



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Untersuchungen an einem Prototyp für eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**
und
Dipl.-Ing. **Bernhard Eichwalder**

E212-2
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Philipp Preinstorfer, BSc.
0825812
Sammerleitenweg 15, A-4810 Gmunden

Gmunden, im Oktober 2014

.....

Danksagung

Mit der Fertigstellung dieser Arbeit geht mein Studium an dieser Universität dem Ende entgegen. Ich kann auf eine lehrreiche und auch sehr abwechslungsreiche Studienzeit zurückblicken, die ich ohne die Unterstützung zahlreicher Personen sicher nicht so erfolgreiche hätte abschließen können.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.Ing. M.Eng. Johann Kollegger, dass er mir die Erstellung meiner Diplomarbeit am Betonbau Institut ermöglicht hat. Auch bedanken möchte ich bei Univ.Ass. Dipl.-Ing. Bernhard Eichwalder, für die Betreuung meiner Arbeit und die kompetenten und hilfreichen Anregungen sowohl in der Theorie, als auch auf der Baustelle.

Dank gebührt auch meinen Freunden und Studienkollegen, für die unzähligen Diskussionen und die gemeinsame Zeit an der Universität. Allen voran möchte ich hier Peter Mitterlehner erwähnen, der diesen Weg mit mir seit unserer gemeinsamen Schulzeit in der HTL bestreitet.

Des Weiteren möchte ich mich bei meinem ehemaligen Chef Alois Zorn bedanken, der mir sechs Jahre lang gewissermaßen als Mentor bei zahlreichen Fragestellungen hilfreich zur Seite stand.

Ein großer Dank gebührt auch meiner Freundin Karin Venzl, die mich, seit wir uns kennen, immer bestmöglich unterstützt und nie die Geduld mit mir verloren hat.

Den größten Dank möchte ich aber an meine Eltern Waltraud und Hannes Preinstorfer, sowie an meine Geschwister Daniel, Christoph und Melanie richten, die mich nicht nur finanziell, sondern auch moralisch all die Jahre unterstützt haben und immer an mich glauben.

Kurzfassung

Im Zuge eines VIF-Forschungsprojektes in Kooperation mit der Technischen Universität Graz zum Thema integrale Brücken, wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien, Forschungsbereich für Stahlbeton und Massivbau, eine neuartige Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken entwickelt. Durch die Herstellung einer möglichst flexiblen Konstruktion hinter der Widerlagerwand der integralen Brücke ist es möglich, die Verformungen, die in das System eingeprägt werden, über eine vordefinierte Strecke, die der Länge der Konstruktion entspricht, abzubauen. In Kooperation mit der ASFINAG ist der Einbau des neuen Fahrbahnübergangs als Prototyp, bei der Errichtung einer integralen Brücke mit einer Spannweite von 112 m über den Satzengraben, im Zuge der Erweiterung der Autobahn A5, geplant. Um dieses Vorhaben zu realisieren, wurden Versuche zur Untersuchung des tatsächlichen Tragverhaltens der Konstruktion durchgeführt.

Ziel dieser Diplomarbeit war es, die Wirtschaftlichkeit und die Funktionsfähigkeit der neuen Erfindung in einem Großversuch nachzuweisen. Dazu wurde die Fahrbahnübergangskonstruktion im Maßstab 1:1 hergestellt, um mehrere Be- und Entlastungszyklen unter verschiedenen Randbedingungen zu simulieren.

Im Zuge der Erstellung dieser Arbeit wurde vorab eine Literaturrecherche zu dem Thema Fahrbahnübergangskonstruktionen bei integralen Brücken durchgeführt und eine Bewertung der bestehenden und in der Praxis gängigen Konstruktionen abgegeben. In weiterer Folge wurde die am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien neu entwickelte Konstruktion analysiert und die theoretischen Hintergründe dazu erläutert. Dem Einbau eines Zuggliedes kommt dabei eine wesentliche Bedeutung zu. Um die geeignetsten Elemente ausfindig zu machen wurden Kleinversuche durchgeführt, welche ebenfalls in dieser Arbeit beschrieben sind. Aufbauend auf diesen Kleinversuchen erfolgte die Durchführung der Großversuche.

