und Breite des Randbalkens soll jedoch nicht größer als 400 mm sein.

In Schweden gibt es vier verschiedenen Typen von Randbalken, wobei der Randbalken, welcher in das Brückendeck integriert ist, der am häufigsten verwendete ist (vgl. Abbildung 10). Darüber hinaus gibt es vorgefertigte Randbalken, welche dann über Schrauben oder Anschlussbewehrung an den Überbau angeschlossen werden, oder Konstruktionen ohne echten Randbalken, bei welchen die Geländer direkt an die Außenseite der Überbauplatte angeschlossen werden. Vorgesehene Einbauteile, wie Geländer oder Lärmschutzwände, werden mit Dübeln am Randbalken befestigt. (Duran, 2014)

Des Weiteren ist festgelegt, dass im Allgemeinen in Schweden für Brückenbauwerke eine Betongüte von C35/45 VT, mit einem W/B-Wert  $\leq 0,40$  und frostbeständiger Gesteinskörnung zu verwenden ist. Das VT steht für vattentät und bedeutet wasserundurchlässig. Als Zement ist ein CEM I (reiner Portlandzement) vorgegeben, mit mäßiger Wärmeentwicklung, schwach alkalisch und sulfatresistent. Als minimale Expositionsklassen sind XD3 und XF4 vorgegeben (TRVK Bro 2011 D.1.3.2). Es ist eine Mindestbetondeckung von 55 mm vorgeschrieben (TRVK Bro 2011 D.1.3.3). Eine gesonderte Festlegung für die Randbalken gibt es nicht, da dieser jedoch zumeist in die Fahrbahnplatte integriert sind erhalten sie die gleiche Betongüte wie das Brückendeck. Die Rissbreite von Randbalken ist auf 0,15 mm zu begrenzen. Die Bewehrung muss dementsprechend angeordnet werden, eine spezifische Mindestbewehrung ist nicht vorgegeben. (Trafikverket, 2011)

Um Randbalken vor dem Eindringen von Chloriden und Wasser zu schützen werden sie, mit Präparaten welche ein maximales Eindringen von bis zu 5 mm zulassen, hydrophobiert. Darüber hinaus ist die Oberfläche der Randbalken nach innen geneigt, sodass Wasser von den horizontalen Flächen abfließen kann. (Trafikverket, 2011)

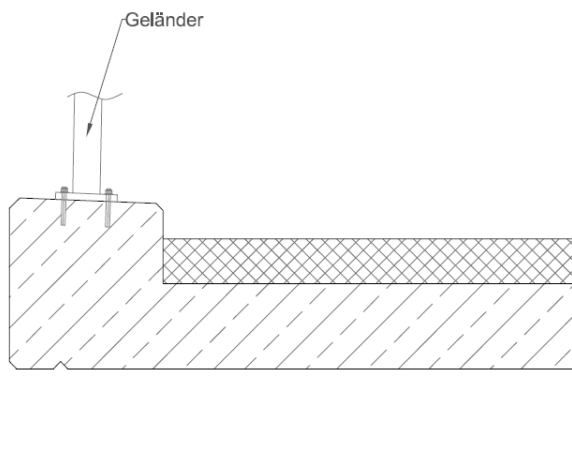


Abbildung 10: In Überbauplatte integrierter Randbalken, nach Ausführung in Schweden (Duran, 2014 S. 9)

## 2.4 HERSTELLVERFAHREN

Im Folgenden werden die derzeit gängigsten Herstellverfahren von Brückenkappen vorgestellt. Zum einen ist dies die konventionelle Randbalkenschalung über Konsolen die an den Überbau gehangen werden, welche eher für kurze bis mittlere Brückenlängen geeignet ist. Zum anderen wird für mittlere bis lange Brücken ein Kappenschalwagen verwendet.

### 2.4.1 KONVENTIONELLE RANDBALKENSCHALUNG

Bei kurzen bis mittleren Brücken (bis ca. 150 m Länge) eignet sich die Herstellung mit konventioneller Kappenschalung. Diese besteht aus leichten Konsolen die an der Unterseite des Brückenüberbaus verankert werden. Es werden Bohlen aufgelegt, um die Konsolen zu Arbeitsbühnen zu ergänzen. Diese dienen als Arbeitsraum, auf denen auch die Kappenschalung aufgestellt werden kann. Diese besteht dann aus herkömmlichen Schalträgern und -platten. Nach der Betonage der Gesimse muss die Schalung komplett abgebaut und weiter versetzt. (Peri GmbH)

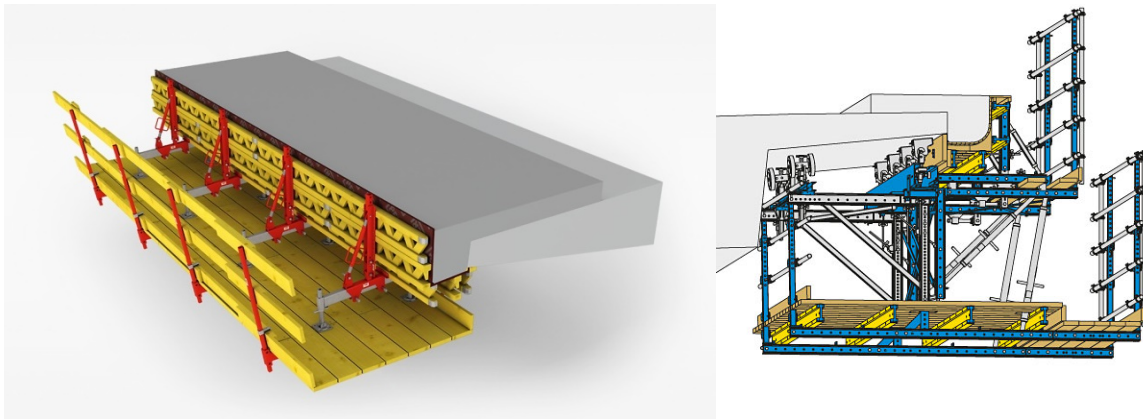


Abbildung 11: links: Kappenschalung mit Gesimskonsolen Peri Variokit (Peri GmbH) und rechts: Doka Schalwagen TU unten fahrend (Doka GmbH)

### 2.4.2 KAPPENSCHALWAGEN

Besonders bei mittleren und längeren Bauteilen mit hohen Einsatzzahlen eignet sich die Herstellung der Brückenrandbalken mit einem Kappenschalwagen. Dabei handelt es sich, wie in Abbildung 11 dargestellt, um unten oder oben fahrende Schalwagen für die Errichtung und Sanierung von Brückenrandbalken. Der Schalwagen wird durch Anker an der Brückenunterseite befestigt und über Spindelstreben schnell und passgenau eingeschalt. Nach der Betonage wird mit einer Schwenkbewegung gleichzeitig horizontal und vertikal ausgeschalt und der Schalwagen kann in den nächsten Abschnitt verfahren werden. Da es sich um ein vorgefertigtes System handelt ist ein schneller Aufbau und ein schnelles Versetzen möglich. Das System ist modular aufgebaut, wodurch eine hohe Flexibilität erreicht wird und sehr viele verschiedene Querschnitte abgebildet werden können. (Doka GmbH)

## 2.5 FERTIGTEILHERSTELLER

---

Tendenziell werden Brückenrandbalken zurzeit in Ortbeton hergestellt. Es gibt jedoch bereits vereinzelte Fertigteilssysteme bzw. Pilotprojekte auf welche im Folgenden näher eingegangen werden soll. Dies ist zuerst das Fertigteilssystem der Firma DiZWO GmbH welche Fertigteile aus normalfestem Beton herstellt und montiert. Weiterhin ist die Firma SW Umwelttechnik zu nennen. Sie haben bereits ein Pilotprojekt zu Randbalken aus hochfestem Beton entwickelt. Abschließend gibt es ein Patent von Weißfloh welches ein Halbfertigteil für einen Randbalken ist, über den Einsatz dieser Konstruktion ist jedoch wenig bekannt.

### 2.5.1 DiZWO GMBH

---

Die Brückenrandbalken der Firma DiZWO GmbH werden in Elementlängen von 4,00 m geliefert und haben ein Gewicht von rund 3,5 to. Es wird ein C35/45 LP Beton verwendet. Die Befestigung erfolgt mit jeweils vier HECO-Betonschrauben M16 (Brückenklasse 30/30), System MULTI-MONTI. Sowohl die Herstellung als auch der Einbau werden von DiZWO übernommen. (DiZWO GmbH, 2016) Es ist nicht angegeben welche Norm die Fertigteile erfüllen.

### 2.5.2 SW UMWELTTECHNIK

---

In (Egarter) wird erwähnt, dass die Firma SW Umwelttechnik Österreich GmbH bereits erste Pilotanwendungen für Brückenrandbalken aus Rescon (hochfester Beton) durchgeführt hat. Weitere Informationen hierzu konnten jedoch nicht eingeholt werden.

### 2.5.3 HALBFERTIGTEIL FÜR BRÜCKENKAPPEN

---

Das Patent, Nr. DE-102 24 305 A1 „Fertigteil für Fahrbahn-, Brücken- oder Stützmauerbauten und Verfahren zu seiner Herstellung und Befestigung“ sieht ein Halbfertigteil welches an den Brückenrand seitlich angeschraubt werden kann vor (vgl. Abbildung 12). Anschließend wird es mit Bewehrung verstärkt und ausbetoniert. Vorteilhaft ist hier, dass keine gesonderte Kappenschalung benötigt wird und dass somit eine deutliche Zeitersparnis vorliegt. (Weißfloh, 2003)

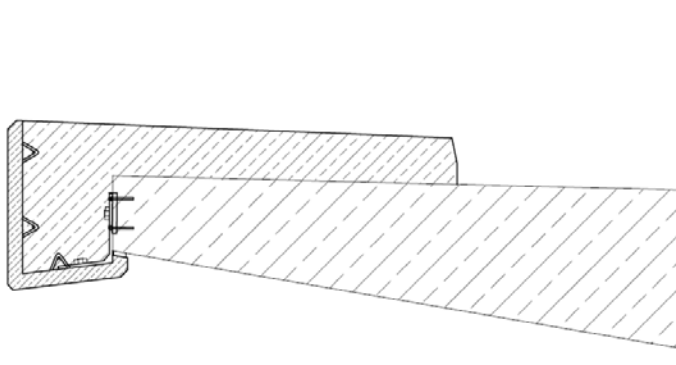


Abbildung 12: Halbfertigteil zur Erstellung von Randbalken (Weißfloh, 2003)



## 2.6 SCHADENSBILDER

Brückenrandbalken sind Verschleißbauteile und gehören durch ihre sehr exponierte Lage zu den meistbeanspruchten Bauteilen von Brücken. So wirken hier Belastungen durch den fließenden Verkehr, sowie extreme Umwelteinflüsse einschließlich starken Temperaturschwankungen. Hinzu kommt, dass durch Einbauteile wie z.B. Verankerungen von Geländern oder Schutzeinrichtungen Verformungen teilweise behindert werden, wodurch Zwangskräfte auftreten. Trotz des hohen Widerstandes von Beton führen die genannten Einwirkungen zu Veränderungen der Bausubstanz infolge Verschleiß, Last und Abwitterung, besonders die Oberfläche der Bauteile ist betroffen. Unter Verschleiß versteht man den durch mechanische Ursachen hervorgerufenen Materialverlust an der Bauteiloberfläche. Abwitterung durch Witterungseinflüsse ruft Veränderungen bei außenliegenden Bauteilen hervor, welche zunächst an der Bauteiloberfläche beginnen. Auch bei ordnungsgemäßer Planung und fachgerechter Ausführungen lassen sich die oben genannten Veränderungen der Bauteiloberfläche nicht aufhalten. Sie beeinflussen die Verkehrssicherheit, Standsicherheit und Dauerhaftigkeit von Brückenrandbalken in der Regel nicht. Verschleiß, Abwitterung und Einwirkungen aus der Last erzeugen hauptsächlich die im Folgenden beschriebenen Schäden. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 2011)

### 2.6.1 POPOUTS

Unter Popouts versteht man Betonabplatzungen, welche durch Gesteinskörner die nah an der Oberfläche liegen entstehen und die durch Wasseraufnahme und ggf. durch Frosteinwirkung zerfrieren und einen Sprengdruck entwickeln. Die entsprechenden Gesteinskörner haben keinen ausreichenden Frostwiderstand. Es entstehen trichterförmige Abplatzungen. Abhängig von der Lage und Größe der Gesteinskörnung können die Abplatzungen bis zu 15 cm im Durchmesser groß werden. Die Gesteinskörner zerfrieren zumeist in der ersten bis dritten Winterperiode unter Verkehr, danach tritt kaum weitere Schädigung auf, da die übrigen Gesteinskörner einen ausreichenden Frostwiderstand haben. (Pisarsky, et al., 2007) (Breitenbücher, et al., 2013)



Abbildung 13: Frostschaden Popout der Gesteinskörnung (Pisarsky, et al., 2007)

### 2.6.2 FEHLSTELLEN INFOLGE ORGANISCHER BESTANDTEILE

Die prozentuale Obergrenze für leichtgewichtige organische Verunreinigung in der Gesteinskörnung für Normalbeton beträgt maximal 0,5 M-%, nach DIN 1045-2. Organische Bestandteile lassen sich bei der Betonherstellung nicht gänzlich vermeiden. Sie schwimmen im beim Verdichten des Betons auf und sammeln sich ggf. an der Oberfläche des Bauteils. Im Laufe der Nutzungsdauer können Fehlstellen durch die organischen Bestandteile entstehen, da sich diese aus dem Beton herauslösen können (s. Abbildung 14). (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 2011)

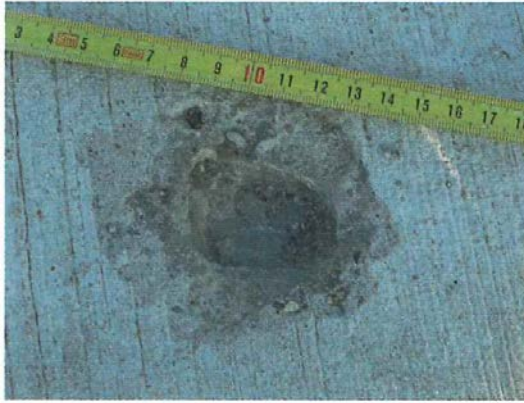


Abbildung 14: Fehlstelle infolge organischer Bestandteile (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011)

### 2.6.3 FLACHE ABPLATZUNGEN DER ZEMENT- UND MÖRTELSCHICHT ÜBER DER GESTEINSKÖRNUNG

Sollte kein ausreichender Verbund zwischen der Oberfläche der Gesteinskörnung und der darüber liegenden Zementschicht bestehen, kann dies zu flachen Abplatzungen der Zementschicht führen. Hier sind besonders Gesteine mit glatter Oberfläche zu nennen, wie z.B. Quarzgesteine. Auch der Besenstrich mit dem die Oberfläche zumeist nachbehandelt wird begünstigt Abplatzungen, da der ohnehin dünnen Zementschicht Wasser zugegeben wird, wodurch diese poröser wird und der Frost-Tausalz-Widerstand abnimmt. Durch Frost-Tausalz-Einwirkungen oder durch mechanische Einwirkungen kommt es zu den genannten Abplatzungen. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011) (Pisarsky, et al., 2007)



Abbildung 15: Abwitterung einer dünnen Zementschicht über der Gesteinskörnung (Pisarsky, et al., 2007)

### 2.6.4 FLÄCHIGE ABWITTERUNG

Besonders durch die Einwirkung aus Frost und Tausalz kann es zu Abwitterung der oberen 0,5 bis 2 mm tiefen Betonoberfläche kommen. Lokal können diese Abwitterungen auch stärker sein. Es kommt zu flächig-blättrigen oder auch zu lokal begrenzten, punktförmigen Abwitterungen. Durch die Abwitterung wird die Oberfläche der Brückenkappe rauer und es kommen teilweise einzelne Gesteinskörner zum Vorschein. Abwitterung treten zumeist in den ersten ein bis drei Winterperioden unter Verkehr auf. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011) (Pisarsky, et al., 2007) Besonders bei flächigen Abwitterungen muss geklärt werden, ob der Beton über die gesamte Dicke einen unzureichenden Frost-Tausalz-Widerstand hat (z.B. durch zu geringen Luftporengehalt oder zu hohen W/B-Wert) oder ob nur der oberflächennahe Bereich betroffen ist. Es gibt diverse Ursachen für das Auftreten von Abwitterungen zumeist sind sie auf zu hohe Porosität, ein nicht funktionierendes Luftporensystem begleitet von geringer Festigkeit zurück zu führen. Meist ist jedoch nur der oberflächennahe Bereich des Betons betroffen. In diesem Fall wurde, nach (Pisarsky, et al., 2007) vermutlich

beim Aufbringen des Besenstrichs auf den abgerüttelten Beton zu viel Wasser verwendet, es regnete bei der Betonage oder die Ursache liegt im „Bluten“ des Betons. Der Beton muss nach Einbringen und Abziehen unbedingt vor Ausdunstung ebenso wie vor Wassereintrag in die Oberfläche geschützt werden. Ansonsten kann ein zu geringer Hydratationsgrad oder eine zu geringe Reife durch Austrocknen der Betonrandzone auftreten. Sollte die gesamte Dicke betroffen sein ist mit einer kontinuierlichen Schädigung im Laufe weiterer Frost-Tau-Zyklen zu rechnen, andernfalls kommen die Schädigungen nach den ersten ein bis drei Winterperioden zum Stillstand, bzw. wenn die unzureichende Schicht abgewittert ist. (Pisarsky, et al., 2007)



Abbildung 16: Lokale Abwitterung der Kappenoberfläche (links), blättrige Abwitterung (rechts) (Pisarsky, et al., 2007)

### 2.6.5 RISSE

Temperaturschwankungen und Trocknungsschwinden sind einer der Hauptgründe für Risse in Brückenkappen. Hinzu kommt, dass Einbauteile, beispielsweise für Geländer, Lärmschutzwände und Schutzeinrichtungen, Bewegungen behindern und somit Zwänge in den Brückenkappen auftreten können. Ebenfalls können Schwingungen des Überbaus durch Verkehr zu Rissen führen. Vom (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011) wird empfohlen besonders im Anschluss an die Herstellung darauf zu achten, dass kein Verkehr Schwingungen und damit dynamische Belastungen im jungen Beton erzeugt, welche direkt zu Rissen führen können. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011), (Youn, 2016)



Abbildung 17: Risse infolge Zwangspannungen (Youn, 2016)

## 2.6.6 SCHÄDEN UNTERHALB DES RANDBALKENS

Durch das Salzen der Straßen im Winter dringt taumittelhaltiges Wasser in die Abdichtungsebene unterhalb der Randbalken. Wenn das Gefälle des Brückenüberbaus nicht richtig ausgebildet wurde, wird dieses zur Stirnseite des Brückentragwerkes transportiert. Die Stirnseite ist anders als die Fahrbahn nicht durch eine Abdichtung geschützt, daher wird der Beton durch die Wasserumflüchtigkeit hier schneller geschädigt. Wenn das Wasser von der Stirnseite weiter an die Unterseite des Kragarmes rinnt, so kann der Beton in diesem Bereich ebenfalls geschädigt werden. Insbesondere wenn keine Tropfnasen vorhanden sind. Auch wenn Tropfnasen vorhanden sind, sind diese in der Regel als erstes geschädigt, da diese recht filigran sind. Nachdem die Tropfnasen vom Frost abgesprengt wurden wird dann die restliche Unterseite des Kragarmes vom chloridhaltigen Wasser angegriffen und es können Schäden auftreten (vgl. Abbildung 18).

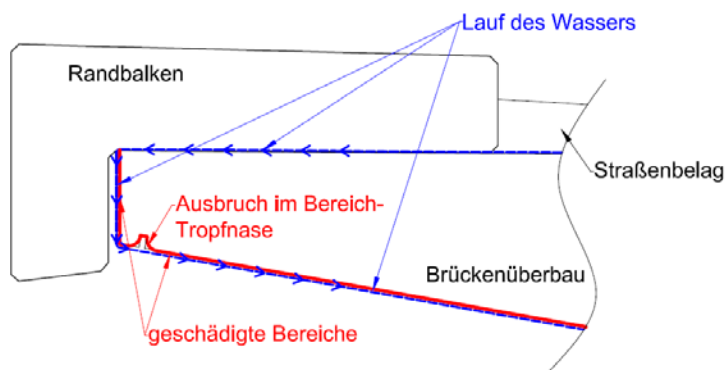


Abbildung 18: geschädigte Bereiche durch taumittelhaltiges Wasser unterhalb Randbalken



Abbildung 19: geschädigte Kragarmenden

## 3 LASTAUFSTELLUNG

---

In diesem Kapitel werden die in der Bemessung von Randbalken zu berücksichtigenden Lasten näher erläutert. Zugehörig zu dieser Erläuterung wurde eine Excel-Tabelle erstellt welche im Anhang A dargestellt ist. Diese dient dazu die aus den Lasten resultierenden Dübelkräfte schneller erfassen zu können. Es wird dabei nur auf die in Österreich angesetzten Lasten eingegangen. Die Lastansätze können in anderen Ländern, auch innerhalb der EU abweichen.

Im Folgenden wird die Belastung auf das Verankerungssystem ermittelt. Dabei handelt es sich um:

- Ständige Lasten
- Nutzlasten aus Fußgänger- und Radverkehr, sowie Dienstfahrzeuge
- Anstoß an Bord
- Anprall an das Fahrzeugrückhaltesystem
- Lasten aus der Lärmschutzwand
- Geländer
- Sonstige Lasten

### 3.1 AUFTRETENDE LASTEN

---

#### 3.1.1 STÄNDIGE LASTEN

---

Zum einen ist das Eigengewicht des Randbalkens selbst zu berücksichtigen. Zum anderen müssen die Gewichte der Ausbaulasten wie Lärmschutzwände, Fahrzeugrückhaltesystem, Geländer, etc. berücksichtigt werden. In der Excel-Datei zur Bemessung der Anker wurde nur das Eigengewicht der Lärmschutzwand berücksichtigt. Die Eigengewichte des Randbalkens und des Fahrzeugrückhaltesystems wurden vernachlässigt, da diese zum einen im Verhältnis recht gering sind und zum anderen die auftretenden Zugkräfte in den Ankern minimieren.

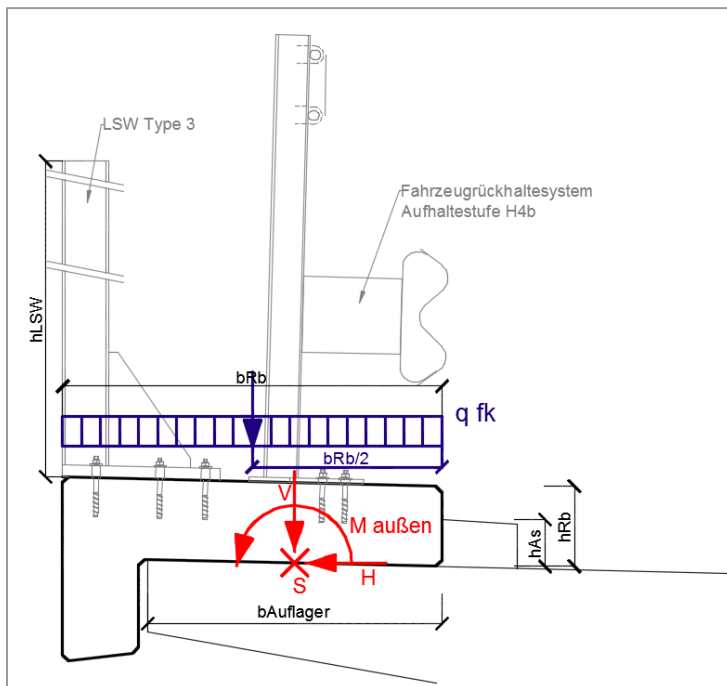


### 3.1.2 NUTZLAST AUS FUßGÄNGER- UND RADVERKEHR UND DIENSTFAHRZEUGEN

Die Nutzlasten aus Fußgänger – und Radverkehr sind in (ÖNORM EN 1991-2, 2012) Abs. 5.3.1, sowie dem nationalen Anwendungsdokument (ÖNORM B 1991-2, 2011) geregelt. Die vertikalen Nutzlasten werden in eine gleichmäßig verteilte Last  $q_{fk}$ , eine Einzellast  $Q_{fwk}$  und Lasten aus Dienstfahrzeugen  $Q_{serv}$  aufgeteilt. Wobei diese wie folgt anzunehmen sind:

- $q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Abbildung 20)
- $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$  und hat eine quadratische Aufstandsfläche mit Seitenlängen von 0,10 m. Wenn für die Brücke ein Dienstfahrzeug  $Q_{serv}$  angesetzt wird, soll  $Q_{fwk}$  nicht berücksichtigt werden

Eine horizontale Nutzlast muss nicht berücksichtigt werden. Nach (ÖNORM B 1991-2, 2011) darf für den Bereich ohne regelmäßigen Fußgänger- oder Radverkehr, z.B. Randbalken von Autobahnbrücken eine Nutzlast von  $q_{fk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  angenommen werden. Wie in Abbildung 20 erkennbar wurde in der Excel Datei die Einzellast nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass auf dem Randbalken, aufgrund der geringen Breite, kein Dienstfahrzeug fahren kann.



$h_{LSW}$  ... Höhe der Lärmschutzwand  
 $h_{Rb}$  ... Höhe Randbalken  
 $h_{As}$  ... Höhe Straßenbelag  
 $b_{Rb}$  = Breite Randbalken  
 $b_{Auflager}$  = Breite auf der der Randbalken aufliegt  
 $S$  = Schwerpunkt der Auflagerfläche  
 $V, H$  = Kräfte um den Schwerpunkt  
 $M$  = Moment um den Schwerpunkt

Abbildung 20: Auf den Randbalken wirkende Nutzlast als Flächenlast

### 3.1.3 ANSTOß AM BORD

Anpralllasten auf die Schrammborde sind in Kap. 4.7.3.2 der (ÖNORM EN 1991-2, 2012) und (ÖNORM B 1991-2, 2011) geregelt. Sie sind als Horizontallast von 100 kN, welche 5 cm unter der Schrammbordoberkante wirken anzusetzen. Diese Last wird auf 0,50 m Länge verteilt. Sie wird von den Schrammborden in die tragenden Bauteile mit einer Lastausbreitung von 45° eingeleitet. Gleichzeitig muss eine vertikale Verkehrslast von  $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$  angenommen werden, jedoch nur wenn dies zu ungünstigeren Ergebnissen führt. Für das Lastmodell 1 darf  $\alpha_{Q1} = 1,0$  und  $Q_{1k} = 300$  kN angenommen werden. In der Excel Tabelle wurde dies so adaptiert, dass die vertikalen Lasten nur angesetzt werden, wenn dies die Momente maximiert.

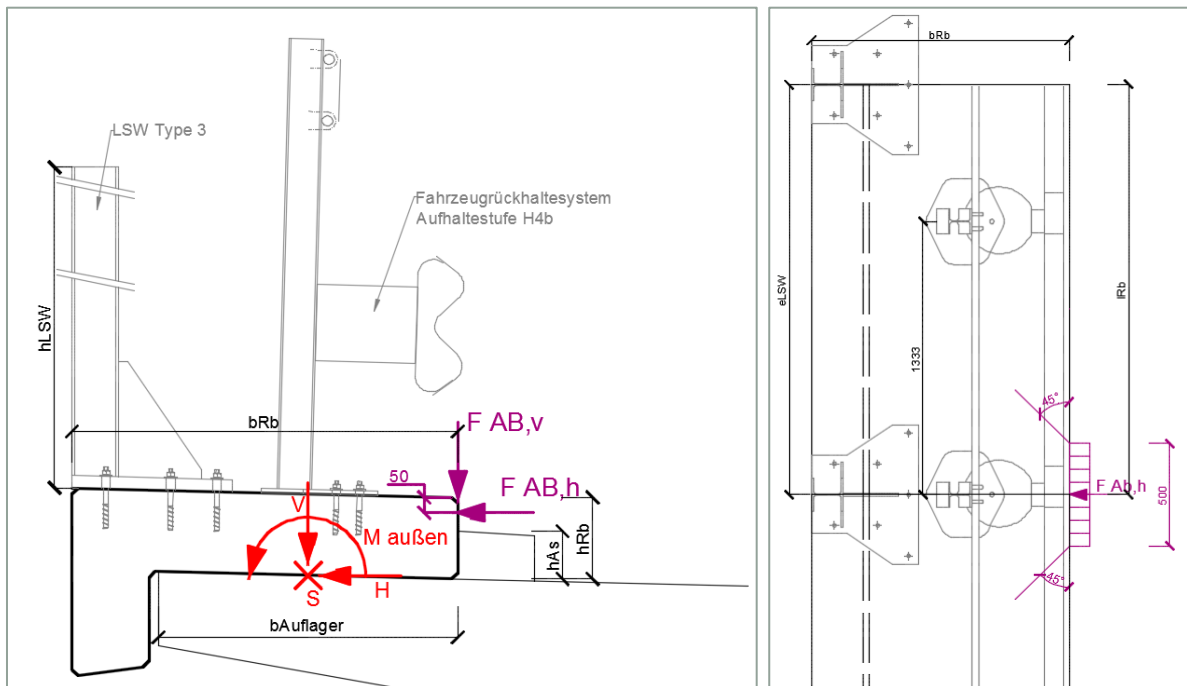


Abbildung 21: Auf den Randbalken wirkende Last aus Anstoß an Bord

### 3.1.4 ANPRALLASTEN AN FAHRZEUGRÜCKHALTESYSTEME

In Österreich werden die Anpralllasten in der (RVS 15.04.71, 2010) geregelt. vgl. Kapitel 2.2.1 Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS) ab Seite 3. Die Anpralllasten werden in Form von horizontalen Ersatzlasten, sowie Ersatzbiegemomente festgelegt und sind vom jeweiligen Rückhaltesystem abhängig.

Abbildung 22 zeigt die Adaptierung der Ersatzlasten für die Excel Datei. Es wurde für den Lastansatz von den maximalen Lasten der derzeit zugelassenen Systeme vom BMVIT ausgegangen. Diese Ersatzlasten wurden drei Mal jeweils im Abstand von 1,30 m angesetzt.

Nach (RVS 15.04.71, 2010) ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma$  für die Lasten aus dem Fahrzeugrückhaltesystem mit 1,0 anzunehmen. Es werden die Lasten aus Anprall auf das Fahrzeugrückhaltesystem und auf das Bord nicht kombiniert. Ebenso erfolgt keine Überlagerung mit sonstigen veränderlichen Einwirkungen wie z.B. Straßenverkehr.

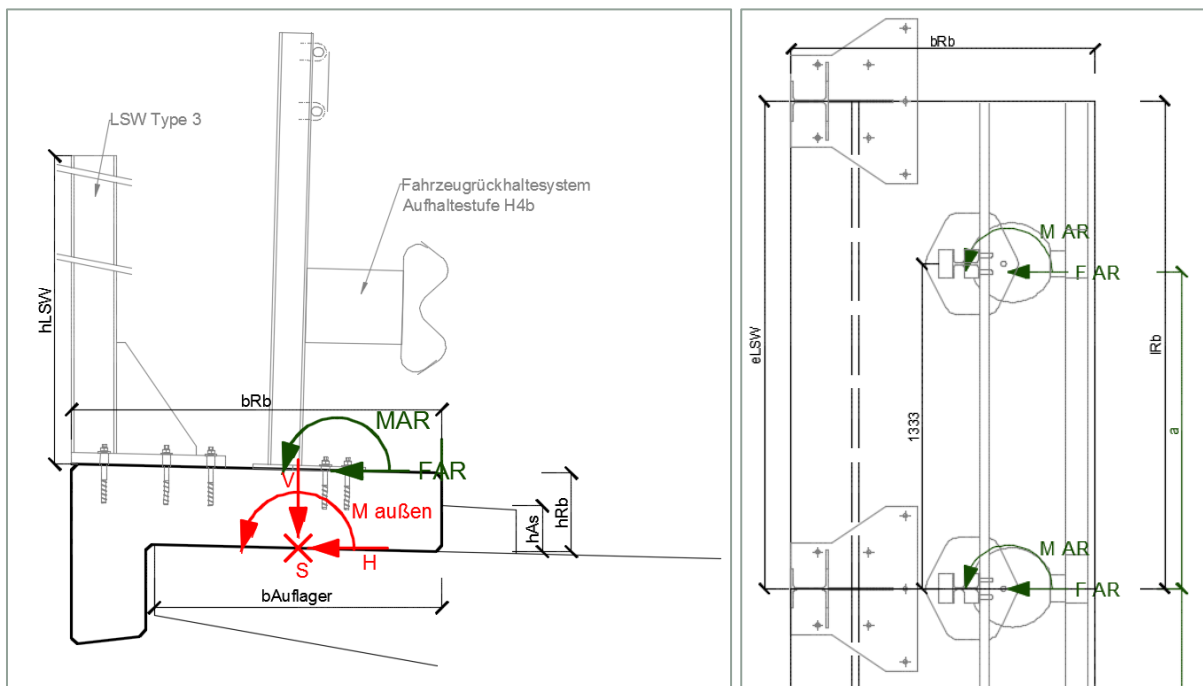


Abbildung 22: Adaptierung der Lasten aus dem Fahrzeugrückhaltesystem in der Excel Tabelle

### 3.1.5 LÄRMSCHUTZWÄNDE

Die Lasten zufolge Lärmschutzwand sind in der (RVS 15.02.33, 2013) geregelt und berücksichtigen dynamische Effekte. Sie resultieren zum einen aus dem Eigengewicht der Lärmschutzwand, zum anderen aus den Windlasten die auf die Lärmschutzwand wirken und in den Randbalken sicher eingeleitet werden müssen. Ebenso müssen dynamischen Belastungen aus Schneeräumung berücksichtigt werden.

Die Windlasten können gemäß (ÖNORM EN 1991-1-4, 2011) ermittelt werden. Die Windlasten sind abhängig vom Brückentyp, der geografische Lage, der Höhe über Geländeoberkante und der Geländeform. Ebenfalls muss berücksichtigt werden, ob Anfangs- und Endbereich der Lärmschutzwand auf der Brücke oder in der Nähe des Brückenanfangs bzw. -endes liegen.



Der Lastfall des Fahrzeuganpralls ist nur anzusetzen, wenn kein Fahrzeurückhaltesystem angeordnet wird oder wenn der Abstand zwischen Straße und Lärmschutzwand nicht ausreichend groß ist. Die Folgen der Schäden die an der Lärmschutzwand aus Fahrzeuganprall entstehen dürfen sind im Anhang B der ÖNORM EN 14388 aufgeführt.

Die dynamischen Lasten auf die Lärmschutzwand infolge Schneeräumung sind in der ÖNORM EN 1794-1 geregelt. Um den Schneeaufprall zu simulieren werden horizontale, vorübergehende Lasten senkrecht auf die Lärmschutzeinrichtung angesetzt. Es ist hierbei eine gleichmäßig verteilte Last auf eine Fläche von  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$  anzusetzen, deren Resultierende in einer Höhe von  $1,50\text{ m}$  über der Straßenoberfläche angreift. Es wird voraus gesetzt, dass die dynamischen Lasten aus Schneeräumung nicht gleichzeitig mit Windlasten auftreten. Die Lasten sind hierbei von der Schneefluggeschwindigkeit und vom Abstand zwischen Lärmschutzwand und dem Fahrbahnrand abhängig.

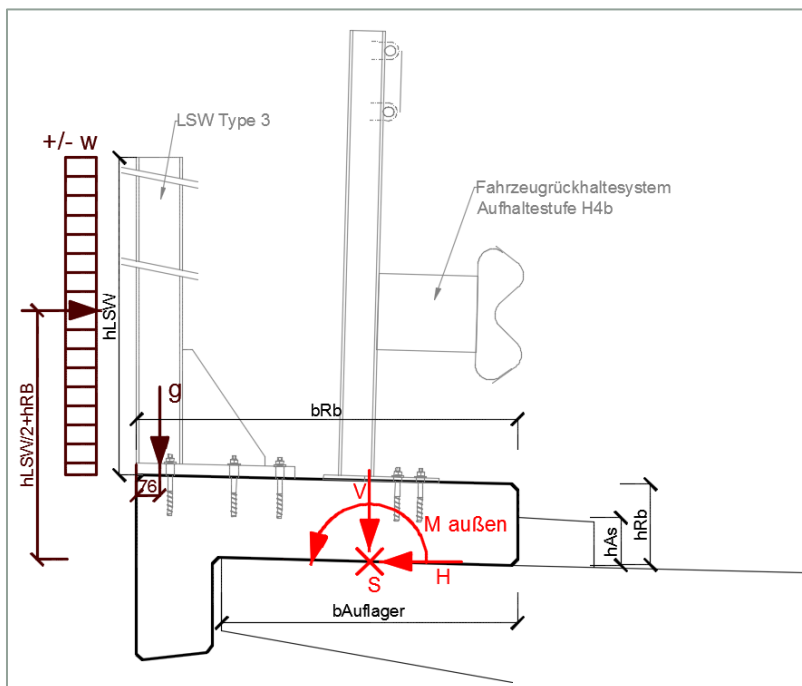


Abbildung 23: Lastansatz auf Randbalken aus Lärmschutzwand

Um einen Lastansatz bei der Bemessung des Randbalkens und seiner Befestigung zu treffen wurde eine Lärmschutzwand der höchsten Stufe nach dem (ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014) gewählt (vgl. Abbildung 23). Dies entspricht einer Lärmschutzwand Type 3 in einer Höhe von  $4,00\text{ m}$ . Die maximale Windlast auf eine Lärmschutzwand dieser Höhe beträgt somit  $w = \pm 1,80\text{ kN/m}^2$ . In dieser Last ist der dynamische Faktor aus Schneeräumung bereits enthalten und wird daher nicht gesondert betrachtet. Da bei der Lärmschutzwand von einer Durchlaufwirkung ausgegangen wird, werden die Windlasten mit dem Faktor  $1,1$  beaufschlagt .

### 3.1.6 GELÄNDER

---

Die Lasten aus Geländern sind in der (RVS 15.04.21, 2014) geregelt. Für die Bemessung sind folgende Lasten anzusetzen:

- horizontale Gleichlast  $q_{hk} = 1,00 \text{ kN/m}$  auf den Handlauf und horizontale konzentrierte Einzellasten  $Q_{hk} = 1,0 \text{ kN}$  in ungünstigster Stellung
- sollte das Geländer anstelle von senkrechten Stäben eine vollflächige Füllung zwischen den Stehern enthalten sind folgende Lasten zu berücksichtigen: Sie wirken senkrecht auf die Füllungsebene mit einer Bemessungslast von  $F_{pdn} = 1,0 \text{ kN}$ .
- Windlasten
- Schneeräumung, die Lasten aus Schnee können in der Regel vernachlässigt werden

Die maßgebenden Lastfallkombinationen sind ebenfalls in der o.g. RVS aufgeführt.

Für die Bemessung in wurde, wie bereits erwähnt, kein gesondertes Geländer angeordnet. Stattdessen wurde eine Ersatzlast auf die Lärmschutzwand angeordnet.

### 3.1.7 SONSTIGE LASTEN

---

Sämtliche in diesem Abschnitt genannten Lasten wurden nicht in der Bemessungshilfe angesetzt. Dies kann angenommen werden, da es sich fast ausschließlich um horizontale Lasten handelt, welche die Zugkräfte in den Ankern minimieren würden.

- Nutzlasten durch Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen (ÖNORM EN 1991-2 Kapitel 5.3.2.3 Dienstfahrzeug hinter der Schutzeinrichtung)
- außergewöhnliche Achslast vor der Schutzeinrichtung (ÖNORM EN 1991-2 Kapitel 4.7.3.1 )
- Windlasten / Schneelasten / Temperatur / dynamische Belastungen

### 3.2 LASTFALLKOMBINATIONEN

Die oben aufgeführten Lasten wurden nach (ÖNORM EN 1990, 2013) und dem dazugehörigen nationalen Anhang kombiniert. Folgende Lastfallkombinationen wurden verwendet:

ULS – Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 1})$$

$\gamma_{G,j}$  = Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung  $G_{k,j}$

$G_{k,j}$  = Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung  $G_j$

$\gamma_{Q,1}$  = Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $Q_{k,1}$

$Q_{k,1}$  = Charakteristischer Wert einer maßgebenden veränderlichen Einwirkung 1 (Leiteinwirkung)

$\gamma_{Q,i}$  = Teilsicherheitsbeiwert für die veränderlichen Einwirkungen  $Q_{k,i}$

$\psi_{0,i}$  = Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

$Q_{k,i}$  = Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkung  $i$  (Begleiteinwirkung)

Kombination von Einwirkungen für außergewöhnlichen Bemessungssituationen:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A + (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 2})$$

$P$  = maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

$A$  = außergewöhnliche Einwirkung

$\psi_1$  = Beiwert für häufige Werte einer veränderlichen Einwirkung

$\psi_2$  = Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkung

Für die Bemessung wurden sechs verschiedene Lastfallkombinationen aufgestellt um die Verankerung zu bemessen. Genauereres hierzu befindet sich im Anhang A.

|

## 4 FORMFINDUNG

---

Im Folgenden soll auf Grundlage der in den Kapiteln 2 und 3 erläuterten Grundlagen die optimale Form und Befestigung für den Randbalken erarbeitet werden. Dazu werden zuerst die konstruktiven Anforderungen zusammengefasst und anschließend diverse Befestigungsmöglichkeiten vorgestellt. Abschließend wird die gewählte Alternative optimiert und vordimensioniert.

### 4.1 KONSTRUKTIVE ANFORDERUNGEN

---

Ziel ist es die folgenden Anforderungen für den Randbalken zu erfüllen, um gegenüber der herkömmlichen Bauweise in Ortbeton konkurrenzfähig zu sein:

- Die Fertigteile sollen leicht zu montieren, demontieren und austauschbar sein, ohne dabei beschädigt zu werden. Dies kann zum einen im Rahmen von Brückenprüfungen erforderlich sein, zum anderen falls einzelne Teile beschädigt werden und ausgetauscht werden müssen.
- Die Randbalken sollen ein geringes Gewicht haben um leicht transportierbar zu sein.
- Es soll möglichst ohne ein Gerüst am Brückenüberbau, gearbeitet werden können. Das heißt, dass keine der Befestigungen seitlich am Überbau erfolgen sollen.
- Keine der Befestigungsmittel sollen an der Oberfläche sichtbar sein, dies schützt die Befestigungsmittel auch vor Korrosion und Vandalismus.
- Die Befestigung soll mit möglichst wenigen Dübeln erfolgen, um die Abdichtung des Brückentragwerkes so wenig wie möglich zu beschädigen.
- Die Randbalken sollen für alle Arten von Ausrüstungen, wie z.B. Lärmschutzwände und Rückhaltesysteme ausgelegt werden. Es sollen weiterhin die Standardsysteme verwendet werden können und keine Sonderausführungen erforderlich sein.

Vom Randbalken müssen sowohl die Belastungen aus dem Fahrzeugrückhaltesystem als auch der Lärmschutzwand aufgenommen werden und in das Befestigungssystem eingeleitet werden. Besonders die Verankerung dieser Systeme könnte auf Grund der angestrebten, geringen Bauteildicke problematisch sein.

Anfänglich war angedacht, dass der Randbalken im Mittel eine Dicke von etwa 5 cm hat, welche nur in Auflagerbereichen bzw. im Bereich der Befestigungsmittel, je nach Erfordernis verstärkt werden kann. Um jedoch das Rückhaltesystem befestigen zu können, muss die Dicke der Platte in den fahrbahnnahen Bereichen erhöht werden. Die üblichen erforderlichen Bohrlochtiefen für Rückhaltesysteme betragen 13-17 cm. Da hier UHPC verwendet wird, wird davon ausgegangen, dass Verankerungstiefen von 10 cm ausreichend sind.

Als Ausgangslage wird von der Geometrie des Randbalken entsprechend (ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014) ausgegangen. Für die Brückenausrüstung wird bei der Dimensionierung des Randbalkens von den jeweils größtmöglichen Beanspruchungen aus den derzeit

zugelassenen Systemen ausgegangen (vgl. Kapitel 4.3.3) welche aufgenommen und weiter geleitet werden muss. In einem späteren Schritt soll die Konstruktion auch für variable Randbalkenbreiten angepasst werden können.

Lärmschutzwandsteher haben üblicherweise einen Abstand von 2,00 m. Die Länge der Fertigteile wird auf diesen Abstand abgestimmt und es werden Verstärkungen in der Plattendicke vorgesehen, zur Verankerung der Lärmschutzwände und zur sicheren Einleitung der auftretenden Kräfte über die Befestigungskonstruktion in den Brückenüberbau.

Die Oberfläche muss witterungsbeständig sein und ist einem dauerhaften Frost-Tausalz-Wechsel ausgesetzt. Der gewählte Beton muss dieselben Anforderungen erfüllen wie der derzeit verwendete C 25/30 mit Luftporen. Auf die Anforderungen die an den Beton der Brückenkappen gestellt werden wurde bereits in Kapitel 2.2 eingegangen. In der Regel haben Kappenoberflächen eine Neigung von 3%. Dies muss bei der Mischung des Betons berücksichtigt werden. (Tue, et al., 2010)

## 4.2 ENTWURFSPROZESS

---

In einem ersten Schritt werden mögliche Befestigungsvarianten des Randbalkens im Brückenüberbau erörtert, anschließend wird die Geometrie des Randbalkens an das Befestigungssystem angepasst. Die Befestigungselemente müssen einen sicheren Lastabtrag in das Haupttragwerk der Brücke ermöglichen. Dazu gehört die Aufnahme von nach ‚innen‘ drehenden Momenten (welche Richtung Fahrbahn drehen), nach ‚außen‘ drehenden Momenten (welche von der Fahrbahn weg drehen), sowie dem Abtrag von Zug- und Druckkräften.

### 4.2.1 KLAPPKONSTRUKTION

---

Die ursprüngliche Idee der Ausführung kam von Hr. Dipl.-Ing. Kammersberger, welche auf den Fotos in Abbildung 24 dargestellt ist. Die Idee ist hierbei, dass ein Befestigungselement an den Brückenüberbau angeschraubt wird und dort der Randbalken mittels einem Klappmechanismus ein gehängt wird.

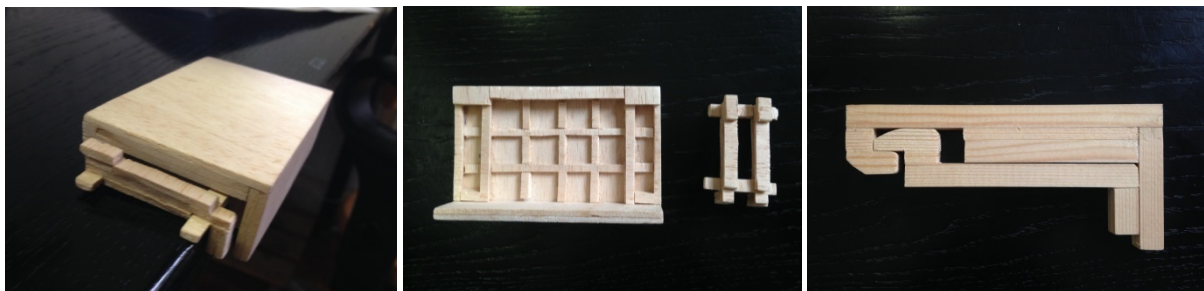


Abbildung 24: Fotos zum Modell von Hr. Dipl.-Ing. Kammersberger

**Variante A:**

Auf der Grundlage dieser Idee wurde als erstes eine Konstruktion aus hochfestem Beton entworfen (vgl. Abbildung 25). Diese Konstruktion ist dahingehend vorteilhaft, dass sie nur oben auf das Brückendeck geschraubt werden muss und keine Arbeiten seitlich an der Brücke erforderlich sind. Des Weiteren ist die Oberfläche des Randbalkens durchgängig und es sind keine Verbindungsmittel von der Oberfläche aus zu sehen. Nachteilig wirkt sich bei dieser Konstruktion aus, dass keine nach innen drehenden Momente aufgenommen werden können und zu einem Abheben des Randbalkens von der Konstruktion kommt.