Abstract

As part of a VIF-research project on integral bridges, in cooperation with the Graz University of Technology, a new durable bridge expansion joint was invented at the Institute for Structural Engineering at Vienna University of Technology. By producing a construction with a low stiffness behind the bridge abutment, it is possible to reduce the deformations, which are induced to the system over a predefined distance, which corresponds with the length of the structure. The installation of a prototype of this expansion joint behind the bridge abutment of an integral bridge with a length of 112 metres, is planned in cooperation with ASFINAG in course of the construction of the new motorway A5. In order to realise this project, it is necessary to test the actual structural behaviour of the expansion joints in a large-scale experiment.

The aim of this thesis is to prove the profitability and the functionality of the expansion joint. The new construction was built in a scale 1:1 and several load cycles under different boundary conditions were simulated.

The first part of the thesis consists of a literature study on expansion joints for integral bridges, including an evaluation of the different types of typical expansion joints. In further chapters, the new construction, which was developed at the Institute for Structural Engineering at Vienna University of Technology is analysed and the theoretical background is explained. The installation of the tension element is significant for the functionality of the expansion joint construction. In order to find the suitable components for the expansion joints, small-scale tests were performed. These tests are also described in this thesis. The results of the small-scale tests were taken as the basis for the construction of the large-scale test on the expansion joints in order to test the actual behaviour of the entire construction.

Inhaltsverzeichnis

I	Allgemeines	1
1	Einleitung	2
2	Integrale Brücken	3
2.1	Integrale Brücken im Gegensatz zu konventionellen Brücken	3
2.2	Geschichte des integralen Brückenbaus [1]	6
2.3	Statische Wirkungsweise integraler Brücken	7
2.3.1	Allgemeines	7
2.3.2	Längsdehnungen des Überbaus	8
2.3.3	Boden-Bauwerk Interaktion [26]	11
3	Fahrbahnübergang	14
3.1	Allgemeines	14
3.2	Ausführungsformen	16
3.2.1	Europa	16
3.2.2	Nordamerika	27
3.3	Fahrbahnübergangskonstruktionen	31
3.4	Typische Schadensbilder	35
4	Innovative Lösungen für Fahrbahnübergangskonstruktionen	40
4.1	Entkopplung Brücke-Boden	40
4.1.1	Jackson River Bridge (USA)	40
4.1.2	Seitenhafenbrücke (Österreich)	42
4.1.3	Marktwasserbrücke (Österreich)	43
4.1.4	Beurteilung	44
4.2	FRP decks (Fibre Reinforced Polymer composite deck)	46
4.2.1	Market Street Bridge (USA)	46
4.2.2	Beurteilung	46

4.3	Flexible Schleppplatten	47
4.3.1	Flexible Schleppplatte aus Gummibeton (Österreich)	47
4.3.2	Brücke Oberwart (Österreich)	48
4.3.3	Ziehharmonikaplatte (Österreich)	50
4.3.4	Beurteilung	51
4.4	Zusammenfassung	53
 II Entwicklung einer neuen Fahrbahnübergangskonstruktion an der TU Wien		55
5	Idee und Entwicklung	56
5.1	Allgemeines	56
5.2	Anforderung an eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion	56
5.3	Der zentrisch gezogene Stab	57
5.3.1	Allgemeines	57
5.3.2	Zugversuche	59
5.4	Mehrfach unterteilter Zugstab	62
5.4.1	Grundgedanke	62
5.4.2	Entwicklung von Fertigteilelementen	63
6	Kleinversuch	65
6.1	Allgemeines	65
6.2	Herstellung der Fertigteiltröge	65
6.3	Zugglieder	66
6.4	Messtechnik	70
6.5	Versuchsablauf	71
6.5.1	Versuchsaufbau	72
6.5.2	Versuchsdurchführung	76
6.6	Ergebnisse	76
6.7	Zusammenfassung	80
 III Durchführung eines Großversuches		82
7	Herstellung und Durchführung eines Großversuchs	83
7.1	Allgemeines	84
7.2	Einfluss des Asphalts	84

INHALTSVERZEICHNIS

7.2.1	Bestimmung der Asphalteeigenschaften	85
7.2.2	Ermittlung der Kräfteverteilung	87
7.2.3	Wahl des Zuggliedes	89
7.2.4	weitere Überlegungen zum Asphalt	89
7.3	Versuchsvorbereitungen	90
7.3.1	Allgemeines	90
7.3.2	Fertigteiltröge	91
7.3.3	Messtechnik	92
7.4	Versuchsaufbau	92
7.4.1	Herstellung des Unterbaus	92
7.4.2	Bohren der Verankerungen	93
7.4.3	Auflegen der Fertigteiltröge	93
7.4.4	Einbringen und Einkleben der Zugglieder	94
7.4.5	Herstellung der Versuchskonstruktion	95
7.4.6	Einbringen des Vergussbetons	95
7.4.7	Installieren der Messtechnik	96
7.5	Versuchsdurchführung	97
7.5.1	Allgemeines	97
7.5.2	Auswertung der Ergebnisse	99
7.5.3	Berechnung des Reibbeiwerts	105
7.6	Zusammenfassung	106
7.7	Weitere Vorgehensweise	107
IV Fazit		109
8 Zusammenfassung und Schlussfolgerung		110
8.1	Bestehende Situation	110
8.2	Bedarf an neuartigen Konstruktionen	111
8.3	Entwicklung der neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion	112
8.4	Potential der neuen Konstruktion	113
Literaturverzeichnis		115
A Anhang		123
A.1	Messdaten Prototypversuch 15.07.2014	124
A.2	Messdaten Prototypversuch 24.07.2014	132
A.3	Pläne	138

Teil I

Allgemeines

1 Einleitung

Brücken dienen seit Menschengedenken als Symbol für die Überwindung natürlicher Grenzen und der Verbindung der Menschen untereinander. Die Bezeichnung Pontifex Maximus, was soviel bedeutet wie oberster Brückenbauer, als Titel für das Oberhaupt der römisch-katholischen Kirche, oder die Abbildung von Brücken auf den Euro-Scheinen, unterstreicht die Wichtigkeit der Brücken für die Menschheit. Im Laufe der Jahrhunderte hat der Ingenieurbau zahlreiche, sowohl in statischer, als auch ästhetischer Sicht bemerkenswerte Brückentragwerke hervorgebracht. Das Hauptaugenmerk des Ingenieurs liegt dabei meistens in der statisch konstruktiven Ausarbeitung des Brückentragwerks, um ein ausreichend standsicheres Tragwerk über die gesamte Lebensdauer der Brücke zu erhalten.

Dabei wird aber oftmals die konstruktive Durchbildung der Lager und Fugen im konventionellen Brückenbau, oder der Fahrbahnübergangskonstruktionen im integralen Brückenbau vernachlässigt. Wenn diese Konstruktionen entsprechend fehlerhaft ausgeführt sind, kann unter anderem Wasser in das Bauwerk eindringen, was zu Tragwerksschädigungen führt und Instandsetzungsarbeiten erforderlich macht. Dadurch wird die Lebensdauer und die Wirtschaftlichkeit der Brücke herabgesetzt.

Infolgedessen wird in letzter Zeit vermehrt, vor allem im integralen Brückenbau, auf die Fahrbahnübergänge eingegangen und neue Konstruktionen entwickelt, die die Ausführung einer wartungsfreien Brücke ermöglichen sollen.

2 Integrale Brücken

2.1 Integrale Brücken im Gegensatz zu konventionellen Brücken

Der Brückenbau wie wir ihn heute kennen ist stark von der Ausbildung von Fugen und Lagern geprägt. Dadurch wird der Oberbau vom Unterbau getrennt und die Bildung von Zwangsschnittgrößen vor allem bei langen Brückentragwerken wird minimiert. Jedoch ist anzumerken, dass jede Fuge und jedes Lager eine Schwachstelle eines Bauwerks darstellt und auch dementsprechend wartungsintensiv ist. Viele Schäden an Brücken können auf die Schädigung bzw. unsachgemäße Ausführung von ebendiesen Lagern und Fugen zurückgeführt werden. Im Gegensatz dazu wird im integralen Brückenbau (fugen-, und lagerlose Bauweise) auf die Anordnung von Lager ganz bzw. teilweise verzichtet.