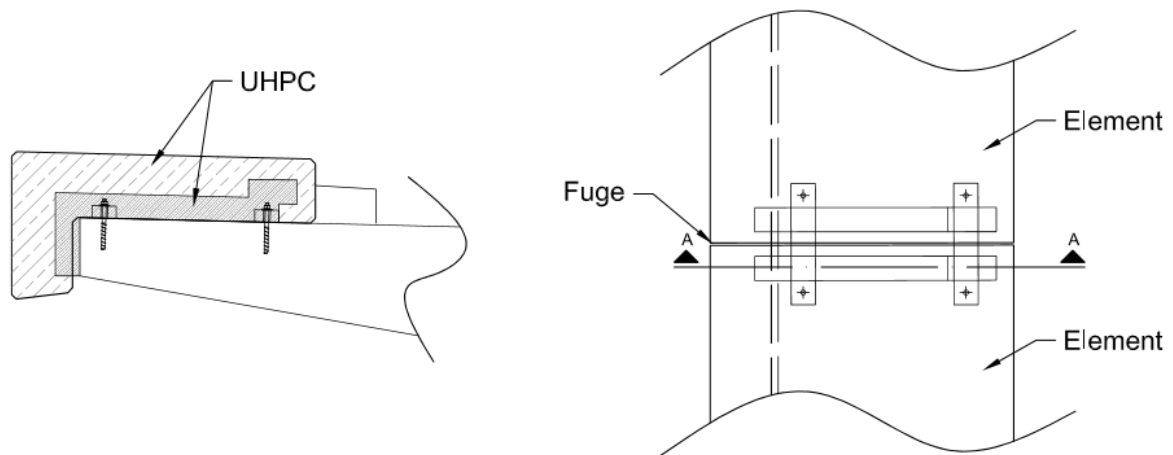


Abbildung 25: Befestigungselement aus UHPC für Randbalken mit Klappmechanismus; Schnitt A-A (links), Draufsicht (rechts)

**Variante B:**

In einem zweiten Schritt wurde die Unterkonstruktion in Stahl adaptiert (Abbildung 26). Die Vorteile sind ähnlich wie bei der Konstruktion aus hochfestem Beton, hinzu kommt ein geringeres Eigengewicht. Bei Befestigungsmitteln aus Stahl besteht jedoch Korrosionsgefahr. Diese Problematik wird dadurch verschärft, dass die Befestigungsmittel von der Oberseite nicht sichtbar sind und somit in der Nutzungsphase Schäden an den Befestigungsmitteln nicht erkannt werden können. Auch bei dieser Konstruktion kommt es zu einem Abheben des Randbalkens bei nach innen drehenden Moment.

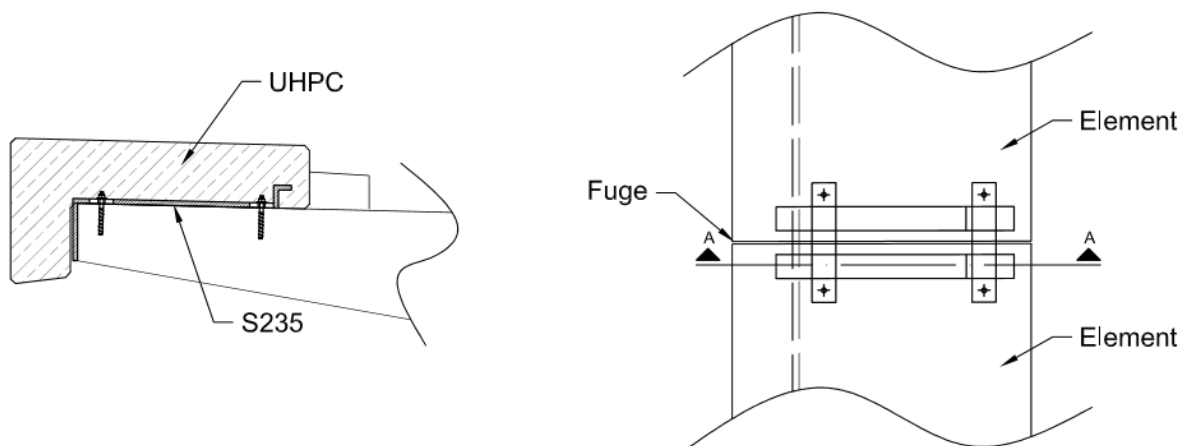


Abbildung 26: Stahlverbindung für Randbalken mit Klappmechanismus; Schnitt A-A (links), Draufsicht (rechts)

## 4.2.2 SCHIEBEKONSTRUKTION

### Schiebekonstruktion in Brückenlängsrichtung

Um das Abheben des Randbalkens zu verhindern wird im weiteren Entwurfsprozess die Idee einer Schiebekonstruktion verfolgt. Bei dieser Konstruktion werden im Befestigungselement und im Randbalken Nut und Feder aus Beton ausgebildet. Nach dem Andübeln des Befestigungselementes am Brückenüberbau wird der Randbalken aufgelegt und in Brückenlängsrichtung eingeschoben (s. Abbildung 27). Eines der Befestigungselemente ist dabei durchgehend ausgebildet, bei dem anderen erhält die Schiebeverbindung eine Rückwand, diese wirkt als Stopper. Bei dem durchgehenden Element kann am Ende der Montage ein Keil aus Kunststoff eingeschlagen werden. Dieser ermöglicht eine einfache Demontage, da er bei Bedarf einfach mit einem Hammer ‚rausgeschlagen‘ werden kann.

Der Lastabtrag in alle Richtungen ist bei dieser Konstruktion gewährleistet, auch die einfache Montage und Demontage ist positiv zu bewerten. Problematisch bei dieser Konstruktion ist jedoch, dass um ein einzelnes Teil austauschen zu können, alle davor liegenden Bauteile ebenfalls ausgetauscht werden müssen.

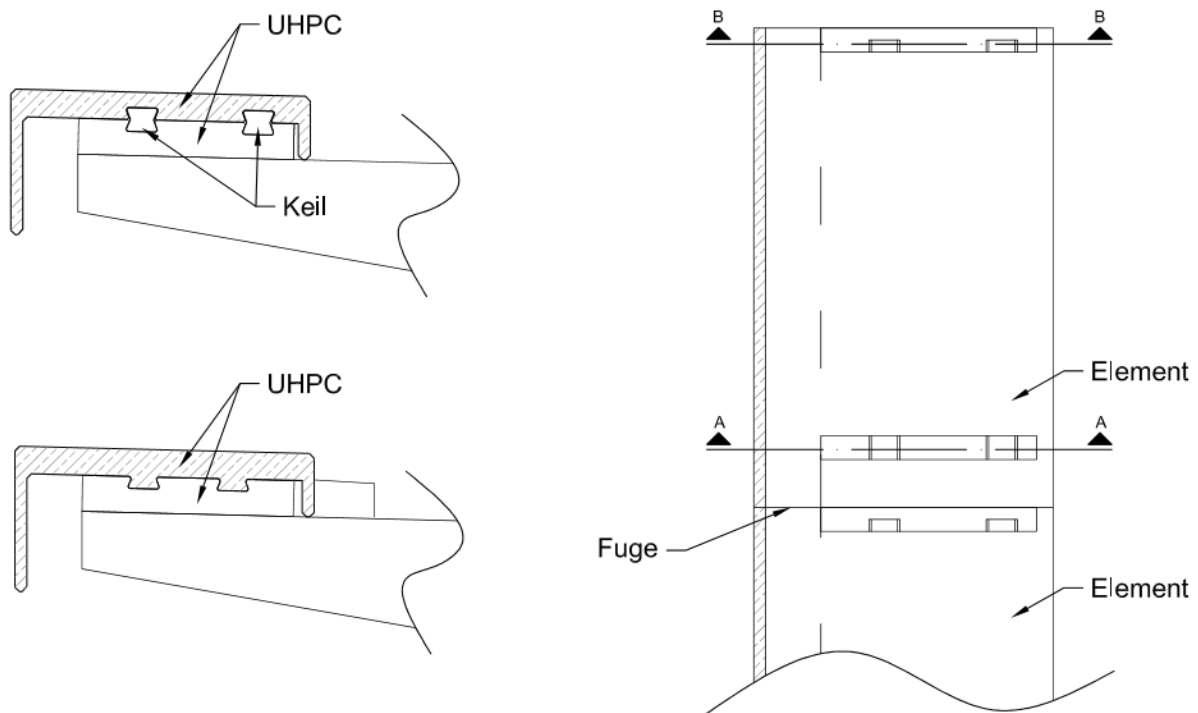


Abbildung 27: Schnitt und Draufsicht auf seitliche Schiebekonstruktion aus UHPC; Schnitt A-A (links oben), Schnitt B-B (links unten), Draufsicht (rechts)

Um die Demontierbarkeit einzelner Elemente zu gewährleisten wurde die Idee eines Passtückes aus UHPC entwickelt, welches nach fünf UHPC-Standardfertigteilen eingebaut wird. Dies ermöglicht zum einen die Anpassung an Variable Brückenlängen, zum anderen müssen im Falle von Beschädigung maximal fünf Fertigteile ausgebaut werden (vgl. Abbildung 28).



Abbildung 28: Passtück mit Klappmechanismus, Schnitt A-A (links) und Draufsicht (rechts)



### Schiebekonstruktion in Brückenquerrichtung

In diesem Fall werden die zuvor seitlichen Befestigungselemente entlang des Brückenrandes ausgerichtet und die Randbalkenfertigteile in Fahrbahnquerrichtung eingeschoben (siehe Abbildung 29). Bei dieser Konstruktion ist positiv zu bewerten, dass Teile einfach einzeln ausgebaut und ausgetauscht werden können. Die Anordnung der Befestigungselemente kann jeweils an den Rändern des Brückentragwerkes, bzw. des Randbalkens erfolgen, dadurch entsteht ein größerer Hebelarm um das Moment aufzunehmen, wodurch die Dübelkräfte reduziert werden. Nachteile ergeben sich aus dem Lastabtrag, da am fahrbahnseitigen Befestigungselement keine Zugkräfte übertragen werden können. Durch den Einbau eines Keils kann der Lastabtrag gewährleistet werden. Da die Zugänglichkeit jedoch nicht gegeben ist, müsste eine Montageöffnung an der Bordseite des Randbalkens vorgesehen werden. Die Dauerhaftigkeit und Überprüfbarkeit ist jedoch in Frage zu stellen (vgl. Abbildung 29).

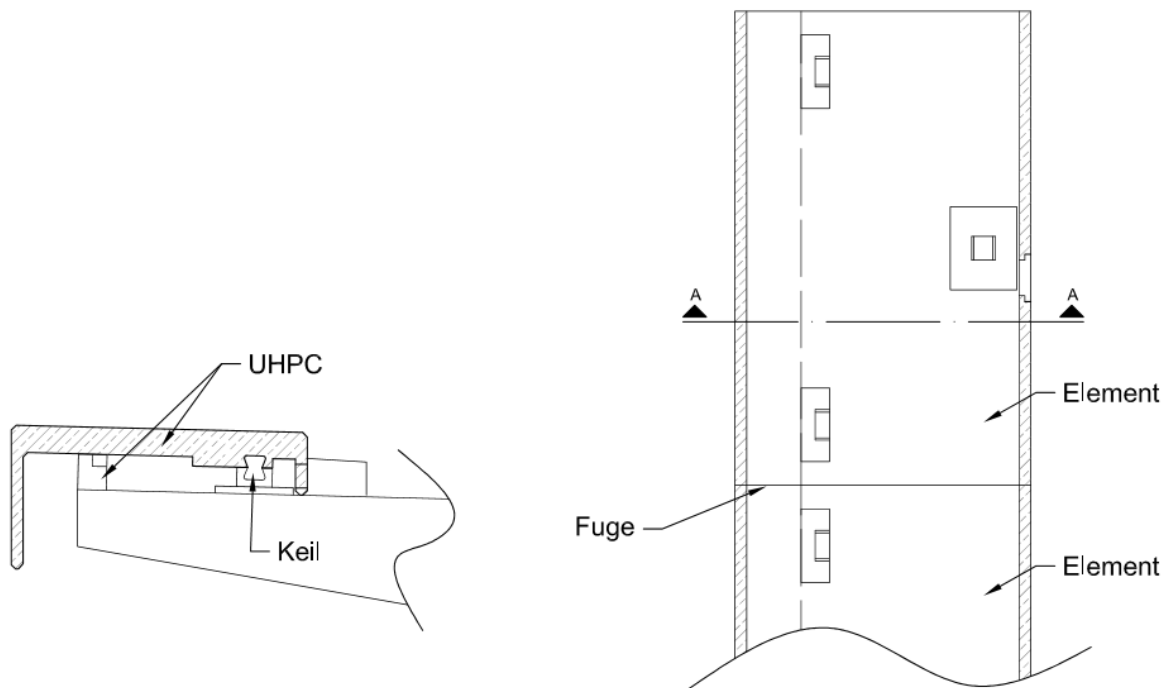


Abbildung 29: Quer ausgerichtete Schiebekonstruktion aus UHPC, Schnitt A-A (links) und Draufsicht (rechts)

## 4.3 FESTLEGUNG DER GEOMETRIE

In weiterer Folge wird die Schiebekonstruktion in Brückenquerrichtung weiter verfolgt und detailliert ausgearbeitet.

### 4.3.1 GEWÄHLTES SYSTEM

Es wurden folgende Optimierungen auf Grundlage von Kapitel 4.2 vorgenommen:

1. Die Befestigungselemente werden hintereinander angeordnet
2. Es werden immer zwei Randbalken in einem Befestigungselement verankert. Dies garantiert die Passgenauigkeit der Randbalken untereinander. Darüber hinaus werden, in Abhängigkeit von den auftretenden Kräften, weniger Dübel pro Befestigungselement benötigt.
3. Die Schwalbenschwanzverbindung wird konisch ausgebildet um die Montage zu erleichtern.
4. Der Randbalken wird am Fahrbahnrand mit einer erhöhten Dicke hergestellt um das Fahrzeugrückhaltesystems variabel montieren zu können, da die Steherabstände bei jeden Rückhaltesystem variieren.
5. Im Bereich der Verankerung wird die Randbalkendicke erhöht und in den übrigen Bereichen die Dicke 5 cm reduziert um ein möglichst geringes Eigengewicht zu erzielen.

Die optimierte Konstruktion ist in Abbildung 30 dargestellt.

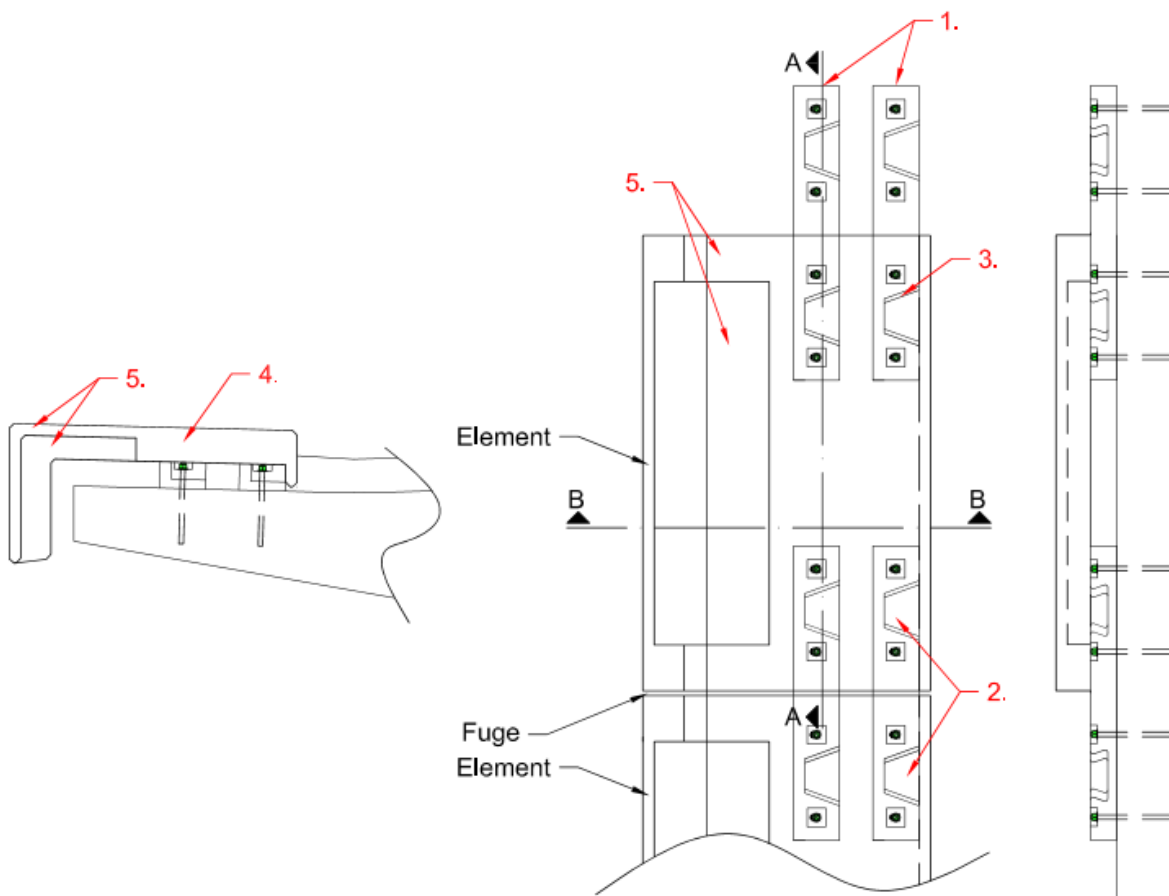


Abbildung 30: Optimierung der Konstruktion zum geraden Einschieben; Schnitt A-A (rechts), Schnitt B-B (links) und Untersicht (rechts)

### 4.3.2 OPTIMIERUNG FÜR DEN EINBAU

Die größte Schwierigkeit beim Einbau ist die Unebenheit des Brückendecks nach der Herstellung. Für den Brückenüberbau dürfen die Maße um bis zum +/- 20 mm abweichen. Da die gewählte Verbindung jedoch sehr genau und präzise ist, auch um ein Wackeln der Bauteile zu vermeiden und um Kräfte wie geplant übertragen zu können, müssen die Ungenauigkeiten aus dem Untergrund angepasst werden können. Es wurde geplant dass die Befestigungselemente genau eingemessen werden und ihre Höhe ggf. mit Unterstopfmörtel angepasst wird. Nach der Montage der Befestigungselemente muss deren Lage mittels Messgeräten (wie z.B. Nivelliergerät) geprüft und die Höhe ggf. angepasst werden.

Mit dem vorliegenden System können in Abhängigkeit von der Randbalkenbreite minimale Kurvenradien von ca. 85 m ausgebildet werden. Sollten geringe Radien erforderlich sein müssen Passtücke eingebaut werden.

Um ein Herausrutschen des Randbalkens aus der Befestigung zu vermeiden wird zwischen Randbalken und Brückendeck ein temporärer Abstandhalter vorgesehen. Dieser wird nach dem Einschieben des Randbalkens eingebaut. Einfliegen und Nisten von Vögeln soll durch Netze, welche nach der Montage zwischen Randbalken und Brückenrand gespannt werden, verhindert werden. Die erforderlichen Haken zur Erleichterung des Einhängen können schon in der Randbalkenschalung mit vorgesehen werden.

### 4.3.3 VORDIMENSIONIERUNG DER BEFESTIGUNG

Im Folgenden sollen die Befestigungen vorbemessen werden. Später wird die aufnehmbare Belastung in den Versuchen überprüft. Es wird von der oben festgelegten Geometrie ausgegangen. Die maximale Belastung auf einen Randbalken mit 1,25 m Breite eingegangen. Dies ist die minimale Randbalkenbreite, aufgrund der auftretenden Momente treten die größten Zugkräfte bei der geringsten Randbalkenbreite auf.

Die Kombination 2b, in der Aufstellung im Anhang A, welche Eigengewicht und Anprall an das Rückhaltesystem beinhaltet stellt sich als maßgebende Kombination heraus. Hierbei treten folgende Design-Lasten auf:

- Horizontale Last: 256,10 kN
- Vertikale Last: 10,12 kN
- Nach außen drehendes Moment: 212,74 kN

Diese Belastungen müssen von der Befestigung sicher aufgenommen und abgeleitet werden. Es wird davon ausgegangen, dass pro 2,0 m Randbalkenelement sechs Befestigungspunkte vorgesehen sind (nur bei 1,25 m erforderlich, üblich: vier Befestigungspunkte). In Abbildung 31 ist die grafische Darstellung im Hilti Bemessungsprogramm dargestellt. Es ist erkennbar, dass nur zwei Befestigungspunkte betrachtet werden, somit werden nur ein Drittel der ermittelten Lasten angesetzt.

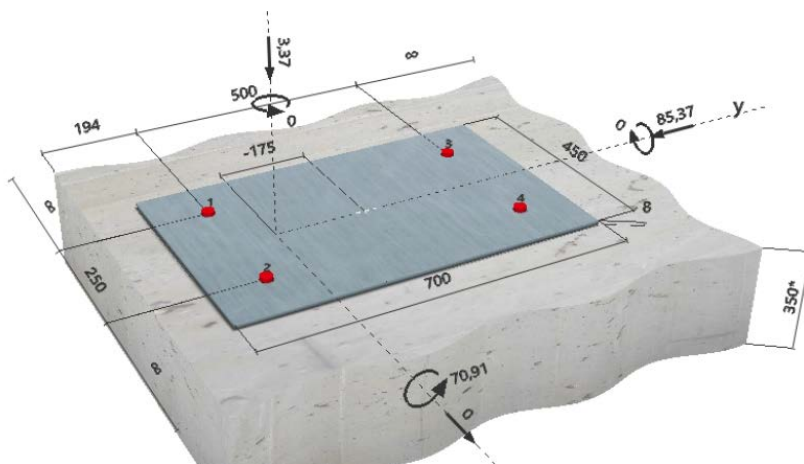


Abbildung 31: Dübelanordnung für einen 1,25m breiten Randbalken

Daraus folgt folgende maximale Zuglast auf die im Bild rechts dargestellte Dübelreihe, dies entspricht der Last welche auf eine Schwalbenschwanzverbindung wirkt:

Moment:  $M = 70,91 \text{ kNm}$

Abstand a:  $a = 0,25 + 0,175 = 0,425 \text{ m}$

Resultierende Zugkraft F:  $F = M/a = 70,91/0,425 = 166,85 \text{ kN}$

Die Befestigungen werden auf zentrischen Zug und abscheren der „Rückwände“ geprüft. Die aufgeführten Lasten sind Bemessungswerte.

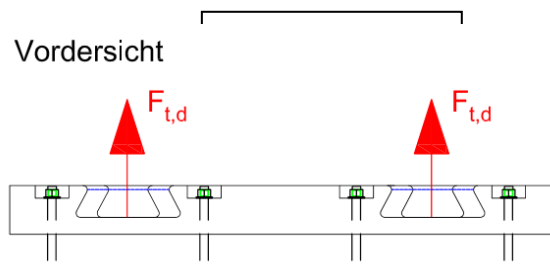
**Zentrischer Zug**

Maximale Zuglast:  $F_{t,d} = 166,85 \text{ kN} = 0,17 \text{ MN}$

Zugfestigkeit UHPC (Annahme):  $f_{ctm} = 10 \text{ MN/m}^2$

Breite Scherfuge:  $b = 9,4\text{-}19,4 \text{ cm}$

Höhe Scherfuge:  $h = 15 \text{ cm}$



Ermittlung der erforderlichen Betonfläche zur Aufnahme der auftretenden Zugkräfte:

$$F_{t,d}/f_{ctm} = 0,17/10 = 0,017 \text{ m}^2 = 170 \text{ cm}^2$$

Nach der Geometrie minimale vorhandene Betonfläche:

$$(19,4 + 9,4)/2 * 15 = 216 \text{ cm}^2$$

$$\frac{216}{170} = 1,27 > 1,0 \text{ NW erfüllt}$$

Daraus folgt eine rechnerisch Zugkraft von:

$$1,27 \cdot 170 \approx 215 \text{ kN}$$

**Abscheren**

Der Nachweis zum Abscheren der hinteren Fläche wird ebenfalls durch Gegenüberstellung der zur Verfügung stehenden Fläche geführt.

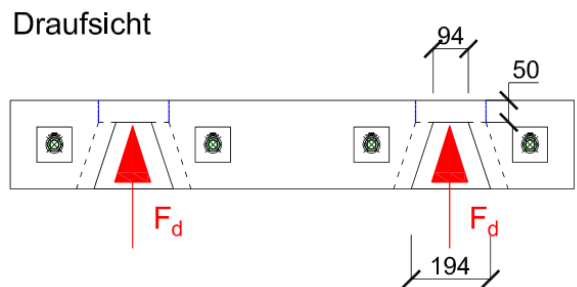
Maximale Druckkraft:  $F_d = 85,37 \text{ kN} = 0,086 \text{ MN}$

Zugfestigkeit UHPC (Annahme):  $f_{ctm} = 12 \text{ MN/m}^2$

Breite Scherfuge:  $b = 5 \text{ cm}$

Höhe Scherfuge:  $h = 11,5 \text{ cm}$

Anzahl Scherfugen:  $x = 2 \text{ Stück}$



Ermittlung der erforderlichen Betonfläche zur Aufnahme der auftretenden Schubkräfte pro Verbindung:

$$F_d/f_{ctm} = 0,086/12 = 0,0072 \text{ m}^2 = 71,7 \text{ cm}^2$$

Ermittlung der zur Verfügung stehenden Betonfläche (mit 2 Scherfugen):

$$b * h * x = 5 * 11,5 * 2 = 115 \text{ cm}^2$$

$$\frac{115}{71,7} = 1,60 > 1,0 \text{ NW erfüllt}$$

### Betonkantenbruch des Brückentragwerkes

Bei einer Berechnung der Dübel mit dem Bemessungsprogramm der Firma Hilti wird neben dem Versagen der Dübel auch das Versagen des Untergrundes geprüft. In diesem Fall wurde vom Programm immer ein Versagen des Betonuntergrundes ausgegeben, während die maximale Tragfähigkeit der Dübel noch nicht erreicht ist. Daher soll überschläglich untersucht werden, ob der vom Programm ermittelte Betonkantenbruch im vorliegenden Fall zu trifft, oder ob dieser Nachweis vernachlässigt werden kann. Es soll der minimal erforderliche Abstand der Dübel vom Brückenrand ausgerechnet werden:

Gesucht sind  $d$  (Länge der Diagonalen) und  $r_a$  (Randabstand des Dübels)

Lastausbreitwinkel:  $45^\circ$

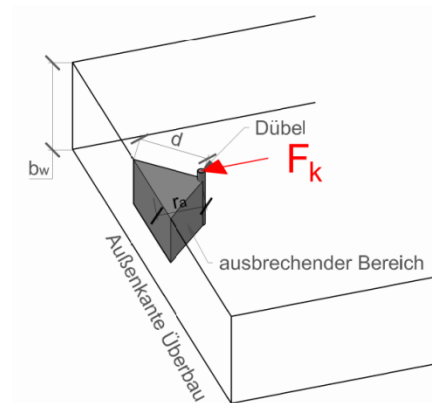
Höhe des Brückentragwerkes:  $b_w = 0,25 \text{ m}$

Annahme Betonfestigkeit: C 30/37

Zugfestigkeit UHPC (Annahme):  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$

Umrechnung auf Bauteilfestigkeit:  $0,7 * f_{ctm} = 2,00 \text{ MN/m}^2 = f_{ctk,0,05}$

Aufzunehmende Druckkraft auf einen Dübel:  $F_k = F_d / 2 = 85,37 \text{ kN} / 2 = 42,69 \approx 0,04 \text{ MN}$



$$F_d = f_{ctk,0,05} * b_w * d$$

$$0,04 = 2,0 * 0,25 * d$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

$$d = \sqrt{r_a^2 + r_a^2}$$

$$r_a = \sqrt{d^2 / 2} = 0,06 \text{ m}$$

### Berechnung Dübel mit Hilti Anchors

Für die Berechnung der Dübel wurde das Programm Hilti Anchors Version 2.7.3 verwendet. Die Ergebnisse sollen hier nur kurz zusammengefasst werden. Die vollständigen Bemessungsprotokolle befinden sich im Anhang B. Die Lastfallkombinationen wurden wie in Abbildung 32 dargestellt in das Programm eingegeben:

### 1.1 Lastkombination

Fall	Beschreibung	Kräfte [kN] / Momente [kNm]	Erdbeben	Feuer	Max. Ausnutzung [%]
1	Kombination 2	$V_x = 0,000; V_y = -33,330; N = -78,370;$ $M_x = -34,050; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	38
2	Kombination 3	$V_x = 0,000; V_y = -33,330; N = -3,370;$ $M_x = 9,490; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	38
3	Kombination 4	$V_x = 0,000; V_y = -7,920; N = -4,550;$ $M_x = 21,080; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	21
4	Kombination 5	$V_x = 0,000; V_y = 7,920; N = -4,550;$ $M_x = -14,800; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	19
5	<b>Kombination 2b</b>	<b><math>V_x = 0,000; V_y = -85,370; N = -3,370;</math></b> <b><math>M_x = 70,910; M_y = 0,000; M_z = 0,000</math></b>	<b>nein</b>	<b>nein</b>	<b>140</b>

Abbildung 32: Lastfallkombinationen zur Bemessung der Dübel

Dies entspricht jeweils der Hälfte der Lasten die pro Randbalkenelement ermittelt wurden, da nur eine Seite der Befestigung eingegeben wurde. Kombination 1 wurde nicht eingegeben, da die resultierende Last eine Druckkraft entspricht und es somit zu keiner Zugbeanspruchung der Dübel kommt.

Es wurden von folgendem Dübeltyp und –größe ausgegangen: Hilti HIT-RE 500 V3 + HIT-V (5.8) M24

Hier die Ergebnisse aus der Bemessung durch das Hilti Programm:

### 3 Zugbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.2)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_N$ [%]	Status
Stahlversagen*	62,271	117,667	53	OK
Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonausbr.**	124,541	177,482	71	OK
Betonversagen**	124,541	208,327	60	OK
Spaltversagen**	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.

\* ungünstigster Dübel \*\*Dübelgruppe (Dübel unter Zug)

### 4 Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.3)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_V$ [%]	Status
Stahlversagen ohne Hebelarm*	21,343	70,600	31	OK
Stahlversagen mit Hebelarm*	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**	85,370	446,080	20	OK
Betonkantenbruch, Richtung y-**	85,370	87,920	98	OK

\* ungünstigster Dübel \*\*Dübelgruppe (relevante Dübel)

Abbildung 33: Einwirkung, Tragfähigkeit und Ausnutzung der Dübel aus Zug- und Querbeanspruchung

Der Nachweis für Betonkantenbruch wird zwar knapp erfüllt, der kombinierte Nachweis Zug und Querbeanspruchung jedoch nicht. Da es sich beim Hilti Anchors Programm nicht um ein Randbalkenspezifisches Programm handelt wird dieser Nachweis vernachlässigt, da er oben von Hand geführt und erfüllt wurde.

Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung:

$$\frac{\beta_N + \beta_V}{1,2} \leq 1,0$$

$$\frac{0,71 + 0,31}{1,2} = 0,85 \leq 1,0 \text{ NW erfüllt}$$

für Hilti HIT – RE 500 V3 + HIT – V (5.8) M24

## 5 BEGLEITVERSUCHE

Um das Tragverhalten der angedachten Schwalbenschwanz-Verbindung zwischen Randbalken und Befestigungselement zu untersuchen und um zu prüfen ob die in Kapitel 3.1 ermittelten Kräfte auch übertragen werden können, wurden an Probekörpern Zug-, Druck- und Schubversuche durchgeführt. Es wurde auch mögliche Ausführungsarten der Oberfläche getestet um eine ähnliche Beschaffenheit und Rauigkeit wie mit einem derzeit gängigen Besenstrich zu erreichen.

### 5.1 ULTRAHOCHLEISTUNGSBETON (UHPC)

Ultrahochleistungsbeton (engl. Ultra-High-Performance-Concrete, UHPC) kann aufgrund seiner hohen Gefügedichte Druckfestigkeiten aufnehmen, welche deutlich über denen für hochfesten (Normal-)Beton C 100/115 liegen (vgl. Abbildung 34). In Abhängigkeit von der Zusammensetzung und dem Herstellverfahren können Druckfestigkeiten über  $200 \text{ N/mm}^2$  aufgenommen werden. Neben dem offensichtlichen Vorteil der hohen Druckfestigkeit gibt es noch diverse weitere positive Aspekte. Er ist wesentlich dichter und somit korrosionsbeständiger, was sich ebenfalls positiv auf die Dauerhaftigkeit auswirkt. Da UHPC bisher nicht in den Normen geregelt ist müssen Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen bzw. Zustimmungen im Einzelfall eingeholt werden. Folgende drei Faktoren sind maßgeblich ausschlaggebend für die hohe Festigkeit (Schmidt, et al., 2008):

- Niedriger Wasser-Bindemittelwert ( $W/B < 0,25$ )
- Verwendung von Zementen und speziell gewählten Zusatzstoffen zur Erzielung eines möglichst dichten Korngefüges
- Einsatz von sehr wirksamen Betonzusatzmitteln für die Anpassung der Konsistenz

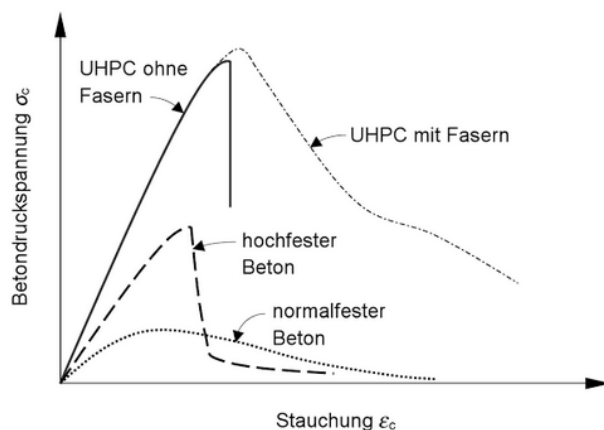


Abbildung 34: Typische Spannungs-Dehnungslinien für normal-, hoch- und ultrahochfestem Beton (Leutbecher, 2007 S. 4)

#### 5.1.1 MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN

Die Grundidee für die Herstellung von ultrahochfestem Beton besteht nach (Schneider, et al., 2001) in der Minimierung von Gefügestörungen um somit eine möglichst defektfreie Matrix zu schaffen. Als Störungen zählen beispielsweise Mikrorisse und Poren. Dies wird durch die sorgfältige Wahl der aufeinander abgestimmten Ausgangsstoffe und durch entsprechende Herstellungs- und Nachbehandlungsverfahren erreicht. Insbesondere die Partikelgröße von Bindemitteln und Zuschlagstoffen tragen zur Homogenität bei und müssen so aneinander angepasst werden, dass ein sehr dichtes Gefüge erreicht wird. Die Dauerhaftigkeit und

Tragfähigkeit des Betons steigt mit sinkendem Porenvolumen und steigender Homogenität unverkennbar an. Folgende Forderungen wirken sich positiv auf die zuvor genannten Eigenschaften des UHPC aus:

- Durch die Beseitigung von Grobzuschlägen steigt die Homogenität des Betongefüges.
- Eine entsprechende Abstimmung der Kornverteilung erhöht die Packungsdichte.
- Die Erhärtung des Betons unter Druck erhöht ebenfalls die Packungsdichte.
- Das Aufbringen von Wärme nach dem Erstarren verbessert die Mikrostruktur.
- Die Zähigkeit und Zugfestigkeit kann durch den Zusatz von Stahlfasern verbessert werden.

Im Folgenden wird sowohl auf die Druck- und Zugfestigkeit von UHPC, als auch auf mögliche Faserzusätze eingegangen.

### Druckfestigkeit

Bis zu einem Spannungsniveau von etwa 80 % der Druckfestigkeit kann ein linear elastisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten festgestellt werden. Es folgt ein explosionsartiges Versagen im Druckversuch (vgl. Abbildung 34, UHPC ohne Fasern). Dies kann durch die Zugabe von Fasern vermieden werden. (Schmidt, et al., 2008) Der E-Modul von UHPC liegt bei 45.000- 55.000 N/mm<sup>2</sup>, wobei feinkörniger UHPC eher geringere E-Moduli aufweist. (Schmidt, et al., 2008)

### Zugfestigkeit

Bei Versuchen zur einaxialen Zugfestigkeit wurden bei faserlosem, unbewehrtem UHPC Festigkeiten von 7-10 N/mm<sup>2</sup> ermittelt. UHPC versagt sehr spröde und schlagartig, wie in Abbildung 35 erkennbar ist, fällt der linke Ast sofort, stark ab.. (Schmidt, et al., 2008)

Laut (Schmidt, et al., 2008) kann die Zugfestigkeit jedoch vom Fasergehalt, Fasergeometrie und der Faserausrichtung maßgeblich positiv beeinflusst werden. Wie ebenfalls in Abbildung 35 zu sehen ist. Darauf wird im Folgenden eingegangen.

Auch das Rissverhalten wird mit der Faserzugabe maßgeblich verändert. So wird die Entstehung von Makrorissen verhindert, bzw. verzögert. (Leutbecher, 2007)

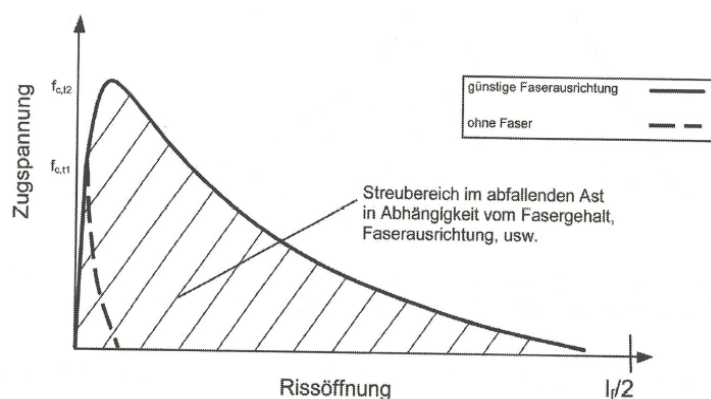


Abbildung 35: Spannungs-Rissöffnungsdiagramm bei axialem Zug (Schmidt, et al., 2008 S. 66)



**Stahlfaserzusatz** (Fehling, et al., 2014) (Schmidt, et al., 2008) (Holtschemacher, et al., 2017) (Naaman, 2003)

UHPC verhält sich linear elastisch bis etwa 80 % der Höchstlast erreicht sind. Wie zuvor beschrieben versagt er, durch die hohe Sprödigkeit des Werkstoffes, ohne ausreichende Bewehrung schlagartig. Um UHPC trotzdem einem breiten Anwendungsfeld zur Verfügung zu stellen und nicht auf spezielle Anwendungsfälle zu begrenzen, werden in der Regel Stahlfasern zugegeben. Dies verändert gewährleistet ein duktileres Nachbruchverhalten. So wird zudem eine ausreichende Resttragfähigkeit gesichert.

Der Einsatz von Stahlfasern verbessert insbesondere das Nachbruchverhalten und verbessert somit die Duktilität des ansonsten spröden Betons. Die Wirksamkeit der Faserbewehrung wird besonders durch folgende Parameter bestimmt:

- Fasergehalt
- Fasergeometrie
- Faserorientierung
- Verbundeigenschaften zwischen Faser und UHPC-Matrix
- Steifigkeit der Fasern
- Zugfestigkeit der Fasern muss deutlich höher sein als die des Betons um die Duktilität zu verbessern
- Die Querdehnzahl und der Wärmeausdehnkoeffizient der Fasern sollten der der UHPC-Matrix entsprechen.

Wie in Abbildung 35 erkennbar, unterscheidet sich der ansteigende Ast kaum von UHPC ohne Fasern. Ein deutlicher Unterschied ist jedoch am abfallenden Ast erkennbar. Der Verlauf des abfallenden Astes ist maßgeblich von den oben genannten Parametern abhängig. Es kann daher keine allgemeingültige Arbeitslinie für UHPC mit Fasern angegeben werden. (Fehling, et al., 2014)

Die Faserverteilung und -orientierung werden auch sehr stark von dem Herstellungsverfahren beeinflusst. So kann es bspw. zu Igelbildung oder einer Ausrichtung der Fasern entsprechend der Befüllmethode kommen. Der übliche Fasergehalt liegt laut (Fehling, et al., 2014) bei rund 2,5 % und führt zu einer um maximal 15 % erhöhten Zylinderdruckfestigkeit.

In dem vorliegenden Projekt ist eine erhöhte Zugfestigkeit und ein verfestigendes Verhalten des UHPC von großer Wichtigkeit. Daher wurde festgelegt, dass ein UHPFRC mit einem Fasergehalt von 3 % verwendet werden soll.

## 5.1.2 DAUERHAFTIGKEIT

Bei dem Einsatz von ultrahochfestem Beton als Randbalken stehen jedoch nicht die mechanischen Eigenschaften im Vordergrund. Durch die exponierte Lage der Randbalken auf der Brücke sind sie besonders Frost-Tau-Angriff mit bzw. ohne Taumittleinsatz ausgesetzt. Darüber hinaus müssen sie gegen Chloride und Carbonatisierung beständig sein, auch ein lösender chemischer Angriff kann auftreten. Daher ist die Dauerhaftigkeit und Beständigkeit gegen äußere Angriffe entscheidend für den Einsatz. UHPC hat ein extrem dichtes Gefüge. Daher hat UHPC, gegenüber normal- oder hochfestem Beton, eine wesentlich höhere Widerstandsfähigkeit gegen angreifende und schädigende Substanzen, die den Beton oder die Bewehrung angreifen. Der Grad der Gefügedichtigkeit ist maßgebend von der Größe und Menge der Kapillarporen abhängig, da diese hauptsächlich als Transportwege für angreifende Medien aus der Umgebung in das Betoninnere dienen. Aufgrund der geringen Porosität des UHPC und der daraus folgenden Dichtigkeit sind die Widerstände gegen klimatische und chemische Einwirkungen sehr hoch und daraus folgend eine hohe Dauerhaftigkeit. Auch durch den sehr geringen w/b-Wert, von nur etwa 0,2 hat UHPC praktisch keine Kapazitäten für Poren. (Fehling, et al., 2014) (Ludwig, 2005) (Schmidt, et al., 2008)

UHPC ist sehr geeignet für Bauteile welche direkt Taumitteln ausgesetzt sind, wie z.B. Brückendecks. Neben seiner sehr hohe Beständigkeit gegen Chloridionen ist auch seine hohe Beständigkeit gegen Frost-Tausalz Angriff, ohne zusätzlichen Luftporenbildner, ausschlaggebend. In (Fehling, et al., 2014) werden Vorschläge für die Klassifizierung von UHPC in den herkömmlichen Expositionsklassen unterbreitet. Auf Grundlage der bisherigen Forschung wird vorgeschlagen UHPC in den Expositionsklassen XC4, XF4, XD4 und XA3 zu klassifizieren. Diese Einstufung erfolgt ohne dass Luftporenbildner oder sonstige Schutzmaßnahmen getroffen werden müssen, welche normalerweise in den Expositionsklassen erforderlich sind. (Fehling, et al., 2014) Auf die genannten Eigenschaften soll im Folgenden noch genauer eingegangen werden.

### Frost-Tau- und Frost-Taumittel-Widerstand

Von (Ludwig, 2005) wurde der Frost-Tausalz-Widerstand an diversen Prüfkörpern mit dem CDF-Verfahren geprüft. Dabei wurden nach 28 Frost-Tau-Wechseln Abwitterungsmengen von 50-80 g/m<sup>2</sup> festgestellt. Demgegenüber sollten die Abwitterungsmengen für luftporenmodifizierten Normalbeton den Richtwert von 1500 g/m<sup>2</sup> nicht überschreiten. Die Abwitterungsmengen bei UHPC entsprechen etwa 3-6 % dieses Wertes. In (Fehling, et al., 2005) werden ähnliche Ergebnisse erreicht. Um auszuschließen, dass schlagartiges Versagen nach einer längeren Frost-Tausalzbeanspruchung auftritt wurden die Tests bis zu 56 Tage fortgesetzt. Auch hier ergaben sich lediglich Abwitterungsmengen von ca. 290 g/m<sup>2</sup> was immer noch deutlich unter dem Richtwert für CDF-Tests liegt.