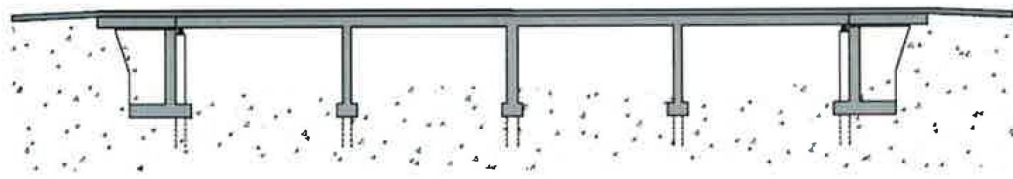
Bei integralen Brücken wird je nach Art der Herstellung zwischen integralen und semi-integralen Brücken unterschieden, wobei die Definitionen von Land zu Land unterschiedlich sein können. In Österreich wird lt. Richtlinie *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken* [35](Richtlinie befindet sich noch im Entwurfsstadium) folgendermaßen unterschieden:

- integrale Brücken: vollständiger Verzicht auf Lager und Fugen (Abb.2.1)
- semi-integrale Brücken: die Stützen sind jeweils monolithisch mit dem Überbau verbunden. Im Bereich der Widerlager werden entweder Lager oder Dehnfugen angeordnet (Abb.2.2)

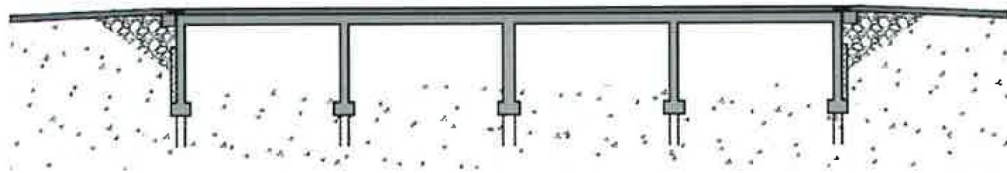


Abbildung 2.1: integrale Brücke [35]

2 INTEGRALE BRÜCKEN



(a) Fahrbahnübergangslose semi-integrale Brücke



(b) Lagerlose semi-integrale Brücke

Abbildung 2.2: semi-integrale Brücke [35]

Durch die Ausführung der Brücken als integrale Bauwerke, d.h. dem monolithischen Verbund des Oberbaus mit dem Unterbau, können Bauwerke hergestellt werden, die ohne die im konventionellen Brückenbau vorhandenen Schwachstellen auskommen. Jedoch können aufgrund der daraus resultierenden behinderten Dehnungen des Oberbaus infolge von z.B. klimatischen Bedingungen, Schwinden und Kriechen, etc. zum Teil erhebliche Zwangsschnittgrößen in das Bauwerk impliziert werden. Der komplexe Spannungszustand und die damit einhergehenden Nachteile werden aber in vielen Fällen durch zahlreiche Vorteile aufgewogen, die der integrale Brückenbau mit sich bringt. Nachfolgend ist eine Liste mit Vor- und Nachteilen angeführt, wie sie in [35] zu finden ist.

Vorteile:

in der Erhaltung

- Reduzierte Instandhaltungskosten aufgrund des Wegfalls der Lager- und Übergangskonstruktionen
- Erhöhte Dauerhaftigkeit und reduzierte Wartungsintensität der Konstruktionsteile unterhalb der Fahrbahn durch Vermeidung von direktem Taumittelzutritt
- Duktileres Tragwerksverhalten bei Überbeanspruchungen (Aktivierung von Systemreserven) und unvorhergesehenen Setzungen
- Längere Inspektionsintervalle möglich

2 INTEGRALE BRÜCKEN

für Nutzer und Anreiner

- Höherer Fahrkomfort
- Geringere Lärmentwicklung
- Sichere Überfahrt für einspurigen Verkehr

für den Entwurf

- Abstützung der Horizontallasten aus Erddruck durch das Tragwerk und Möglichkeit zur direkten Ableitung von Horizontallasten in das Erdreich
- Kompensation abhebender Kräfte bei ungünstigen Stützweitenverhältnissen durch Eigengewicht von Unterbau und Gründung sowie Mantelreibung von Pfählen

für die Errichtung

- Vereinfachter Bauablauf durch Wegfall von Lager- und Übergangskonstruktionen
- Vereinfachte Widerlagerausbildung