Neben den CDF-Tests wurden auch CIF-Tests zur Bestimmung der Abwitterungsmenge und der inneren Schädigung nach Frost-Tau-Angriff durchgeführt. Nach 56, statt den sonst üblichen 28 Frost-Tauwechseln, konnte festgestellt werden, dass so gut wie keine innere Schädigung auftrat (max. E-Modul Abfall 2%, vgl. Abbildung 36). Das Abnahmekriterien für Normalbeton und 28 Frost-Tau-Wechsel liegt bei einem 25%-igem Abfall des relativen dynamischen E-Moduls. (Ludwig, 2005)

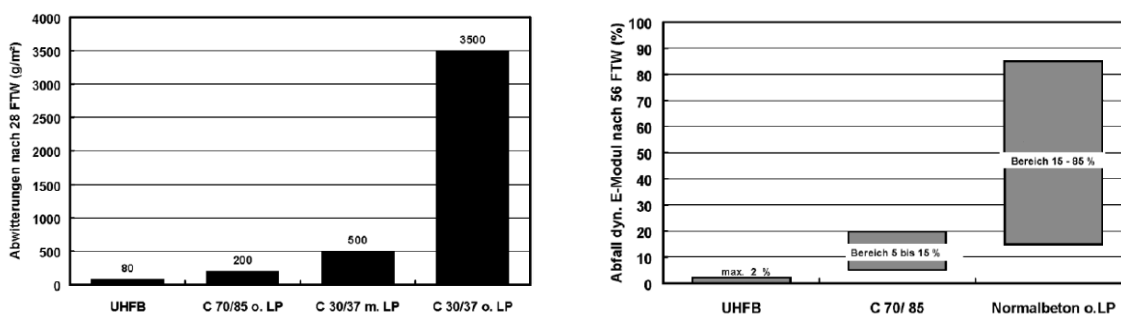


Abbildung 36: links Frost-Tausalz-Widerstand von UHPC im Vergleich zu Betonen anderer Festigkeitsklassen (Ludwig, 2005 S. 119), rechts: Frostwiderstand im CIF-Test (innere Schädigung) von UHPC im Vergleich zu Betonen anderer Festigkeiten (Ludwig, 2005 S. 119)

## Chloriddiffusion

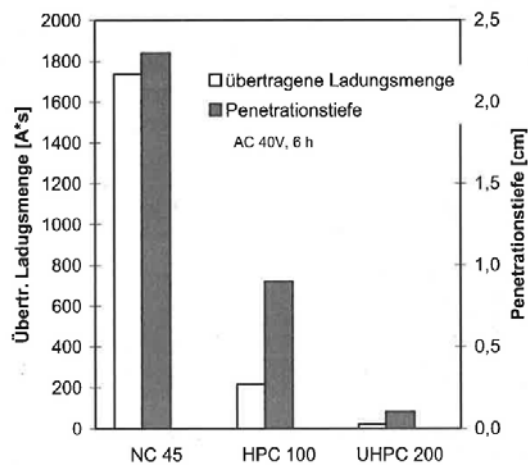


Abbildung 37: Übertragene Ladungsmenge und Eindringtiefe im Chloridwiderstandstest (Schmidt, et al., 2008 S. 82)

UHPC besitzt eine sehr hohe Gefügedichtigkeit, was sich unmittelbar auf den Chloriddiffusionswiderstand auswirkt. Gegenüber Normalbetonen ist die Diffusion von Chloridionen deutlich verlangsamt. Es wurden bei üblichen Migrationsschnelltests Chloriddiffusionskoeffizienten von 6 bis  $10 \times 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$  ermittelt. Diese sind um zwei bis drei Zehnerpotenzen günstiger als die Chloridwiderstände von Normalbeton. (Schmidt, et al., 2008) (Fehling, et al., 2005)

In Abbildung 37 ist die Chlorideindringtiefe von Normalbeton, hochfestem Beton und UHPC gegenüber gestellt. Diese betrug beim Normalbeton ca. 23 mm, beim hochfestem Beton 7 mm und beim UHPC weniger als 0,1 mm. (Schmidt, et al., 2008)

Längerfristige Versuche mit 3 %-iger NaCl-Lösung mit HPC und UHPC ergaben höhere Diffusionskoeffizienten, welche jedoch mit zunehmender Beanspruchungsdauer abnahmen. Dies ist mit der Abdichtwirkung des UHPC zu begründen. UHPC enthält in großen Mengen unhydratisierten Zementklinker, welcher bei Wasserzutritt aktiviert wird. (Müller, et al., 2011)

## Carbonatisierung

Der pH-Wert von UHPC ist geringer als der von normal- oder hochfestem Beton, was theoretisch dazu führen kann, dass Betonstahl korrodieren könnte. Dies ist darauf zurück zu führen, dass vergleichsweise wenig  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  vorliegt, da Calciumhydroxid aus dem Porenwasser mit dem hohen Anteil an Silikatstaub reagiert. Dadurch ist die Alkalität der Porenlösung verhältnismäßig gering. Wie bereits erwähnt hat UHPC jedoch eine sehr hohe Dichtigkeit, welche das Eindringen von Wasser und Kohlendioxid reduziert. Bei Versuchen wurden normal-, hochfester Beton und UHPC in einer  $\text{CO}_2$ -Kammer gelagert. Nach 56 Tagen lagen die Carbonatisierungstiefen von UHPC mit 0,010 bis 0,015 mm deutlich unter den Werten des C 70/85 (0,1 mm) und des C20/25 (3 bis 10 mm). Gegenüber dem zuvor beschriebenen Verlauf ist bei Langzeitversuchen ein überproportionaler Anstieg der Carbonatisierungstiefe zu beobachten. Dies ist kann auf Mikrorisse an der Oberfläche, bspw. im Bereich von randnahen Stahlfasern, zurück zu führen sein. Durch diese kleinen Störungen nimmt die Gefügedichte in Randnähe ab. (Müller, et al., 2011) (Ludwig, 2005) (Schmidt, et al., 2008)

## Chemischer Angriff / Lösender Angriff

Der Angriff von mineralisuren Wässern auf UHPC gegenüber normalfestem Beton wurde untersucht, insbesondere in Hinblick auf die Einflussfaktoren Nachbehandlung, Korndurchmesser, Säureart und Intensität. Es wurde festgestellt, dass UHPC wesentlich korrosionsresistenter ist als normalfester Beton. Der maximale Korndurchmesser spielt beim Korrosionswiderstand nur eine untergeordnete Rolle, während der Korrosionswiderstand nach einer Wärmebehandlung abnimmt. (Müller, et al., 2011)

## Sekundärettringitbildung (Sulfatwiderstand)

Sekundärettringitbildung tritt vor allem bei Betonen auf die zur Verbesserung ihrer Eigenschaften, wie z.B. erhöhte Endfestigkeit, frühere Nutzung Endfestigkeit, Schwindreduzierung, etc., wärmebehandelt ( $\geq 65^\circ\text{C}$ ) wurden. Es kann davon ausgegangen werden, dass beim Einsatz von HS-Zementen in UHPC keine Schädigung durch Sekundärettringitbildung auftritt, auch wenn diese bis zu  $90^\circ\text{C}$  wärmebehandelt wurden. (Ludwig, 2005)

## Alkali-Kieselsäure-Angriff (AKR)

Hochleistungsbetone enthalten einen hohen Gehalt an Zement, Silikatstaub und Quarzsand. Wenn die eingesetzten Microsilika nicht gleichmäßig im Beton verteilt sind können sie ab einer bestimmten Größe zur Keimzelle für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion werden. Wie schon zuvor erwähnt, reduziert die hohe Gefügedichtigkeit des UHPC und die innere Austrocknung, bzw. der geringe Gehalt an Porenwasser, dieses Risiko auch in diesem Fall jedoch deutlich. (Schmidt, et al., 2008)

### 5.1.3 VERWENDETE UHPC-REZEPTUR

---

Aufgrund der hohen aufzunehmenden Zugkräfte sollte ein UHPC verwendet werden, welcher Zugspannungen von bis zu  $12 \text{ N/mm}^2$  aufnehmen kann. Es wurde festgelegt, dass ein UHPC mit 3 % Faserzusatz verwendet werden soll. Hinzu kommt, dass der UHPC selbstverdichtend sein soll um den Einbau zu erleichtern. Dies setzt ein Setzfließmaß von mind. 700 mm voraus.

Da diese Betonsorte zuvor nicht an der TU Graz verwendet wurde, musste zuerst die Rezeptur entwickelt werden. Ausgangslage war ein UHPC mit einem Fasergehalt von 3 %, welcher jedoch nicht selbstverdichtend war. Dieser wurde modifiziert um die Fließfähigkeit zu erhöhen und somit die selbstverdichtenden Eigenschaften zu erhalten.

Es stellte sicher heraus, dass es bei einem solch hohen Fasergehalt zu Igelbildung der Fasern kommt, gut erkennbar auf dem ersten der unten stehenden Fotos. Ziel muss es also sein, dass eine möglichst viskose Betonkonsistenz erreicht wird. Dies ermöglicht, dass die Fasern besser vom Leim des Betons gehalten und während des Fließens ‚mitgenommen‘ werden und sich damit gleichmäßig verteilen. Es wurden diverse Faktoren verändert um den UHPC anzupassen. Dazu gehören: Erhöhung des Leimanteils, Reduzierung des Größtkorn und Wechsel der eingesetzten Fasern.

Es wurde eine Anpassung dahingehend vorgenommen, dass ein kleineres Größtkorn gewählt wurde, dadurch können sich die Fasern besser und flexibler im Beton verteilen und sind in ihrer Ausrichtung nicht durch das Größtkorn behindert. Somit ‚sperrten‘ sich die Fasern nicht gegeneinander und Igelbildung wird somit vermieden. Auf dem zweiten der unten stehenden Fotos ist erkennbar, dass die Faserverteilung leicht verbessert ist.

Anschließend wurde der Wassergehalt reduziert, wodurch der Beton weniger flüssig wurde, ersichtlich auf dem dritten Foto. Es ist zu erkennen, dass es keine Igelbildung mehr gibt, gleichzeitig reduzierte sich jedoch auch das Ausbreitmaß stark, was der selbstverdichtenden Wirkung des Betons entgegensteht. Ziel muss es weiterhin sein einen Beton mit ausreichend großem Fließvermögen herzustellen.

Das rechte Foto der Abbildung 38 zeigt das Setzfließmaß des abschließend verwendeten Betons. Für diese Mischungszusammensetzung wurde die Art der Fasern geändert. Von den ursprünglichen Fasern (13 mm Länge, 0,16 mm Durchmesser) wurde zu Fasern mit größerem Durchmesser gewechselt (12,7 mm Länge, 0,175 mm Durchmesser). Dies führte dazu, dass sich die Anzahl der Fasern bei gleichem Fasergehalt. Der verwendete Beton hat ein Setzfließmaß von ca. 750 mm.



Abbildung 38: Setzfließmaß der diversen getesteten UHPC-Rezepturen - rechts : verwendete Betonsorte

Die abschließend verwendete Betonsorte hat folgende Zusammensetzung (Zahlen gerundet):

Zement CEM I 52,5 N	860,0 kg/m <sup>3</sup>	≈	280,0 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Microsilica	160,0 kg/m <sup>3</sup>	≈	75,0 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Quarzmehl	350,0 kg/m <sup>3</sup>	≈	130,0 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Wasser	190,0 kg/m <sup>3</sup>	≈	190,0 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>

Zusatzmittel:

Fließmittel	25,0 kg/m <sup>3</sup>	≈	20,0 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Entschäumer	2,7 kg/m <sup>3</sup>	≈	1,5 dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>

**Gesamtleimvolumen: 696,5 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>**

Stahlfasern 12.7/0,175 230,0 kg/m<sup>3</sup> ≈ 30,0 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>

Quarzsand (0,1-0,4 mm) 720 kg/m<sup>3</sup> ≈ 280,0 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>

Es ergibt sich ein w/z – Wert von 0,223 und ein w/b – Wert von 0,189.



Für die Mischung des Betons für die Versuchskörper wurde mit einem Eirich Intensivmischer mit einem Fassungsvermögen von ca. 10 l gearbeitet (vgl. Abbildung 39)

Die erste Versuchsreihe auf die in Kapitel 5.3 und 5.4 wird, wurde nicht mit der endgültigen Betonsorte durchgeführt. Nach Abschluss der Versuche wurden die Versuchskörper aufgeschnitten und auf Poren- und Faserverteilung untersucht. Da deutlich mehr Luftporen als geplant im Beton erkennbar waren und sich beim Prüfen des Setzfließmaßes auch einige Igel gebildet hatten wurde beschlossen die UHPC - Rezeptur für die zweite Versuchsreihe weiter zu optimieren. Diese zweite Versuchsreihe wurde dann mit dem oben angeführten endgültigen UHPC-Rezeptur durchgeführt.

Abbildung 39: Eirich Intensivmischer im Betonlabor

## 5.1.4 BESTIMMUNG DER DRUCKFESTIGKEIT

### Versuchsreihe 1

Es wurden zwei Würfeldruckversuche durchgeführt. In Tabelle 2 sind die Würfeldruckfestigkeiten der ersten Serie dargestellt. Diese wurden nach 7 Tagen Aushärtzeit durchgeführt. In dieser Zeit wurden die Würfel unter Normklima gelagert und anschließend erfolgte die Druckprüfung nach ONR 23303. Im Mittel wurden bereits 135,20 N/mm<sup>2</sup> erreicht. Wenn davon ausgegangen wird, dass nach sieben Tagen 70 % der Festigkeit erreicht sind, lässt dies auf eine Endfestigkeit des Betons von ca. 190 N/mm<sup>2</sup> schließen.

Tabelle 2: Würfeldruckfestigkeiten der ersten Versuchsserie

Probennummer	Probenalter	Fläche [mm <sup>2</sup> ]	Kraft [kN]	Spannung [Mpa]
1	7 Tage	10155	1315,0	129,5
2	7 Tage	10150	1430,1	140,9
<b>Mittelwert</b>				<b>135,2</b>

Abbildung 40 zeigt einen der Probewürfel nach dem Druckversuch. Auch hier lässt sich das duktile Verhalten, welches der Beton durch den hohen Faseranteil erhält daran erkennen, dass der Probekörper bis auf einige Risse in seiner Form erhalten geblieben ist und äußerlich weiterhin intakt aussieht.



Abbildung 40: Probewürfel nach Ende des Druckversuches (links); Würfeldruckmessgerät (rechts)

### Versuchsreihe 2

Für die zweite Versuchsreihe wurden insgesamt sechs Probewürfel gefertigt, jeweils zwei pro Betonagetag. Die Würfel wurden wärmebehandelt, dazu wurden sie jeweils einen Tag im Wasserbad mit 90° C gelagert. Nach der langsamen Abkühlung erfolgte die restliche Lagerung unter Normklima. Die Druckprüfung wurde ebenfalls gemäß ONR 23303 durchgeführt. Die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe bestätigten erneut die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe (vgl. Tabelle 3). Im Mittel wurden Festigkeiten von 200,15 N/mm<sup>2</sup> erreicht, wie die oben stehende Aufstellung zeigt.

Tabelle 3: Würfeldruckfestigkeiten der zweiten Serie

Probennummer	Probenalter	Fläche [mm <sup>2</sup> ]	Kraft [kN]	Spannung [Mpa]
1	8 Tage	10078	2028,3	201,3
2	8 Tage	10078	2135,8	211,9
3	10 Tage	10062	1960,4	194,8
4	10 Tage	10041	2050,5	204,2
5	11 Tage	10181	1944,7	191,0
6	11 Tage	9975	1971,7	197,7
<b>Mittelwert</b>				<b>200,15</b>



## 5.2 SCHWALBENSCHWANZVERBINDUNG

### 5.2.1 HERSTELLUNG DER SCHALUNGSEINSÄTZE

Um die Schwalbenschwanzverbindung in Beton herstellen zu können wurden Schalungseinsätze aus verleimtem Birkenfurniersperrholz mit dem Roboter IRB 6660 der Firma ABB gefräst (vgl. Abbildung 41). Anschließend wurden die Formteile mit einem PU-Topcoat Durelastic der Firma Freilacke beschichtet, um das Holz beständig gegen Verformung aus Schwinden und Quellen durch das Wasser im Beton zu machen.

Da zu Beginn der Arbeit unklar war mit welchem Spiel und mit welcher Genauigkeit eine Schwalbenschwanzverbindung in Beton hergestellt werden kann, wurde festgelegt, dass zwei verschieden große Spiele getestet werden sollen:

- +/- 1,00 mm Spiel
- +/- 0,50 mm Spiel.

Es wurden drei verschiedene Schalungseinsätze gefräst:

- Das Gegenstück, welches den Schwalbenschwanz in Beton herstellt, wurde mit einem Spiel von 0,0 mm gefräst, es wurde somit viermal der exakt gleiche Schalungseinsatz hergestellt. Dies wurde geplant, da vier solcher identischer Schalungseinsätze für einen der späteren Prototypen benötigt werden.
- Die jeweiligen Gegenstücke, die Schwalbenschwänze aus Holz, wurden daher mit dem doppelten Spiel gefräst, um das fehlende Spiel im Gegenstück auszugleichen, da für die Befestigungselemente immer nur zwei Schalungseinsätze benötigt werden. Somit wurden je zwei Stück der Schwalbenschwänze 1,00 mm zu groß bzw. 2,00 mm zu groß hergestellt.

Vor dem Fräsen wurde von einer Beschichtungsdicke von 0,3 mm ausgegangen. Die Schalungseinsätze wurden dementsprechend kleiner hergestellt.

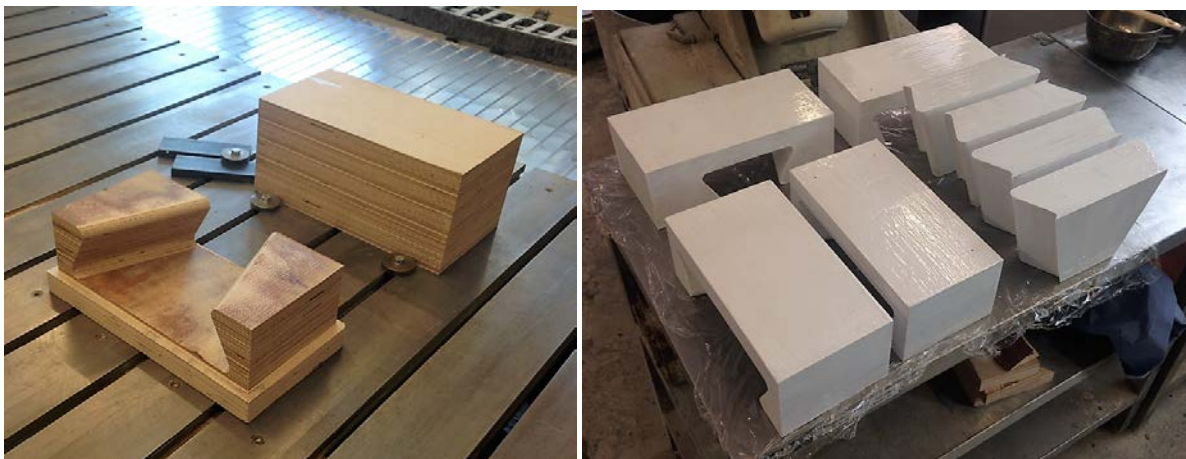


Abbildung 41: linkes Foto: links fertig gefräster Schalungseinsatz, rechts Birkenfurniersperrholzblock vor dem Fräsen; rechtes Foto: Schalungseinsätze nach dem Beschichten

### 5.2.2 GENAUIGKEITSPRÜFUNG DER SCHALUNGSEINSÄTZE

Um zu prüfen wie genau die Schalungseinsätze gefertigt werden konnten, wurden sie zum einen nach dem Fräsen und zum anderen nach dem Beschichten gescannt und die jeweiligen Scans mit der Soll-Geometrie gegenüber gestellt. Die detaillierten Ausdruckprotokolle befinden sich im Anhang C.

## Gegenstück Holz +/- 0,00 mm Spiel

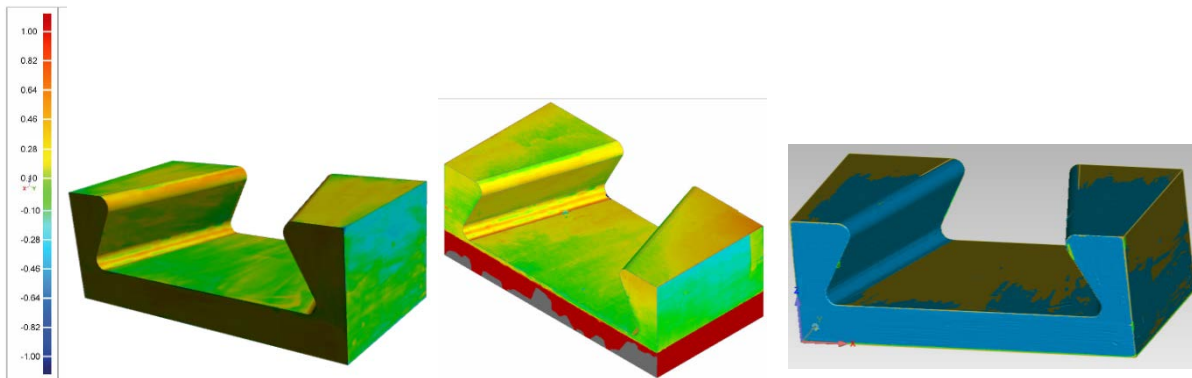


Abbildung 42: links: Genauigkeit Gegenstück nach dem Fräsen unbeschichtet, Gegenüberstellung Fräsplan mit gescanntem Fräs-Ist, Mitte: Genauigkeit Gegenstück nach dem Beschichten, Gegenüberstellung Soll-Geometrie nach Beschichten mit gescanntem Ist (Einheiten in mm), rechts: Gegenüberstellung Soll-Ist des Gegenstücks mit Beschichtung (Soll=Gold; Ist=Blau)

In Abbildung 42 ist erkennbar, dass bei weiten Teilen des Formstückes eine Genauigkeit im Bereich von +/- 0,1 mm erreicht werden konnte. Es ist erkennbar, dass auf beiden Außenseiten eine Abweichung vom Soll von - 0,28 mm vorliegt (blau gefärbt), auf der jeweiligen Innenseite tritt eine gelblich bis orangene Färbung auf mit einer Abweichung der gleichen Größe, etwa +0,28 mm. Dies deutet darauf hin, dass sich das Holz während des Fräsprozesses leicht verformt hat und dass sich die Außenwände leicht nach innen geneigt haben. Die Grüne Färbung auf weiten Bereichen des Formteils nach dem Beschichten bestätigt die Annahme der Schichtdicke von ca. 0,3 mm und wird nur lokal um mehr als +/- 0,1 mm überschritten. In Abbildung 42 (rechts) wird deutlich, an welchen Stellen die Beschichtung zu dick aufgetragen wurde und wieviel sie vom Soll abweicht. Die leichte Neigung der Außenseiten die bereits nach dem Fräsen erkannt werden konnte, ist auch nach dem Beschichten weiterhin vorhanden. Des Weiteren treten gelblich/orange Verfärbungen bei den inneren Rundungen auf, was auf eine zu große Beschichtungsdicke in diesem Bereich zurück zu führen ist.

## Betonschwalbenschwanz +/- 0,00 mm Spiel

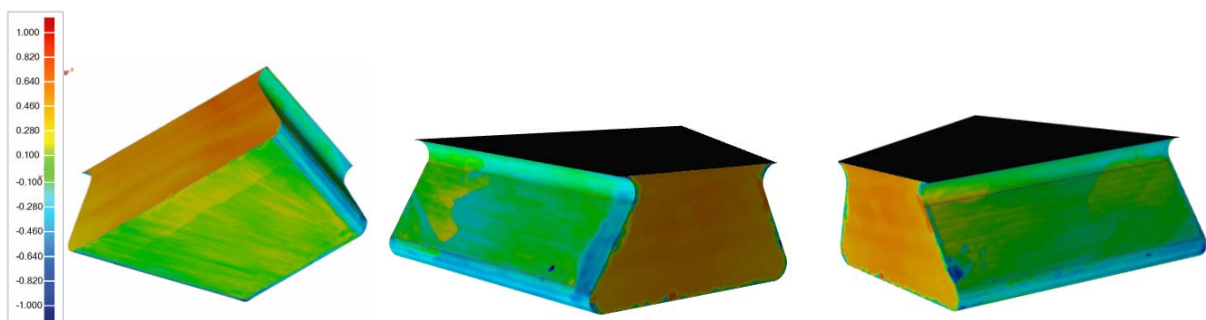


Abbildung 43: Genauigkeit Betonschwalbenschwanz aus verschiedenen Ansichten, Gegenüberstellung Soll-Geometrie nach mit gescanntem Ist (Einheiten in mm)

In Abbildung 43 ist erkennbar, dass an den Stellen wo zu viel Beschichtung aufgetragen wurde (Rundungen) eine negative Abweichung zum Soll auftritt. Die Stirn- und Rückseiten weichen vom Soll in positiver Richtung ab und sind somit größer als geplant. Dies liegt daran, dass diese Abschaltungen durch zusätzliche Schalplatten vorgenommen wurden, welche außen auf die Schalungseinsätze geschraubt wurden. Beide seitlichen Flächen sind größtenteils im grünen Bereich und haben somit eine Abweichung von weniger als +/- 0,1 mm. Es lässt sich somit feststellen, dass die seitliche Neigung der Wände des Schalungseinsatzes nach dem Fräsen nur einen geringen Einfluss auf die Betonendgeometrie haben. Ansonsten ist festzustellen, dass insbesondere die flächigen Bereiche unten und seitlich mit einer Genauigkeit von +/- 0,1 mm hergestellt wurden.



### Schwalbenschwanz Holz +2,00 mm Spiel

In Abbildung 44 (links) ist erkennbar, dass besonders auf der Vorder- und Rückseite und an den unteren Rundungen Abweichungen von +0,28 mm und größer nach dem Fräsen vorliegen. Auf Abbildung 44 (rechts) ist zu sehen, dass nach dem Beschichten die Genauigkeit von +/- 0,1 mm größtenteils eingehalten werden konnte. In Betracht, dass das Formstück eigentlich etwas zu groß hergestellt wurde (s. Vergleich nach dem Fräsen), lässt dies darauf schließen, dass die Beschichtungsdicke hier etwas geringer als 0,3 mm war. Außerdem ist erkennbar, dass im Bereich der Rundungen deutliche Abweichungen von Soll auftreten. In den oberen Bereichen sind dies eher Unterschreitungen des Solls. Bei den unteren Rundungen ist es eine Überschreitung und auf eine zu große Schichtdicke und Ungenauigkeiten beim Auftragen der Beschichtung zurück zu führen.

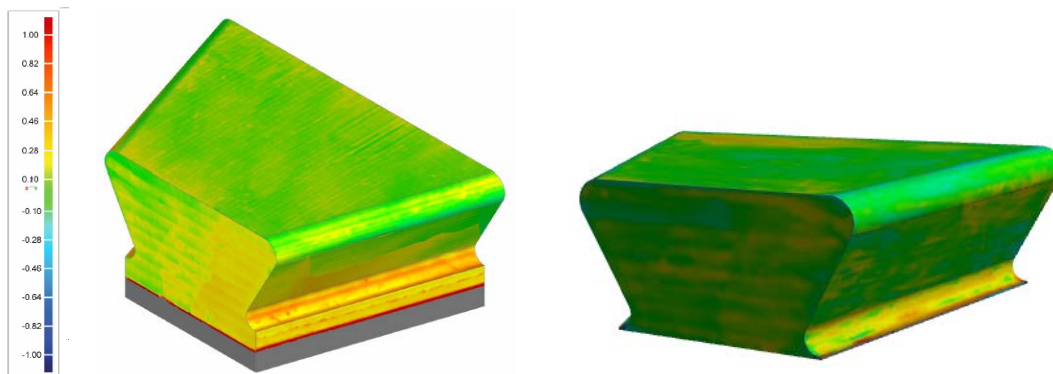


Abbildung 44: links: Genauigkeit Schwalbenschwanz Holz +2,0 mm nach dem Fräsen unbeschichtet, Gegenüberstellung Fräsplan mit gescanntem Fräs-Ist, rechts: Genauigkeit Schwalbenschwanz +2,0 mm Holz nach dem Beschichten, Gegenüberstellung Soll-Geometrie nach Beschichten mit gescanntem Ist (Einheiten in mm)

### Schwalbenschwanz Holz +1,00 mm Spiel

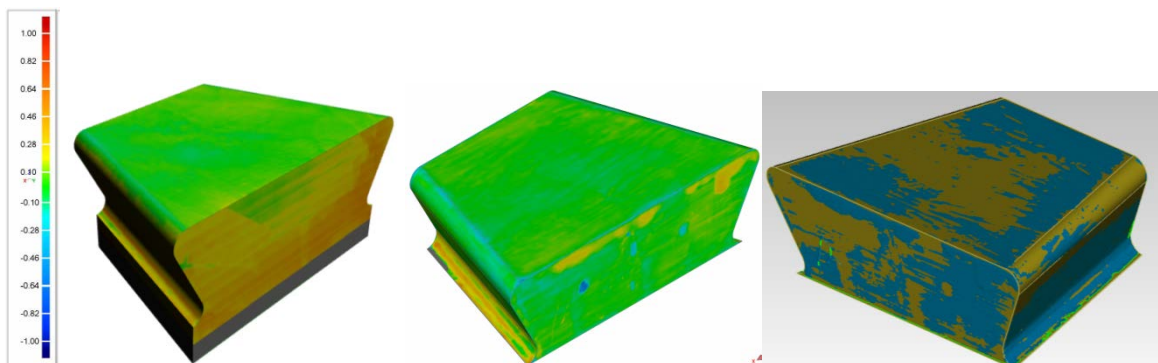


Abbildung 45: links: Genauigkeit Schwalbenschwanz Holz +1,0 mm nach dem Fräsen unbeschichtet, Gegenüberstellung Fräsplan mit gescanntem Fräs-Ist, mitte: Genauigkeit Schwalbenschwanz +1,0 mm Holz nach dem Beschichten, Gegenüberstellung Soll-Geometrie nach Beschichten mit gescanntem Ist (Einheiten in mm), rechts: Gegenüberstellung Soll-Ist des Schwalbenschwanz +1,0 mm Holz mit Beschichtung (Soll=Gold; Ist=Blau)

Abbildung 45 lässt erkennen, dass auch hier etwas größer gefräst wurde als geplant. Besonders die seitlichen Schrägen und unteren Rundungen weisen große Abweichungen von bis zu 0,28 mm auf. Die Auswertung dieses Schwalbenschwanzes ist analog zum +2,0 mm Schwalbenschwanz, wie in Abbildung 44 (rechts oben) ersichtlich ist. Trotz größeren Formteils nach dem Fräsen ergibt sich nach dem Beschichten größtenteils eine Genauigkeit von +/- 0,1 mm. Davon ausgenommen sind die Rundungen bei denen es deutlich größere Abweichungen vom Soll gibt.

## Fazit

Die gewählte Beschichtung lässt sich nur mit Ungenauigkeiten herstellen. Dies führt insbesondere in den Rundungen zu Mehr- oder Minderauftrag gegenüber der Soll-Schichtdicke von 0,3 mm. Diese Ungenauigkeiten bei der Beschichtung der Schalung spiegeln sich auch im Betongegenstück wider. Über Verformungen die nach mehrmaliger Nutzung der Schalungseinsätze entstehen lassen sich noch keine Aussagen treffen.

Eine Möglichkeit diese Problematik zu umgehen wäre die Schalungseinsätze aus Kunststoff bspw. aus PVC anstelle von Holz fräsen zu lassen. Vorteile ergeben sich in der Formbeständigkeit des Kunststoffes gegenüber Wasser. Dieser müsste auch nicht beschichtet werden und es könnten dadurch höhere Genauigkeiten erreicht werden.

### 5.2.3 FERTIGE SCHALUNGEN

Die Schalungseinsätze wurden mit handelsüblichen Schaltafeln ergänzt um die Versuchskörper herzustellen (s.Fotos unten).

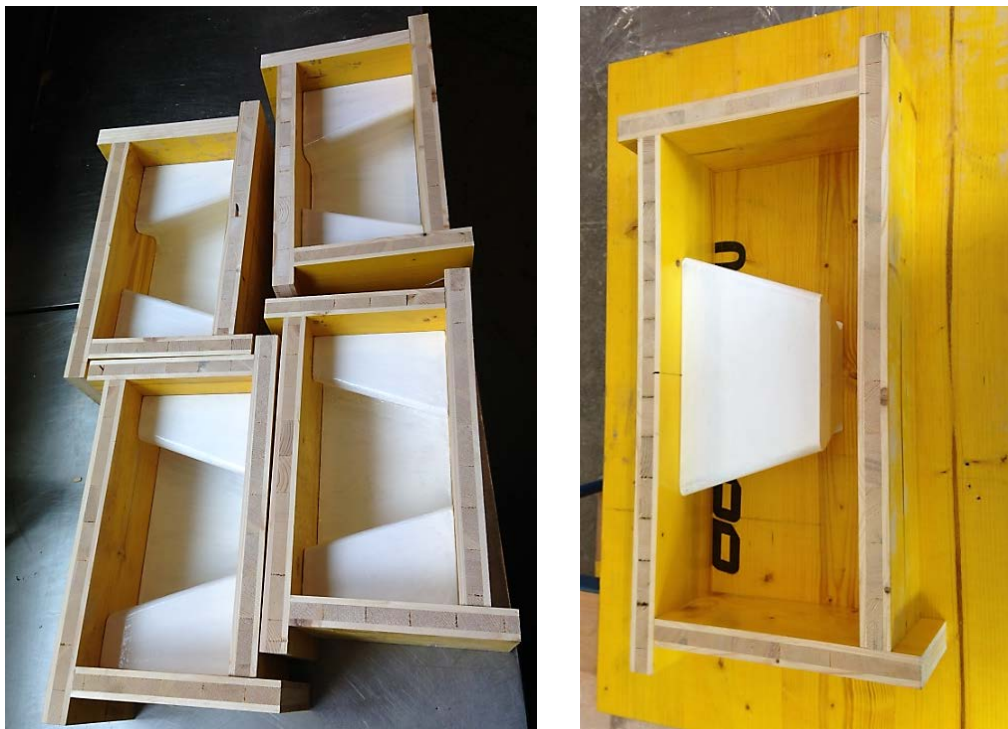


Abbildung 46: Betonage der ersten Versuchsreihe; Ankerstangen wurden mithilfe von Schablonen in ihrer Lage fixiert

## 5.3 ZUGVERSUCHE

Für die Zugversuche wurden zwei Versuchsreihen geplant. Das zugehörige Versuchsprogramm ist in Tabelle 4 zusammengefasst dargestellt.

Tabelle 4: Zusammenfassung Versuchsserien Zugversuche

Serie	Versuchsnummer	Spiel (in mm)
1	VS 1-1	0,5
1	VS 1-2	0,5
1	VS 1-3	1,0
1	VS 1-4	1,0
2	VS 2-1	0,5
2	VS 2-2	0,5
2	VS 2-3	0,5

### 5.3.1 VERSUCHSREIHE 1

Die erste Versuchsreihe wurde nach einer Aushärtezeit von sieben Tagen durchgeführt. Die Versuchskörper wurden in dieser Zeit nicht wärmebehandelt. In Abbildung 47 ist der Versuchsaufbau in der Prüfmaschine Beta 1000 dargestellt. Dabei wurde auf das obere Teil ein Stempel aufgeklebt, welcher dann in die Aufnahmeeinrichtung der Prüfmaschine eingeschraubt werden konnte. Im Gegenstück waren Ankerstangen mit einbetoniert welche dann in ein Joch eingespannt und verschraubt wurden. Auf dem rechten der beiden Fotos ist erkenntlich, dass sich ein unzulässig großer Spalt bei den Betonteilen mit 1,0 mm Spiel einstellt. Dies könnte dazu führen, dass der am Tragwerk eingebaute Randbalken sich in seiner Halterung bewegt.

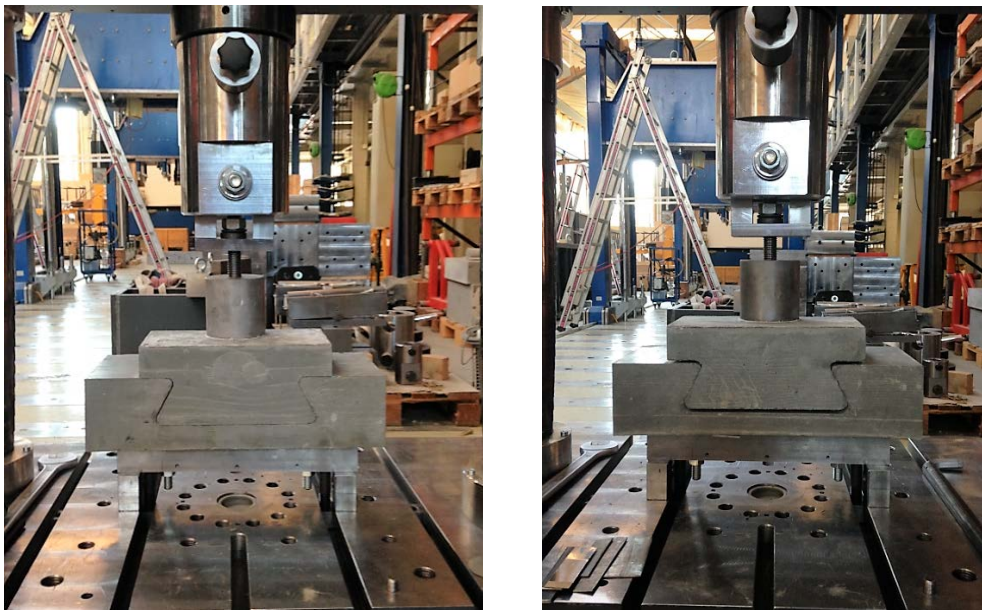


Abbildung 47: Versuchsaufbau: Oberteil mit aufgeklebtem Stempel, Unterteil mit einbetonierten Ankerstangen, rechts belastetes Probestück mit 1,0mm Spiel

In Abbildung 48 sind die Versuchsergebnisse der Serie VS 1 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Formteile mit einem Spiel von 1,0 mm mehr Kraft aufnehmen konnte als jene mit einem Spiel von 0,5 mm. Die Tatsache, dass beim ersten Versuch mit dem 0,5 mm Spiel-Formstücken ein sehr langer Weg zurück gelegt wurde, bevor eine nennenswerte Kraft aufgenommen wird, liegt daran, dass die Formteile zu Beginn noch in ihre optimale Lage rutschen bevor eine Kraft aufgenommen wird. Das Versagen trat bei allen vier Versuchskörpern nicht durch ein Versagen der Schwalbenschwanzverbindung ein, sondern immer durch ein Abreißen der aufgeklebten Stempel.

Lediglich bei einem der vier Versuchskörper stellte sich vor dem Abreißen der Stempel ein erster Riss in der Verbindung ein.

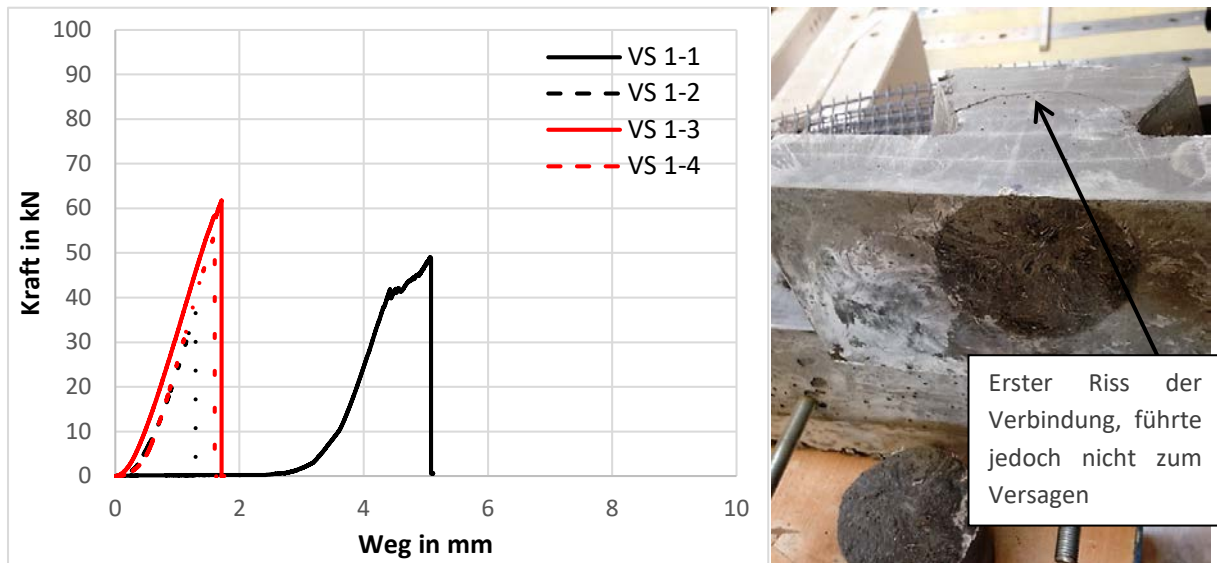


Abbildung 48: links: Versuchsergebnisse der ersten Versuchsreihe der Zugversuche; rechts: Versagen durch abgerissenen aufgeklebten Stempel oben ist ein leichter erster Riss der Verbindung erkennbar

### 5.3.2 VERSUCHSREIHE 2

Als Optimierung für die zweite Versuchsreihe wurde festgelegt, dass die Konstruktion des Betonschwalbenschwanzes von 5 auf 10 cm erhöht wird, um analog zum Gegenstück Ankerstangen mit einer Einbindetiefe von 10 cm mit einbetonieren zu können. Anschließend wird der Versuchskörper an diesen Ankerstangen über ein Joch in die Prüfmaschine eingespannt (vgl. Abbildung 49). Weiters wurde festgelegt, dass nur die Schalungseinsätze mit einem geplanten Spiel von 0,5 mm eingesetzt werden soll, da der Spalt der sich bei dem Schalungseinsatz mit 1,0 mm Spiel einstellt, zu groß ist.

Für die zweite Versuchsreihe betrug die Aushärtzeit zwischen 8 und 11 Tagen, da nicht alle Versuchskörper gleichzeitig betoniert werden konnten. Darüber hinaus wurden alle Versuchskörper für mind. 24 h bei 90°C wärmebehandelt um die Aushärtezeit zu verkürzen.



Abbildung 49: Versuchsaufbau Zugversuch 2. Versuchsreihe



In Abbildung 50 sind die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe dargestellt. Bei allen drei Versuchen ist ein ähnlich steiler Anstieg der Last erkennbar. Die Versuchskörper 1 und 2 mussten zu Beginn jedoch erst noch in ihre optimale Lage rutschen bevor die Last aufgebracht werden konnte. Beim dritten Versuchskörper war direkt nach der Montage erkennbar, dass die beiden Formstücke perfekt ineinander passen. Dies spiegelt sich auch im früheren steilen Anstieg wieder. Bei allen drei Versuchen ist nach Erreichen der Maximallast noch ein ausgeprägtes duktileres Verhalten sichtbar.

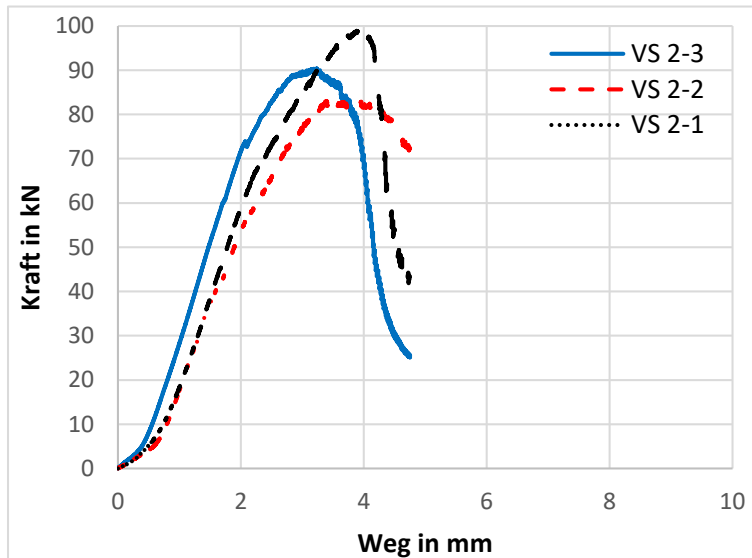


Abbildung 50: Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe der Zugversuche

Zusammenfassung der zweiten Versuchsreihe:

- VS 2-1: erreichter Maximalwert: 98,90 kN; Es traten starke Biegerisse und –verformungen im Gegenstück auf, wodurch die beiden Flächen über welche die Zuglast übertragen werden sollten nicht mehr optimal aufeinander lagen, auf der schmalen Seite des Schwalbenschwanzes kam es zu starken Rissen, während auf der breiteren Seite kaum Risse auftraten.
- VS 2-2: erreichter Maximalwert: 83,03 kN; Das Versagen dieses Versuchskörpers war gegenteilig zum VS 2-1, auf der schmalen Seite des Schwalbenschwanzes traten kaum Risse auf, während deutliche Risse auf der breiten Seite zum Vorschein kamen.
- VS 2-3: erreichter Maximalwert: 90,41 kN; Die beiden Formstücke ließen sich optimal montieren und passten perfekt ineinander, was sich auch im frühen, steilen der Last widerspiegelt, da die Teile nicht erst ineinander rutschen mussten, das Versagen trat analog zu VS 2-1 auf. Es entstanden starke Biegerisse im Gegenstück. Dabei war schmale Seite des Schwalbenschwanzes stark gerissen, während auf der breite Seite kaum Risse auftraten.
- Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die drei Versuchskörper zeigten unterschiedliche Riss- bzw. Versagensbilder auf. Diese sind in Abbildung 51 dargestellt.

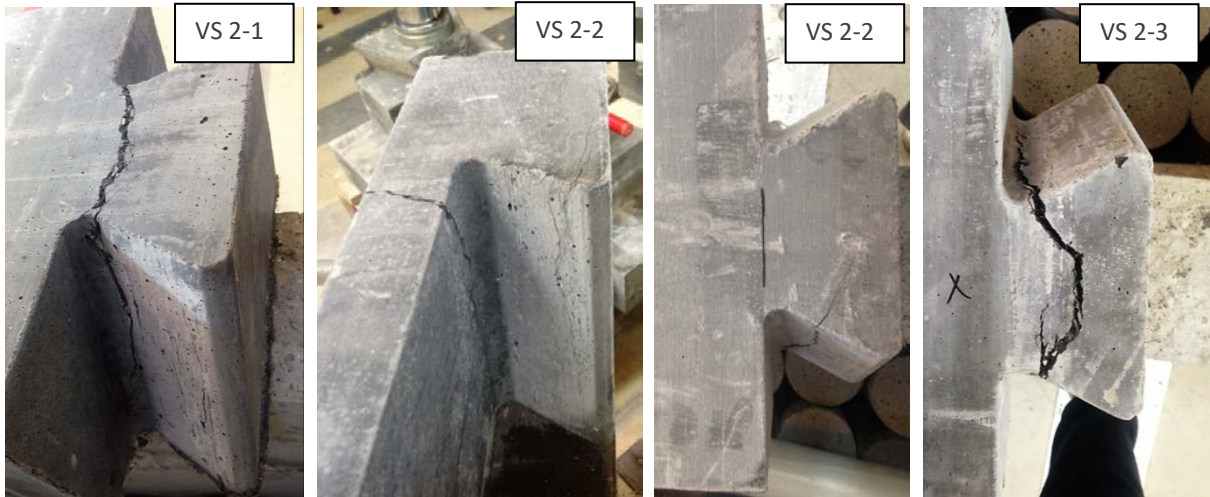


Abbildung 51: links Versuchskörper 1, starke Rissbildung auf Rückseite, 2. Von links Versuchskörper 2 Gegenstück, starke Biegerisse, 2. Von rechts Versuchskörper 2, starke Risse auf Vorderseite, rechts Versuchskörper 2, kaum Risse auf Rückseite

- Der Mittelwert der erreichten Zugkraft aus den drei Versuchen beträgt 90,78 kN und liegt deutlich unter den rechnerisch aufnehmbaren Wert von rund 215 kN (vgl. Kapitel 4.3.3).
  - Grund dafür sind Ungenauigkeiten in der Schalung die führen dazu, dass die beiden Elemente der Schwalbenschwanzverbindung nicht optimal kraftschlüssig ineinanderpassen und die Last punktuell eingeleitet wird (lokale Lastkonzentration).
  - Im Laufe der Versuche wurde festgestellt, dass Biegeverformungen und Biegerisse im Gegenstück zuerst auftreten. Auf Grund dessen öffnete sich die Verbindung an der Unterkante, wodurch eine kraftschlüssige Verbindung wie geplant nicht mehr möglich war. Infolgedessen kam es zu einer Reduzierung der Lasteinleitungsfläche und der Lastangriffspunkt verlagerte sich nach oben. Ebenfalls entstanden zusätzliche Druckkräfte im oberen Bereich der Schwalbenschwanzverbindung .Schematisch ist dies in Abbildung 52 dargestellt.
  - Da die Ankerstangen nicht im Flächenschwerpunkt sondern in der Mitte der Verbindung eingebaut wurden, entstand durch die vorhandene Exzentrizität ein zusätzliches Moment, welches eine Zugkraft von 9,4 kN an der schmaleren Rückseite der Schwalbenschwanzverbindung erzeugte. Dies führte dazu, dass die Querschnittsfläche nicht wie geplant durchgängig reißt, wie dies in Abbildung 53 erkennbar ist.

Lasteinleitungsabstand von vorderer Kante:  $7,5 \text{ cm}$

Flächenschwerpunkt:

$$y_s = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b} = \frac{15}{3} \cdot \frac{19,44 + 9,44 \cdot 2}{19,44 + 9,44} = 6,634 \text{ cm}$$

Differenz = Exzentrizität:

$$a_y = 7,5 \text{ cm} - 6,634 \text{ cm} = 0,866 \text{ cm}$$

Aus der Exzentrizität entstehendes Moment:

$$M = F_M \cdot a_y = 90,78 \cdot 0,00866 = 0,786 \text{ kNm}$$

Daraus entstehende zusätzliche Kraft an der hinteren Kante:

$$F_{hinten} = M / (b - y_s) = 0,786 / (0,15 - 0,06634) = 9,394 \text{ kN}$$

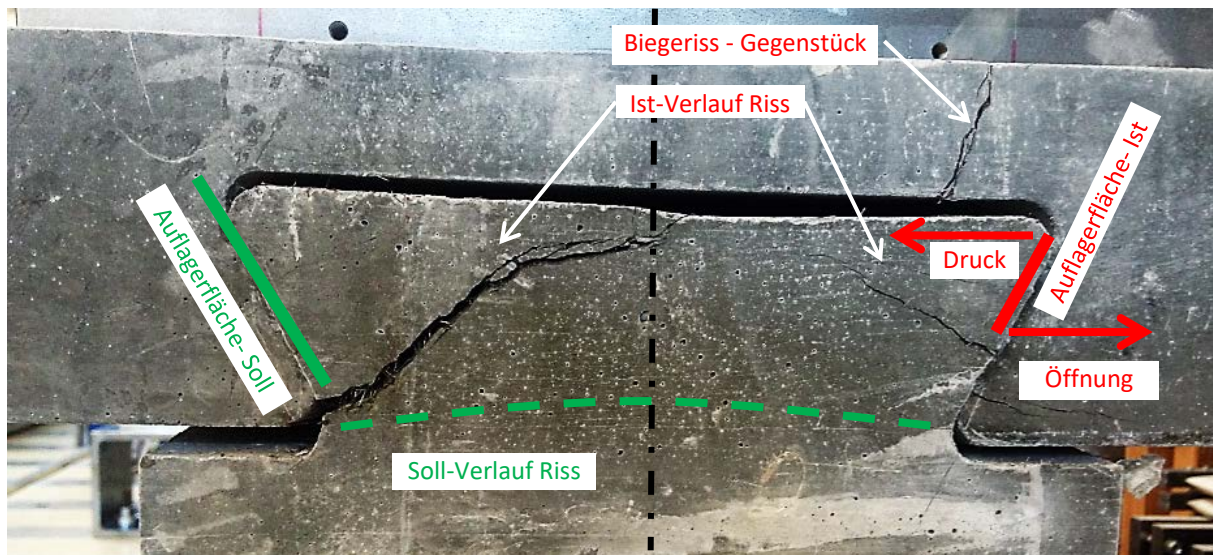


Abbildung 52: schematische Gegenüberstellung Soll-Lastabtrag (links) und Ist-Lastabtrag (rechts) am Beispiel des Rissbildes VS 2-2



Abbildung 53: stark gerissene Rückseite (links) und kaum gerissene Vorderseite (rechts) des Schwalbenschwanzes des 3. Versuchssatzes

## 5.4 SCHUBVERSUCHE

Um Anpralllasten (86 kN) sicher aufnehmen und in die Brückentragstruktur einleiten zu können, wird die maximal aufnehmbare Schubkraft der vorgestellten Schwalbenschwanzverbindung getestet. Für die Schubversuche wurden zwei Versuchsreihen geplant. Sie sind zusammengefasst in Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Zusammenfassung Versuchsreihen Schubversuche

Serie	Versuchsnummer	Spiel (in mm)
1	VD 1-1	0,5
1	VD 1-2	0,5
2	VD 2-1	0,5
2	VD 2-2	0,5
2	VD 2-3	0,5



### 5.4.1 VERSUCHSREIHE 1

In Abbildung 54 ist der Versuchsaufbau für die Schubversuche erkennbar. Das Unterteil wurde außerhalb des Schwalbenschwanzes auf zwei Stahlplatten im Abstand von 27 cm gelagert. Es wurde von oben mit einem flächig aufliegenden Stahlstempel gedrückt, welcher über eine sphärische Druckplatte mit der Prüfmaschine verbunden war, damit auch bei leichten Unebenheiten in der Oberfläche trotzdem ein möglichst vollflächiger Lasteintrag auftritt.



Abbildung 54: Versuchsaufbau Schubversuche

Es wurden nur zwei Schubversuche durchgeführt. Dies lag zum einen daran, dass die zu erreichenden Werte bei beiden Versuchen bei weitem übertroffen wurden, zum anderen erzeugte der aufgeklebte Stempel bei den Werkstücken mit 1,0 mm Spiel eine große exzentrische Last, dass der Schwalbenschwanz in der Verbindung kippte und sich verdrehte. Die Schubversuche wurden daher nur mit den hergestellten 0,5 mm Spiel-Werkstücken durchgeführt.

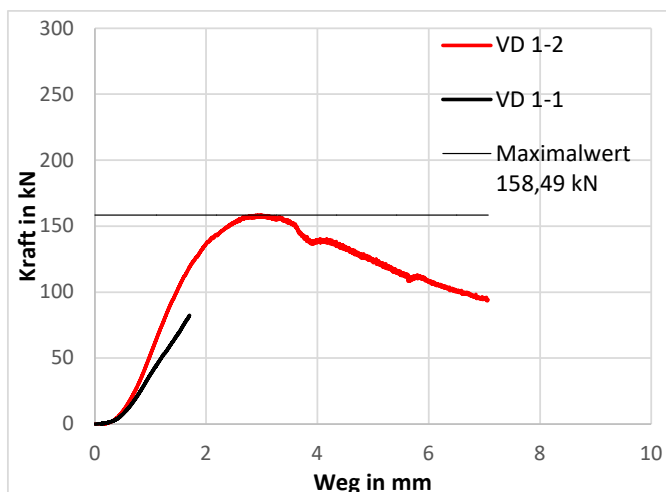


Abbildung 55: links: Versuchsergebnisse der ersten Serie, rechts; Rissbild im Versuchskörper nach Ende des Schubversuches, Vorder- und Rückseite

Die Versuchsergebnisse der Schubversuche sind Abbildung 55 dargestellt. Der erste Versuch VD 1-1 wurde bei einer aufgenommen Last von 90 kN abgebrochen, da die aufzunehmende Last aus Fahrzeuganprall von 86 kN überschritten war und um mit den bis dahin unbeschädigten Werkstücken noch Zugversuche durchführen zu können. Der zweite Schubversuch wurde bis zum Versagen der Unterkonstruktion gefahren.



Es lässt sich festhalten, dass ein sehr duktiler Versagen des Betons beobachtet werden konnte, was sich auch in der oben dargestellten Auswertungskurve widerspiegelt. Nach dem Erreichen der maximalen Last erfolgt kein sprunghafter Lastabfall, stattdessen öffnen sich die aufgetretenen Risse immer weiter, während die aufnehmbare Last langsam abfällt. Dieses Verhalten ist auf den hohen Faseranteil im Beton zurück zu führen.

In Abbildung 55 ist das Rissbild nach Ende des Schubversuches dargestellt. Es sind große Biege- und Schubrisse im Schwalbenschwanz aufgetreten. Im Schwalbenschwanzgegenstück waren keinerlei äußere Schäden oder Beeinträchtigungen erkennbar.

#### 5.4.2 VERSUCHSREIHE 2

Die Schubversuche wurden auf gleiche Art und Weise angeordnet wie bei der ersten Versuchsreihe (vgl. Abbildung 54).

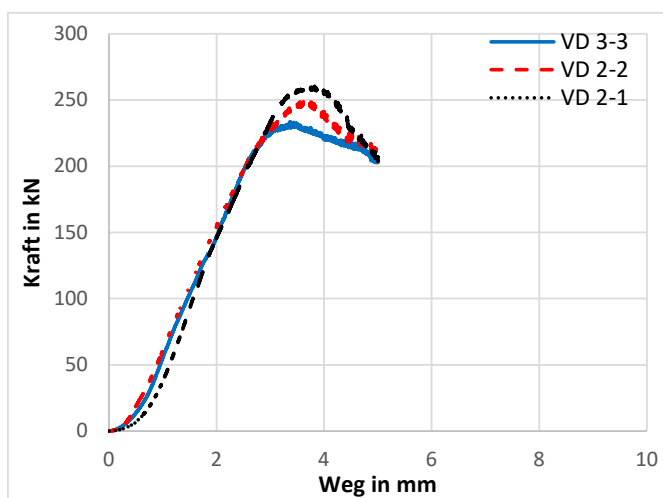


Abbildung 56: Versuchsergebnisse der zweiten Serie

Maximalwerte der zweiten Versuchsreihe:

- Druckversuch 1: 260,30 kN,      Druckversuch 2: 249,66 kN,      Druckversuch 3: 233,57 kN
- **Mittelwert: 247,84 kN**

Die charakteristischen Werte für die Druckfestigkeit werden durch die Würfeldruckversuche bestimmt.

Die oben stehenden Ergebnisse bestätigen die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe, da in der ersten Versuchsserie ein Mittelwert der Druckfestigkeit von 158,49 kN erreicht wurde. Ausgehend davon, dass die 7-Tage-Festigkeit 70% der Endfestigkeit entspricht, hätte folgender Wert erreicht werden müssen:  $158,49/0,7=226,41$  kN. Dieser Wert wurde in der zweiten Versuchsreihe noch übertroffen.

Im Folgenden sind einige Rissbilder der Versuchskörper dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass die Versuchskörper auf Biegung versagen. Bei den Versuchen der ersten Versuchsreihe wurde lediglich das Gegenstück beschädigt, während der Schwalbenschwanz unbeschädigt blieb. Bei der zweiten Versuchsreihe traten auch bei den Schwalbenschwänzen vereinzelt Risse auf. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass diese aus Ungenauigkeiten bei der Fertigung resultieren, da sie nicht symmetrisch und nicht bei allen Versuchskörpern auftreten. Diese lokalen Ungenauigkeiten können dazu führen, dass der Schwalbenschwanz nicht vollflächig aufliegt und es daher zu Spannungsspitzen und in der Folge zu Rissen in lokalen Bereichen kommt.



Abbildung 57: Biegerisse im Gegenstück (links) und leichte Risse im Schwalbenschwanz (rechts) – Versuchskörper 1



Abbildung 58: leichtes blättern der Oberfläche und Reinstanzen des Schwalbenschwanzes (links), Risse im Schwalbenschwanz (mitte), Biegerisse im Gegenstück (rechts) – Versuchskörper 2

## 5.5 OBERFLÄCHE

Nach (RVS 08.17.02, 2011) muss für Betondecken die Griffbarkeit nachgewiesen werden. Dabei ist mit dem SRT-Pendel ein Mindestwert von 60 zu erreichen, bei der dazugehörigen Abflussmessung nach Moore darf die Abflusszeit höchstens 30 s betragen. Dies sind die Vorgaben für Fahrbahndecken, da keine gesonderten Werte für Randbalken vorliegen. In der deutschen ZTV-Ing. der (BAST Bundesanstalt für Straßenwesen, 2014) werden gesonderte Ebenheitsanforderungen für Randbalken aufgestellt. So darf bei einer Messstrecke von 4,0 m örtliche Abweichung der Rohbau-Isthöhen höchstens 4 mm betragen.

Randbalkenoberflächen werden in der gängigen Praxis mit Oberflächenrüttlern abgezogen und anschließend mit einem Besenstrich versehen. (BAST Bundesanstalt für Straßenwesen, 2014) Es muss vermieden werden, dass sich Mörtelanreicherungen an der Oberfläche bilden, da diese die Dauerhaftigkeit negativ beeinflussen können. Außerdem darf kein Wasser bei der Oberflächenbearbeitung verwendet werden, um eine Erhöhung des Wasser-Zementwertes und eine damit ansteigende Porosität zu verhindern. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011) Die Ausführung eines Besenstrichs birgt durch den technologischen Ablauf mehrere Risiken. Dazu gehören, dass keine andauernde und ungestörte Nachbehandlung vor dem Aufbringen des Besenstrichs erfolgen kann. Außerdem kann durch den Besenstrich Wasser in die Oberfläche eingearbeitet werden, da der Besen bspw. gereinigt werden muss. (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011)

Ein Aufbringen des Besenstrichs ist bei faserverstärktem UHPC darüber hinaus nicht ratsam, da die oberflächennahen Fasern dadurch aufgestellt werden und aus der Oberfläche ragen könnten, das stellt ein Verletzungsrisiko für Fußgänger- und Radfahrer dar.

Daher müssen alternative Oberflächenbeschaffenheiten gefunden werden. Es wurden zwei Möglichkeiten getestet. Zum einen ein Einstreuen und Eindrücken von verschiedenen Gesteinskörnungen in die Oberfläche, zum anderen wurden vier verschieden geriffelte Stahlbleche auf die Oberfläche aufgelegt.

### 5.5.1 GESTEINSKÖRNUNG

Die Oberflächen wurden mit vier verschiedenen Materialien bestreut. Während des Aushärtens erhielten vier Versuchskörper eine Auflast, während die anderen vier Versuchskörper keine zusätzliche Auflast erhielten (vgl. Abbildung 59). Damit sollte geprüft werden, ob sich die Materialien besser in die Oberfläche eindrücken und verankern, als wenn sie nur nach dem aufbringen angedrückt werden. Auf Abbildung 60 ist erkennbar, dass es keinen deutlichen Unterschied zwischen der Oberfläche mit Auflast und ohne Auflast gibt.



Abbildung 59: Acht Versuchskörper für die Oberflächenbeschaffenheit, oben jeweils ohne, unten mit Auflast





Abbildung 60: Gegenüberstellung Oberfläche mit Quarzsand 1,6/2,5 mit Auflast (links) und ohne Auflast (rechts)

### 5.5.2 STAHLBLECH

In einem zweiten Versuch wurden vier verschieden geriffelte Stahlbleche auf die Oberfläche aufgelegt um die erforderliche Griffigkeit zu erreichen (vgl. Abbildung 61). Dazu wurde Beton in eine 2,0 cm hohe, großflächige Form gefüllt. Die Betonoberfläche wurde anschließend mit Wasser besprüht, um das Entweichen der Luftblasen zu verbessern. Nach etwa fünf Minuten Zeit zum Entlüften des Betons wurden die Stahlbleche aufgelegt. Dieser Versuch brachte folgende Ergebnisse:

- Mithilfe der Stahlbleche kann durchaus eine geeignete Oberfläche erstellt werden. Das Muster erzeugt eine raue UHPC-Oberfläche, auf welcher keine herausstehenden Fasern sichtbar sind.
- Mit dem Stahlblech Nummer drei kann die beste raue Oberfläche erzeugt werden.
- Die Luftblasen, welche nach fünf Minuten noch nicht entwichen waren, sammelten sich an der Oberfläche des Betons, konnten jedoch durch die aufgelegten Stahlplatten nicht entweichen, weshalb sie sich in den convexen Bereichen des Stahlblechs sammelten.

In Abbildung 62 ist die deutliche Ansammlung von Luftporen an der Oberfläche erkennbar. Obwohl der Versuchskörper nur 2 cm dick ist, sammelten sich bereits viele Luftporen. Dies lässt darauf schließen, dass bei Bauteilen mit größerer Dicke noch wesentlich mehr Luftporen an die Oberfläche kommen, was dazu führen könnte, dass das Relief der Stahlbleche nicht mehr erkennbar ist und die Dauerhaftigkeit der Oberfläche nicht gewährleistet ist.



Abbildung 61: vier verschieden geriffelte Bleche, welche auf die Oberfläche aufgelegt wurden



Abbildung 62: verschiedene, raue Oberflächen des Betons und Luftblasen in Abhängigkeit der Stahlplatte



## 6 PROTOTYP

Zum Abschluss der Arbeit wurde ein Prototyp des Randbalkens hergestellt, der im späteren der Anschauung und zu Versuchszwecken dienen soll.

### 6.1 VORDIMENSIONIERUNG

Im Folgenden wird auf die maximale Belastung auf einen Randbalken mit 2,5 m Breite eingegangen. Es wird davon ausgegangen, dass kein Fahrzeugrückhaltesystem auf dem Randbalken aufgebaut wird. Obwohl vorerst keine Lärmschutzwand auf dem Randbalken geplant ist, wird diese in der Bemessung berücksichtigt, für den Fall, dass eine Lärmschutzwand auf dem Randbalken nachgerüstet wird. Da die einwirkenden Lasten auf eine Lärmschutzwand größer sind als auf ein Geländer, wird dieses nicht weiter berücksichtigt.

Die Kombination 2, in der Aufstellung im Anhang A, welche Eigengewicht und Anstoß an das Bord beinhaltet, stellt sich als maßgebende Kombination heraus. Es müssen folgende Belastungen aufgenommen werden:

- Horizontale Last: 100,00 kN
- Vertikale Last: 235,12 kN
- Nach innen drehendes Moment: 228,22 kN

In Abbildung 63 sind die Lastfallkombinationen dargestellt, welche entsprechend der Aufstellung im Hilti Bemessungsprogramm eingegeben wurden. Die Bemessung wurde für den Dübeltyp Hilti HIT-RE 500 V3 + HIT-V (5.8) M16 durchgeführt.

#### 1.1 Lastkombination

Fall	Beschreibung	Kräfte [kN] / Momente [kNm]	Erdbeben	Feuer	Max. Ausnutzung [%]
1	<b>Kombination 2</b>	$V_x = 0,000; V_y = -50,000; N = -117,560;$ $M_x = -114,110; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	100
2	Kombination 3	$V_x = 0,000; V_y = -50,000; N = -5,060;$ $M_x = 17,830; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	88
3	Kombination 4	$V_x = 0,000; V_y = -11,880; N = -6,830;$ $M_x = 36,180; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	27
4	Kombination 5	$V_x = 0,000; V_y = 11,880; N = -6,830;$ $M_x = -17,750; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	13

Abbildung 63: eingegebene Lastfallkombinationen für UHPC Prototyp

Es ist in Abbildung 64 ersichtlich, dass alle Nachweise, einschließlich dem des Betonkantenbruch, erfüllt werden. Die Nachweise gelten als erfüllt und der untersuchte Dübel kann verwendet werden.

### 3 Zugbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.2)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_n$ [%]	Status
Stahlversagen*	9,371	52,333	18	OK
Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonausbr.**	18,742	57,367	33	OK
Betonversagen**	18,742	65,131	29	OK
Spaltversagen**	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.

\* ungünstigster Dübel    \*\*Dübelgruppe (Dübel unter Zug)



#### 4 Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.3)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_v$ [%]	Status
Stahlversagen ohne Hebelarm*	12,500	31,400	40	OK
Stahlversagen mit Hebelarm*	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**	50,000	233,603	22	OK
Betonkantenbruch, Richtung y-**	50,000	57,277	88	OK

\* ungünstigster Dübel    \*\*Dübelgruppe (relevante Dübel)

#### 5 Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.4)

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Ausnutzung $\beta_{N,V}$ [%]	Status
0,327	0,873	1,000	100	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

Abbildung 64: Auszug aus Hilti-Bemessung der Dübel

## 6.2 SCHALUNG

Die Schaltafeln wurden maßgenau zugeschnitten um mit größtmöglicher Genauigkeit fertigen zu können. Es wurde ein Positionsplan für die zugeschnittenen Schaltafeln erstellt, dieser ist im Anhang E zu finden. Aufgrund der unterschiedlichen Höhen und Versprünge der Unterkante ist eine umfangreiche Unterkonstruktion nötig um die Schaltafeln zu unterstützen. Diese wurde zum einen durch liegende Rahmschalung, zum anderen durch Kanthölzer erreicht (s. Abbildung 65). Sämtliche Kanten sind mit Randleisten zu brechen um zu vermeiden, dass der Beton in diesen Bereichen ausplatzen kann. Die fertige Schalung zeigt Abbildung 66 und die fertige Schalung der Befestigungselemente ist in Abbildung 67 dargestellt. Für die Herstellung des Prototypen wurden die Oberflächen mit Schalöl vorbereitet.



Abbildung 65: Unterkonstruktion und Schalung während des Baus





Abbildung 66: Schalung nach Fertigstellung einschl. Schalungseinsätze und Randleisten



Abbildung 67: Schalung der Befestigungselemente für des Prototypen

## 6.3 HERSTELLUNG DES PROTOTYPEN

Der Randbalkenprototyp hat ein Volumen von  $567 \text{ l} \approx 0,6 \text{ m}^3$ . Hinzu kommen zwei Befestigungselemente mit jeweils 21 Litern. Um noch Probewürfel, -zylinder und -balken fertigen zu können und etwas Reserve zu haben wurde von einer zu mischenden Menge von 660 Litern ausgegangen.

### 6.3.1 BETONAGE

Da nur Mischer mit einem Fassungsvermögen von ca.  $120 \text{ l}$  zur Verfügung standen wurde für die Mischung des Randbalkenprototyps zwei Mischer eingesetzt: Eirichmischer Typ R09T und Zyklusmischer Typ ZK 150 AE (s. Abbildung 68). Es wurde von 6 Mischungen à  $110 \text{ l}$  ausgegangen. Es war geplant die Mischungen im Krankübel zu sammeln, um anschließend den Randbalken in einem Guss zu betonieren. Um ein frühzeitiges Ansteifen des Betons zu vermeiden, wurde Verzögerer zur Mischung hinzu gegeben. Von der ersten Mischung jedes Mixers wurden Setzfließmaße genommen. Der Beton hatte jeweils ein Setzfließmaß von ca.  $78\text{-}80 \text{ cm}$  ohne Igelbildung der Fasern, wie auf Abbildung 69 erkennbar. Dies entspricht dem geplanten Setzfließmaß um selbstverdichtende Eigenschaft sicherstellen zu können (vgl. Kapitel 5.1.3).



Abbildung 68: links: Eirichmischer; rechts: Zyklusmischer



Abbildung 69: links: Ausbreitmaß der ersten Mischung des Zyklusmischer; rechts: Einfüllen des Betons in den Krankübel

Mit Beginn der Betonage stellte sich heraus, dass das gewählte Einbauverfahren nicht wie geplant funktionierte. Es konnte ein beschleunigtes Ansteifen des Betons im Krankübel festgestellt werden, wodurch die gewünschten Fließeigenschaften des Frischbetons während der Bauteilbefüllung nicht mehr sichergestellt werden konnten. Erhöhte Außentemperaturen begünstigten dieses Verhalten. In Abbildung 70 sind die unterschiedlichen Betonkonsistenzen erkennbar. Im oberen Bereich noch recht flüssig, in der Mitte und rechts sind Betonbrocken zu erkennen. Lediglich unter zusätzlicher Wasserzugabe während des Einbaus war das



Einbringen des Betons möglich. Da die selbstverdichtende Wirkung des Betons nicht mehr gegeben war, war auch der Einsatz von Flaschenrüttlern dringend erforderlich.



Abbildung 70: Einbau des Beton in die Randbalkenschalung

Etwa 1,5 Mischungen waren im Kübel bereits so steif geworden, dass sie nicht mehr eingebaut werden konnten und entsorgt werden mussten. Um eine ebene, optisch ansprechende Oberfläche zu schaffen wurde eine siebte zusätzliche Mischung gemischt und gleichmäßig an der Oberseite verteilt. Auf die Oberfläche wurde abschließend, wie ursprünglich geplant Quarzsand 1,6/2,5 eingestreut und angedrückt.



Abbildung 71: oben: Besprühen der Randbalkenoberfläche mit Wasser, darunter: das abschließende Aufbringen des Quarzsands



### 6.3.2 ERGEBNIS

Der Randbalken wurde am Folgetag ausgeschalt. Es war zu befürchten, dass die Schaloberfläche durch die Schwierigkeiten beim Betoneinbau ungleichmäßig aussehen und größere Fehlstellen haben könnte. Nach dem Ausschalen zeigte sich jedoch ein positives Bild, trotz der ungeplanten Betonkonsistenz ist eine einheitliche, glatte Betonoberfläche mit nur wenigen, kleinen Fehlstellen und Lunkern entstanden, wie in Abbildung 72 ersichtlich. Die fertigen Befestigungselemente sind in Abbildung 73 dargestellt.



Abbildung 72: oben: Randbalkenoberfläche, links: Randbalken nach dem Ausschalen von unten, rechts: Seite und Oberseite des Randbalkenprototyps

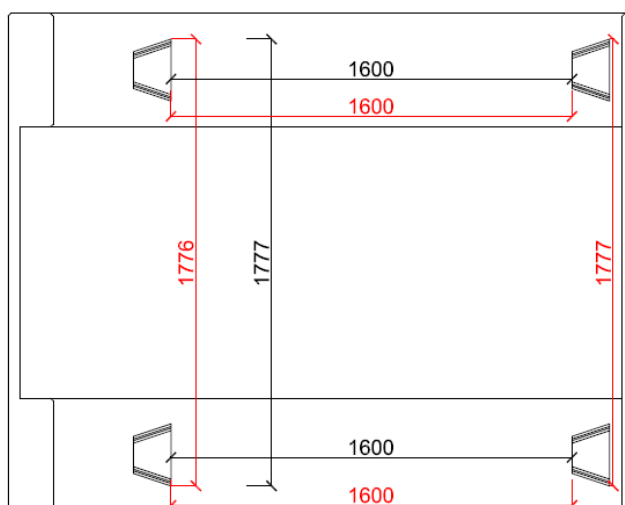


Abbildung 73: Befestigungselemente nach dem Ausschalen

Lediglich an einer Stelle der Unterseite sind die Probleme beim Einbau deutlich zu erkennen, wie auf Abbildung 74 zu sehen ist. An dieser Stelle hätte der Beton um die Ecke fließen müssen. Stattdessen verteilte sich der Beton nicht wie geplant und es kam zu einer größeren Fehlstelle.



Abbildung 74: links: große Fehlstelle auf der Unterseite des Randbalkens, rechts: Prüfung der Ebenheit der Randbalkenunterseite, deutliche Abweichung erkennbar



Bei der Prüfung der Ebenheit der Unterseiten musste jedoch festgestellt werden, dass die Unterkonstruktion nicht ausreichend dimensioniert war, was zu deutlichen Durchbiegungen der Schaltafeln während der Betonage geführt hat. Abweichungen bis zu 1,0 cm sind auf Abbildung 74 rechts deutlich erkennbar.

Mittels eines Laser-Distanzmessgerätes wurde die Genauigkeit der Herstellung des Randbalkens überprüft. Die Ergebnisse sind in Abbildung 75 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Positionierung der Schalungseinsätze sehr genau erfolgte.

Abbildung 75: Randbalkenansicht von unten, Genauigkeitsüberprüfung der Herstellung (Schwarz-Soll, Rot-Ist, Maße in mm)



## 6.4 MONTAGETEST

Zum Abschluss der Arbeit wurde ein Montagetest durchgeführt, um zu testen ob das gewählte Montageverfahren umsetzbar ist. Dazu wurden vier Betonträger ausgelegt um ein Brückendeck zu simulieren, auf diesen wurden die Befestigungselemente montiert (vgl. Abbildung 76).



Abbildung 76: Einheben des Randbalkens und Einschieben in die zuvor montierten Befestigungselemente

Anschließend wurde der Randbalken eingehoben und eingeschoben. Der Montagevorgang funktionierte reibungslos und war innerhalb von drei Minuten abgeschlossen. Die Verbindung saß jedoch nicht an allen Befestigungspunkten optimal. Lediglich am Befestigungspunkt V3 passte die Schwalbenschwanzverbindung perfekt, an den übrigen drei Befestigungspunkten stand der Schwalbenschwanz jeweils ca. 4 mm aus dem Gegenstück heraus (siehe Abbildung 77).



Abbildung 77: Schwalbenschwanzverbindungen nach der Montage (v.l.n.r. V2, V1, V3, V4)

Dies lässt darauf schließen, dass das Befestigungselement V3 nicht in der richtigen Lage montiert wurde und daher etwas dichter am Element V2 saß als vorgesehen. Daher wurde nach der Montage die Lage der Befestigungselemente zueinander überprüft, wie in Abbildung 78 dargestellt.

Während V4 im Mittel 1550,5 mm von V1 entfernt montiert wurde, wurde V3 im Mittel 1545,5 mm von V2 entfernt montiert. Der Soll-Abstand beträgt 1550 mm, V3 sitzt somit 4,5 mm zu dicht an V2. Dies entspricht dem Abstand, um welchen die Schwalbenschwänze bei den übrigen drei Elementen heraus stehen. Darüber hinaus muss in Abbildung 78 festgestellt werden, dass einige Befestigungselemente leicht verdreht zueinander eingebaut wurden. Als Drittes wird deutlich, dass zwar die Befestigungselemente (V4 zu V3 und V1 zu V2) etwas zu weit voneinander entfernt sitzen, die Schwalbenschwanzausparungen haben dennoch den richtigen Abstand zueinander, dies lässt auf Ungenauigkeiten im Schalungsbau der Befestigungselemente schließen.

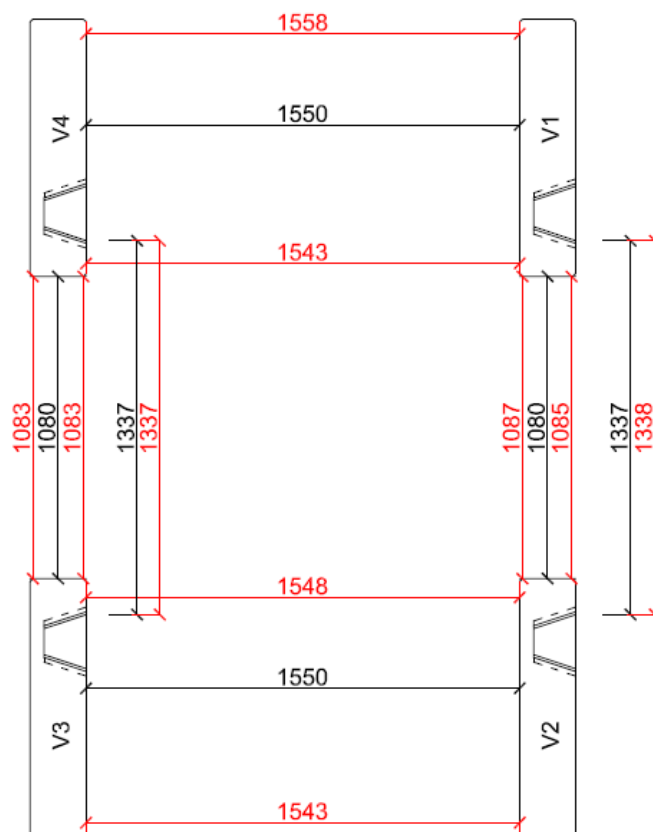


Abbildung 78: Lageüberprüfung der Befestigungselemente (Schwarz-Soll, Rot-Ist, Maße in mm)

Aus dem Montagetest können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die geplante Montagemethode lässt sich auch in der Praxis schnell und effektiv umsetzen.
- Das Einmessen und Montieren der Befestigungselemente muss mit höchster Genauigkeit erfolgen um einen optimalen Sitz an allen vier Befestigungselementen zu ermöglichen.
- Die Lage der Schalungseinsätze ist sowohl in der Randbalkenschalung als auch in der Schalung der Befestigungselemente sehr wichtig und genauestens einzumessen um später optimal montieren zu können.





## 7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

---

Ziel dieser Arbeit war es einen Prototypen für einen Randbalken zu entwickeln, welcher als Alternative zum derzeit gängigen Ortbetonvariante flexibel eingesetzt werden kann. Der entwickelte Randbalken wurde aus einem selbstverdichtenden UHPC mit einem Stahlfasergehalt von 3 % hergestellt. Die in dieser Arbeit vorgestellte Schwalbenschwanzverbindung erlaubt eine leichte Montage und Demontage des Fertigteil-Randbalkens. Aus der Unterseite des Randbalkens stehen dem Holzbau nachempfundene Schwalbenschwänze heraus. Befestigungselemente, welche auf dem Brückendeck festgedübelt werden, enthalten das Gegenstück zu diesen Schwalbenschwänzen. Nachdem die Befestigungselemente auf der Brücke montiert wurden, können die Randbalkenelemente passgenau eingeschoben werden.

Auf Grundlage einer Literaturrecherche und Analyse von Schadensbildern wurden die wesentlichen Konstruktionsanforderungen an einen Fertigteilrandbalken aus UHPC identifiziert. Diese Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Formfindung und konstruktive Ausbildung des Randbalkens und der Schwalbenschwanzverbindung. Anhand einer Vordimensionierung und der festgelegten Geometrie wurden die Anforderungen an den selbstverdichtenden UHPC mit einem Stahlfasergehalt von 3% formuliert und mittels experimentellen Untersuchungen entwickelt. Die beschichtete Holzschalung für die Schwalbenschwanzverbindung wurde mit einer CNC Fräse hergestellt. Mit Hilfe von Bauteiluntersuchungen wurden die Oberflächenbeschaffenheit und die Schwalbenschwanzverbindung getestet. Aus den durchgeführten Versuchen konnten folgende nennenswerte Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Im Rahmen einer Genauigkeitsüberprüfung nach dem Fräsen der Schalungseinsätze ließ sich feststellen, dass sich die Gegenstücke bereits während des Fräsprozesses verzogen und nach innen verschoben haben. Dadurch fällt der Betonschwalbenschwanz kleiner aus als geplant.
- Die Schalungsgenauigkeit von +/- 1,00 mm stellte sich als zu groß heraus. Nach Montage des Randbalkens ist ein Wackeln oder Verrutschen des Verbindungselementes bzw. des Randbalkens zur Sicherstellung der Verkehrssicherheit unbedingt zu vermeiden.
- Das Aufbringen einer Kunststoffbeschichtung auf die verwendete Holzschalung verhindert zwar ein Eindringen von Wasser aus dem Beton und somit ein Verziehen der Schalungseinsätze. Die Beschichtung kann jedoch nicht gleichbleibender Dicke und somit mit unzureichender Genauigkeit aufgebracht werden und ist daher nicht zweckmäßig.
- Die aufnehmbare Schubkraft der Schwalbenschwanzverbindung sollte mindestens 86 kN (Horizontalkraft aus Anprall) betragen. Bei den durchgeführten Schubversuchen konnte ein Mittelwert der Schubkraft von 247 kN erzielt werden und liegt somit deutlich über den geforderten Wert.
- Die aufnehmbare Zugkraft der Schwalbenschwanzverbindung wurde mit mindestens 170 kN (Zugkraft aus Wind) errechnet. Im Zuge der Versuche konnte jedoch nur ein Mittelwert der Zugkraft von 90 kN erreicht werden. Die vorgestellte Schwalbenschwanzverbindung kann den geforderten Wert nicht übertragen. Eine Optimierung der Verbindung ist somit unumgänglich (z.B. Bewehrungskorb).

Im Zuge dieser Arbeit wurde weiters ein 2,5 m breites Randbalkenelement hergestellt und der Ablauf der Montage getestet. Es war geplant den Randbalken in einem ‚Guss‘ zu betonieren, um optimale Faserausrichtungen und Oberflächen zu gewährleisten. Bei der Betonage des Prototypen stellte sich jedoch heraus, dass die verwendete Betonrezeptur trotz Zugabe von Verzögerer sehr schnell ansteift und dies den Einbau erschwert, da der Beton seine selbstverdichtende Wirkung verliert.

Für die weitere Entwicklung des Randbalkens lässt aufbauend auf den oben dargestellten Erkenntnissen folgende weiterführende Forschungstätigkeiten ableiten:

- Die Schalungseinsätze sollten künftig aus einem formbeständigeren Material hergestellt werden und das geplante Spiel reduziert bzw. die Genauigkeit erhöht werden. Hierbei muss jedoch auch auf die Montagetauglichkeit auf der Baustelle geachtet werden.
- Für eine Serienproduktion ist anstelle einer konventionellen Holzschalung eine Präzisionsschalung unumgänglich, die die Genauigkeit und Dauerhaftigkeit bei jedem Betonvorgang sicherstellt. Der Ausbau der Schalung muss trotz Schwinden des Betons möglich sein, um ein Verkleben der Schalung zu verhindern. Die Möglichkeit des Entlüftens des Betons muss ebenfalls berücksichtigt werden.
- Mit Hilfe einer FE-gestützten Parameterstudie sollte die Geometrie der Schwalbenschwanzverbindung weiter optimiert werden, um die geforderte Zugkraft übertragen zu können. Die Ergebnisse sollten mittels weiterer Versuche verifiziert werden, ggf. ist der Versuchsaufbau zu modifizieren.
- Als Lagesicherung der Randbalken wurde bisher von einem Abstandhalter zwischen Brückenüberbau und Randbalken ausgegangen. Die Planung hierzu ist jedoch noch nicht abgeschlossen und muss noch fortgeführt werden. Gleiches gilt für einen Vogeleinflugschutz zwischen Randbalken und Überbau. Hier sind Netze vorgesehen. Eine detaillierte Planung gibt es jedoch noch nicht.
- Um Faserausrichtung und die Oberflächengestaltung zu optimieren muss eine andere Einbaumethode gewählt werden.
- Die Betonrezeptur bedarf weiterer Adaptierungen, um den Einbau über einen längeren Zeitraum zu ermöglichen. Die Bestimmung der Betoneigenschaften (Zug- und Druckfestigkeit, E-Modul) sollte erfolgen, um die Annahmen in den Vordimensionierungen sowie in der geplanten FE-Parameterstudie zu bestätigen.

Abschließend kann festgehalten werden, dass mit der vorliegenden Arbeit die Grundlagen eines flexibel einsetzbaren Fertigteilrandbalkens geschaffen wurde.

## LITERATUR

- AFGC Association Francaise de Génie Civil. 2013.** Ultra High Performance Concrete: New AFGC Recommendations. [Buchverf.] F. Toutlemonde und J. Resplendino. Hoboken, NJ USA : John Wiley & Sons, Inc., 2013.
- Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Verkehr und Straße. 2015.** *Planungsgrundlagen Brückenbau SG Brücken- und Tunnelbau.* Innsbruck : Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Verkehr und Straße, 2015.
- ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft. 2014.** *Planungshandbuch Brücke - BAU Technische Richtlinie - Version 4.00.* Wien : ASFiNAG Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2014.
- Austrian Standarts Institute. ÖNORM B 1991-2, 2011.** *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM B 1991-2, 2011.
- **ÖNORM EN 1991-1-4, 2011.** *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM EN 1991-1-4, 2011.
- **ÖNORM EN 1991-2, 2012.** *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM EN 1991-2, 2012.
- **ÖNORM EN 1992-1-1, 2015.** *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM EN 1992-1-1, 2015.
- **ÖNORM B 4710-1, 2007.** *ÖNORM B 4710-1 Beton Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM B 4710-1, 2007.
- **ÖNORM EN 1990, 2013.** *ÖNORM EN 1990, Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung.* Wien : Austrian Standarts Institute, ÖNORM EN 1990, 2013.
- **ONR 24008, 2014.** *ONR 24008 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken.* Wien : Austrian Standarts Institute, ONR 24008, 2014.
- BASt Bundesanstalt für Straßenwesen. 2015.** *Richtzeichnung für Ingenieurbauten (RiZ-ING).* 2015.
- **2014.** *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING).* 2014.
- Breitenbücher, Rolf und Youn, Bou-Young. 2013.** Untersuchungen zu Betonabplatzungen an Brückenkappen infolge Frost-Taumittleinwirkungen. *Beton- und Stahlbetonbau.* 2013, Bd. 108, Heft 6 .
- Bundesamt für Strassen ASTRA. 2016.** *Fachhandbuch Kunstbauten (FHB K).* Bern : s.n., 2016.
- Bundesamt für Strassenbau. 2008.** *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken - 4 Brückenrand und Mittelstreifen.* Bern : s.n., 2008.
- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. . 2011.** Merkblatt "Brückenkappen aus Beton". Berlin : Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , 2011.
- Deutsches Institut für Normung. DIN EN 1992-1-1/NA, 2016.** *Eurocode 2 für Deutschland, DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine*

*Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang.* Berlin : Beuth Verlag GmbH, DIN EN 1992-1-1/NA, 2016.

**DiZWO GmbH. 2016.** *Information Brückenkapfenfertigteile Geschützte Ausführung, Anker mit europäischer Zulassung (ETA).* Schramberg : s.n., 2016.

**Doka GmbH.** doka Schalwagen TU. [Online] [Zitat vom: 29. November 2016.] <https://www.doka.com/at/system-groups/doka-load-bearing-systems/bridge-formwork/forming-wagon-tu/index>.

**Duran, Edzin. 2014.** *Design of Edge Beams.* Stockholm : KTH Royal Institute of Technology Architecture and Building Environment, 2014.

**Egarter, Gert.** Brücken in Fertigteilbauweise. *zement + beton.*

**Fehling, Ekkehard, et al. 2005.** *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC).* Kassel : kassel university press GmbH, 2005. Bd. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau.

**Fehling, Ekkehard, et al. 2014.** *Ultra-High Performance Concrete UHPC.* Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2014.

**Forschungsgesellschaft für das Verkehrs- und Straßenwesen. RVS 15.04.11, 1983a.** Brückenausrüstung Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktionen Ausführung in Ortbeton. Wien : s.n., RVS 15.04.11, 1983a.

— **RVS 15.04.13, 1983b.** Brückenausrüstung Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktionen Ausführung in Stahl. Wien : s.n., RVS 15.04.13, 1983b.

**FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr. RVS 15.02.82, 2016.** Ausführungsbestimmungen (Mai 1986). [Online] RVS 15.02.82, 2016. [Zitat vom: 03. 01 2017.] <http://www.fsv.at/shop/produktdetail.aspx?IDProdukt=d7e5df97-e7a1-4b56-bcac-91d66bde95cd>.

— **RVS 08.17.02, 2011.** Betondecken Deckenherstellung. RVS 08.17.02, 2011.

— **RVS 15.04.21, 2014.** Brückenausrüstung Brückengeländer Anforderung an die Ausbildung und Dimensionierung. Wien : s.n., RVS 15.04.21, 2014.

— **RVS 15.04.71, 2010.** Brückenausrüstung Fahrzeugrückhaltesysteme. Wien : s.n., RVS 15.04.71, 2010.

— **RVS 15.04.12, 2006.** Brückenausrüstung Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktion Verankerung in Beton. Wien : s.n., RVS 15.04.12, 2006.

— **2016.** FSV Wir finden neue Wege. *FSV-Website.* [Online] 2016. [Zitat vom: 26. 10 2016.] <http://www.fsv.at/aktuelles/FSVde.pdf>.

— **RVS 15.02.33, 2013.** Lastannahmen und Hinweise für Lärmschutzwände auf Brücken. Wien : s.n., RVS 15.02.33, 2013.

**Holtschemacher, Klaus, et al. 2017.** Grundlagen des Faserbetons. [Buchverf.] Konrad Bergmeister, et al. *BetonKalender 2017.* Berlin : Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2017.

**Land Kärnten, Abteilung 9 - Kompetenzzentrum Straßen und Brücken. 2013.** *Regelpläne für Brücken und Kunstbauten* . s.l. : Land Kärnten, 2013.