Nachteile:

- Zwänge aufgrund von Längenänderungen (Temperatur, Schwinden, Vorspannung, Kriechen) und ungleichmäßiger Stützensenkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- Abhängigkeit der Zwangsbeanspruchungen von der Bauwerksgeometrie, den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbau, sowie von den Grenzsteifigkeiten (oberer und unterer Grenzwert) des Baugrundes
- Abfließen eines Teils der Vorspannung eines vorgespannten Tragwerks in den Unterbau bzw. Baugrund
- Integrale Brücken erfahren trotz der behinderten freien Verformung etwa die gleichen Längenänderungen infolge Temperaturschwankungen wie herkömmliche Brücken, welche beim Entwurf des Fahrbahnbelages im Übergangsbereich zur freien Strecke und beim Ansatz des Erddruckes zu beachten sind.

Vor allem in Fällen in denen die Brückenlängen kleiner als 60m sind, überwiegen oftmals die Vorteile gegenüber den Nachteilen. Jedoch sei auch darauf hinzuweisen, dass ein jedes Brückentragwerk vor der Planung unabhängig auf die Vor- bzw. Nachteile zu beurteilen ist, um auf Basis dessen ein geeignetes Brückentragwerk zu wählen.

2.2 Geschichte des integralen Brückenbaus [1]

Der integrale Brückenbau wie wir ihn heute kennen und wie er heute die Diskussionen anregt, ist keinesfalls eine Entwicklung der Neuzeit. Seit massive Brücken gebaut wurden, wurden sie auch in integraler Bauweise gebaut. Einige solcher Bauwerke, die bereits vor über 2000 Jahren fertig gestellt wurden, sind bis heute erhalten. Ein Beispiel hierfür ist das Aqueducte de les Ferreres in Spanien (siehe Abb. 2.3). Durch die damals bedingten Bauformen und Baumittel konnten sich die Zwangsschnittgrößen aber relativ leicht abbauen, wodurch dieser Aspekt nicht von Bedeutung war.



Abbildung 2.3: Aqueducte de les Ferreres [2]

Die konventionelle Bauweise erlebte ihren Siegeszug hingegen erst mit der Entwicklung des Stahlbetons und in weiterer Folge auch des Spannbetonbaus. Der Aufbau der Zwangsschnittgrößen konnte nicht mehr vernachlässigt werden und so ging man über, den Oberbau entsprechend vom Unterbau zu trennen, um die Bewegungsfreiheit der Brücke sicherzustellen. Diese Bauweise wurde im Brückenbau die dominierende Bauweise wobei in dieser Phase auch immer wieder Brücken im kleinen Spannweitenbereich als integrale Brücken ausgeführt wurden (siehe Abb. 2.4).

Erst in den letzten Jahren gibt es, vor allem im kurzen bis mittleren Spannweitenbereich, wieder die Tendenz vermehrt in integraler Bauweise zu bauen. Aufgrund



Abbildung 2.4: Traunbrücke Ebensee [1]

der Entwicklung leistungsstarker FE-Programme sowie umfangreicher Forschung im Beton- und im Grundbau ist eine Beherrschung der Zwangsschnittgrößen durchaus möglich und mit vertretbarem Aufwand verbunden. In einigen Fällen sind selbst Spannweiten über 500 Meter bereits integral ausgeführt worden.

Dabei unterscheiden sich die Richtlinien in den einzelnen Ländern von Grund auf und sind zum Teil sehr widersprüchlich ausgelegt. So DÜRFEN z.B. Brücken in der Schweiz mit einer Bewegungslänge von max. 15-30m integral ausgebildet werden, in England jedoch MÜSSEN Brücken entsprechend den dort herrschenden Vorschriften bis zu einer Länge von 60m integral ausgeführt werden [26].