- Land Oberösterreich, Abteilung Brücken- und Tunnelbau. 2014.** *Planungshandbuch für Brücken im Zuge von Landesstrassen*. Linz : Land Oberösterreich, 2014.
- Land Steiermark Fachabteilung 18b. 2009.** Regeldetails für den Brückenbau. Graz : s.n., 2009.
- Leutbecher, Torsten. 2007.** Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. 2007, Heft 9.
- Ludwig, Horst-Michael. 2005.** Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit. *Beton- und Stahlbetonbau*. 100, 2005, Bd. Heft 2.
- Müller, Harald S. und Scheydt, Jennifer C. 2011.** Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit von ultrahochfestem Beton. *beton*. 2011, Bd. Nr. 9.
- Naaman, A.E. 2003.** Engineered steel fibre with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2003, Bde. 1: 241-252, 3.
- ÖBB Infrastruktur AG. 2012.** Regelplanung Brückenbau Randbalken, Plannummer: 20-0001-F00. Wien : s.n., 2012.
- Peri GmbH.** Peri VARIOKIT Gesimskappenkonsole. [Online] [Zitat vom: 29. November 2016.] <https://www.peri.de/produkte/systeme-ingenieurbau/brueckenschalungen/variokit-gesimskappenkonsole.html>.
- Pisarsky, L. und Tauscher, F. 2007.** *Frostschäden an Brückenkappen*. Berlin : Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e. V., 2007.
- Schmidt, Michael, et al. 2008.** *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2008. Bd. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb.
- Schneider, Ulrich, et al. 2001.** Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC). *Beton- und Stahlbetonbau* 96. 2001, Heft 7.
- Trafikverket. 2011.** *TRVK Bro 11 Trafikverkets tekniska krav Bro*. Borlänge : s.n., 2011.
- Tue, Nguyen Viet. 2016.** Vorlesung Betonbrücken. Graz : Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2016.
- Tue, Nguyen Viet, Silbereisen, Rolf und Barthel, Klaus. 2010.** Faserbeton für die Herstellung von Brückenkappen - ein Pilotanwendung. *Bautechnik* 87. 2010, Bd. Heft 3.
- Weißfloh, Sven. 2003.** *Fertigteil für Fahrbahn-, Brücken- oder Stützmauerbauten und Verfahren zu seiner Herstellung und Befestigung*. DE 102 24 305 A1 Deutschland, 18. 12 2003.
- Youn, Bou-Young. 2016.** Betone für Brückenkappen - Der ewige Wettlauf zwischen Rissbildung und Frost-Tausalz-Widerstand. Aachen : Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2016.

|



## ANHANG

---

Anhang A – Lastaufstellung

Anhang B – Bemessungen der Hilti-Dübel

Anhang C – Genauigkeitsmessung

Anhang D – Fotodokumentation

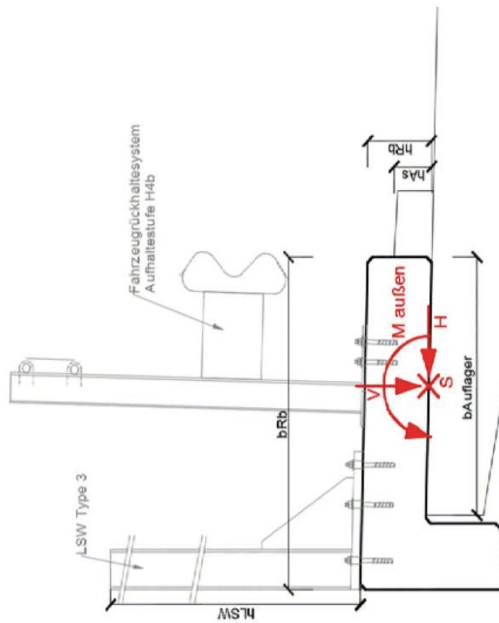
Anhang E – Pläne

## A. ANHANG A - LASTAUFSTELLUNG

### A.1 LASTAUFSTELLUNG – RANDBALKEN 1,25 M

#### 0. EINGABEWERTE

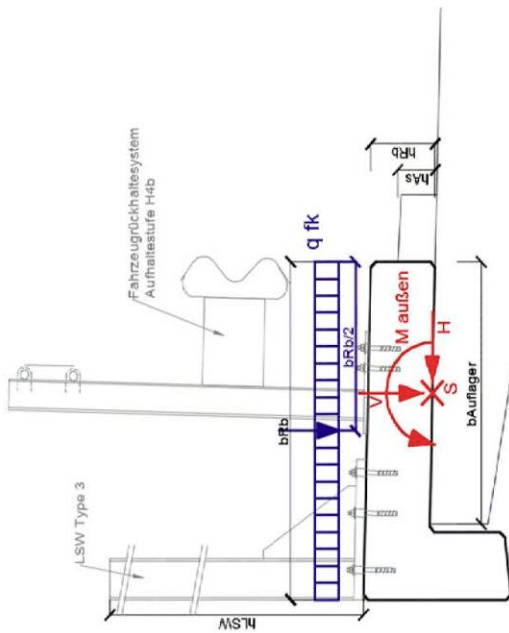
Breite Randbalken	=	1,25 m
Breite Auflagerfläche	=	0,97 m
Höhe Randbalken	=	0,265 m
Höhe Asphalt	=	0,16 m
Länge Randbalken (= Lasteinflussfläche)	=	2,00 m
Anzahl der Verankerungsstellen pro Randbalken	=	2,00 St
Lage Auflasserschwerpunkt	=	$b_{\text{Auflager}} / 2$



#### 1. EIGENGEWICHT RANDBALKEN wird derzeit nicht berücksichtigt

## 2. NUTZLASTEN

### 2.1 NUTZLAST AUS FÜRGÄNGER- UND RADVERKEHR



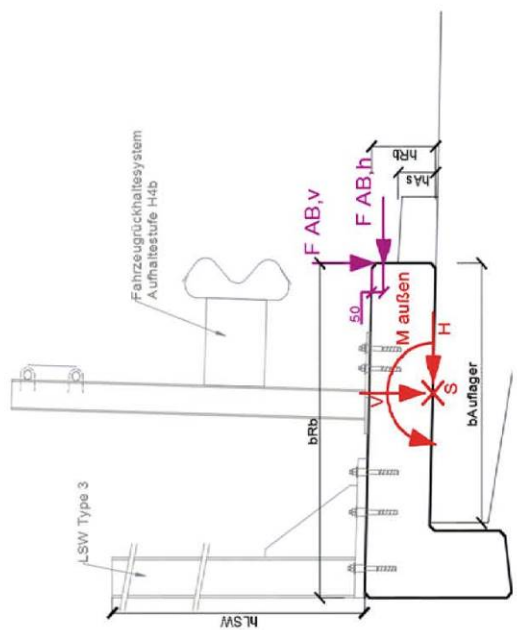
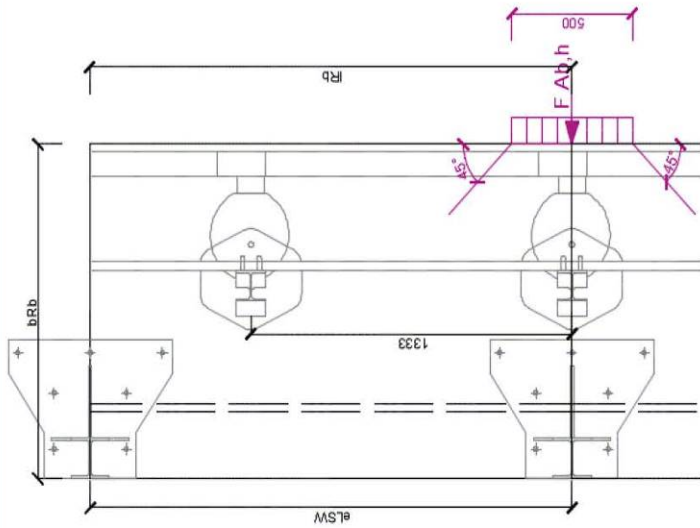
Flächenlast	$q_{fk}$	=	lt. ÖNORM EN 1991-2	=	5,00 kN/m <sup>2</sup>
Resultierende Flächenlast	$R$	=	$q_{fk} * b_{Rb} * l_{Rb}$	=	12,50 kN/m
Abstand Lastangriffspunkt Resultierende	$a_R$	=	$b_{Rb} / 2$	=	0,63 m
Abstand Resultierende und Schwerpunkt Auflagerfläche	$a_{Rm}$	=	$a_R - a_m$	=	0,14 m
<b>Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	$H$	=		=	<b>0,00 kN</b>
<b>Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	$V$	=	$R$	=	<b>12,50 kN</b>
<b>Momente um Schwerpunkt nach außen drehend</b>	$M_{außen}$	=	$R * a_{Rm}$	=	<b>1,75 kNm/m</b>
<b>Momente um Schwerpunkt nach innen drehend</b>	$M_{innen}$	=		=	<b>0,00 kNm/m</b>

### 2.2 NUTZLASTEN AUS FAHRZEUGEN

wird nicht berücksichtigt

**3. ANSTOß AN BORD**

Lastaufstellung – Randbalken 1,25 m



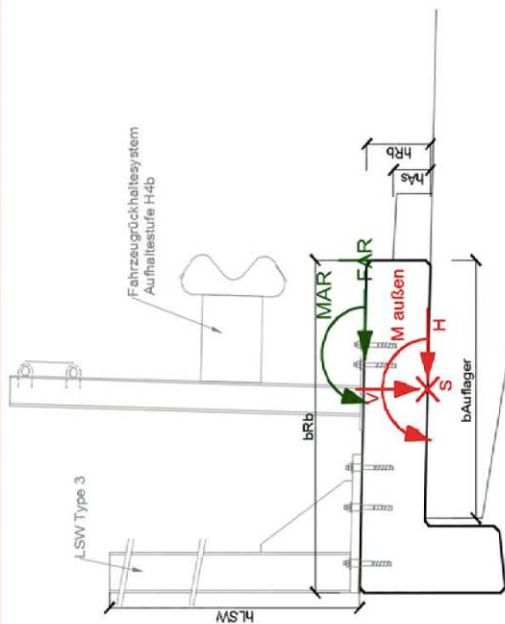
horizontale Last	$F_{AB,h}$	=	100,00 kN	$F_{AB,y}$ wird nur
vertikale Last	$F_{AB,y}$	=	225,00 kN	angesetzt wenn zu
Abstand Schwerpunkt Lastangriffspunkt horizontaler Last	$a_{FAB,h}$	=	$h_{Rb} - 0,05$	ungünstigeren
Abstand Schwerpunkt Lastangriffspunkt vertikale Last	$a_{FAB,y}$	=	$b_{Auflager} / 2$	Ergebnissen führt
<b>Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>H</b>	=	<b>100,00 kN</b>	
<b>Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>V</b>	=	<b>225,00 kN</b>	
<b>Momente um Schwerpunkt nach außen drehend</b>	<b>M<sub>außen</sub></b>	=	<b>21,50 kNm</b>	
<b>Momente um Schwerpunkt nach innen drehend</b>	<b>M<sub>innen</sub></b>	=	<b>-109,13 kNm</b>	

#### 4. FAHRZEUGRÜCKHALTESYSTEM

##### 4.1 EIGENGEWICHT RÜCKHALTESYSTEM

wird nicht berücksichtigt

##### 4.2 ANSTOß AN RÜCKHALTESYSTEM - Berechnung über Ersatzlasten



horizontale Last

Moment

Abstand Lastanordnung

Anzahl Lastangriffe auf die Einflussbreite

Moment um Schwerpunkt aus horizontaler Last

Moment um Schwerpunkt aus Moment

Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

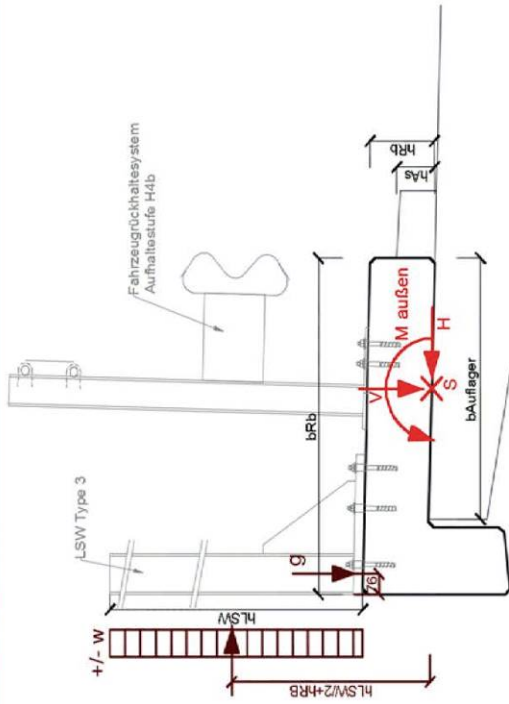
Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

Momente um Schwerpunkt nach außen drehend

Momente um Schwerpunkt nach innen drehend

$F_{AR}$	=	$130,00 \text{ kN}$	max. Last über
$M_{AR}$	=	$70,00 \text{ kNm}$	Auflager 256
$a$	=	$1,30 \text{ m}$	entspricht
$x$	=	$1,97 \text{ Stück}$	$1,97 \times 130$
$M_{S,FAR}$	=	$67,87 \text{ kNm}$	
$M_{S,MAR}$	=	$137,90 \text{ kNm}$	
$H$	=	$256,10 \text{ kN}$	
$V$	=	$0,00 \text{ kN}$	
$M_{\text{außen}}$	=	$205,77 \text{ kNm}$	
$M_{\text{innen}}$	=	$0,00 \text{ kNm}$	

## 5. LÄRMSCHUTZWAND



### 5.1 EIGENGEWICHT LÄRMSCHUTZWAND

Höhe Lärmschutzwand

Abstand zwischen Stehern (= Einflussbreite pro Steher)

Eigengewicht eines Elementes (Länge 2m)

Abmessungen eines Elementes

Anzahl Elemente für 4m hohe Wand

Eigenlast pro Einflussbreite:

Eigengewicht Profil

Eigenlast LSW-Steher

$h_{LSW}$	=	4,00 m	Es ist das
$e_{LSW}$	=	2,00 m	Nassgewicht der
$g_{Element}$	=	0,56 kN/m	Elemente
$h_{Element}$	=	0,50 m	anzusetzen
$n$	=	8,00 Stück	Annahme:
$g_{Element,ges}$	=	8,90 kN	Alumero ALU LSW
			RLC
$g_{HEA}$	=	31,20 kg/lfm	
$g_{Steher}$	=	1,22 kN	



Abstand Lastangriffspunkt Resultierende Flächenlast von Innenkante  
 Abstand Resultierende und Schwerpunkt Auflagerfläche

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**  
**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$a_{LSW,g} = b_{Rb} - 0,076 = 1,17 \text{ m}$$

$$a_{LSW,m} = a_{LSW} - a_m = 0,69 \text{ m}$$

$$H = 0,00 \text{ kN}$$

$$V = g_{Element,ges} + g_{Stieher} = 10,12 \text{ kN}$$

$$M_{au\ddot{a}}en = V * a_{LSW,m} = 6,97 \text{ kNm}$$

$$M_{innen} = 0,00 \text{ kNm}$$

## 5.2 WINDLAST LÄRMSCHUTZWAND

maximal aufnehmbare Windlast bei LSW Type 3 und 4 m Wandhöhe  
 Windlast auf 4m hohe LSW und 2m Einflussbreite  
 Abstand Lastangriffspunkt  
 Faktor zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung

$$w = \text{lt. PlaHa Asfinag} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{LSW} = w * h_{LSW} * e_{LSW} = 14,40 \text{ kN}$$

$$a_{LSW,w} = h_{LSW}/2 + h_{Rb} = 2,27 \text{ m}$$

$$f_{DW} = 1,10$$

### Lastfall 1

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**  
**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$H = W_{LSW} * f_{DW} = 15,84 \text{ kN}$$

$$V = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{au\ddot{a}}en = W_{LSW} * a_{LSW,w} * f_{DW} = 35,88 \text{ kNm}$$

$$M_{innen} = 0,00 \text{ kNm}$$

### Lastfall 2

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**  
**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**  
**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$H = -W_{LSW} * f_{DW} = -15,84 \text{ kN}$$

$$V = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{au\ddot{a}}en = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{innen} = -W_{LSW} * a_{LSW,w} * f_{DW} = -35,88 \text{ kNm}$$

### 5.3 ÜBERNAHME GELÄNDERFUNKTION DURCH LÄRMSCHUTZWAND

maximal aufnehmbare Geländerlast

$$q_{\text{gel}} = 0,80 \text{ kN/m}$$

Lasten auf LSW  
wenn kein  
Geländer auf  
Überbau

maximal aufnehmbare Geländerlast, Einflussbreite 2m (Steherabstand LSW)

$$Q_{\text{gel}} = e_{\text{LSW}} * q_g = 1,60 \text{ kN}$$

Abstand Lastangriffspunkt Resultierende Flächenlast von Innenkante

$$a_{\text{LSW, gel}} = 1,00 + h_{\text{RiB}} - h_{\text{As}} = 1,11 \text{ m}$$

nach RVS 15.04.82

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$H = Q_{\text{gel}} = 1,60 \text{ kN}$$

- RVS wurde

**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$V = 0,00 \text{ kN}$$

zurück gezogen

**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**

$$M_{\text{außen}} = Q_g * a_{\text{LSW, g}} = 1,78 \text{ kNm}$$

und ist nicht mehr

**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$M_{\text{innen}} = 0,00 \text{ kNm}$$

gültig

### 5.4 SCHNEELAST LÄRMSCHUTZWAND

wird nicht berücksichtigt ist in Windlast bereits berücksichtigt

### 6. GELÄNDER

wird nicht berücksichtigt. Lasten von LSW bereits mit abgedeckt, weil entweder LSW oder Geländer eingebaut

**ZUSAMMENFASSUNG - horizontale und vertikale Kräfte****1. EIGENGEWICHT RANDBALKEN**

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{qfk}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{qfk}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm

**2. NUTZLASTEN****2.1 NUTZLAST AUS FUßGÄNGER- UND RADVERKEHR**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{qfk}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{qfk}$	=	12,50 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,qfk}$	=	1,75 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm

**2.2 NUTZLASTEN AUS FAHRZEUGEN**

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{qfk}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{qfk}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm

**3. ANSTOß AN BORD**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{Ab}$	=	100,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{Ab}$	=	225,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,FABh}$	=	21,50 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,FABv}$	=	-109,13 kNm

#### 4. FAHRZEUGRÜCKHALTESYSTEM

##### 4.1 ANSTOß AN RÜCKHALTESYSTEM

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{AR}$	=	256,10 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{AR}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,FABh}$	=	205,77 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,FABv}$	=	0,00 kNm

##### 4.2 EIGENGEWICHT RÜCKHALTESYSTEM

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{qfk}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{qfk}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm

#### 5. LÄRMSCHUTZWAND

##### 5.1 EIGENGEWICHT LÄRMSCHUTZWAND

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{gLSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{gLSW}$	=	10,12 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,FABh}$	=	6,97 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,FABv}$	=	0,00 kNm

##### 5.2 WINDLAST LÄRMSCHUTZWAND

Lastfall 1

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{wLSW}$	=	15,84 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{wLSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	35,88 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm

**Lastfall 2**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{wLSW}$	=	-15,84 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{wLSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	-35,88 kNm

**5.3 ÜBERNAHME GELÄNDERFUNKTION DURCH LÄRMSCHUTZWAND**

Wird vernachlässigt, da RVS zurückgezogen wurde

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{wLSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{wLSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm

**5.4 SCHNEELAST LÄRMSCHUTZWAND**

wird nicht berücksichtigt ist in Windlast bereits berücksichtigt

**6. GELÄNDER**

wird nicht berücksichtigt. Lasten von LSW bereits mit abgedeckt, weil entweder LSW oder Geländer eingebaut

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{wLSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{wLSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm

**LASTFALLKOMBINATIONEN - ANALOG HILTI**

LF 1 EIGENGEWICHT UND NUTZLAST	H (kN)	V (kN)	M (kNm)	$\gamma$	feldweise Aufstellung
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35 vernachlässigt, da
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35 geringere Auflast
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,35	negativ



Nutzlast	0,00	12,50	1,75	1,50	
<b>Belastung im LF 1</b>	<b>0,00</b>	<b>32,41</b>	<b>12,04</b>		
<b>LF 2a EIGENGEWICHT UND ANPRALL (Moment nach innen drehend)</b>					nur Anstoß an Bord
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,00	
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00	
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,00	
Anstoß an Bord	100,00	225,00	-109,13	1,00	
Anprall an Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00	
<b>Belastung im LF 2a</b>	<b>100,00</b>	<b>235,12</b>	<b>-102,15</b>		
<b>LF 2b EIGENGEWICHT UND ANPRALL (Moment nach außen drehend)</b>					nur Anstoß an
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,00	Rückhaltesystem
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00	maßgebende
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,00	Kombination
Anstoß an Bord	0,00	0,00	0,00	1,00	
Anprall an Rückhaltesystem	256,10	0,00	205,77	1,00	
<b>Belastung im LF 2b</b>	<b>256,10</b>	<b>10,12</b>	<b>212,74</b>		
<b>LF 3 EIGENGEWICHT UND ANPRALL (Moment nach außen drehend)</b>					nur Anstoß an Bord
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,00	
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00	
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,00	
Anstoß an Bord	100,00	0,00	21,50	1,00	
Anprall an Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00	
<b>Belastung im LF 3</b>	<b>100,00</b>	<b>10,12</b>	<b>28,47</b>		
<b>LF 4 EIGENGEWICHT, NUTZLAST UND WIND VON RECHTS (Moment nach auf: H (kN)</b>					$\psi_0$
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,35	
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,35	



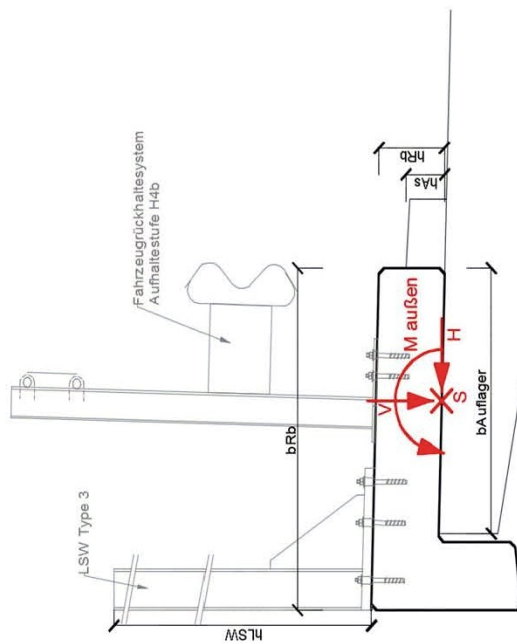
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,35
Wind von links	15,84	0,00	35,88	1,50
Nutzlast	0,00	12,50	1,75	1,50
<b>Belastung im LF 4</b>	<b>23,76</b>	<b>13,66</b>	<b>63,23</b>	<b>0</b>
<b>LF 5 EIGENGEWICHT, NUTZLAST UND WIND VON LINKS (Moment nach inner H (kN)</b>				
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,35
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,35
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	6,97	1,35
Wind von links	-15,84	0,00	-35,88	1,50
Nutzlast	0,00	12,50	1,75	1,50
<b>Belastung im LF 5</b>	<b>-23,76</b>	<b>13,66</b>	<b>-44,40</b>	<b>0</b>
<b>EINGABEWERTE IN HILTI ANCHORS 2.7.3 - Werte jeweils /3 da nur eine Seite der Befestigung untersucht wird und insg. 3 Befestigungen</b>				
Belastung im LF 1	33,33	78,37	-34,05	
Belastung im LF 2a	85,37	3,37	70,91	
Belastung im LF 2b	33,33	3,37	9,49	
Belastung im LF 3	7,92	4,55	21,08	
Belastung im LF 4	-7,92	4,55	-14,80	

wird vernachlässigt, da resultierende Drucklast

## A.2 LASTAUFSTELLUNG – RANDBALKEN 2,50 M

### 0. EINGABEWERTE

Breite Randbalken	$b_{Rb}$	=	2,50 m
Breite Auflagerfläche	$b_{Auflager}$	=	2,15 m
Höhe Randbalken	$h_{Rb}$	=	0,270 m
Höhe Asphalt	$h_{As}$	=	0,15 m
Länge Randbalken (= Lasteinflussfläche)	$l_{Rb}$	=	Steherabstand LSW
Anzahl der Verankerungsstellen pro Randbalken	$x_V$	=	2,00 St
Lage Auflegerschwerpunkt	$a_m$	=	$b_{Auflager} / 2$

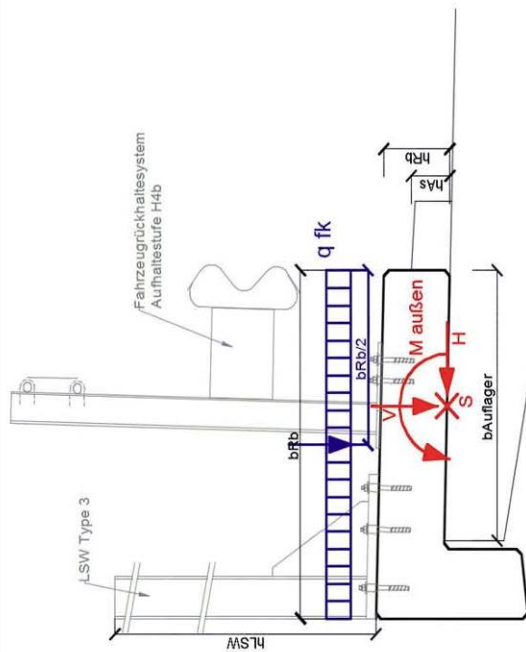


### 1. EIGENGEWICHT RANDBALKEN

wird derzeit nicht berücksichtigt

## 2. NUTZLASTEN

### 2.1 NUTZLAST AUS FUßGÄNGER- UND RADVERKEHR



Flächenlast

$$q_{fik} = \text{lt. ÖNORMEN 1991-2} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Resultierende Flächenlast

$$R = q_{fik} * b_{Rb} * l_{Rb} = 25,00 \text{ kN/m}$$

Abstand Lastangriffspunkt Resultierende

$$a_R = b_{Rb} / 2 = 1,25 \text{ m}$$

Abstand Resultierende und Schwerpunkt Auflagerfläche

$$a_{Rm} = a_R - a_m = 0,18 \text{ m}$$

Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

$$H = 0,00 \text{ kN}$$

Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

$$V = R = 25,00 \text{ kN}$$

Momente um Schwerpunkt nach außen drehend

$$M_{\text{außen}} = R * a_{Rm} = 4,38 \text{ kNm/m}$$

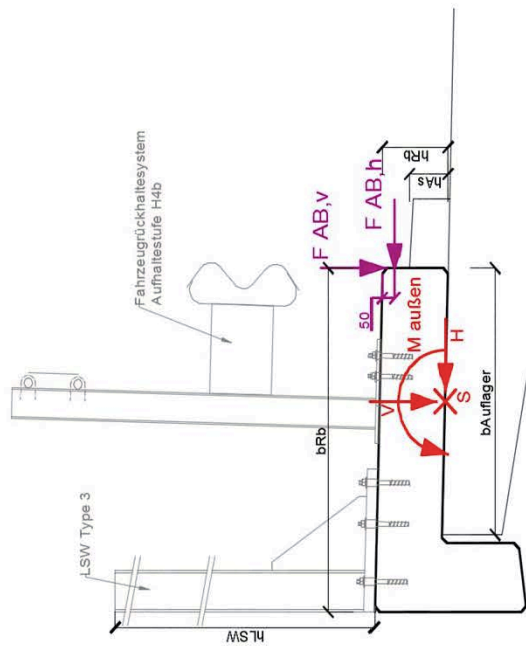
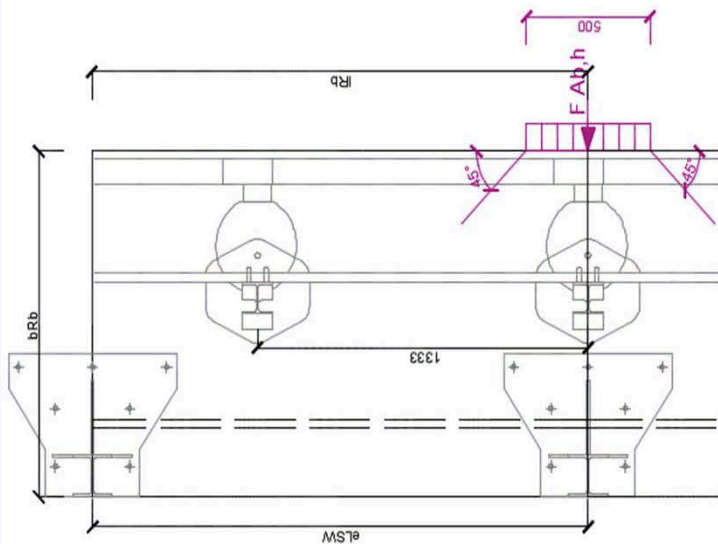
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend

$$M_{\text{innen}} = 0,00 \text{ kNm/m}$$

### 2.2 NUTZLASTEN AUS FAHRZEUGEN

wird nicht berücksichtigt

3. ANSTOß AN BORD



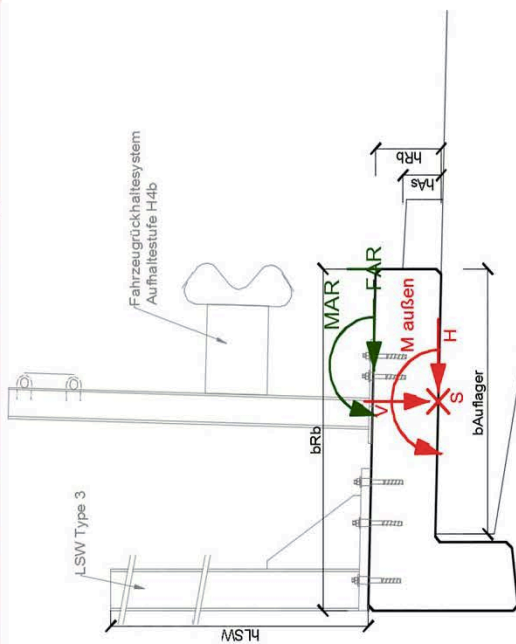
horizontale Last	$F_{AB,h}$	=	100,00 kN	$F_{AB,y}$ wird nur
vertikale Last	$F_{AB,y}$	=	225,00 kN	angesetzt
Abstand Schwerpunkt Lastangriffspunkt horizontale Last	$a_{FAB,h}$	=	0,22 m	wenn zu
Abstand Schwerpunkt Lastangriffspunkt vertikale Last	$a_{FAB,y}$	=	1,08 m	ungünsti-
				geren
<b>Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>H</b>	=	<b>100,00 kN</b>	<b>Ergebnis-sen</b>
<b>Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>V</b>	=	<b>225,00 kN</b>	<b>führt</b>
<b>Momente um Schwerpunkt nach außen drehend</b>	<b>M<sub>außen</sub></b>	=	<b>22,00 kNm</b>	
<b>Momente um Schwerpunkt nach innen drehend</b>	<b>M<sub>innen</sub></b>	=	<b>-241,88 kNm</b>	

**4. FAHRZEUGRÜCKHALTESYSTEM - kein Rückhaltesystem vorhanden**

**4.1 EIGENGEWICHT RÜCKHALTESYSTEM**

wird nicht berücksichtigt

**4.2 ANSTOß AN RÜCKHALTESYSTEM - Berechnung über Ersatzlasten**



horizontale Last

Moment

Abstand Lastanordnung

Anzahl Lastangriffe auf die Einflussbreite

Moment um Schwerpunkt aus horizontaler Last

Moment um Schwerpunkt aus Moment

Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement

Momente um Schwerpunkt nach außen drehend

Momente um Schwerpunkt nach innen drehend

$F_{AR}$	=	$0,00 \text{ kN}$	max. Last über
$M_{AR}$	=	$0,00 \text{ kNm}$	Auflager 256
$a$	=	$0,00 \text{ m}$	entspricht
$x$	=	$l_{Rb} / a$	Stück 1,97 x 130

$M_{S,FAR} = h_{Rb} * F_{AR} * x$

$M_{S,MAR} = M_{AR} * x$

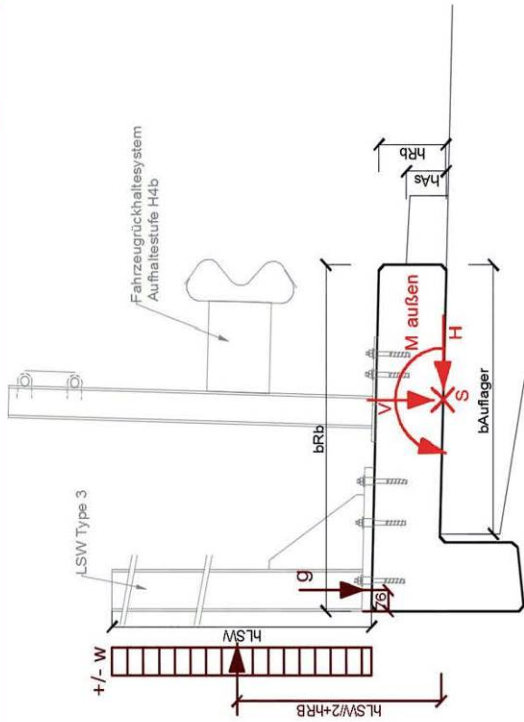
$H = F_{AR} * x$

$V = M_{S,FAR} + M_{S,MAR}$

$M_{außen} = 0,00 \text{ kNm}$

$M_{innen} = 0,00 \text{ kNm}$

**5. LÄRMSCHUTZWAND - keine Lärmschutzwand vorhanden, jedoch eingeplant falls nachgerüstet wird**



**5.1 EIGENGEWICHT LÄRMSCHUTZWAND**

Höhe Lärmschutzwand	=	4,00 m	Es ist das
Abstand zwischen Stehern (= Einflussbreite pro Steher)	=	2,00 m	Nassgewicht
Eigengewicht eines Elementes (Länge 2m)	=	0,56 kN/m	der Elemente
Abmessungen eines Elementes	=	0,50 m	anzusetzen
Anzahl Elemente für 4m hohe Wand	=	8,00 Stück	Annahme:
Eigenlast pro Einflussbreite:	=	8,90 kN	Alumero ALU
	=		LSW RLC
Eigengewicht Profil	=	31,20 kg/lfm	
Eigenlast LSW-Steher	=	1,22 kN	



Abstand Lastangriffspunkt Resultierende Flächenlast von Innenkante  
Abstand Resultierende und Schwerpunkt Auflagerfläche

$$a_{LSW,g} = b_{Rb} - 0,076 = 2,42 \text{ m}$$

$$a_{LSWm} = a_{LSW} - a_m = 1,35 \text{ m}$$

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$H = 0,00 \text{ kN}$$

**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$V = 10,12 \text{ kN}$$

**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**

$$M_{\text{außen}} = V * a_{LSWm} = 13,65 \text{ kNm}$$

**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$M_{\text{innen}} = 0,00 \text{ kNm}$$

## 5.2 WINDLAST LÄRMSCHUTZWAND

maximal aufnehmbare Windlast bei LSW Type 3 und 4 m Wandhöhe

$$w = \text{lt. PlaHa Asfinag} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

Windlast auf 4m hohe LSW und 2m Einflussbreite

$$W_{LSW} = w * h_{LSW} * e_{LSW} = 14,40 \text{ kN}$$

Abstand Lastangriffspunkt

$$a_{LSW,w} = h_{LSW}/2 + h_{Rb} = 2,27 \text{ m}$$

Faktor zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung

$$f_{DW} = 1,10$$

### Lastfall 1

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$H = W_{LSW} * f_{DW} = 15,84 \text{ kN}$$

**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$V = 0,00 \text{ kN}$$

**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**

$$M_{\text{außen}} = W_{LSW} * a_{LSW,w} * f_{DW} = 35,96 \text{ kNm}$$

**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$M_{\text{innen}} = 0,00 \text{ kNm}$$

### Lastfall 2

**Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$H = -W_{LSW} * f_{DW} = -15,84 \text{ kN}$$

**Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement**

$$V = 0,00 \text{ kN}$$

**Momente um Schwerpunkt nach außen drehend**

$$M_{\text{außen}} = 0,00 \text{ kNm}$$

**Momente um Schwerpunkt nach innen drehend**

$$M_{\text{innen}} = -W_{LSW} * a_{LSW,w} * f_{DW} = -35,96 \text{ kNm}$$

### 5.3 ÜBERNAHME GELÄNDERFUNKTION DURCH LÄRMSCHUTZWAND

maximal aufnehmbare Geländerlast	$q_{\text{gel}}$	=	0,00 kN/m	Lasten auf LSW wenn kein Geländer auf Überbau
maximal aufnehmbare Geländerlast, Einflussbreite 2m (Steherabstand LSW)	$Q_{\text{gel}}$	=	0,00 kN	
Abstand Lastangriffspunkt Resultierende Flächenlast von Innenkante	$a_{\text{LSW,gel}}$	=	$1,00 + h_{\text{rib}} - h_{\text{As}}$	
<b>Summe horizontaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>H</b>	=	<b><math>Q_{\text{gel}}</math></b>	nach RVS
<b>Summe vertikaler Kräfte auf ein Randbalkenelement</b>	<b>V</b>	=	<b>0,00 kN</b>	15.04.82 - RVS
<b>Momente um Schwerpunkt nach außen drehend</b>	<b><math>M_{\text{außen}}</math></b>	=	<b><math>Q_{\text{g}} * a_{\text{LSW,g}}</math></b>	wurde zurück
<b>Momente um Schwerpunkt nach innen drehend</b>	<b><math>M_{\text{innen}}</math></b>	=	<b>0,00 kNm</b>	gezogen und ist nicht mehr gültig

### 5.4 SCHNEELAST LÄRMSCHUTZWAND

wird nicht berücksichtigt ist in Windlast bereits berücksichtigt

### 6. GELÄNDER

wird nicht berücksichtigt. Lasten von LSW bereits mit abgedeckt, weil entweder LSW oder Geländer eingebaut

**ZUSAMMENFASSUNG - horizontale und vertikale Kräfte****1. EIGENGEWICHT RANDBALKEN**

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	=	0,00 kNm

**2. NUTZLASTEN****2.1 NUTZLAST AUS FUßGÄNGER- UND RADVERKEHR**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	25,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	=	4,38 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	=	0,00 kNm

**2.2 NUTZLASTEN AUS FAHRZEUGEN**

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	=	0,00 kNm

**3. ANSTOß AN BORD**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	100,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	=	225,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	=	22,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	=	-241,88 kNm

#### 4. FAHRZEUGRÜCKHALTESYSTEM

##### 4.1 ANSTOß AN RÜCKHALTESYSTEM

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{AR}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{AR}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,FABh}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,FABv}$	=	0,00 kNm

##### 4.2 EIGENGEWICHT RÜCKHALTESYSTEM

Wird vernachlässigt

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{qfk}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{qfk}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,qfk}$	=	0,00 kNm

#### 5. LÄRMSCHUTZWAND

##### 5.1 EIGENGEWICHT LÄRMSCHUTZWAND

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{gLSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{gLSW}$	=	10,12 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,FABh}$	=	13,65 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,FABv}$	=	0,00 kNm

##### 5.2 WINDLAST LÄRMSCHUTZWAND

Lastfall 1

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{wLSW}$	=	15,84 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{wLSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	35,96 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,wLSW}$	=	0,00 kNm

**Lastfall 2**

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{w,LSW}$	=	-15,84 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{w,LSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	-35,96 kNm

**5.3 ÜBERNAHME GELÄNDERFUNKTION DURCH LÄRMSCHUTZWAND**

Wird vernachlässigt, da RVS zurückgezogen wurde

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{w,LSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{w,LSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	0,00 kNm

**5.4 SCHNEELAST LÄRMSCHUTZWAND**

wird nicht berücksichtigt ist in Windlast bereits berücksichtigt

**6. GELÄNDER**

wird nicht berücksichtigt. Lasten von LSW bereits mit abgedeckt, weil entweder LSW oder Geländer eingebaut

Summe horizontaler Kräfte auf die Einflussbreite	$H_{w,LSW}$	=	0,00 kN
Summe vertikaler Kräfte auf die Einflussbreite	$V_{w,LSW}$	=	0,00 kN
Momente um Schwerpunkt nach außen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	0,00 kNm
Momente um Schwerpunkt nach innen drehend	$M_{S,w,LSW}$	=	0,00 kNm

**LASTFALLKOMBINATIONEN - ANALOG HILTI**

LF 1 EIGENGEWICHT UND NUTZLAST	H (kN)	V (kN)	M (kNm)	$\gamma$
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,35 feldweise Aufstellung
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,35 vernachlässigt, da
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	13,65	1,35 geringere Auflast negativ



Nutzlast	0,00	25,00	4,38	1,50
<b>Belastung im LF 1</b>	<b>0,00</b>	<b>51,16</b>	<b>24,99</b>	
<b>LF 2a EIGENGEWICHT UND ANPRALL (Moment nach innen drehend)</b>				
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,00
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	13,65	1,00
Anstoß an Bord	100,00	225,00	-241,88	1,00
Anprall an Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00
<b>Belastung im LF 2</b>	<b>100,00</b>	<b>235,12</b>	<b>-228,22</b>	
<b>LF 3 EIGENGEWICHT UND ANPRALL (Moment nach außen drehend)</b>				
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,00
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	13,65	1,00
Anstoß an Bord	100,00	0,00	22,00	1,00
Anprall an Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,00
<b>Belastung im LF 3</b>	<b>100,00</b>	<b>10,12</b>	<b>35,65</b>	
<b>LF 4 EIGENGEWICHT, NUTZLAST UND WIND VON RECHTS (Moment nach auf. H (kN) <math>\psi_0</math>)</b>				
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,35
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,35
Eigengewicht LSW	0,00	10,12	13,65	1,35
Wind von links	15,84	0,00	35,96	1,50
Nutzlast	0,00	25,00	4,38	0
<b>Belastung im LF 4</b>	<b>23,76</b>	<b>13,66</b>	<b>72,37</b>	
<b>LF 5 EIGENGEWICHT, NUTZLAST UND WIND VON LINKS (Moment nach inner H (kN) <math>\psi_0</math>)</b>				
Eigengewicht Randbalken	0,00	0,00	0,00	1,35
Eigengewicht Rückhaltesystem	0,00	0,00	0,00	1,35



Eigengewicht LSW	0,00	10,12	13,65	1,35
Wind von links	-15,84	0,00	-35,96	1,50
Nutzlast	0,00	25,00	4,38	1,50
<b>Belastung im LF 5</b>	<b>-23,76</b>	<b>13,66</b>	<b>-35,50</b>	<b>0</b>

**EINGABEWERTE IN HILTI ANCHORS 2.7.3 - Werte jeweils x0,5 da nur eine Seite der Befestigung untersucht wird**

Belastung im LF 1	50,00	117,56	-114,11	
Belastung im LF 2	50,00	5,06	17,83	
Belastung im LF 3	11,88	6,83	36,18	
Belastung im LF 4	-11,88	6,83	-17,75	



## B. ANHANG B - BEMESSUNG DER HILTI-DÜBEL

### B.1 BEMESSUNG DER DÜBEL – RANDBALKEN 1,25 M

Tel. | Fax: |  
E-Mail: |

Datum:

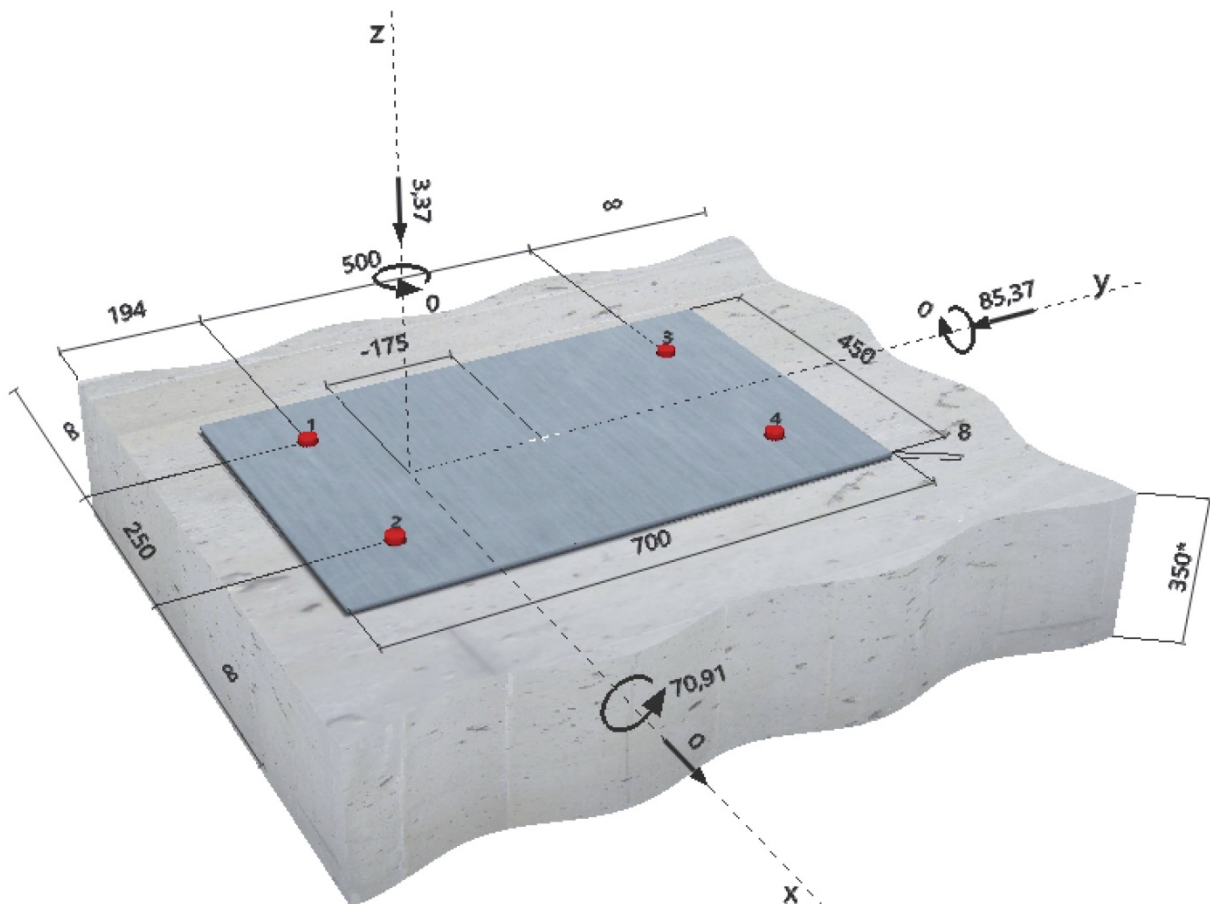
01.08.2017

**Bemerkung:**

#### 1 Eingabedaten

<b>Dübeltyp und Größe:</b>	<b>HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M24</b>	
Effektive Verankerungstiefe:	$h_{ef,act} = 294 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )	
Werkstoff:	5.8	
Zulassungs-Nr.:	ETA 16/0143	
Ausgestellt   Gültig:	30.11.2016   -	
Nachweis:	Bemessungsverfahren ETAG Verbund; EOTA TR 029	
Abstandsmontage:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Kein Abstand); $t = 8 \text{ mm}$	
Ankerplatte:	$l_x \times l_y \times t = 450 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ ; (Empfohlene Plattendicke: nicht berechnet)	
Profil:	kein Profil	
Untergrund:	gerissener Beton, C35/45, $f_{c,cube} = 45,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 350 \text{ mm}$ , Temp. kurz/lang: 40/24 °C	
<b>Installation:</b>	<b>Bohrloch: hammergebohrt, Installationsbed.: trocken</b>	
Bewehrung:	Stababstand $< 150 \text{ mm}$ (für jeden $\emptyset$ ) oder $< 100 \text{ mm}$ (für $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) mit Randlängsbewehrung $d \geq 12$ + Engmaschige Rückhängebewehrung $s \leq$ Bewehrung gegen Spalten gemäß EOTA TR 029, 5.2.2.6 vorhanden.	

**Geometrie [mm] & Belastungen [kN, kNm]**



**1.1 Lastkombination**

Fall	Beschreibung	Kräfte [kN] / Momente [kNm]	Erdbeben	Feuer	Max. Ausnutzung [%]
1	Kombination 2	$V_x = 0,000; V_y = -33,330; N = -78,370;$ $M_x = -34,050; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	38
2	Kombination 3	$V_x = 0,000; V_y = -33,330; N = -3,370;$ $M_x = 9,490; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	38
3	Kombination 4	$V_x = 0,000; V_y = -7,920; N = -4,550;$ $M_x = 21,080; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	21
4	Kombination 5	$V_x = 0,000; V_y = 7,920; N = -4,550;$ $M_x = -14,800; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	19
5	<b>Kombination 2b</b>	<b><math>V_x = 0,000; V_y = -85,370; N = -3,370;</math></b> <b><math>M_x = 70,910; M_y = 0,000; M_z = 0,000</math></b>	<b>nein</b>	<b>nein</b>	<b>140</b>

**2 Lastfall/Resultierende Dübelkräfte**

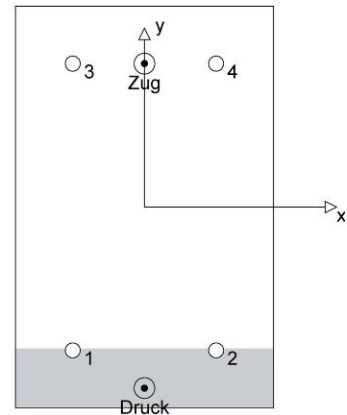
Lastfall: Design Lasten

**Resultierende Dübelkräfte [kN]**

Normalkraft: +Zug -Druck

Dübel	Normalkraft	Querkraft	Querkraft x	Querkraft y
1	0,000	21,343	0,000	-21,343
2	0,000	21,343	0,000	-21,343
3	62,271	21,343	0,000	-21,343
4	62,271	21,343	0,000	-21,343

Maximale Betonstauchung: 0,18 [‰]  
 Maximale Betondruckspannung: 5,50 [N/mm<sup>2</sup>]  
 resultierende Zugkraft in (x/y)=(0/250): 124,541 [kN]  
 resultierende Druckkraft in (x/y)=(0/-316): 127,911 [kN]



**3 Zugbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.2)**

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_N$ [%]	Status
Stahlversagen*	62,271	117,667	53	OK
Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonabr.**	124,541	177,482	71	OK
Betonversagen**	124,541	208,327	60	OK
Spaltversagen**	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.

\* ungünstigster Dübel    \*\*Dübelgruppe (Dübel unter Zug)

**3.1 Stahlversagen**

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]
176,500	1,500	117,667	62,271

**3.2 Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonabr.**

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]
630506	460800	15,00	679	339	694
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,061	8,48	2,300	1,135	1,035	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
188,073	266,224	1,500	177,482	124,541	

Tel. | Fax:  
E-Mail:

Datum:

01.08.2017

**3.3 Betonversagen**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
998424	777924	441	882		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$k_1$	$N_{RK,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
7,200	243,478	1,500	208,327	124,541	

#### 4 Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.3)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_v$ [%]	Status
Stahlversagen ohne Hebelarm*	21,343	70,600	31	OK
Stahlversagen mit Hebelarm*	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**	85,370	446,080	20	OK
Betonkantenbruch, Richtung y-**	85,370	87,920	98	OK

\* ungünstigster Dübel \*\*Dübelgruppe (relevante Dübel)

##### 4.1 Stahlversagen ohne Hebelarm

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
88,250	1,250	70,600	21,343

##### 4.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Betonausbruch maßgebend)

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	$k_1$
1284820	777924	441	882	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,832	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
243,478	1,500	446,080	85,370		

##### 4.3 Betonkantenbruch, Richtung y-

$h_{ef}$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_1$	$\alpha$	$\beta$		
288	24,0	1,700	0,122	0,066		
$c_1$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]				
194	242112	169362				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,400	
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]			
65,894	1,500	87,920	85,370			

#### 5 Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.4)

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Ausnutzung $\beta_{N,V}$ [%]	Status
0,702	0,971	1,000	140	NW nicht erfüllt

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$

#### 6 Verschiebungen (höchstbelasteter Dübel)

Kurzzeitbelastung:

$N_{Sk}$ = 0,000 [kN]	$\delta_N$ = 0,000 [mm]
$V_{Sk}$ = 31,619 [kN]	$\delta_V$ = 0,949 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 0,949 [mm]

Langzeitbelastung:

$N_{Sk}$ = 0,000 [kN]	$\delta_N$ = 0,000 [mm]
$V_{Sk}$ = 31,619 [kN]	$\delta_V$ = 1,581 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 1,581 [mm]

Hinweis: Die Verschiebungen infolge Zugkraft gelten, wenn die Hälfte des Drehmomentes beim Verankern aufgebracht wurde - ungerissener Beton! Die Verschiebungen infolge Querkraft gelten, wenn zwischen Beton und Ankerplatte keine Reibung vorliegt! Der Verschiebungswert aus dem Lochspiel zwischen Ankerkörper und Bohrlochrand sowie zwischen Ankerkörper und Anbauteil ist in dieser Berechnung nicht berücksichtigt!

Die zulässigen Verschiebungen hängen von der zu befestigenden Konstruktion ab und sind vom Konstrukteur festzulegen!



## B.2 BEMESSUNG DER DÜBEL – RANDBALKEN 2,50 M


Tel. | Fax: |  
E-Mail:

Datum:

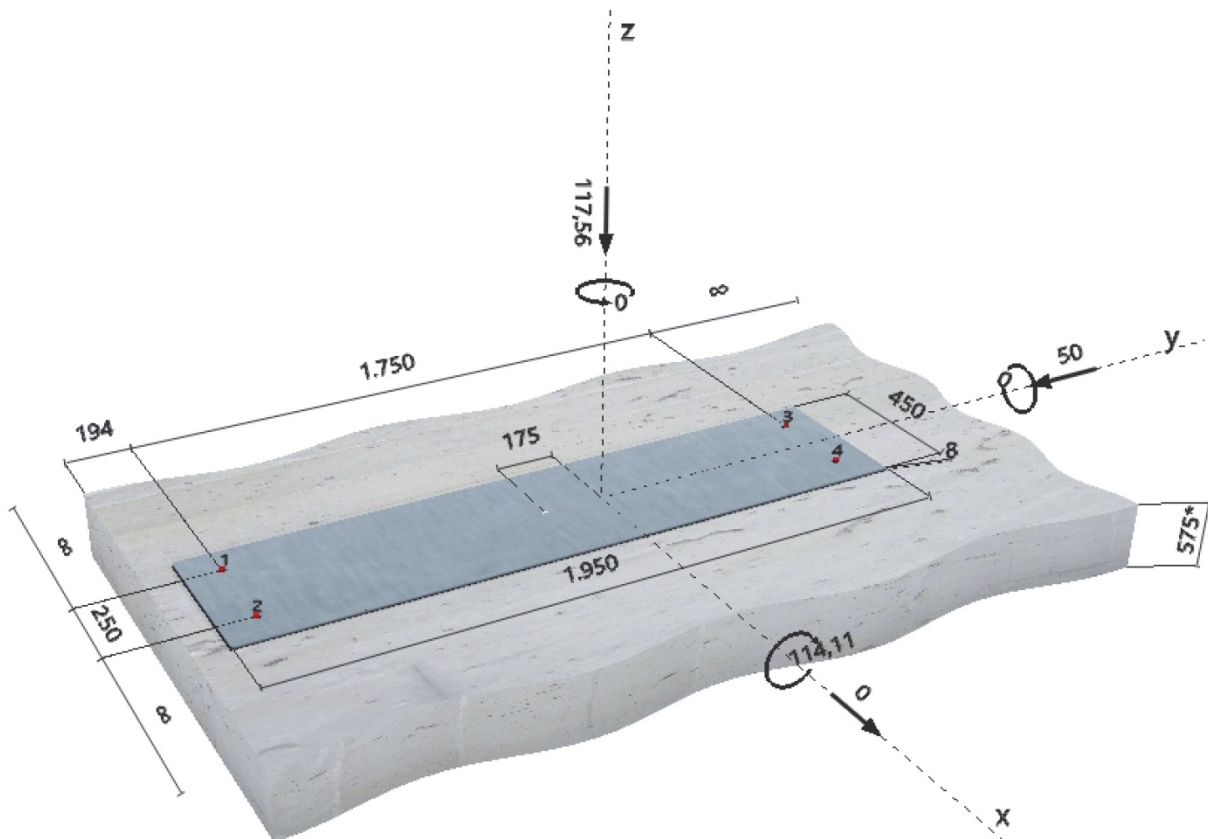
01.08.2017

Bemerkung:

## 1 Eingabedaten

<b>Dübeltyp und Größe:</b>	HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M16	
Effektive Verankerungstiefe:	$h_{ef,act} = 139 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )	
Werkstoff:	5.8	
Zulassungs-Nr.:	ETA 16/0143	
Ausgestellt   Gültig:	30.11.2016   -	
Nachweis:	Bemessungsverfahren ETAG Verbund; EOTA TR 029	
Abstandsmontage:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Kein Abstand); $t = 8 \text{ mm}$	
Ankerplatte:	$l_x \times l_y \times t = 450 \text{ mm} \times 1950 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ ; (Empfohlene Plattendicke: nicht berechnet)	
Profil:	kein Profil	
Untergrund:	gerissener Beton, C25/30, $f_{c,cube} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 575 \text{ mm}$ , Temp. kurz/lang: 40/24 °C	
<b>Installation:</b>	<b>Bohrloch: hammergebohrt, Installationsbed.: trocken</b>	
Bewehrung:	Stababstand $< 150 \text{ mm}$ (für jeden $\emptyset$ ) oder $< 100 \text{ mm}$ (für $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) mit Randlängsbewehrung $d \geq 12$ + Engmaschige Rückhängebewehrung $s \leq$ Bewehrung gegen Spalten gemäß EOTA TR 029, 5.2.2.6 vorhanden.	

Geometrie [mm] &amp; Belastungen [kN, kNm]



1.1 Lastkombination

Fall	Beschreibung	Kräfte [kN] / Momente [kNm]	Erdbeben	Feuer	Max. Ausnutzung [%]
1	Kombination 2	$V_x = 0,000; V_y = -50,000; N = -117,560;$ $M_x = -114,110; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	100
2	Kombination 3	$V_x = 0,000; V_y = -50,000; N = -5,060;$ $M_x = 17,830; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	88
3	Kombination 4	$V_x = 0,000; V_y = -11,880; N = -6,830;$ $M_x = 36,180; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	27
4	Kombination 5	$V_x = 0,000; V_y = 11,880; N = -6,830;$ $M_x = -17,750; M_y = 0,000; M_z = 0,000$	nein	nein	13

2 Lastfall/Resultierende Dübelkräfte

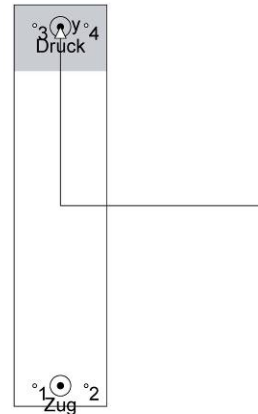
Lastfall: Design Lasten

Resultierende Dübelkräfte [kN]

Normalkraft: +Zug -Druck

Dübel	Normalkraft	Querkraft	Querkraft x	Querkraft y
1	9,371	12,500	0,000	-12,500
2	9,371	12,500	0,000	-12,500
3	0,000	12,500	0,000	-12,500
4	0,000	12,500	0,000	-12,500

Maximale Betonstauchung: 0,06 [‰]  
 Maximale Betondruckspannung: 1,88 [N/mm<sup>2</sup>]  
 resultierende Zugkraft in (x/y)=(0/-875): 18,742 [kN]  
 resultierende Druckkraft in (x/y)=(0/868): 136,302 [kN]



3 Zugbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.2)

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_N$ [%]	Status
Stahlversagen*	9,371	52,333	18	OK
Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonausbr.**	18,742	57,367	33	OK
Betonversagen**	18,742	65,131	29	OK
Spaltversagen**	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.

\* ungünstigster Dübel \*\*Dübelgruppe (Dübel unter Zug)

3.1 Stahlversagen

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]
78,500	1,500	52,333	9,371

3.2 Kombiniertes Versagen Herausz. - Betonausbr.

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]
268468	173889	16,00	417	209	194
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,018	8,15	2,300	1,074	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	0,979	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
56,924	86,051	1,500	57,367	18,742	

Tel. | Fax: |  
E-Mail:

Datum:

01.08.2017

**3.3 Betonversagen**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
268468	173889	209	417		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,979	1,000
$k_1$	$N_{RK,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
7,200	64,627	1,500	65,131	18,742	

**4 Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.3)**

	Einwirkung [kN]	Tragfähigkeit [kN]	Ausnutzung $\beta_v$ [%]	Status
Stahlversagen ohne Hebelarm*	12,500	31,400	40	OK
Stahlversagen mit Hebelarm*	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.	O.Nw.
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**	50,000	233,603	22	OK
Betonkantenbruch, Richtung y-**	50,000	57,277	88	OK

\* ungünstigster Dübel \*\*Dübelgruppe (relevante Dübel)

**4.1 Stahlversagen ohne Hebelarm**

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
39,250	1,250	31,400	12,500

**4.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Verbundversagen maßgebend)**

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]
546607	173889	16,00	209	417	194
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	k-factor
1,018	8,15	2,300	1,178	1,000	2,000
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	0,979	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	
56,924	175,202	1,500	233,603	50,000	

**4.3 Betonkantenbruch, Richtung y-**

$h_{ef}$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_1$	$\alpha$	$\beta$	
139	16,0	1,700	0,085	0,061	
$c_1$ [mm]	$A_{c,v}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,v}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
194	242112	169362			
$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	$\psi_{\alpha,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{re,v}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
42,928	1,500	57,277	50,000		

**5 Kombinierte Zug- und Querbeanspruchung (EOTA TR 029, Abschnitt 5.2.4)**

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Ausnutzung $\beta_{N,v}$ [%]	Status
0,327	0,873	1,000	100	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$

Tel. | Fax:  
E-Mail:

Datum:

01.08.2017

## 6 Verschiebungen (höchstbelasteter Dübel)

Kurzzeitbelastung:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 6,941 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,079 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 18,519 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,741 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,745 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Langzeitbelastung:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 6,941 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,189 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 18,519 \text{ [kN]} & \delta_V &= 1,111 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 1,127 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Hinweis: Die Verschiebungen infolge Zugkraft gelten, wenn die Hälfte des Drehmomentes beim Verankern aufgebracht wurde - ungerissener Beton! Die Verschiebungen infolge Querkraft gelten, wenn zwischen Beton und Ankerplatte keine Reibung vorliegt! Der Verschiebungswert aus dem Lochspiel zwischen Ankerkörper und Bohrlochrand sowie zwischen Ankerkörper und Anbauteil ist in dieser Berechnung nicht berücksichtigt!

Die zulässigen Verschiebungen hängen von der zu befestigenden Konstruktion ab und sind vom Konstrukteur festzulegen!

## 7 Warnungen / Hinweise

- Die Bemessungsmethoden in PROFIS Anchor erfordern starre, unter Belastung eben bleibende, Ankerplatten nach den geltenden Vorschriften (ETAG 001 / Annex C, EOTA TR029, etc.). Dies bedeutet, dass die Lastverteilung auf die Anker aufgrund elastischer Verformungen der Ankerplatte nicht berücksichtigt wird - die Ankerplatte wird als ausreichend steif angenommen, um unter Belastung stets eben zu bleiben. PROFIS Anchor berechnet die minimal erforderliche Ankerplattenstärke mit FEM, um die Spannung der Ankerplatte auf der Grundlage der oben erläuterten Annahmen zu begrenzen. Der Nachweis der Gültigkeit der starren Grundplattenannahme erfolgt nicht durch PROFIS Anchor. Die Eingabedaten und Ergebnisse müssen auf Übereinstimmung mit den vorhandenen Bedingungen und auf Plausibilität geprüft werden!
- Die Weiterleitung der Kräfte im Bauteil ist nach der Bemessungsrichtlinie EOTA TR 029, Abschnitt 7 nachzuweisen.
- Diese Berechnung gilt nur wenn die Durchgangslöcher nicht grösser als in Tabelle 4.1 in EOTA TR029 angegeben sind! Bei grösseren Durchgangslöchern ist Kapitel 1.1. in EOTA TR029 zu beachten!
- Die Liste der Zubehörteile in diesem Bericht ist nur zur Information des Anwenders. Die Setzanweisungen, die mit dem Produkt mitgeliefert werden, sind stets zu beachten, um eine korrekte Installation zu gewährleisten.
- Die zulässigen Verbundspannungswerte sind von den vorliegenden Kurz- und Langzeittemperaturen abhängig.
- Bitte kontaktieren Sie Hilti, um die Verfügbarkeit der HIT-V Ankerstangen zu überprüfen.
- Randbewehrung zur Verhinderung des Spaltens des Betons nicht erforderlich!

**Nachweis der Verankerung: OK!**





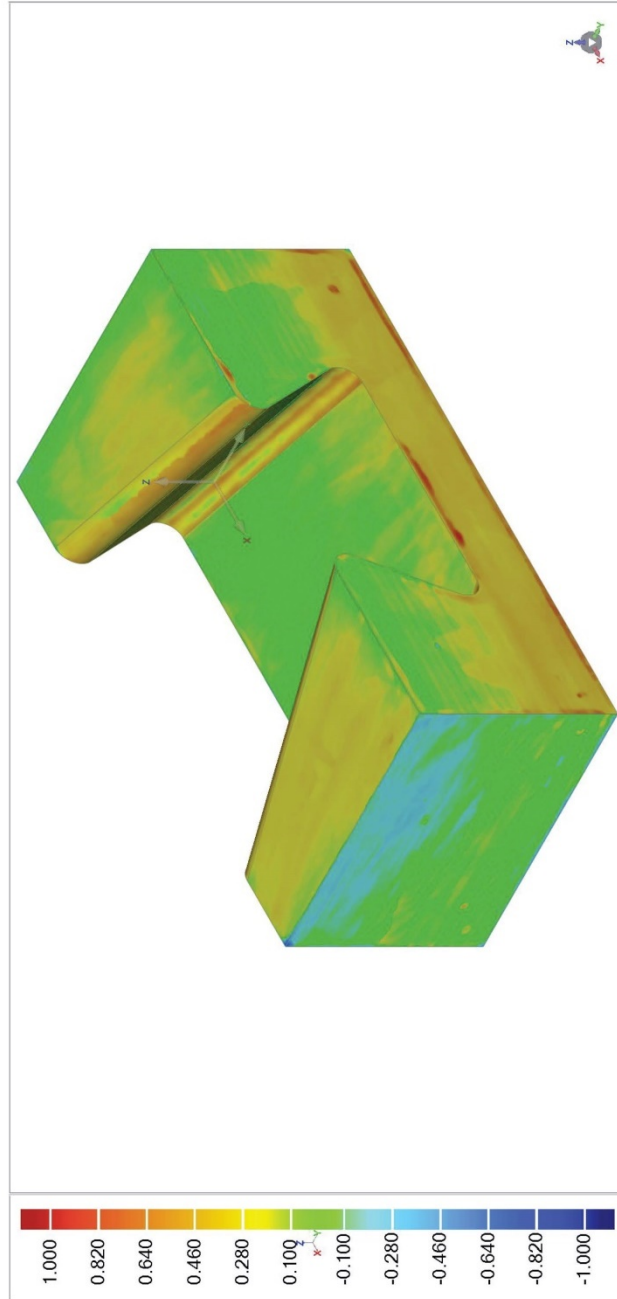
## C. ANHANG C - GENAUIGKEITSMESSUNG

### C.1 GEGENSTÜCK

3 D Vergleich Beschichtung Schalungseinsatz Gegenstück

Prüfdatum: 5. 7. 2017

Erzeugungs-Datum: 5. 7. 2017, 11:54



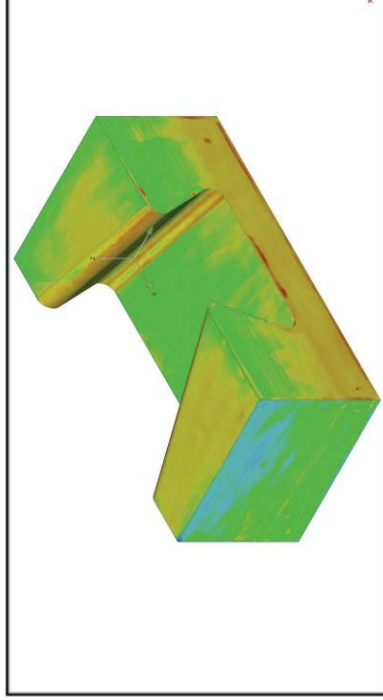
Autor: Anne-Sophie Liebmann  
Kundenname: Masterarbeit Schwalbenschwanzverbindung Randbalken  
Referenzmodell: 170705\_3DBefestigung Unterteil  
Testmodell: Vereinigt

## 3D-Vergleich Ergebnisse

Referenzmodell	170705_3DBefestigung Unterteil
Testmodell	Vereinigt
	models/export.prc
Anz. Datenpunkte	750173

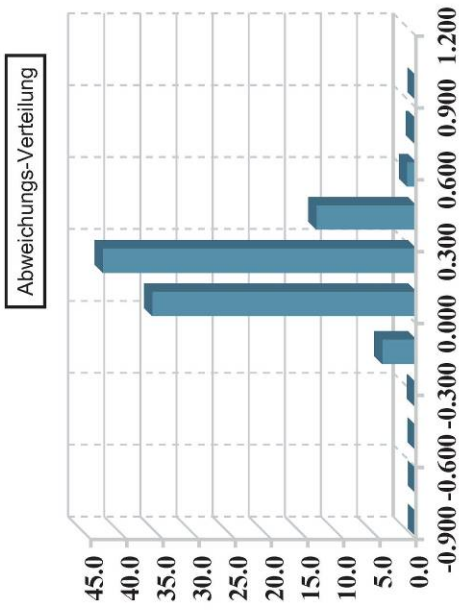
Toleranztyp	3D-Abweichung
Einheiten	mm
Max. Kritisch	1.000
Max. Nominal	0.100
Min. Nominal	-0.100
Min. Kritisch	-1.000

Abweichung	
Max. Obere Abweichung	1.177
Max. Untere Abweichung	-14.869
Mittlere Abweichung	0.174 +/-0.080
Standardabweichung	0.148



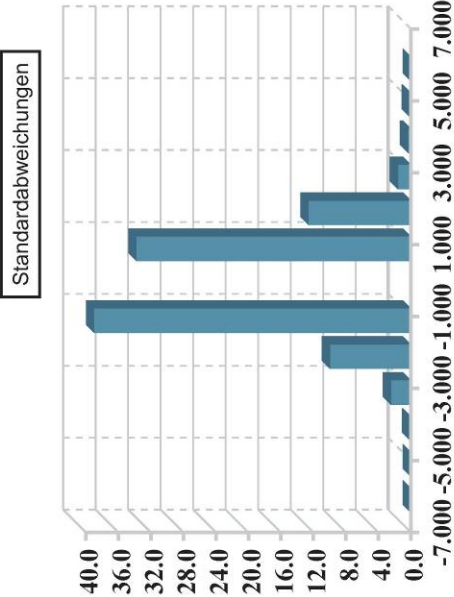
## Abweichungs-Verteilung

>=Min	<Max	# Punkte	%
-1.000	-0.820	12	0.002
-0.820	-0.640	23	0.003
-0.640	-0.460	162	0.022
-0.460	-0.280	894	0.119
-0.280	-0.100	35064	4.674
-0.100	0.100	273865	36.507
0.100	0.280	325102	43.337
0.280	0.460	103354	13.777
0.460	0.640	9271	1.236
0.640	0.820	2102	0.280
0.820	1.000	259	0.035
Außerhalb des oberen kritischen Werts		24	0.003
Außerhalb des unteren kritischen Werts		41	0.005

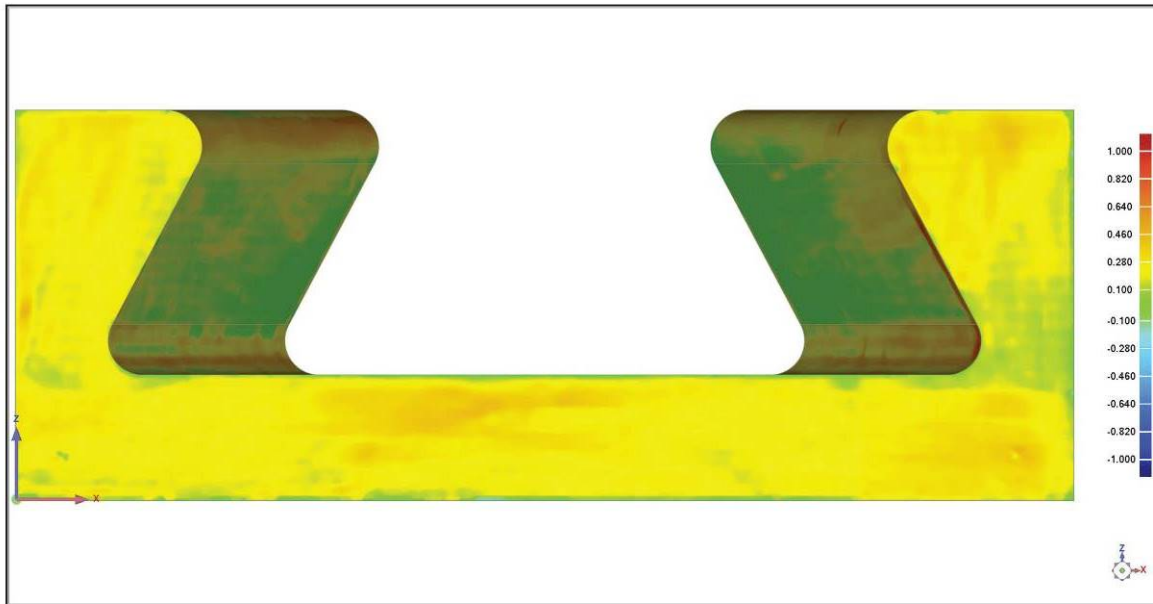


Standardabweichungen

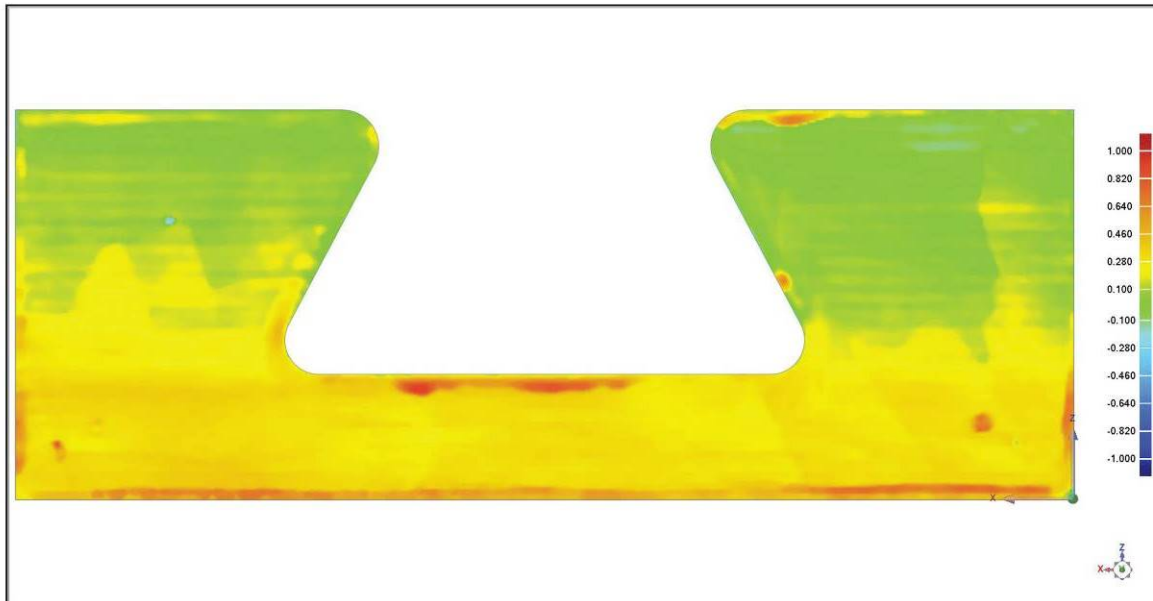
Verteilung (+/-)	# Punkte	%
-6 * Std. Abw.	99	0.013
-5 * Std. Abw.	149	0.020
-4 * Std. Abw.	613	0.082
-3 * Std. Abw.	18325	2.443
-2 * Std. Abw.	74782	9.969
-1 * Std. Abw.	292395	38.977
1 * Std. Abw.	253422	33.782
2 * Std. Abw.	94611	12.612
3 * Std. Abw.	12083	1.611
4 * Std. Abw.	2596	0.346
5 * Std. Abw.	984	0.131
6 * Std. Abw.	114	0.015



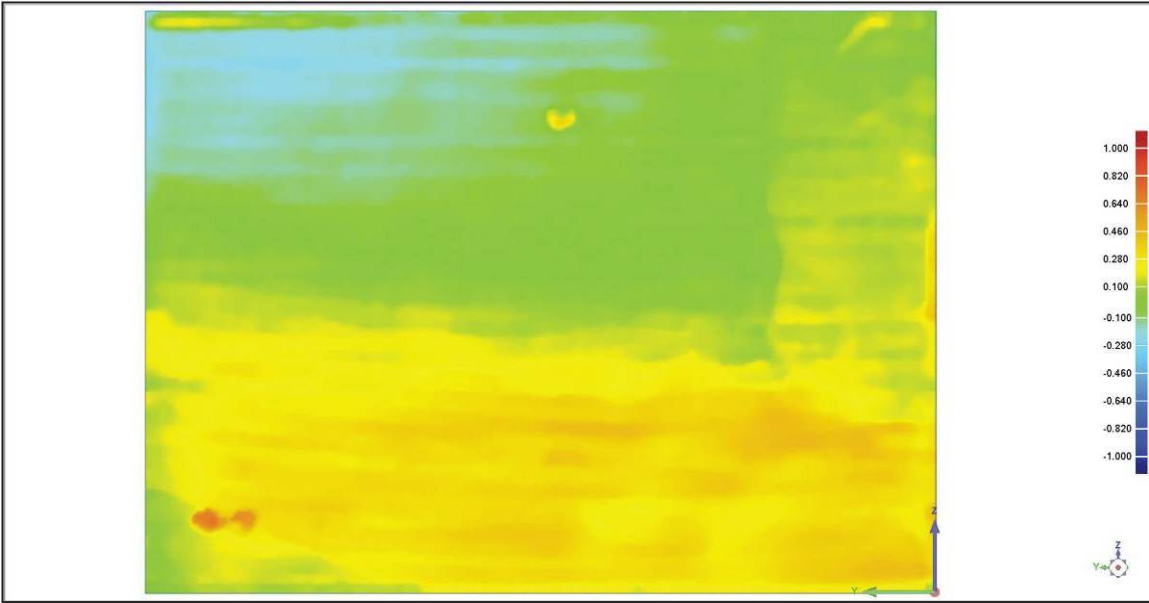
Vordefiniert: Vorne



Vordefiniert: Hinten



Vordefiniert: Links

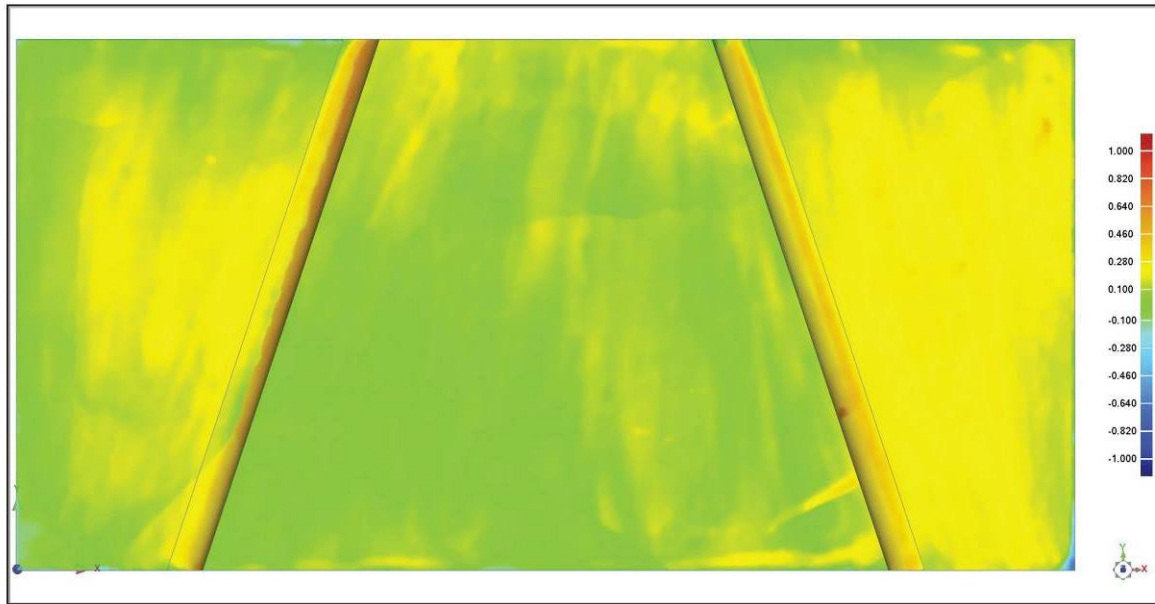


Vordefiniert: Rechts



|

Vordefiniert: Oben

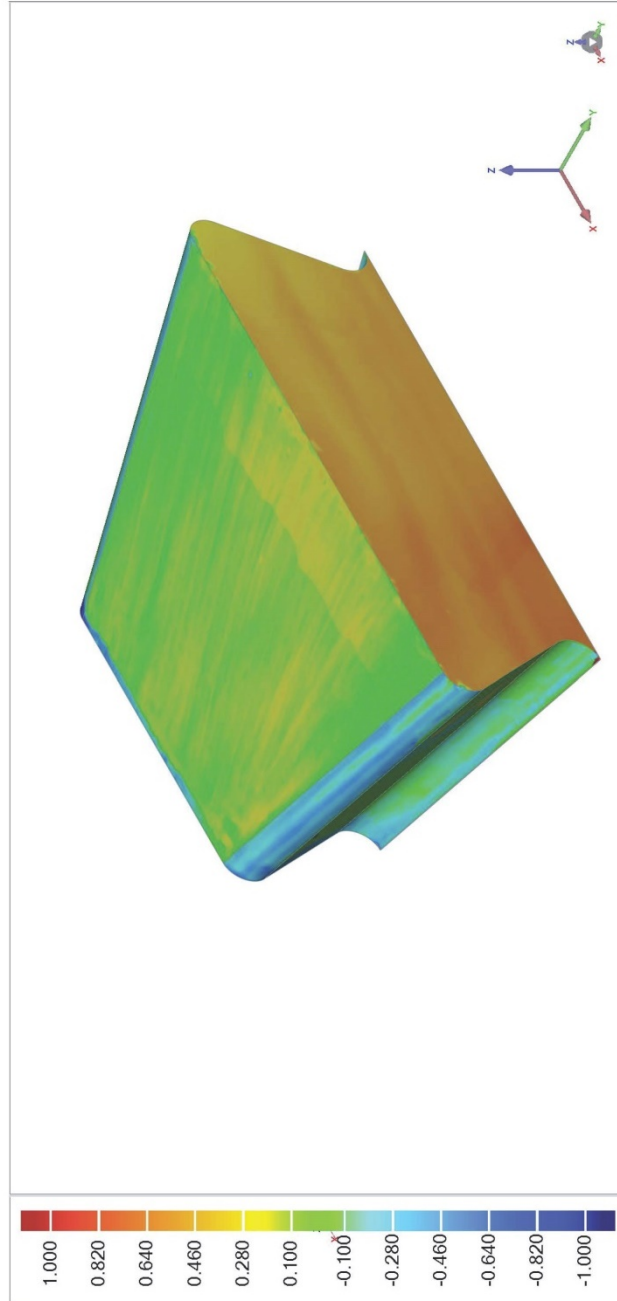




## C.2 BETON SCHWALBENSCHWANZ

## 3 D Vergleich Genauigkeit Betonschwalbenschwanz

Prüfdatum: 5. 7. 2017  
Erzeugungs-Datum: 5. 7. 2017, 12:47



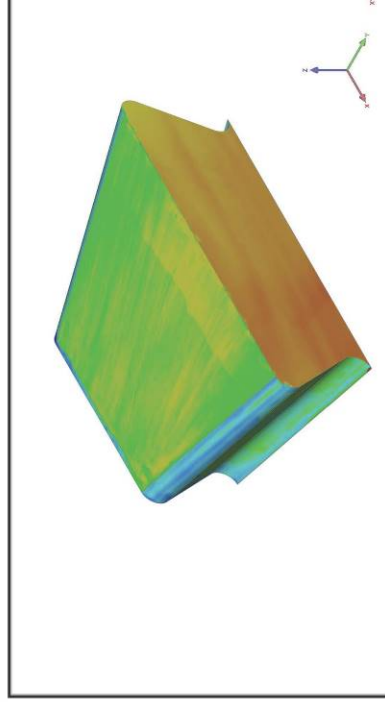
Autor: Anne-Sophie Liebmann  
Kundenname: Masterarbeit Schwalbenschwanzverbindung Randbalken  
Referenzmodell: 170705\_3DBefestigung Unterteil2  
Testmodell: Vereinigt

## 3D-Vergleich Ergebnisse

Referenzmodell	170705_3DBefestigung Unterteil2
Testmodell	Vereinigt models/export.prc
Anz. Datenpunkte	401076

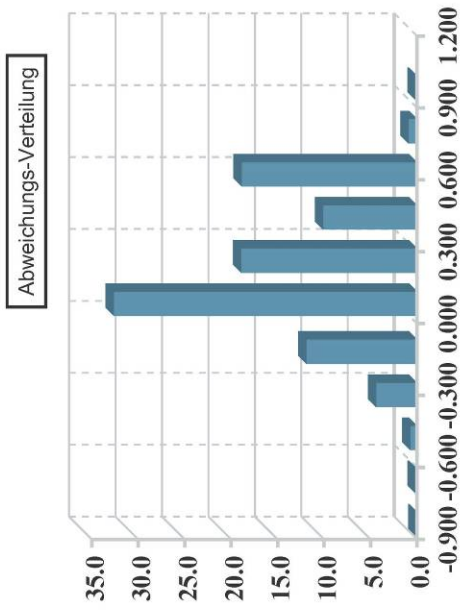
Toleranztyp	3D-Abweichung
Einheiten	mm
Max. Kritisch	1.000
Max. Nominal	0.100
Min. Nominal	-0.100
Min. Kritisch	-1.000

Abweichung	
Max. Obere Abweichung	3.710
Max. Untere Abweichung	-3.623
Mittlere Abweichung	0.295 +/-0.164
Standardabweichung	0.328



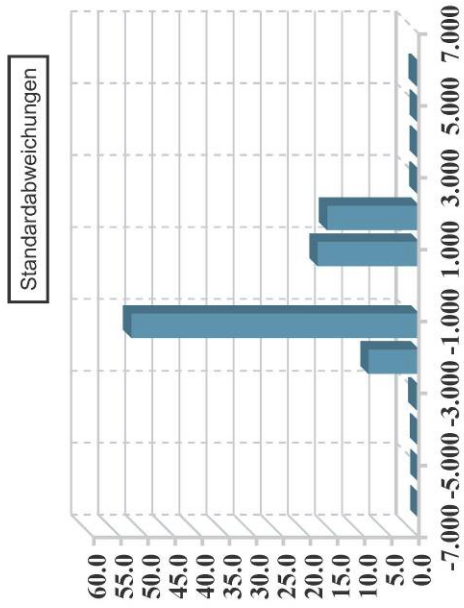
## Abweichungs-Verteilung

>=Min	<=Max	# Punkte	%
-1.000	-0.820	336	0.084
-0.820	-0.640	608	0.152
-0.640	-0.460	2834	0.707
-0.460	-0.280	17608	4.390
-0.280	-0.100	47690	11.891
-0.100	0.100	130858	32.627
0.100	0.280	75863	18.915
0.280	0.460	40477	10.092
0.460	0.640	75671	18.867
0.640	0.820	3656	0.912
0.820	1.000	612	0.153
Außerhalb des oberen kritischen Werts		3976	0.991
Außerhalb des unteren kritischen Werts		887	0.221

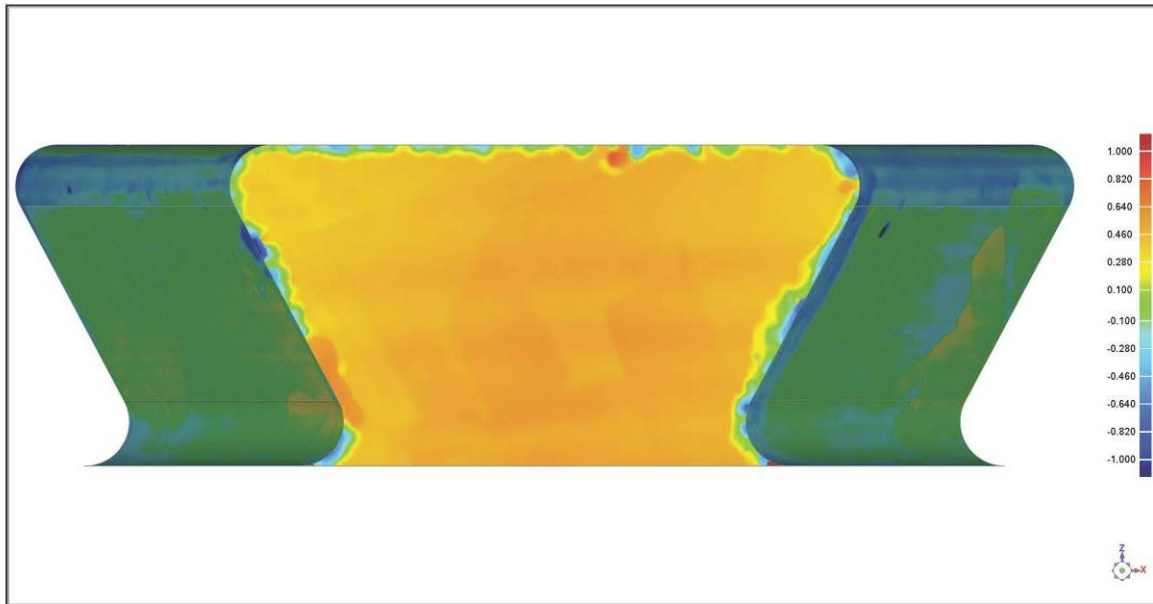


Standardabweichungen

Verteilung (+/-)	# Punkte	%
-6 * Std. Abw.	437	0.109
-5 * Std. Abw.	251	0.063
-4 * Std. Abw.	505	0.126
-3 * Std. Abw.	2051	0.511
-2 * Std. Abw.	37295	9.299
-1 * Std. Abw.	212924	53.088
1 * Std. Abw.	75065	18.716
2 * Std. Abw.	67921	16.935
3 * Std. Abw.	1105	0.276
4 * Std. Abw.	998	0.249
5 * Std. Abw.	923	0.230
6 * Std. Abw.	1601	0.399



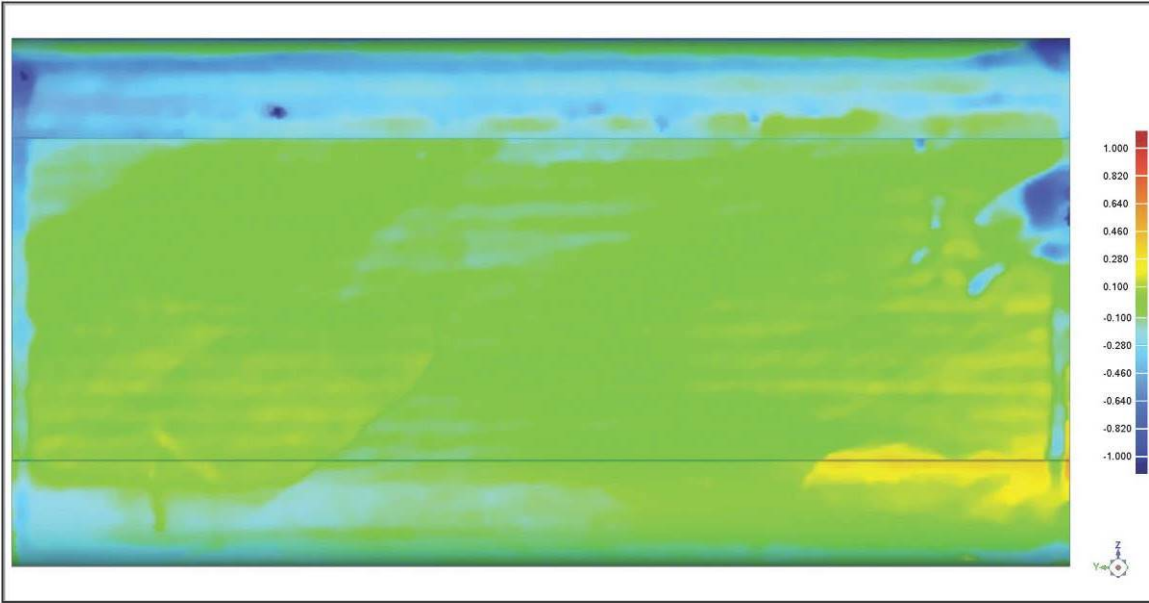
Vordefiniert: Vorne



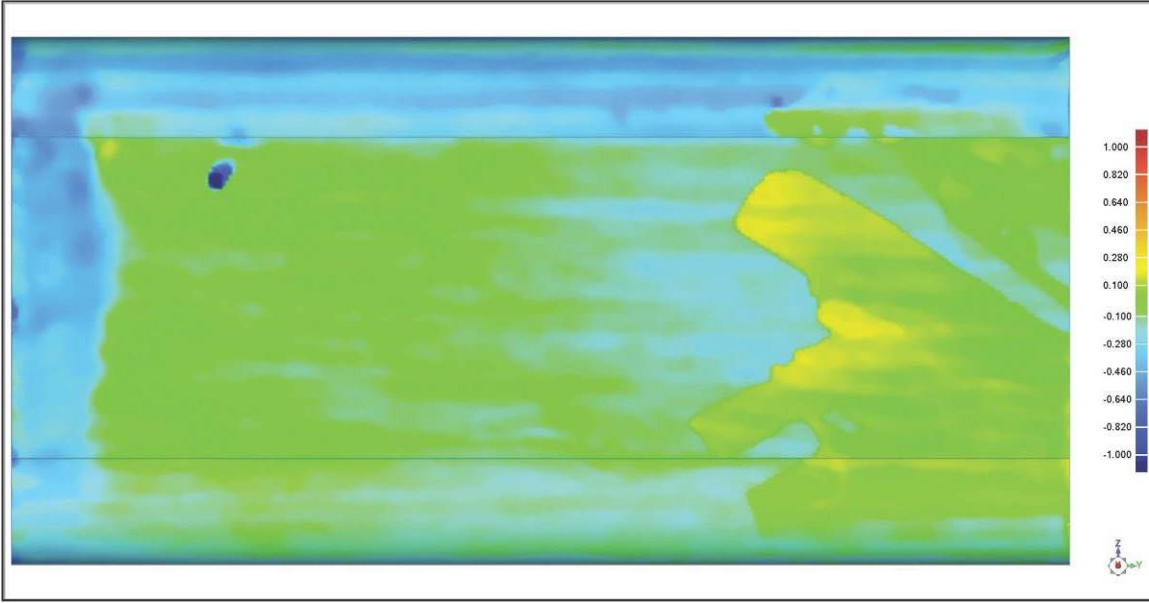
Vordefiniert: Hinten



Vordefiniert: Links

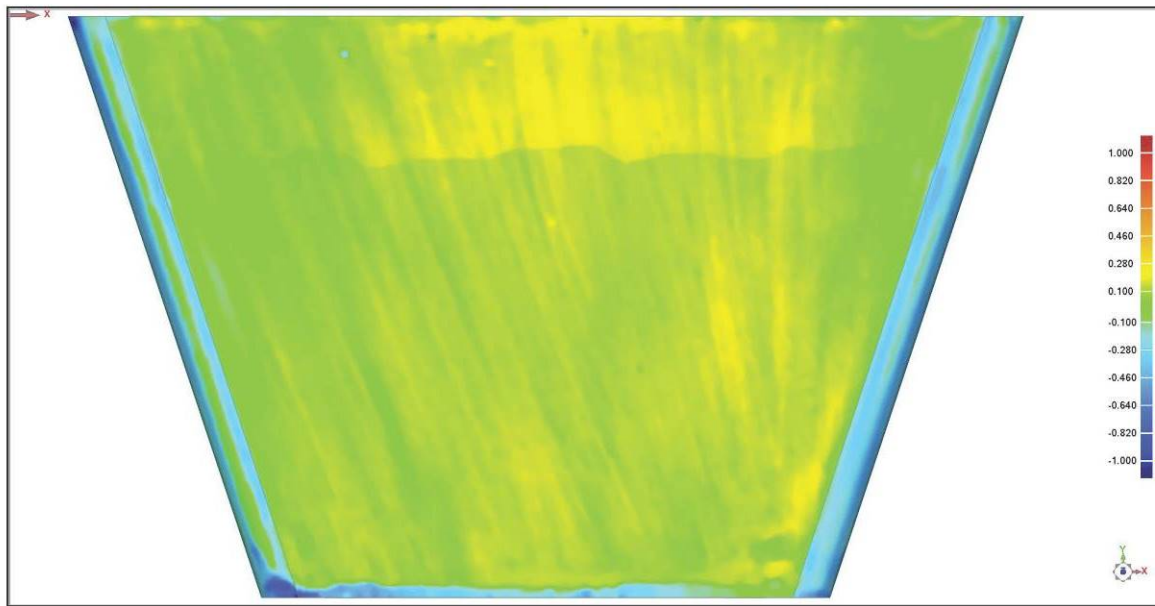


Vordefiniert: Rechts



|

Vordefiniert: Oben

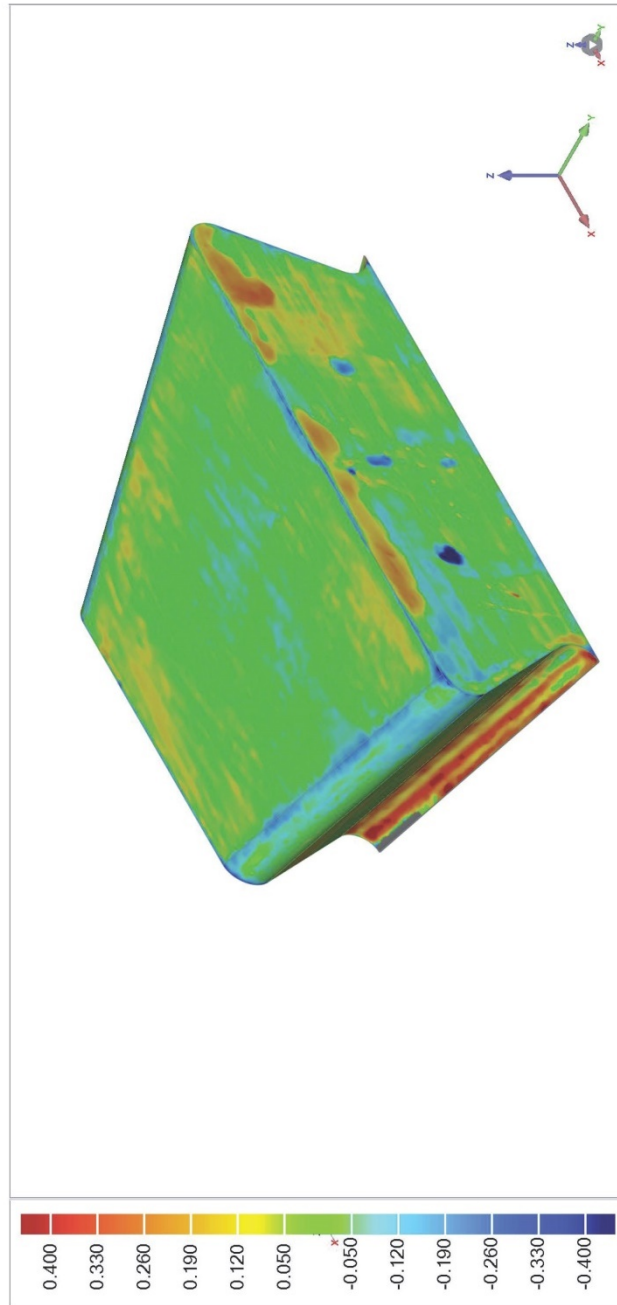




## C.3 SCHWALBENSCHWANZ GENAUIGKEIT 0,5 MM

3 D Vergleich Beschichtung Schalungseinsatz 0,5mm

Prüfdatum: 5. 7. 2017  
Erzeugungs-Datum: 5. 7. 2017, 10:42



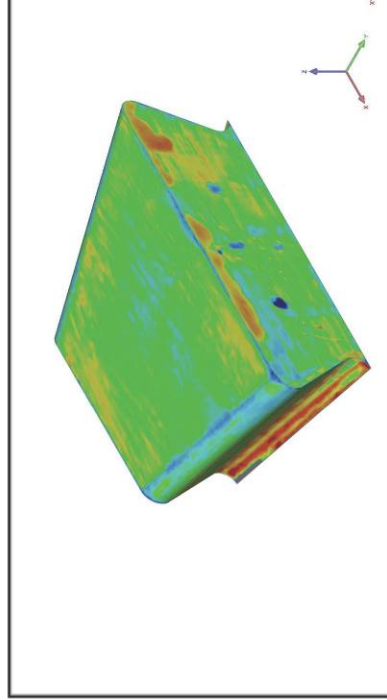
Autor: Anne-Sophie Liebmann  
Kundenname: Masterarbeit Schwalbenschwanzverbindung Randbalken  
Referenzmodell: 170705\_3DBefestigung 05mm  
Testmodell: Vereinigt

### 3D-Vergleich Ergebnisse

Referenzmodell	170705_3DBefestigung_05mm
Testmodell	Vereinigt
	models/export.prc
Anz. Datenpunkte	749981

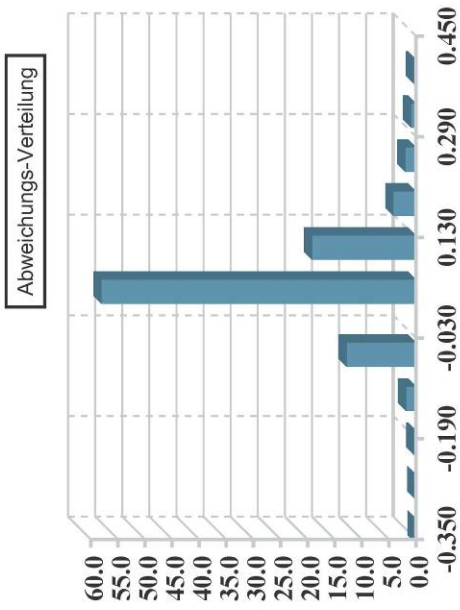
<b>Toleranztyp</b>	<b>3D-Abweichung</b>
Einheiten	mm
Max. Kritisch	0.400
Max. Nominal	0.050
Min. Nominal	-0.050
Min. Kritisch	-0.400