2.3 Statische Wirkungsweise integraler Brücken

2.3.1 Allgemeines

Der Hauptunterschied der integralen Brücke zur konventionellen Brücke ist der Verzicht auf Lager- und Fugenkonstruktionen (integrale Bauweise), bzw. der Verzicht auf Lager oder Fugen (semi-integrale Bauweise). Dadurch können sich im Gegensatz zur konventionellen Bauweise die Längsverformungen aus Temperatur, Schwinden, Kriechen etc. nicht zwängungsfrei ausbilden.

Es entstehen in weitere Folge erhebliche Zwangsschnittgrößen, die in der Berechnung

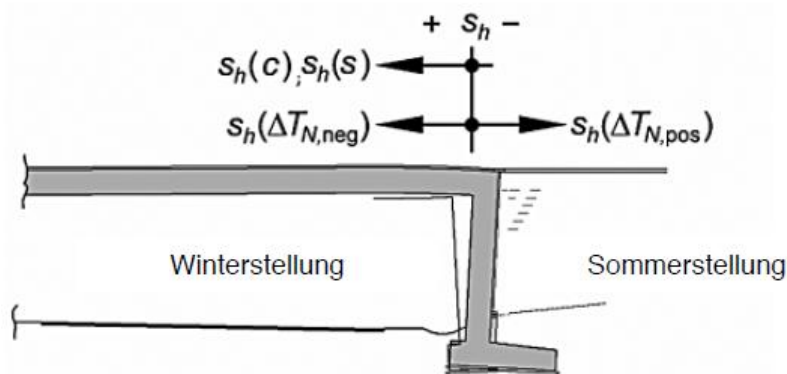


Abbildung 2.5: Widerlagerbewegungen am Brückenende [19]

berücksichtigt werden müssen. Zur Beherrschung der Zwangsschnittgrößen ist es ratsam, die Steifigkeit des Unterbaus entsprechend zu reduzieren, sodass es nur zu einer geringen Verformungsbehinderung kommt und demzufolge die Zwangsschnittgrößen gering ausfallen.

Dies hat jedoch zur Folge, dass die sich einstellenden Verformungen von Fahrbahnübergangskonstruktionen aufgenommen werden müssen. Hier manifestiert sich die Aufgabe eines Brückenplaners, diese beiden grundsätzlich entgegengesetzten Verhaltensweisen miteinander zu vereinbaren und die Brücke in dieser Hinsicht zu optimieren.

2.3.2 Längsdehnungen des Überbaus

Die Längsdehnungen eines Tragwerkes werden durch eine Vielzahl von Einflussparametern bestimmt. Im Zuge der Errichtung einer Brücke ist es Aufgabe des Ingenieurs diese Parameter zu erfassen und entsprechend zu quantifizieren. Dabei können die verschiedenen Verformungen des Oberbaus zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten und auch voneinander abhängig sein (siehe Abb. 2.5). Eine Auflistung über die betragsmäßig größten Einflussparameter auf die Längsdehnungen des Oberbaus, wie sie in der Richtlinie *Integrale Bauwerke* [33] zu finden sind, ist nachfolgend angeführt.

Schwinden und Kriechen [27]

Schwinden und Kriechen beschreiben das zeitabhängige Materialverhalten des Betons. Unabhängig von den Umgebungsbedingungen stellen sich bei druckbeanspruchten Bauteilen zeitabhängige Dehnungen im Bauteil ein. Diese können in lastunabhängige

Dehnungen (Schwinden) und in lastabhängige Dehnungen (Kriechen) unterteilt werden.

Schwinden: Beschreibt die Volumsverminderung des Beton aus Hydratations- und Austrocknungsprozessen. Die chemischen Prozesse die zum Schwinden des Betons infolge Hydratation führen, sind weitestgehend von den Umgebungsbedingungen unabhängig. Im Gegensatz dazu ist der Schwindprozess infolge Austrocknen des Betons abhängig von der Umgebungstemperatur, W/B-Wert und den Feuchteverhältnissen. Die Belastung des Systems hat keine Auswirkung auf die Schwindprozesse, sodass von einem lastunabhängigen Materialverhalten gesprochen werden kann. Das Schwinden des Betons nimmt, ausgehend von einem Beginn der Austrocknung, mit fortschreitender Dauer immer mehr ab, bis es sich zum Zeitpunkt $t = \infty$ einem Endwert annähert.