Abweichung	
Max. Obere Abweichung	0.636
Max. Untere Abweichung	-3.564
Mittlere Abweichung	0.063 +/-0.050
Standardabweichung	0.084



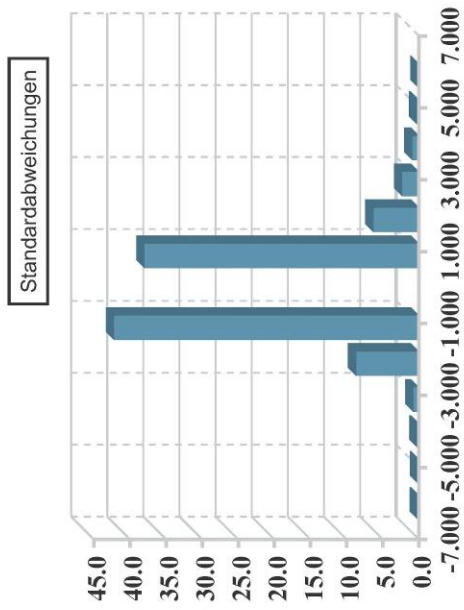
### Abweichungs-Verteilung

>=Min	<=Max	# Punkte	%
-0.400	-0.330	576	0.077
-0.330	-0.260	993	0.132
-0.260	-0.190	2489	0.332
-0.190	-0.120	13673	1.823
-0.120	-0.050	96073	12.810
-0.050	0.050	435224	58.031
0.050	0.120	143575	19.144
0.120	0.190	31138	4.152
0.190	0.260	14762	1.968
0.260	0.330	6639	0.885
0.330	0.400	2969	0.396
Außerhalb des oberen kritischen Werts		747	0.100
Außerhalb des unteren kritischen Werts		1123	0.150

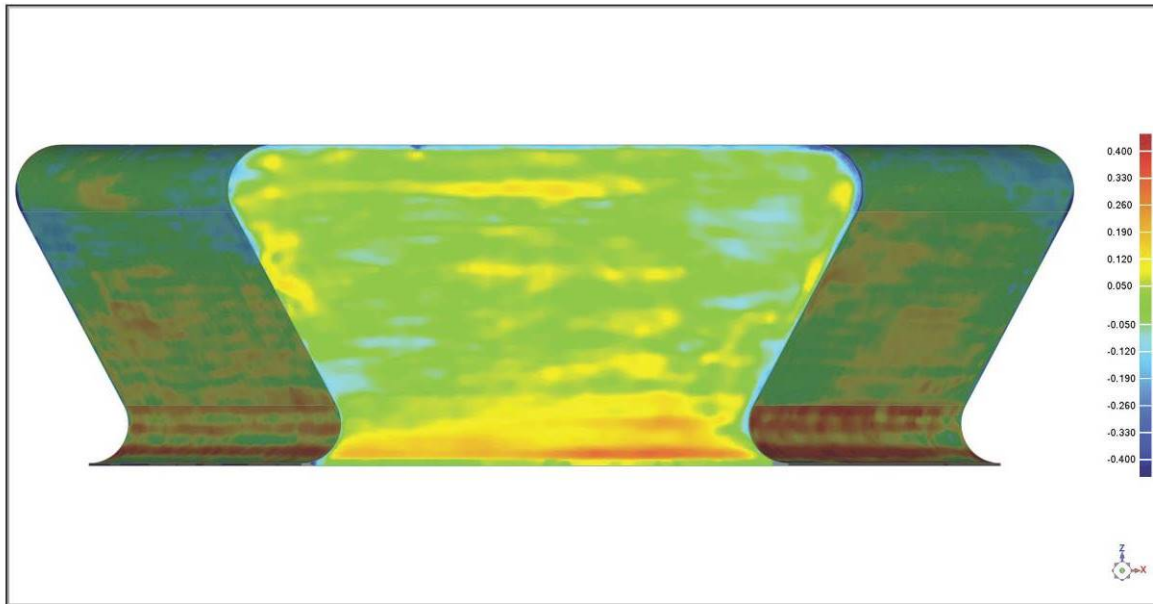


Standardabweichungen

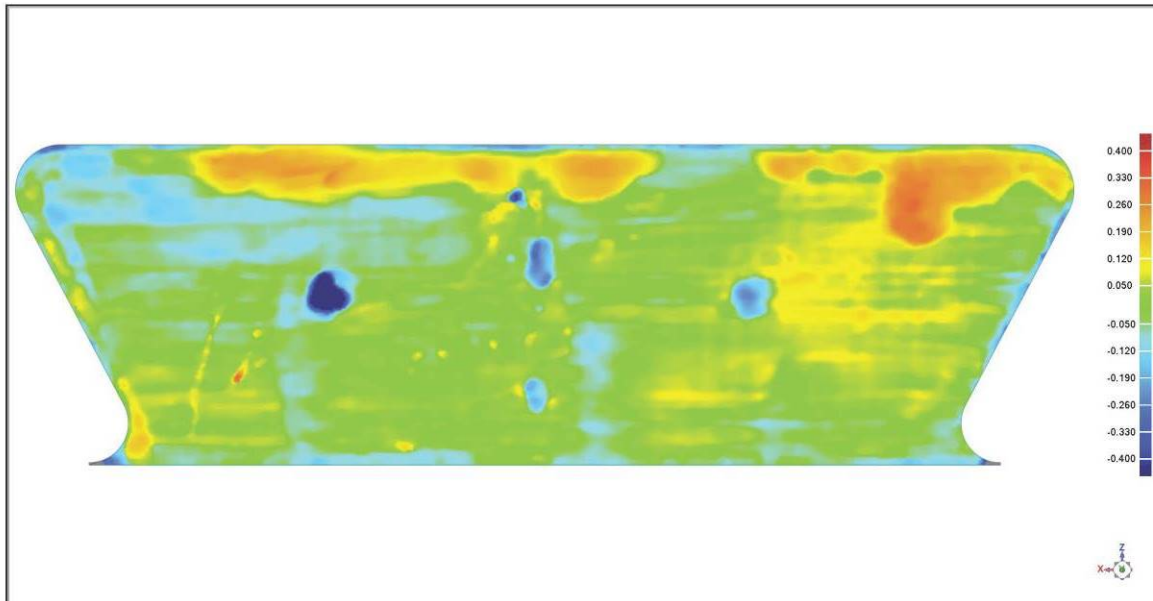
Verteilung (+/-)	# Punkte	%
-6 * Std. Abw.	1108	0.148
-5 * Std. Abw.	701	0.093
-4 * Std. Abw.	1549	0.207
-3 * Std. Abw.	5904	0.787
-2 * Std. Abw.	65222	8.696
-1 * Std. Abw.	316411	42.189
1 * Std. Abw.	284911	37.989
2 * Std. Abw.	47274	6.303
3 * Std. Abw.	17494	2.333
4 * Std. Abw.	6990	0.932
5 * Std. Abw.	2112	0.282
6 * Std. Abw.	305	0.041



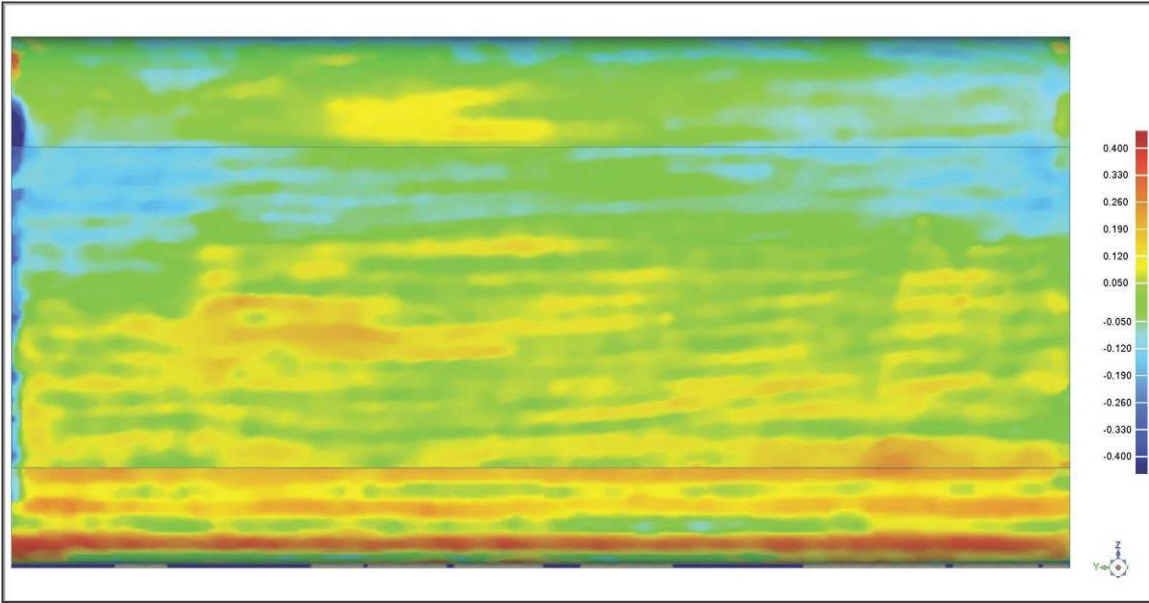
Vordefiniert: Vorne



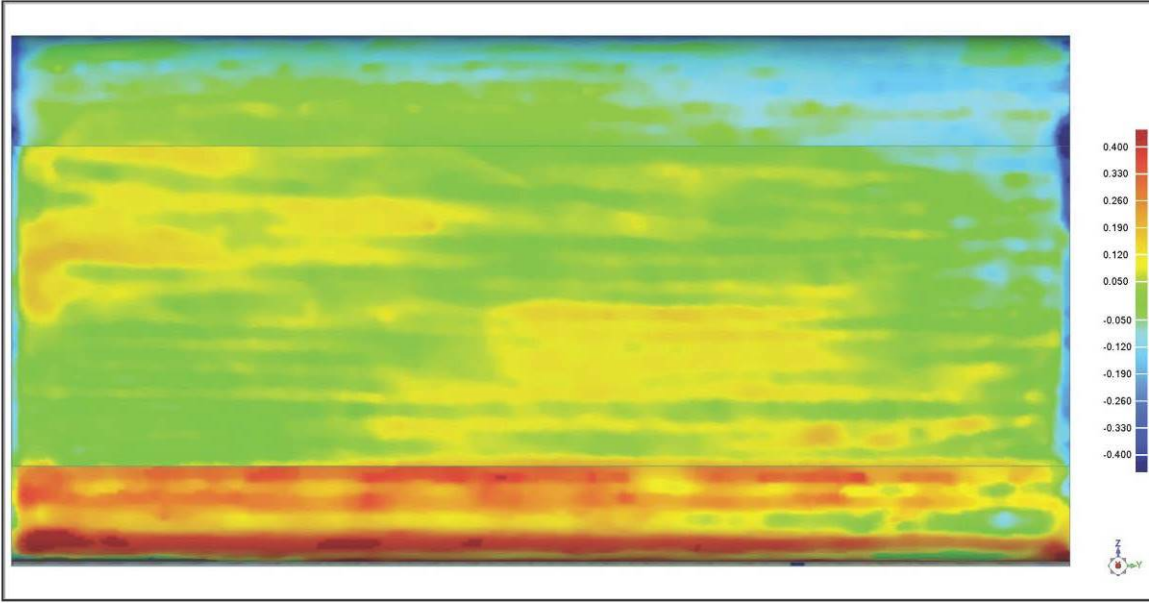
Vordefiniert: Hinten



Vordefiniert: Links

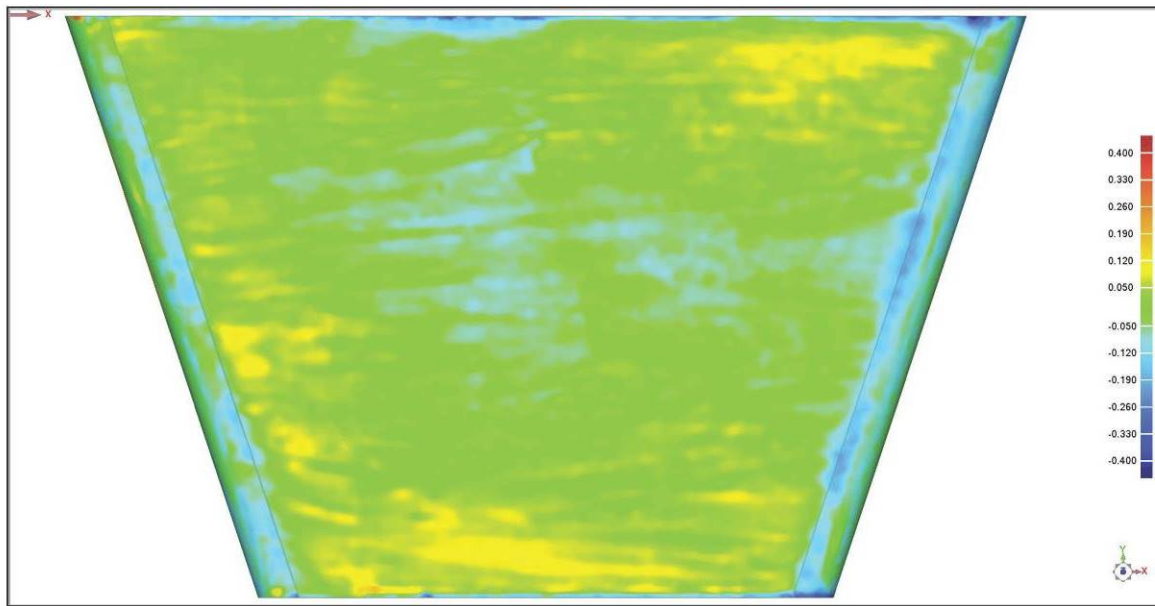


Vordefiniert: Rechts



|

Vordefiniert: Oben

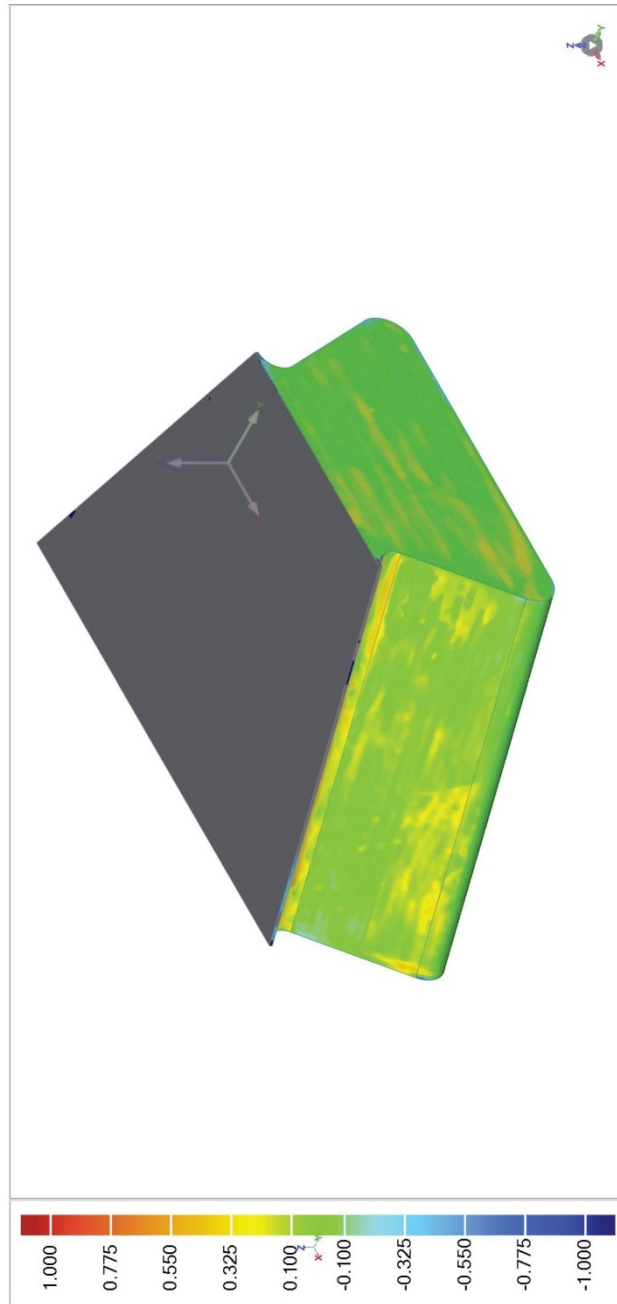




## C.4 SCHWALBENSCHWANZ GENAUIGKEIT 1,0 MM

3 D Vergleich Beschichtung Schalungseinsatz 1,0mm

Prüfdatum: 5. 7. 2017  
Erzeugungs-Datum: 5. 7. 2017, 9:16



Autor: Anne-Sophie Liebmann  
Kundenname: Masterarbeit Schwalbenschwanzverbindung Randbalken  
Referenzmodell: 170704\_3DBefestigung 1mm  
Testmodell: Vereinigt

## 3D-Vergleich Ergebnisse

Referenzmodell	170704_3DBefestigung_1mm
Testmodell	Vereinigt
	models/export.prc
Anz. Datenpunkte	750169

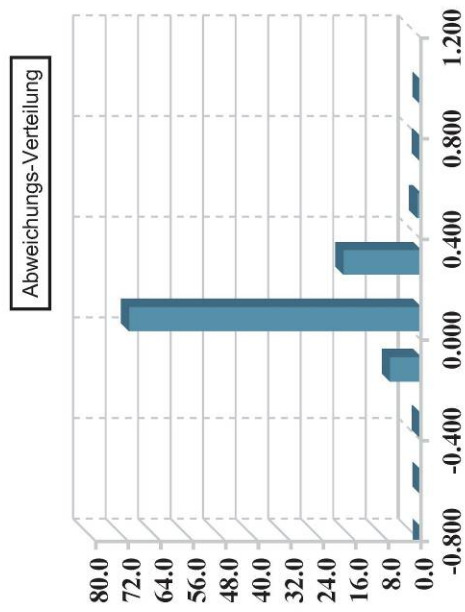
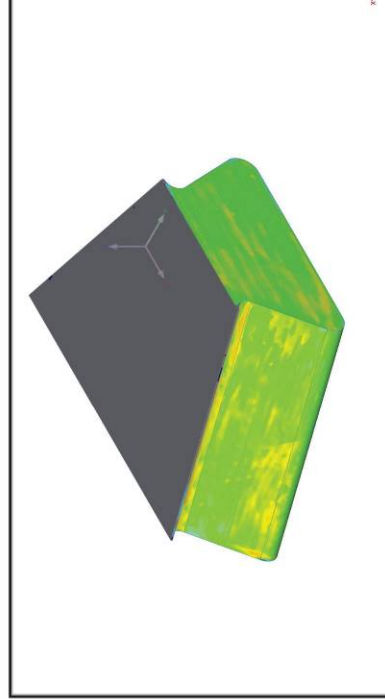
Toleranztyp	3D-Abweichung
Einheiten	mm
Max. Kritisch	1.000
Max. Nominal	0.100
Min. Nominal	-0.100
Min. Kritisch	-1.000

Abweichung	
Max. Obere Abweichung	2.061
Max. Untere Abweichung	-4.220
Mittlere Abweichung	0.095 +/-0.063
Standardabweichung	0.114

## Abweichungs-Verteilung

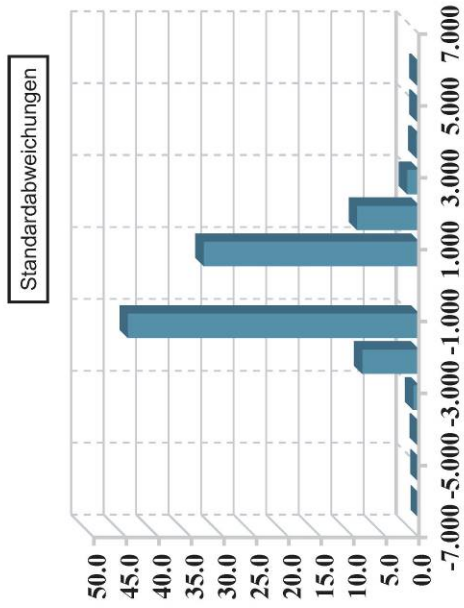
>=Min	<Max	# Punkte	%
-1.000	-0.775	29	0.004
-0.775	-0.550	162	0.022
-0.550	-0.325	1466	0.195
-0.325	-0.100	57233	7.629
-0.100	0.100	538611	71.799
0.100	0.325	143077	19.073
0.325	0.550	7238	0.965
0.550	0.775	1546	0.206
0.775	1.000	316	0.042

Außerhalb des oberen kritischen Werts	425	0.057
Außerhalb des unteren kritischen Werts	66	0.009

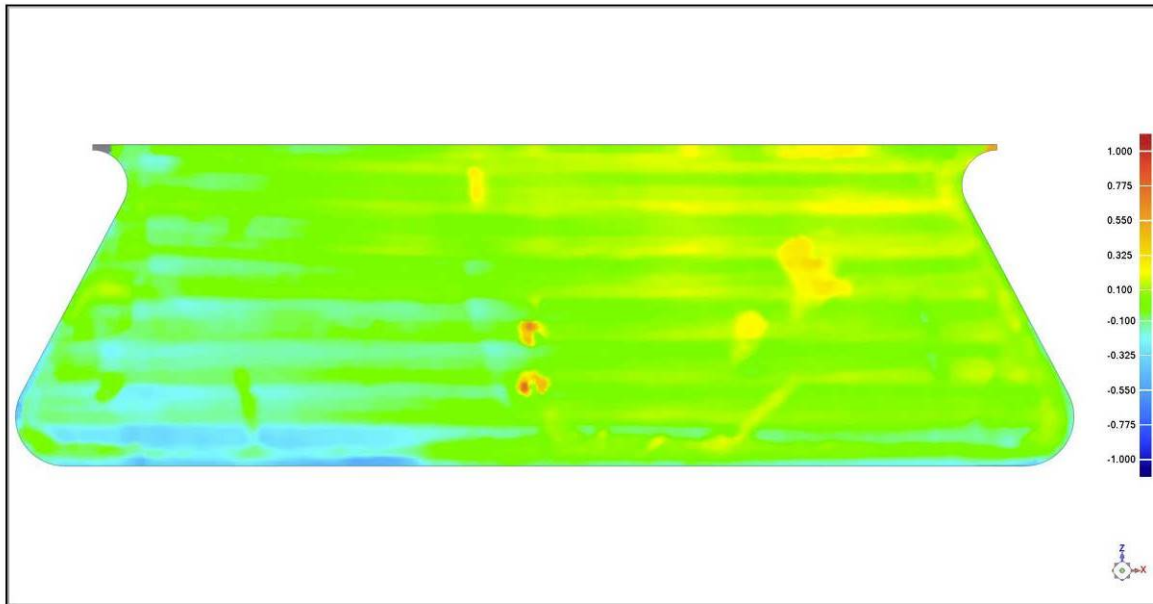


Standardabweichungen

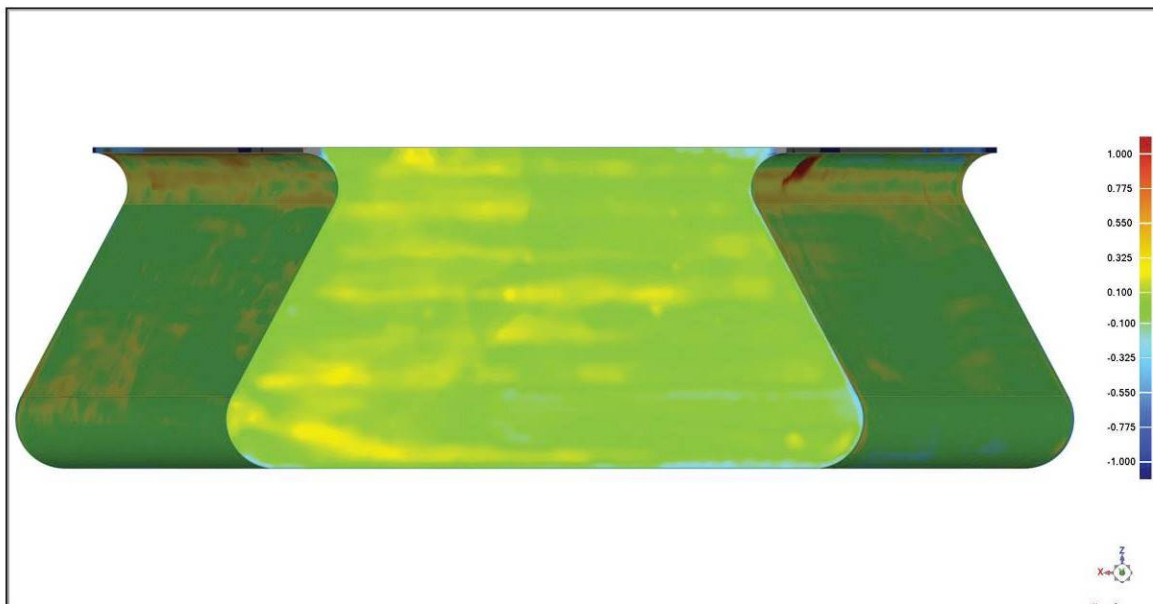
Verteilung (+/-)	# Punkte	%
-6 * Std. Abw.	262	0.035
-5 * Std. Abw.	411	0.055
-4 * Std. Abw.	1295	0.173
-3 * Std. Abw.	6708	0.894
-2 * Std. Abw.	65519	8.734
-1 * Std. Abw.	335978	44.787
1 * Std. Abw.	248447	33.119
2 * Std. Abw.	71453	9.525
3 * Std. Abw.	13733	1.831
4 * Std. Abw.	3096	0.413
5 * Std. Abw.	1642	0.219
6 * Std. Abw.	1625	0.217



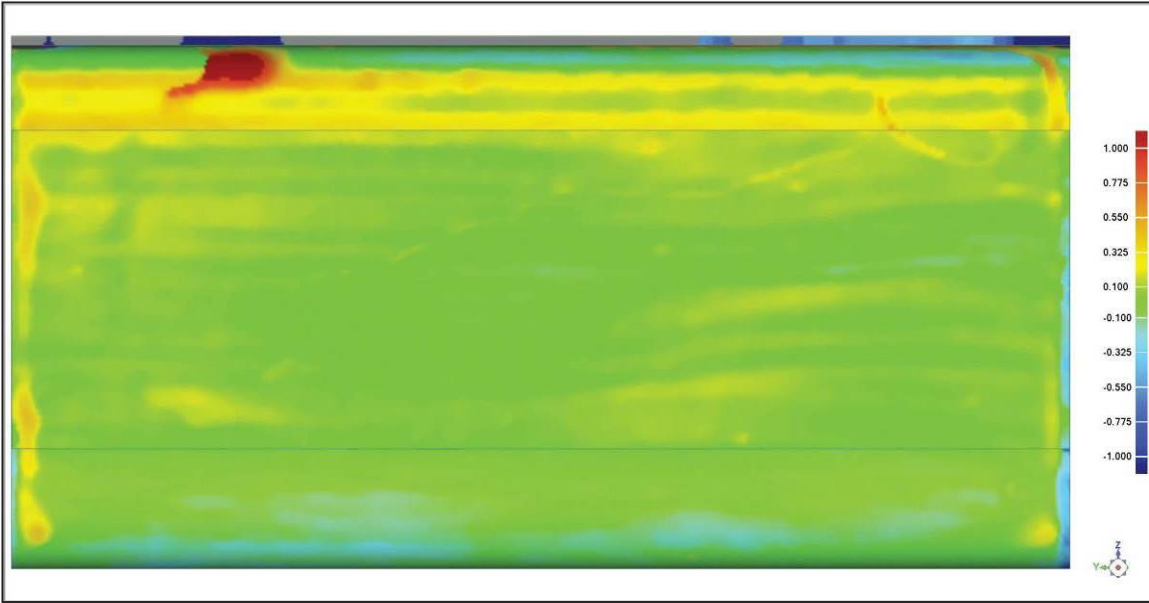
Vordefiniert: Vorne



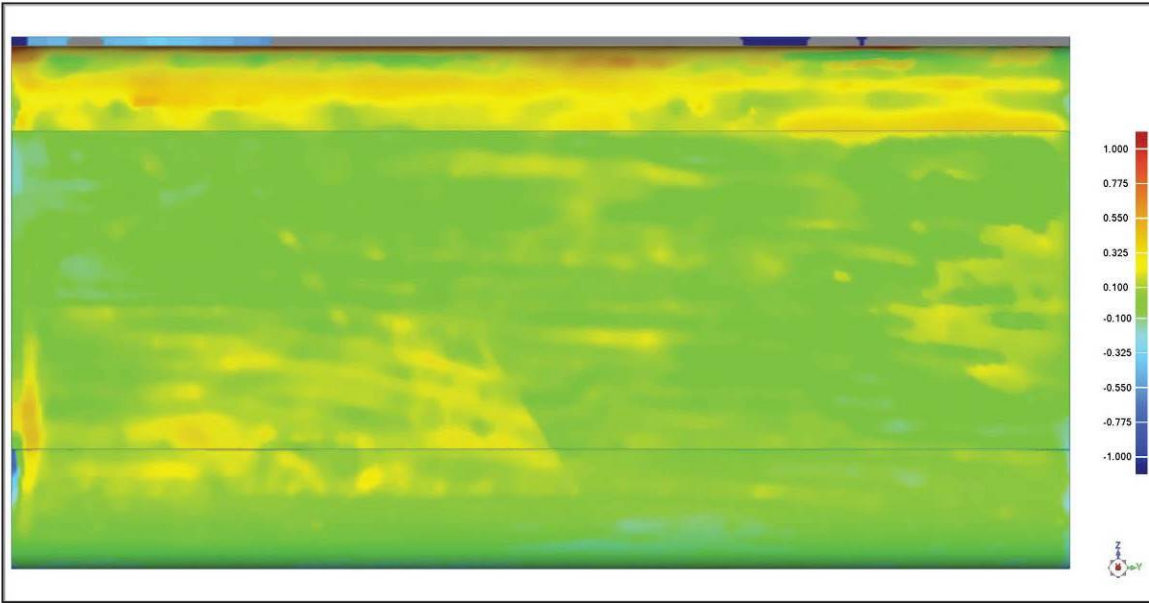
Vordefiniert: Hinten



Vordefiniert: Links

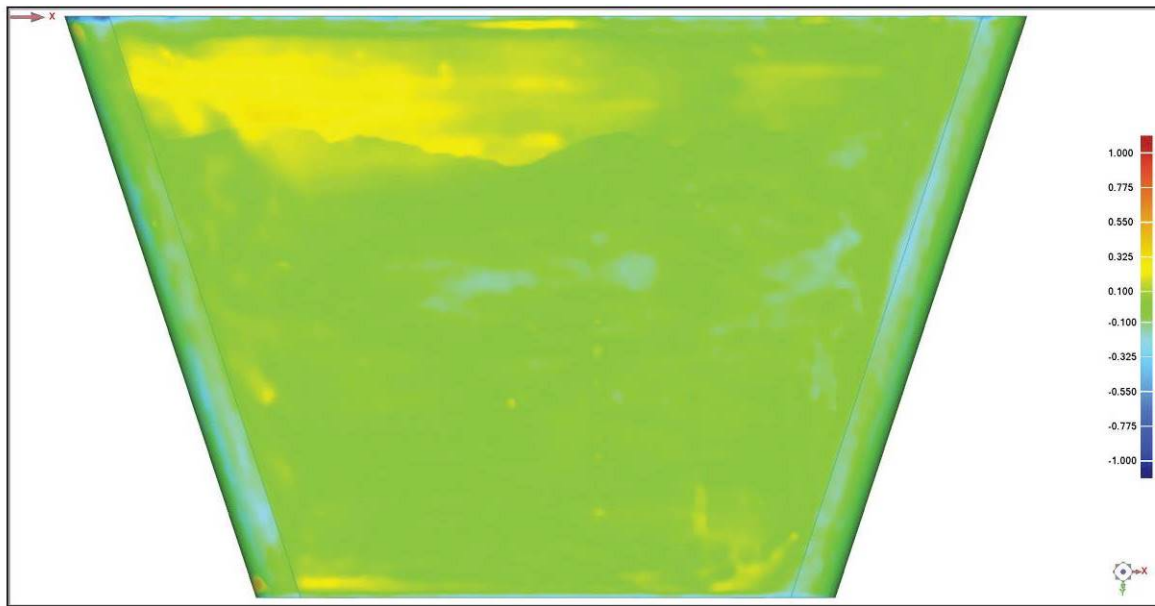


Vordefiniert: Rechts



|

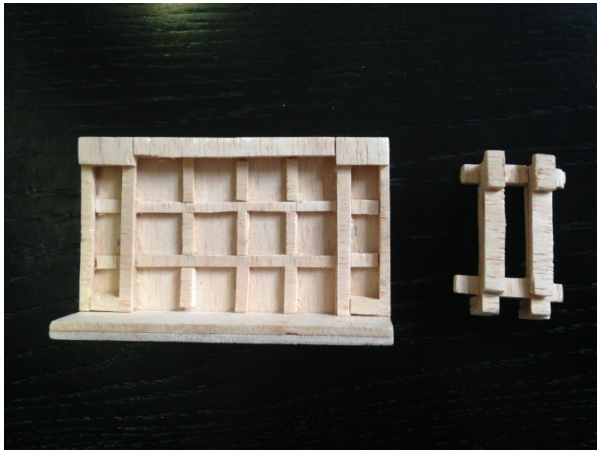
Vordefiniert: Unten



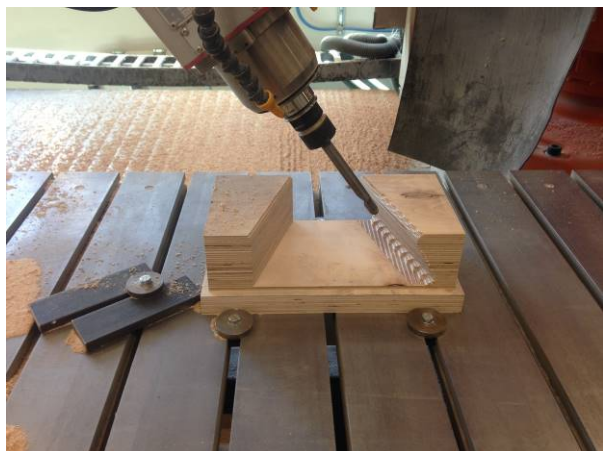
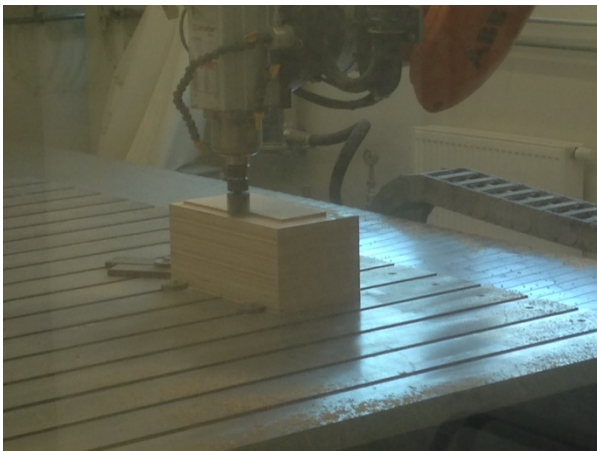


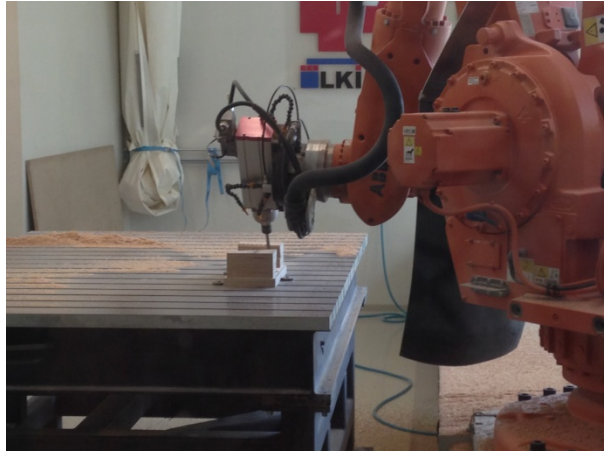
## D. FOTODOKUMENTATION

Ausgangslage - Modell der Klappverbindung:



Fräsen der Schalungseinsätze:





Beschichten der Schalungseinsätze und Schalung und Betonage der ersten Versuchsreihe:





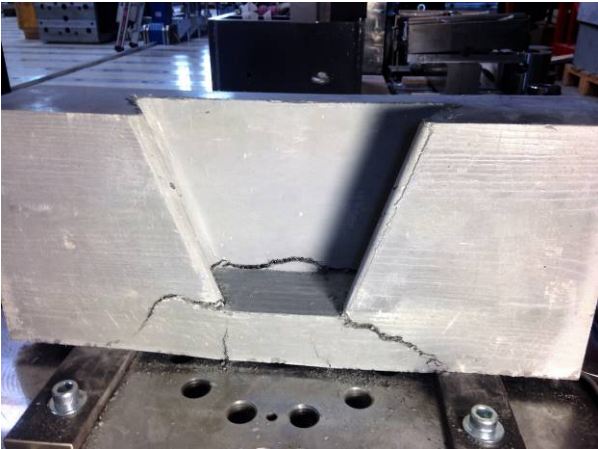
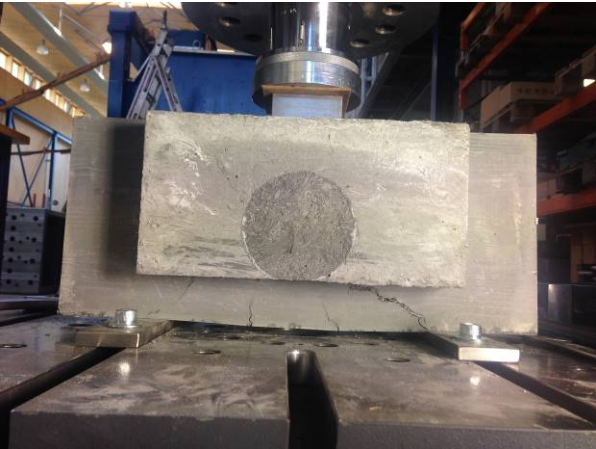


Versuchsaufbau und Rissbild Zugversuche, erste Versuchsreihe:





Versuchsaufbau und Rissbild Druckversuche, erste Versuchsreihe:





Versuchsaufbau und Rissbild Zugversuche, zweite Versuchsreihe:







Versuchsaufbau und Rissbild Druckversuche, 2. Versuchsreihe:









Erstellen der Randbalkenschalung:





Schalung der Befestigungselemente / Vorbereitungen zur Betonage:



Einbringen des Betons und Wässern / Abstreuen der Oberfläche:



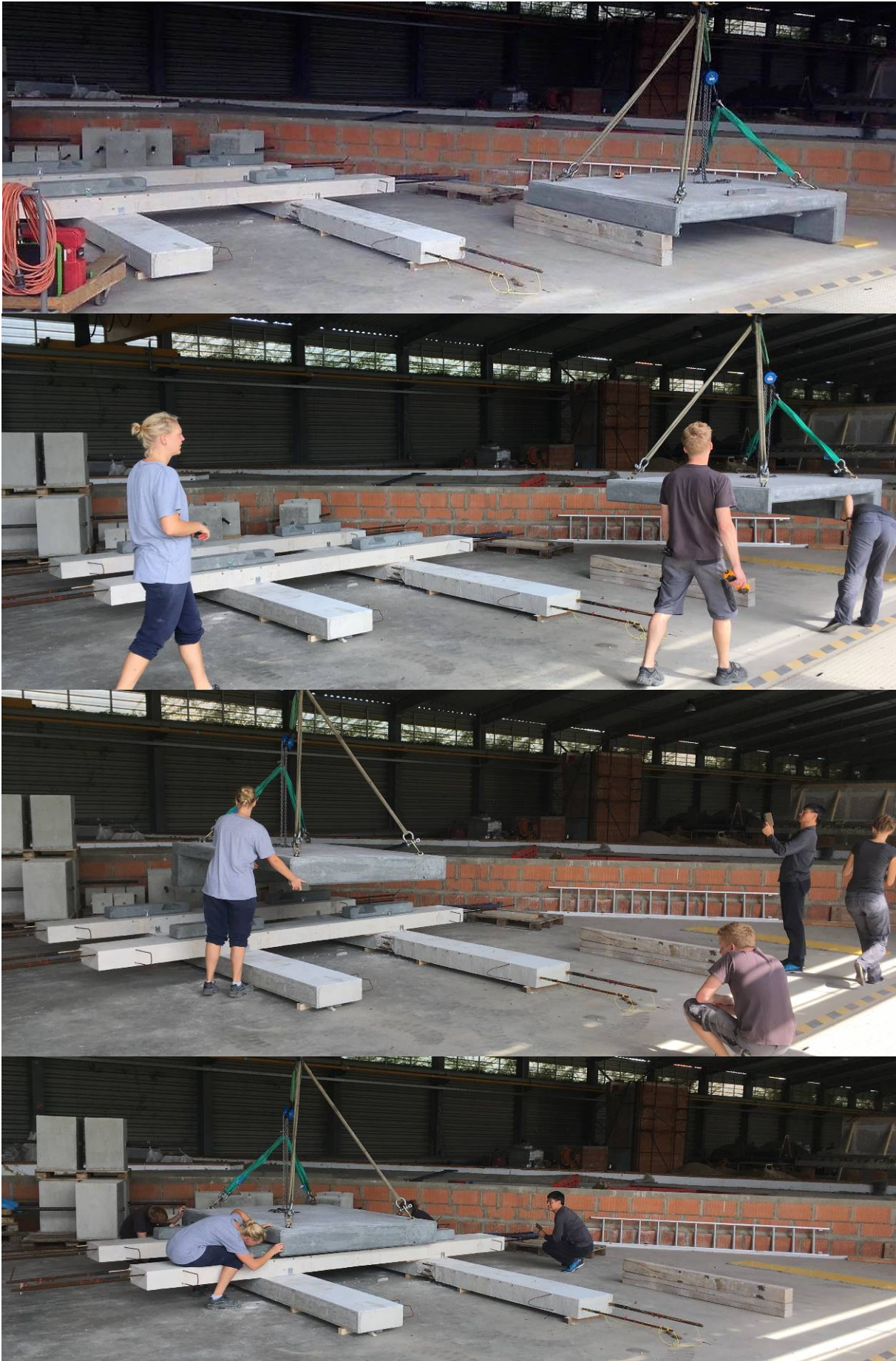


Ausschalen des Randbalkens und der Befestigungselemente:





Montageversuch





Sitz der vier Schwalbenschwanzverbindungen nach der Montage



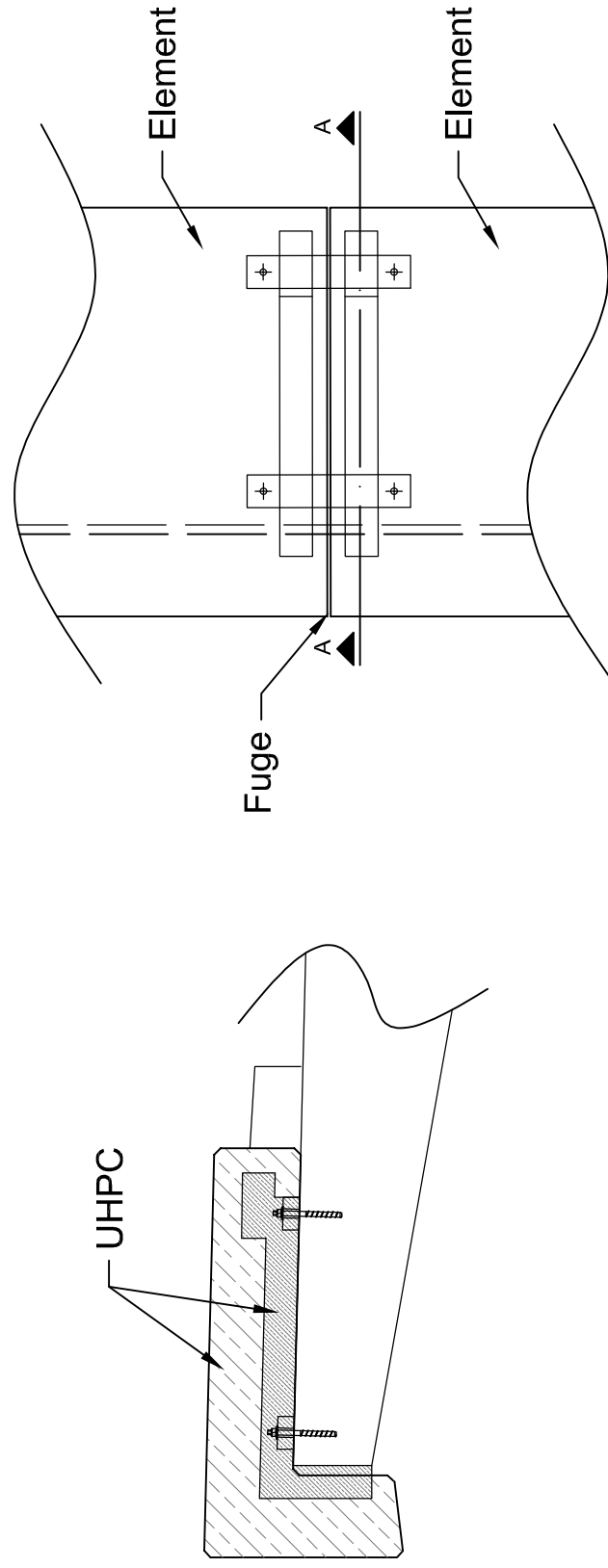


## E. ANHANG E - PLÄNE

---

# Schnitt A-A

# Draufsicht



**Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz**

Projekt:  
Masterarbeit

Planinhalt:  
Klappverbindung UHPC

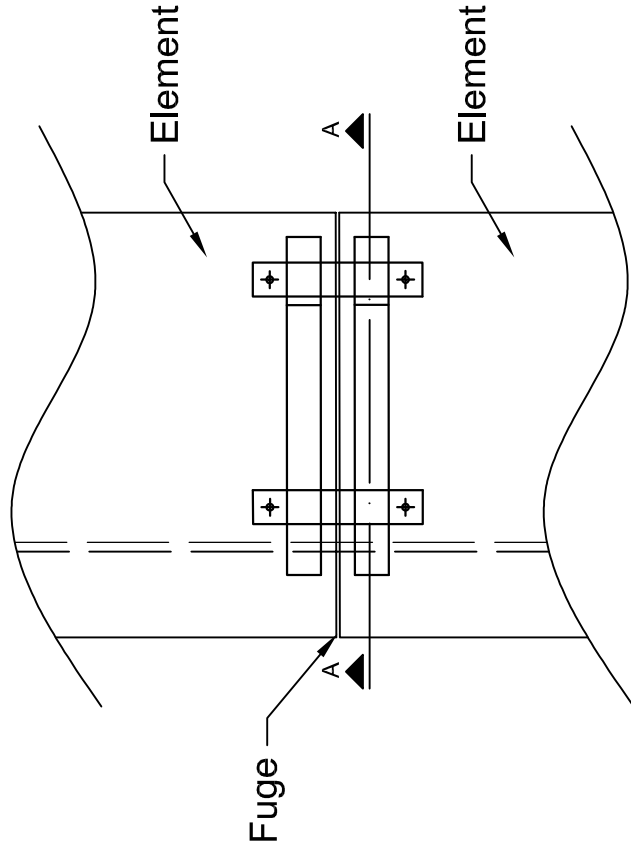
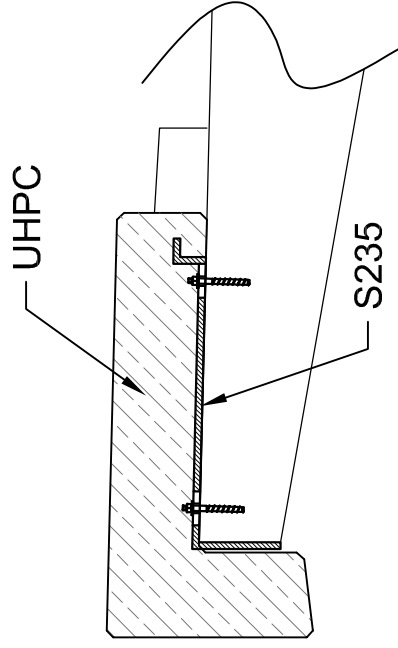
Massstab: M 1:20