Kriechen: Im Gegensatz zum Schwinden, ist das Kriechen des Betons belastungsabhängig. Kriechdehnungen können vor allem auf Umlagerungsprozesse in der Betonmatrix zurückgeführt werden, wobei die genauen Mechanismen noch nicht geklärt sind. Wie bei den Schwinddehnungen nähert sich der Wert für die Kriechdehnungen, bei gleichbleibender Belastung, zum Zeitpunkt $t = \infty$ einem Endwert an.

Temperaturbeanspruchung

Die Temperaturbeanspruchung stellt den mit Abstand größten Einfluss auf die Längsdehnungen des Oberbaus dar. Das Tragwerk unterliegt naturgemäß im Laufe des Jahres Temperaturschwankungen, die sich erheblich auf die Dehnungen des Oberbaus auswirken können. In den Sommermonaten kommt es zu einer Ausdehnung des Tragwerks, woraus eine Bewegung der Widerlagerwand zum Erdreich hin resultiert, wohingegen es in den Wintermonaten zu einer Verkürzung des Tragwerks kommt, was zu einer Bewegung der Widerlagerwand vom Erdkörper weg führt. In Abhängigkeit der Masse, dem Verhältnis Masse zu Oberfläche und dem Temperaturexpansionskoeffizienten folgt die mittlere Temperatur des Tragwerks den Temperaturbeanspruchungen mit einer gewissen Verzögerung. Massige Bauteile, wie z.B. aus Beton sind dabei von den Temperaturschwankungen weniger stark betroffen als z.B. Stahltragwerke mit ihrer verhältnismäßig geringen Masse, dafür aber ihrer hohen Wärmeleitfähigkeit. In Österreich übliche Temperaturschwankungen für Betontragwerke werden in der Richtlinie [35] mit $\pm 27K$ quantifiziert.

Ein weitere Verformung infolge Temperatur ergibt sich bereits beim Erhärten des Betons. Durch die dabei entstehende Hydratationswärme kommt es zu einer Dehnung des Tragwerks, während der E-Modul des frischen Betons noch gering ist. Im weiteren Verlauf des Hydratationsprozesses nimmt die Temperatur des Bauteils wieder ab, wobei mittlerweile der E-Modul ein höheres Maß erreicht hat. Dadurch verkürzt sich das Tragwerk. Dieser Vorgang ist umso mehr ausgeprägt, je massiger das Bauteil ist, da in diesem Fall der Beton sich viel mehr erwärmt. Gegengesteuert kann mit entsprechenden Betonrezepturen werden, die eine geringere Wärmeentwicklung aufweisen [27].

Vorspannung

Durch eine aufgebrachte Vorspannung auf das Tragwerk, kommt es zu einer Stauchung des Systems und somit zu einer Verkürzung der betroffenen Bauteile. Die durch die Vorspannung aufgebrachten Betonspannungen werden üblicherweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die quasi-statische Lastkombination mit $\sigma_{c,qs} = 0,45 \cdot f_{ck}$ begrenzt. Dadurch wird ein plastisches Kriechen verhindert und es kommt zu rein elastischen Dehnvorgängen [27].

Für übliche Bauwerke werden in der Richtlinie *Integrale Bauwerke* [33] für das Entwurfsstadium überschlagsmäßige Dehnungen angegeben (siehe Tab. 2.1). Dabei wird von einem Einbau der Hinterfüllung und des Straßenoberbaus nach ca. 60 Tagen ausgegangen.

Durch unterschiedliche Herstellungsphasen der Brücke lassen sich die Verformungen des Überbaus zum Teil steuern. Wird die Brücke z.B. bereits vorab hergestellt und der Erdkörper hinter der Widerlagerwand, sowie auch der Fahrbahnaufbau erst nach einer etwas längeren Zeitspanne eingebaut, können erhebliche Verformungen des Oberbaus infolge Schwinden und Kriechen bereits vorweg genommen werden, da ein großer Teil der Schwind-, und Kriechdehnungen in den ersten Monaten auftreten. Des Weiteren kann der Dehnungsverlauf durch den Zeitpunkt des Einbaus der Widerlageverfüllung und des Fahrbahnaufbaus im Verlaufe des Jahres und in Abhängigkeit der vorherrschenden Temperatur, gesteuert werden.