Datum: 28.07.2017

Verfasser:  
Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782

# Schnitt A-A

# Draufsicht



**Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz**

Projekt:

Masterarbeit

Planinhalt:

Klappverbindung Stahl

Verfasser:

Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782

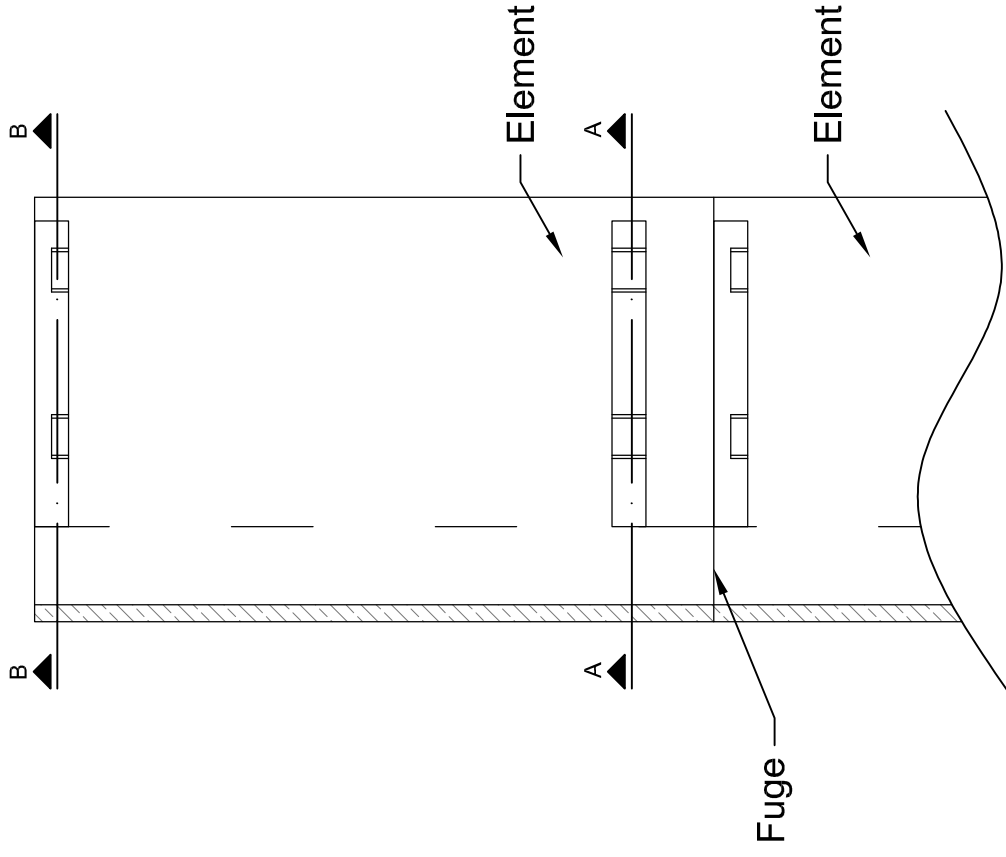
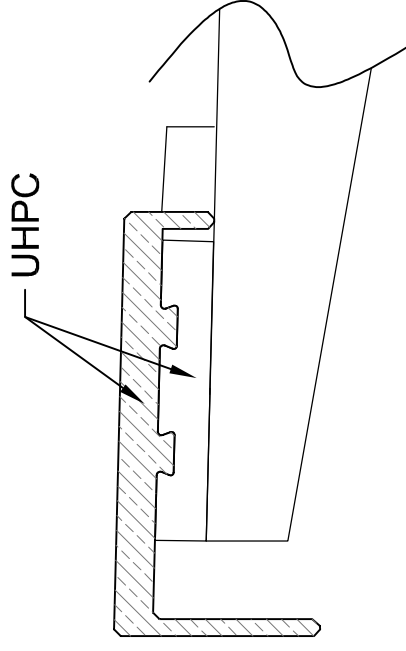
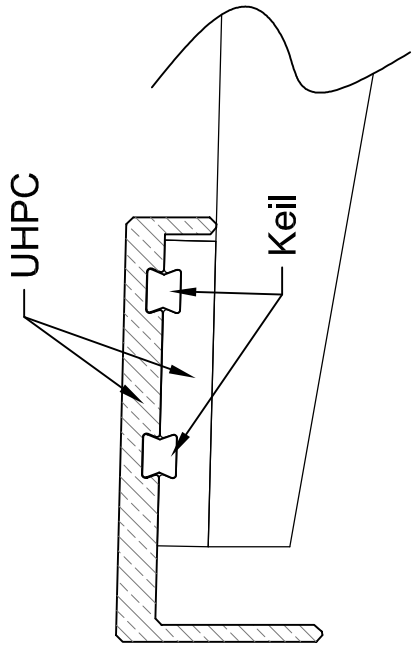
Massstab:

M 1:20

Datum:

28.07.2017





**Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz**

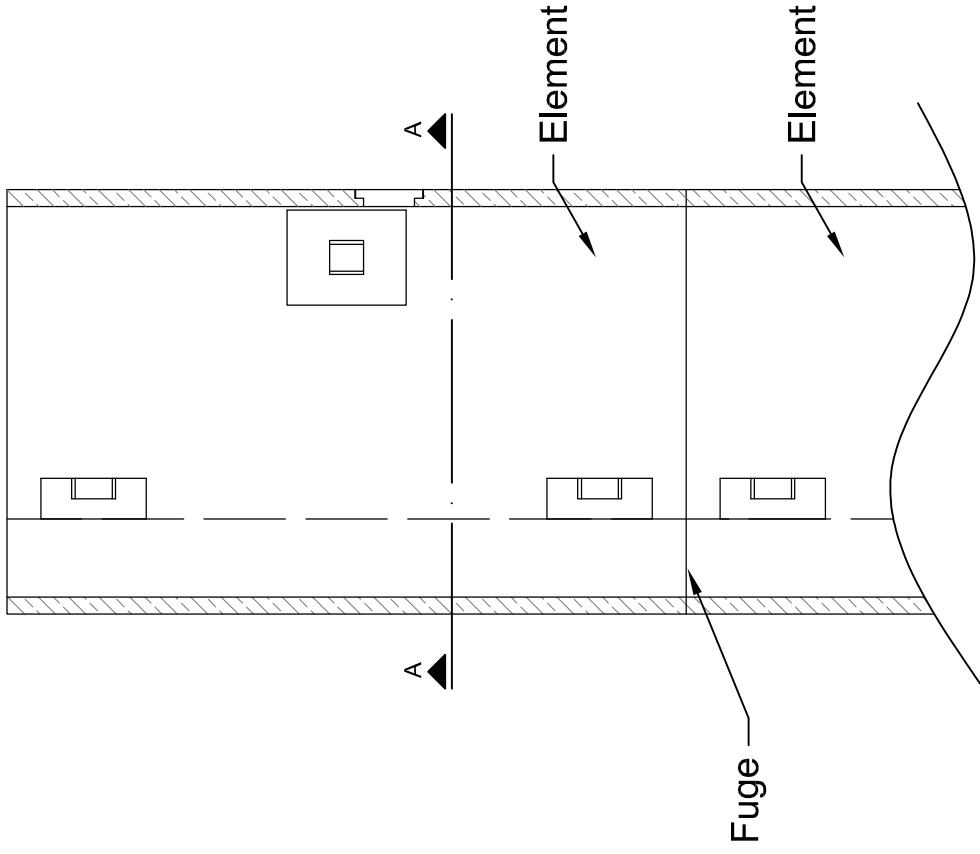
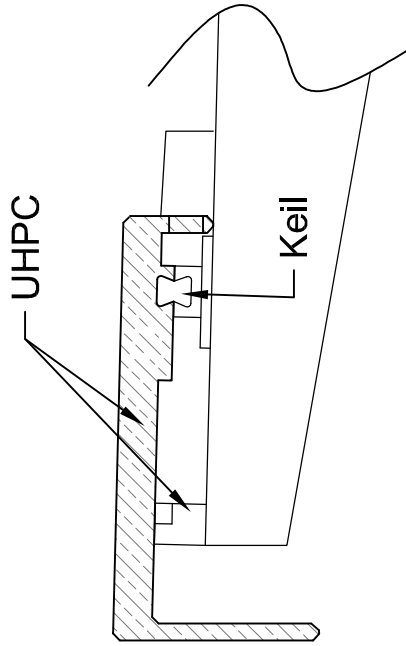
Projekt:  
Masterarbeit

Planinhalt:  
Schiebeverbindung Brückenlängsrichtung

Massstab: M 1:20

Datum: 28.07.2017

Verfasser:  
Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782



**Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz**

Projekt:  
Masterarbeit

Planinhalt:  
Schiebeverbindung Brückenquerrichtung

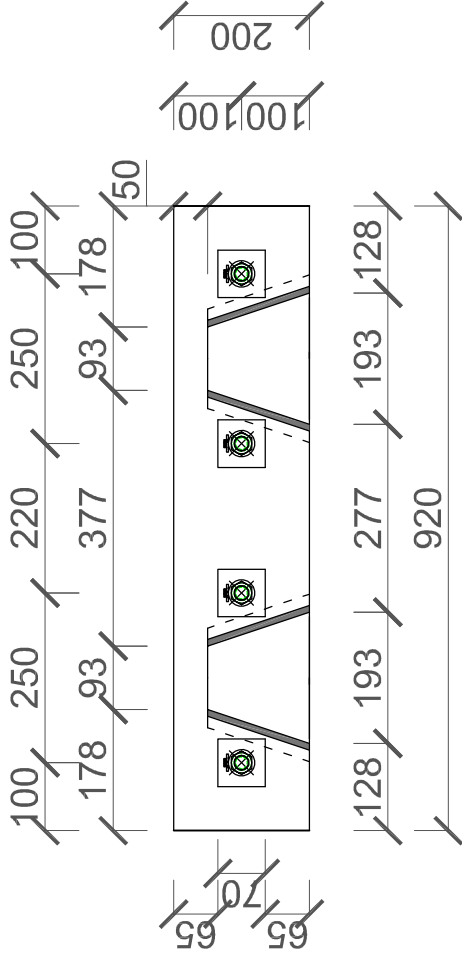
Massstab: M 1:20

Datum: 28.07.2017

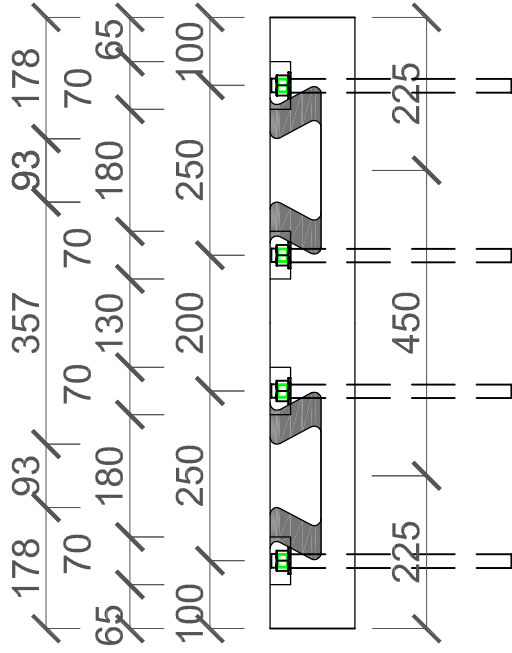
Verfasser:

Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782

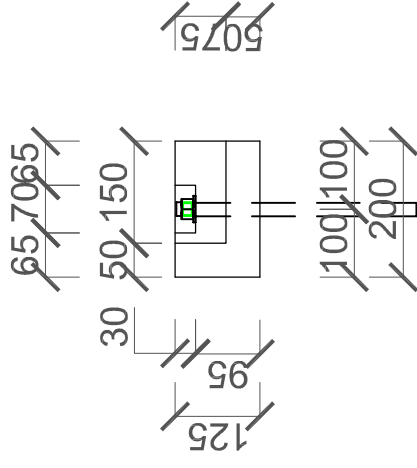
### Draufsicht Befestigungs- element



### Vorderansicht Befestigungs- element



### Schnitt Befestigungselement



Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz

Planinhalt:  
Schalplan Befestigungselement

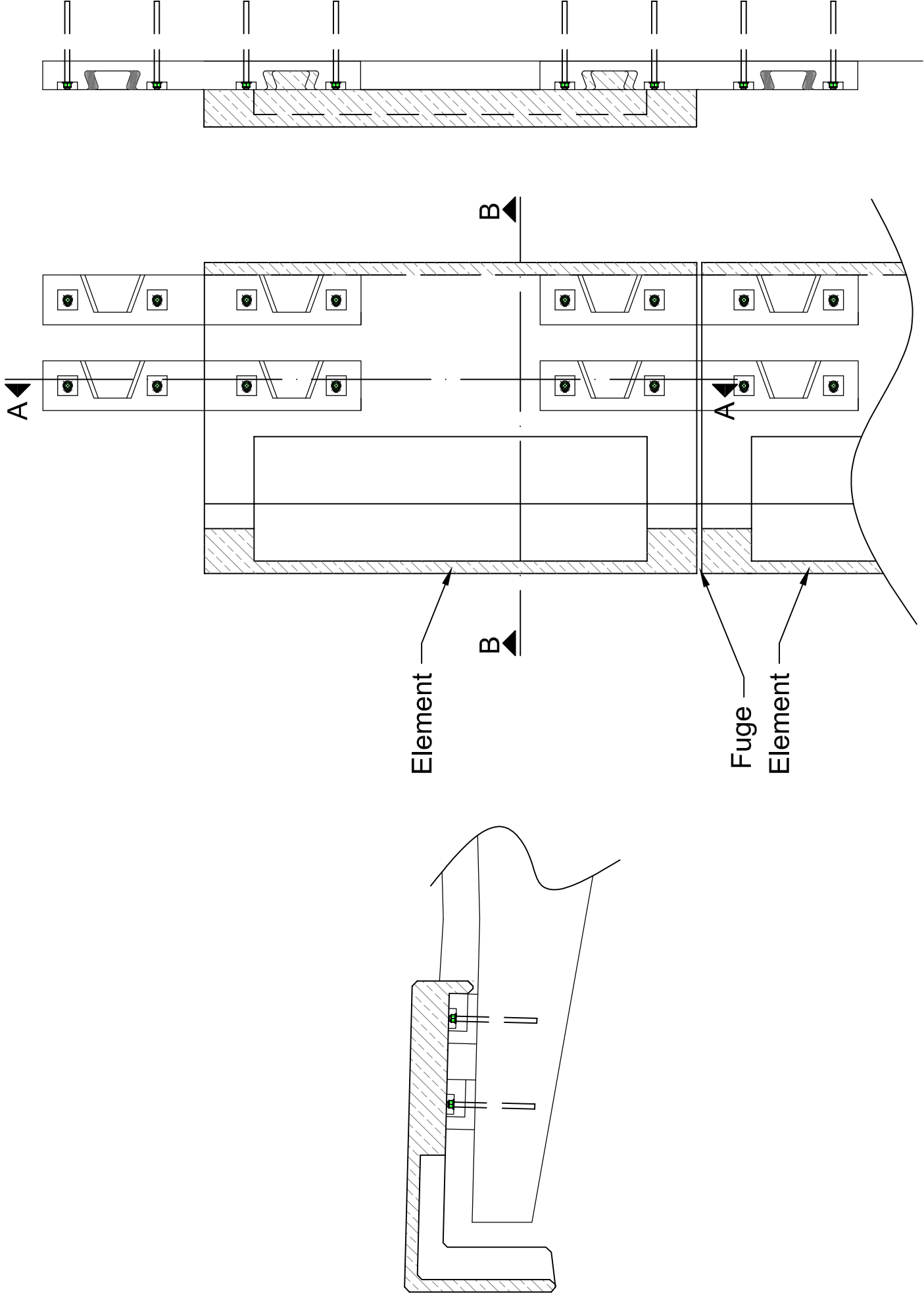
Verfasser:

Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782

Projekt:  
Masterarbeit

Massstab:  
M 1:10

Datum:  
31.07.2017



Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz

Projekt:  
Masterarbeit

Planinhalt:

Schnitte - 1,25 m Randbalken und Befestigung

Massstab:

M 1:20

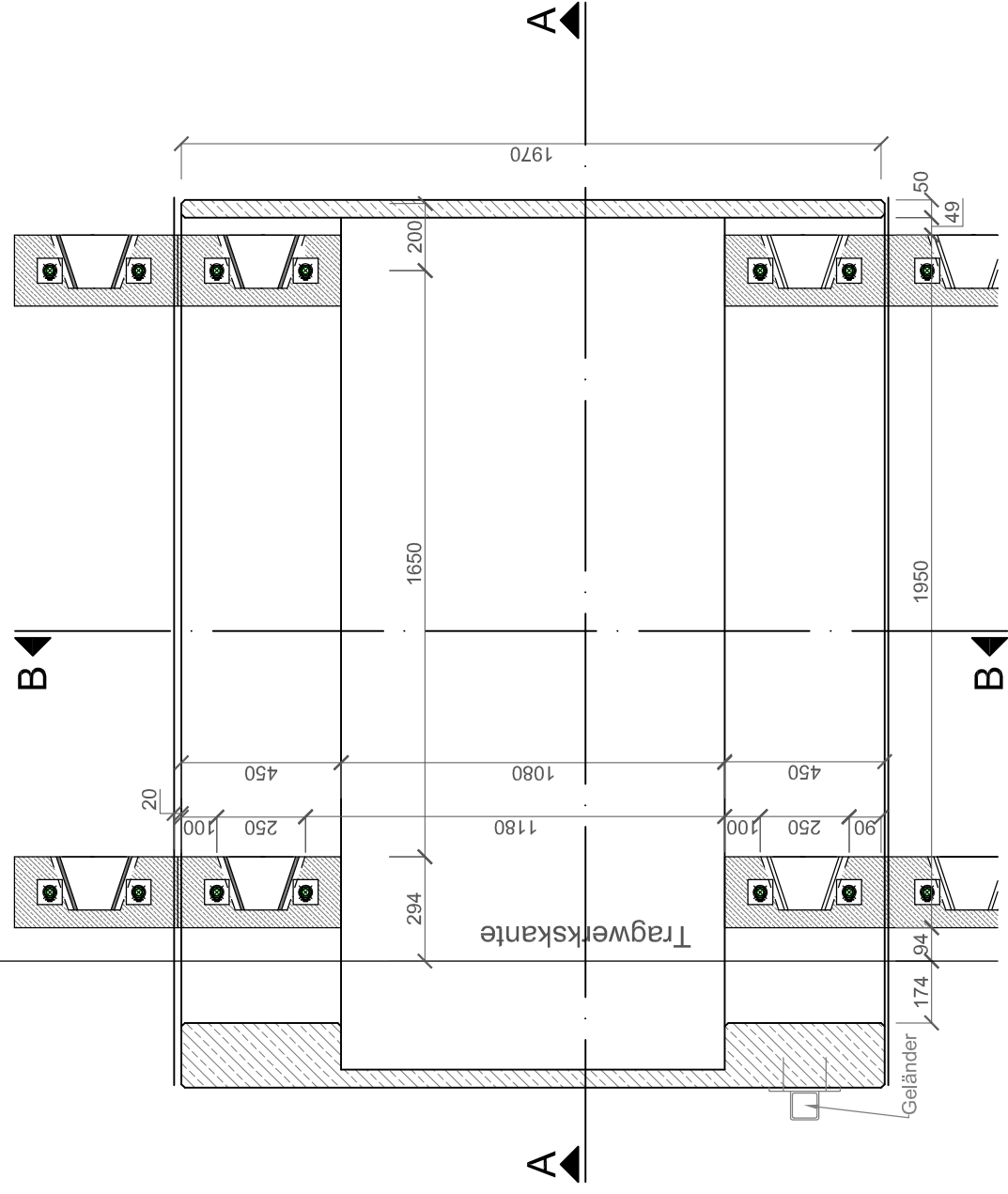
Datum:

28.07.2017

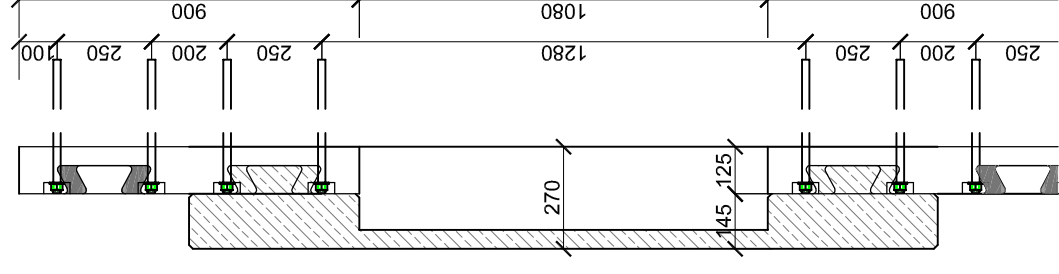
Verfasser:

Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782

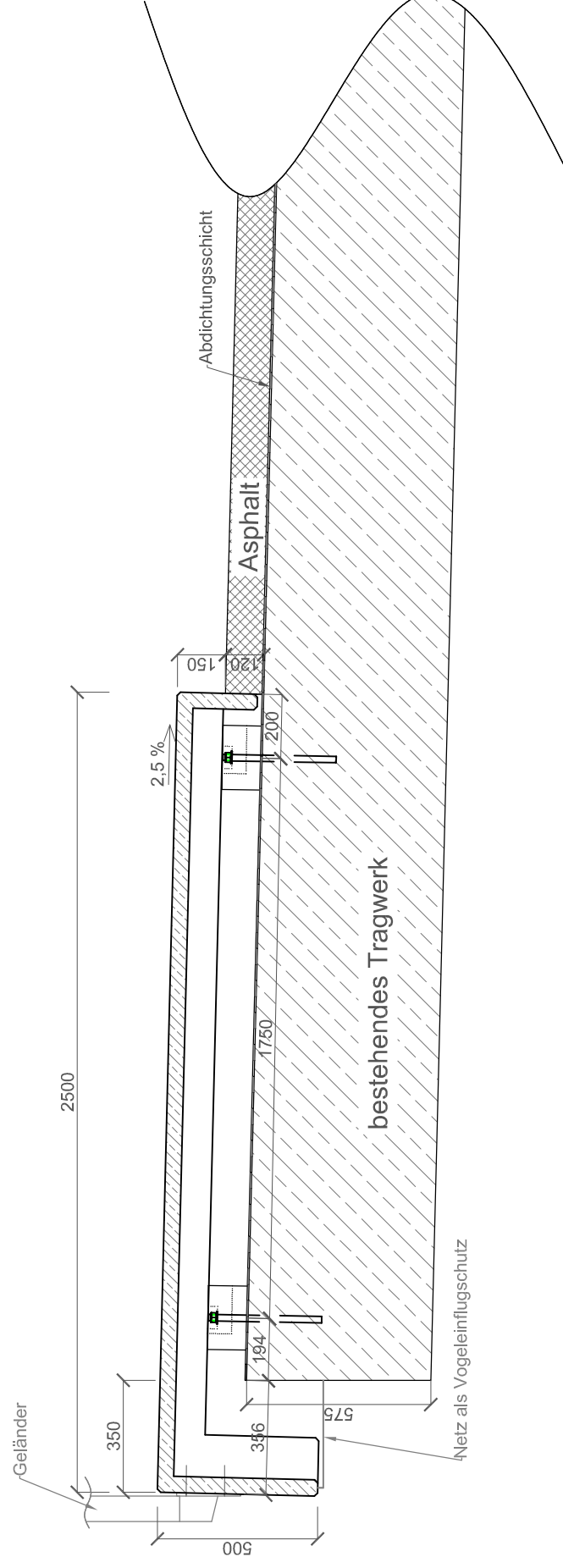
# Schnitt in Höhe Plattenbalken-OK



# Schnitt B-B



# Schnitt A-A



Fugen zwischen zwei Randbalkenelementen  
je 2,0 cm

Institut für Betonbau  
Technische Universität Graz

Projekt:

Masterarbeit

Planinhalt:

Montageplan Randbalken 2,5m

Maßstab:

M 1:20

Datum:

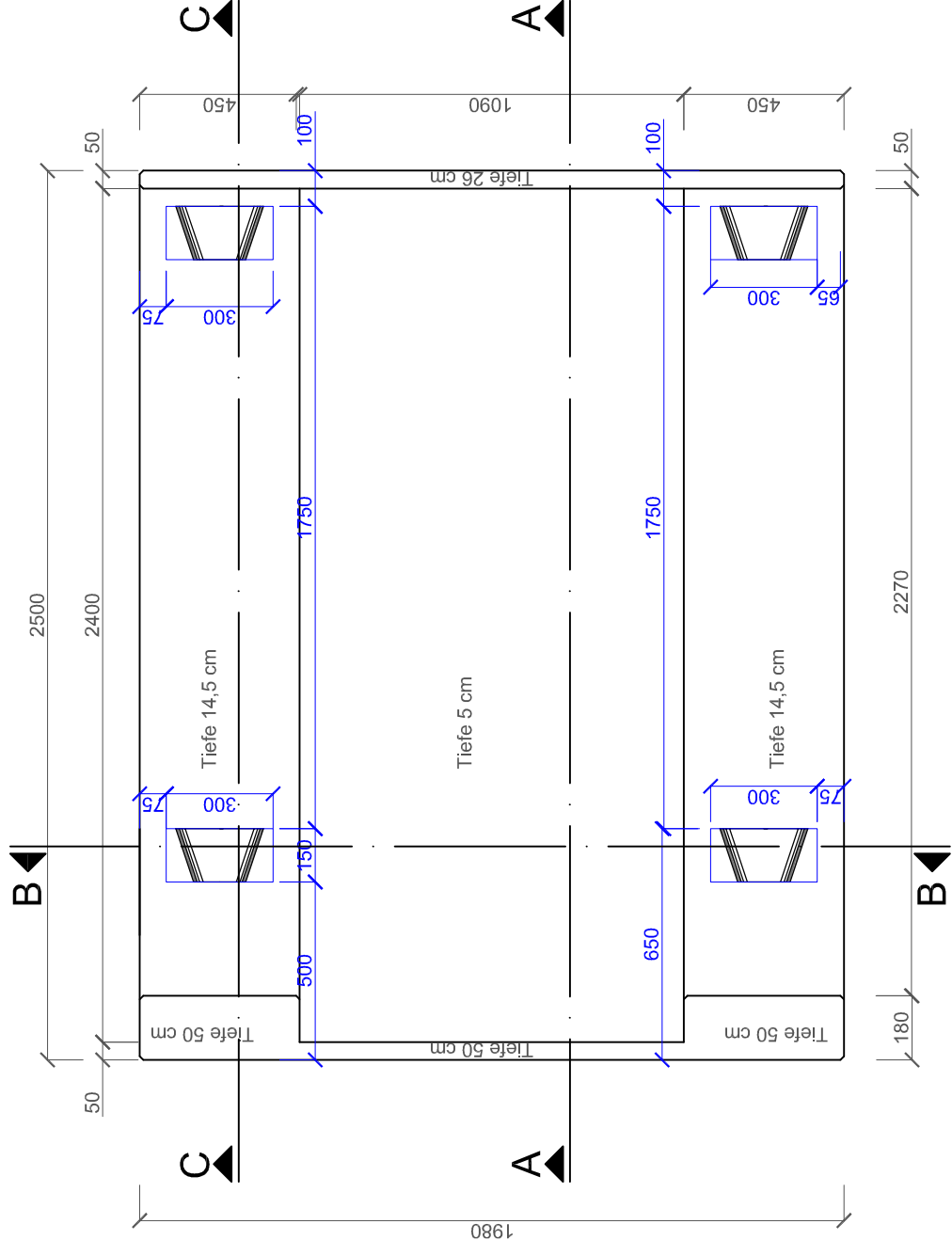
02.08.2017

Verfasser:

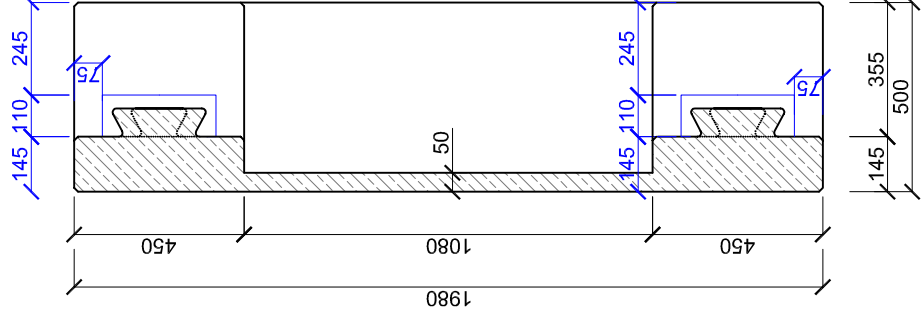
Anne - Sophie Liebmann  
Matrikelnr.: 1431782



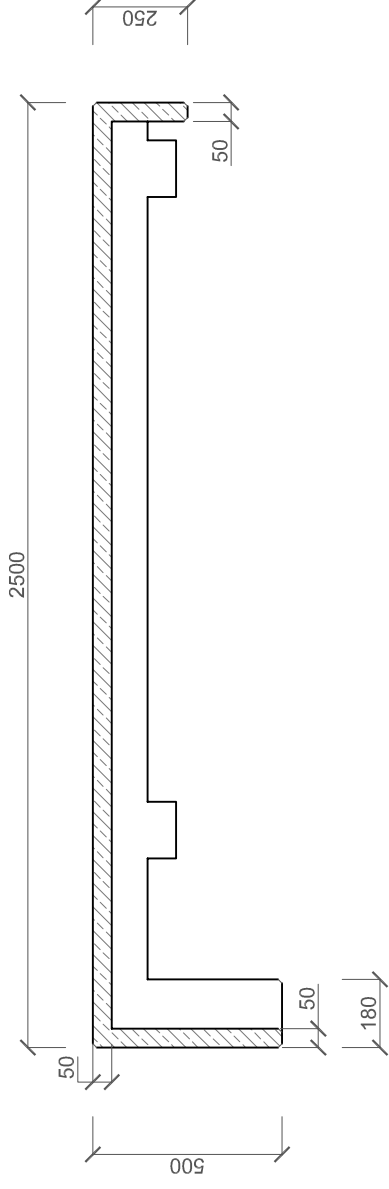
# Randbalkenansicht von unten



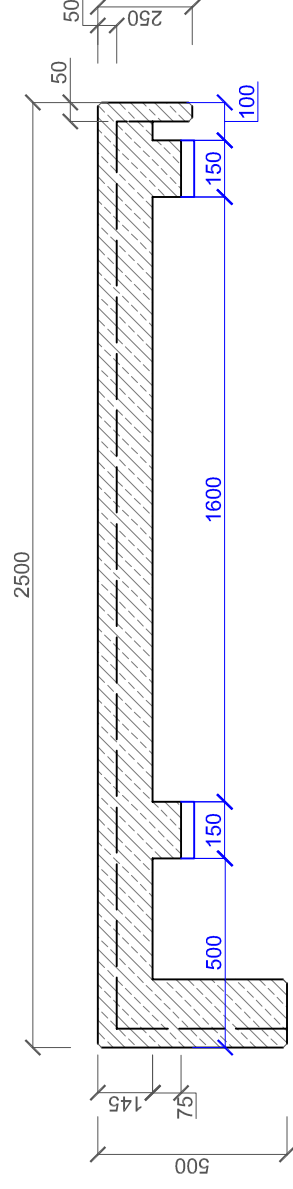
# Schnitt B-B



# Schnitt A-A



# Schnitt C-C

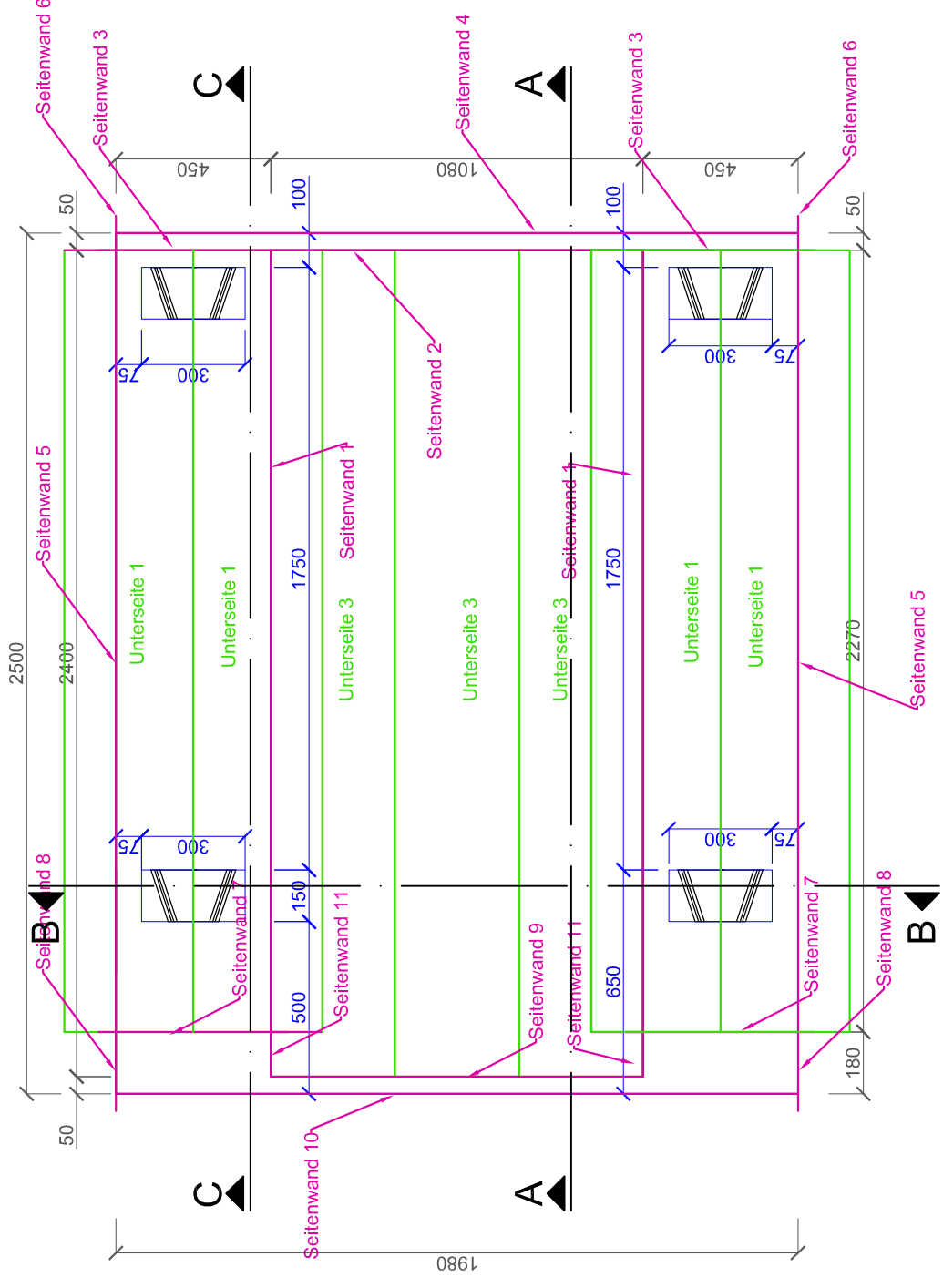


**Volumen: 0,65 m<sup>3</sup>**  
**Gewicht: 1,625 to**

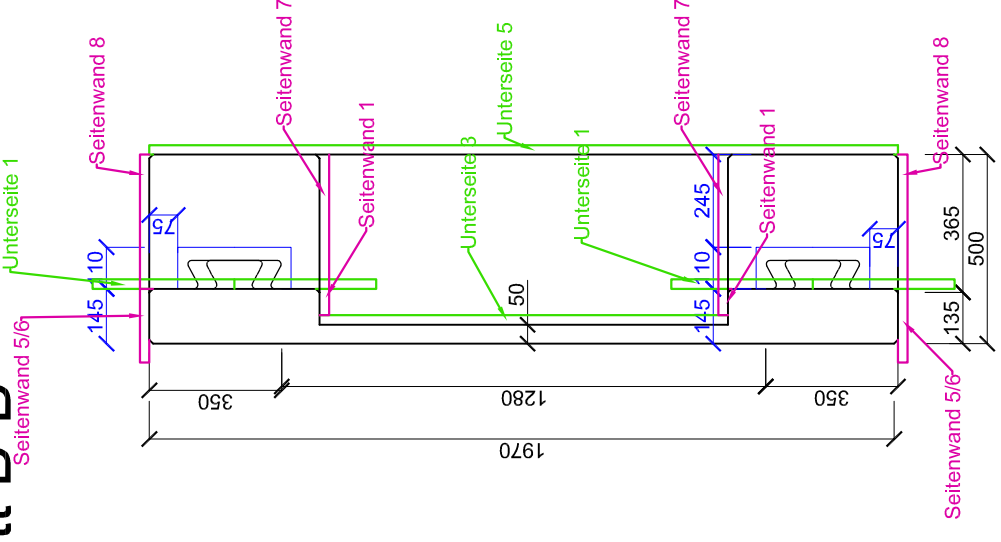
Kanten werden mit 10 / 10 gebrochen  
 Schalungseinsätze sind Blau dargestellt

<b>Institut für Betonbau</b> <b>Technische Universität Graz</b>			
Projekt:	Masterarbeit		
Planinhalt:	Schalplan Randbalken 2,5m		
Maßstab:	M 1:20	Datum:	03.08.2017
Verfasser:	Anne - Sophie Liebmann Matrikelnr.: 1431782		

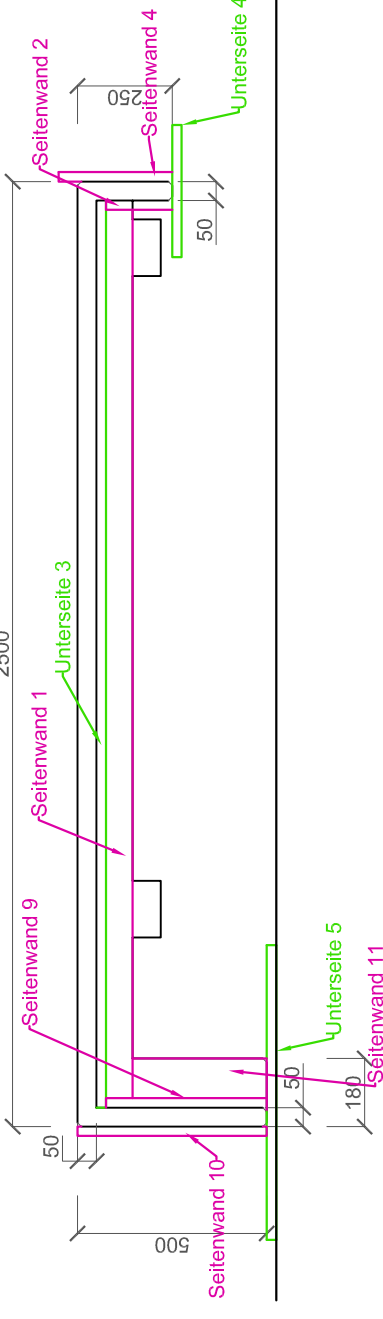
# Randbalkenansicht von unten



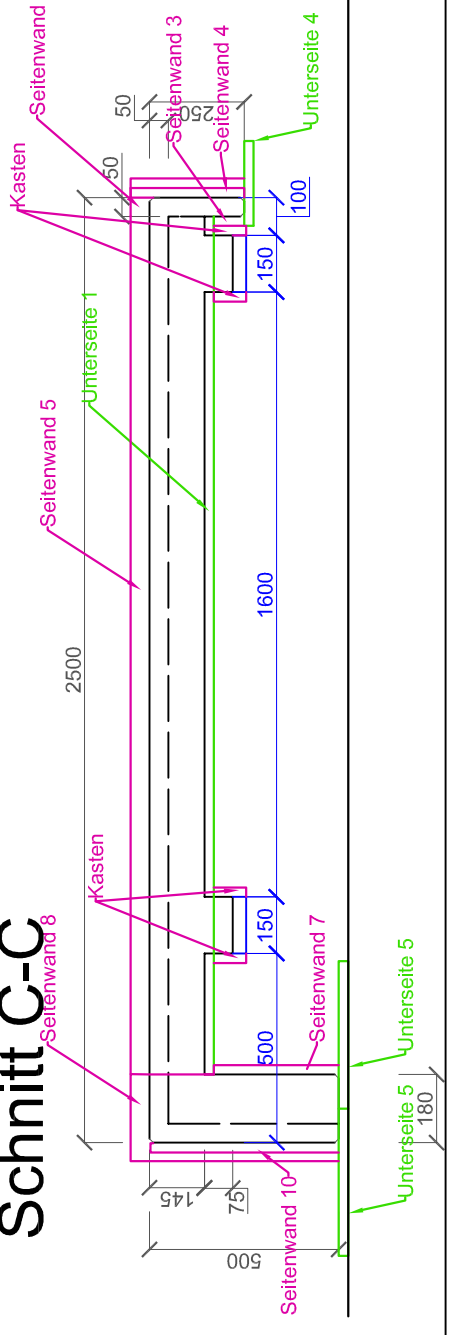
# Schnitt B-B



# Schnitt A-A



# Schnitt C-C

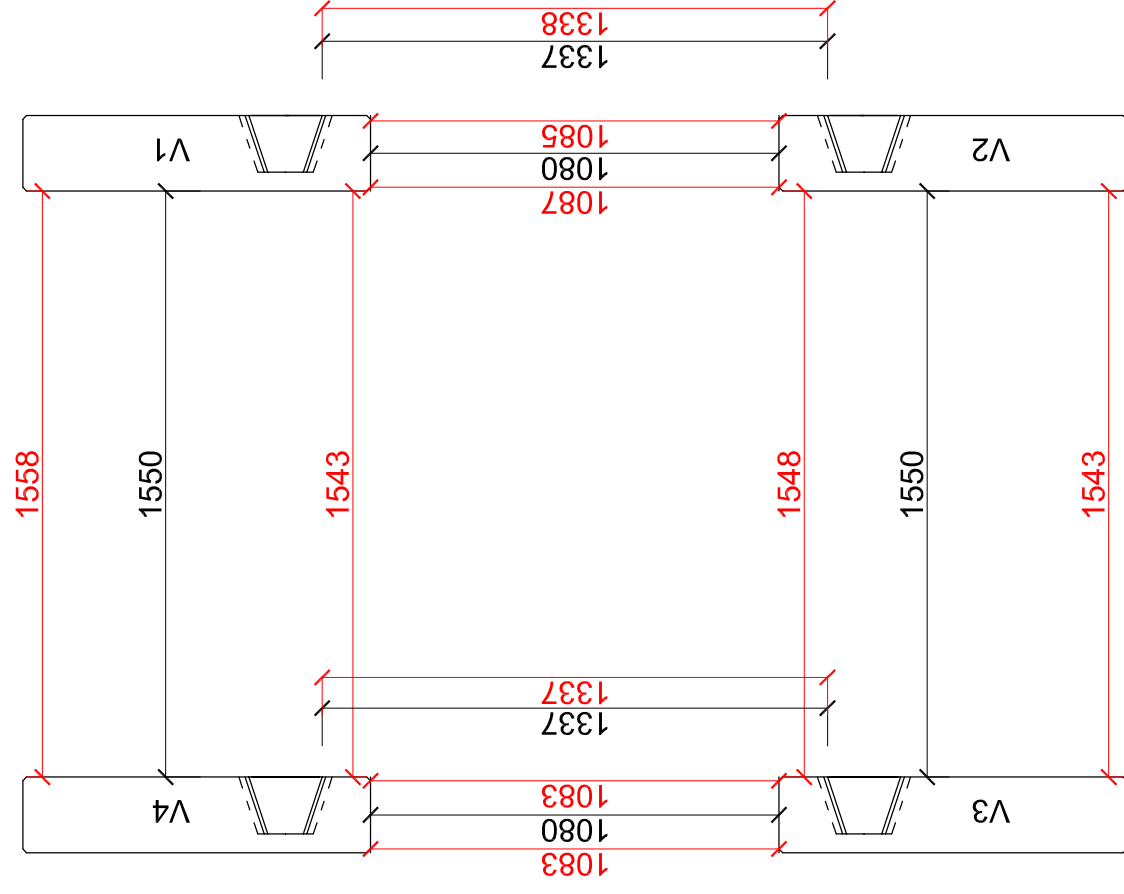


Volumen: 0,65 m<sup>3</sup>  
Gewicht: 1,625 to

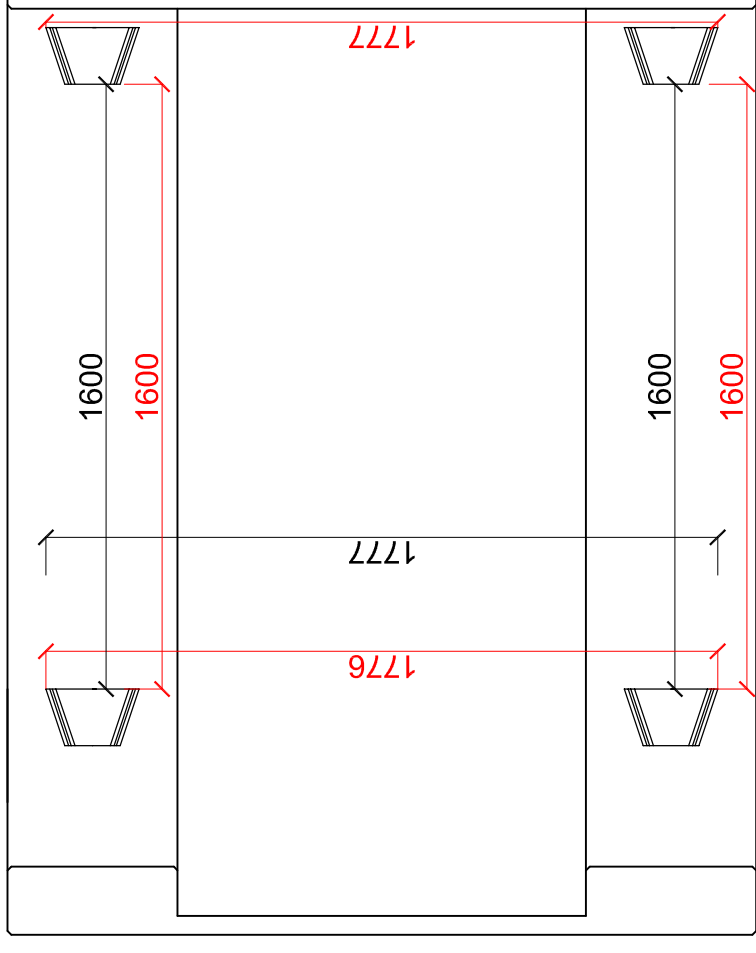
Kanten werden mit 10 / 10 gebrochen  
Schalungseinsätze sind Blau dargestellt

Projekt: <b>Institut für Betonbau Technische Universität Graz</b>	
Planinhalt: <b>Anordnung Schaltafeln</b>	
Massstab: <b>M 1:20</b>	Datum: <b>07.08.2017</b>
Verfasser: <b>Anne - Sophie Liebmann Matrikelnr.: 1431782</b>	

Anordnung der Befestigungselemente  
beim Montagetest



Lage Schwalbenschwänze an Randbalkenunterseite



Soll-Maße: Schwarz  
Ist-Maße: Rot

<b>Institut für Betonbau Technische Universität Graz</b>	
Projekt:	Masterarbeit
Planinhalt:	Genauigkeitsprüfung Randbalken 2,5m
Maßstab:	M 1:20
Datum:	25.08.2017
Verfasser:	Anne - Sophie Liebmann Matrikelnr.: 1431782