2 INTEGRALE BRÜCKEN

1		2	3		4	5
Einwirkung		Dehnung Tragwerk [‰]	Teilsicherheitsbeiwerte, zeitlicher Einfluss konstanter Temperatur- anteil		Dehnung für Bauwerksende ohne ÜKO (**) [‰]	Dehnung für Bauwerksende mit ÜKO(**) [‰]
abfließende Hydratationswärme		0,10	0		0	0
autogenes Schwinden ϵ_{cas}		0,08	0		0	0
Trocknungsschwinden ϵ_{cds}		0,30	1,35(*) · 0,95		0,28	0,38
Vorspannen mit $\sigma_{cr0} = -4,0 \text{ N/mm}^2$		0,11	0		0	0
Kriechen Spannbeton		0,24	1,35(*) · 0,65		0,16	0,21
Bremsen		≈ 0	1		≈ 0	0
Temperaturschwankung (Beton) $\Delta T_{N,neg}$		$0,01 \cdot \Delta T_N$	-27 K	-37 K(*)	0,27	0,37
Temperaturschwankung (Beton) $\Delta T_{N,pos}$		$0,01 \cdot \Delta T_N$	27 K	37 K(*)	-0,27	-0,37
Temperaturschwankung (Verbund) $\Delta T_{N,neg}$		$0,01 \cdot \Delta T_N$	-30 K	-40 K(*)	0,30	0,40
Temperaturschwankung (Verbund) $\Delta T_{N,pos}$		$0,01 \cdot \Delta T_N$	31 K	41 K(*)	-0,31	-0,41
Spannbeton	Summe Längung				-0,27	-0,37
	Summe Verkürzung				0,71	0,96
	Gesamtdehnung				0,98	1,33
Stahlbeton	Summe Längung				-0,27	-0,37
	Summe Verkürzung				0,55	0,75
	Gesamtdehnung				0,82	1,12
Stahlverbund	Summe Längung				-0,31	-0,41
	Summe Verkürzung				0,30	0,40
	Gesamtdehnung				0,61	0,81

(*) nur für die Bemessung von Übergangskonstruktionen
(**) Vorzeichendefinition gemäß Bild 2.3.1

Tabelle 2.1: Dehnungen für Überbauten [33]

2.3.3 Boden-Bauwerk Interaktion [26]

Wesentlich für die Beanspruchung und das Verhalten der Brücke unter verschiedensten Lasten ist die Boden-Bauwerk Interaktion. Integrale Brücken stellen statisch unbestimmte Systeme dar, in denen infolge von Verformungsbehinderungen Zwangsbeanspruchungen entstehen. Die Größe dieser Zwangsbeanspruchungen ergibt sich einerseits aus der Steifigkeit des Unterbaus und der Widerlagerwände, sowie andererseits von den Baugrundverhältnissen hinter der Widerlagerwand. Beide Parameter sind direkt voneinander abhängig. Für den Grenzfall eines unendlich steifen Unterbaus werden sämtliche Verformungen behindert und es kommt zu keiner Boden-Bauwerk Interaktion, da keine Verschiebungen des Oberbaus vorhanden sind. Für den entgegengesetzten Grenzfall eines unendlich weichen Unterbaus, ergibt sich die Größe der Verschiebungen rein aus der Boden-Bauwerk Interaktion. Für übliche Brückentragwerke hat sich herausgestellt, dass durch die Steifigkeit des Unterbaus, die in den meisten Fällen verhältnismäßig gering ausfällt, erheblich kleinere Zwangsschnittgrößen auftreten, als bei voller Verformungsbehinderung.

2 INTEGRALE BRÜCKEN

Für die Beanspruchung Temperatur, die in den meisten Fällen den größten Anteil der Verschiebungen darstellt, werden zwei Lastfälle unterschieden. Im Winter kommt es zu einer Verkürzung des Tragwerks und damit einhergehend zu einem Nachrutschen und Setzen des anstehenden Bodens. Im Sommer hingegen wird aufgrund der Verlängerung des Tragwerks und einer damit auftretenden Verschiebung, bzw. Verdrehung des Baukörpers zum Baugrund hin ein passiver Erddruck aktiviert.

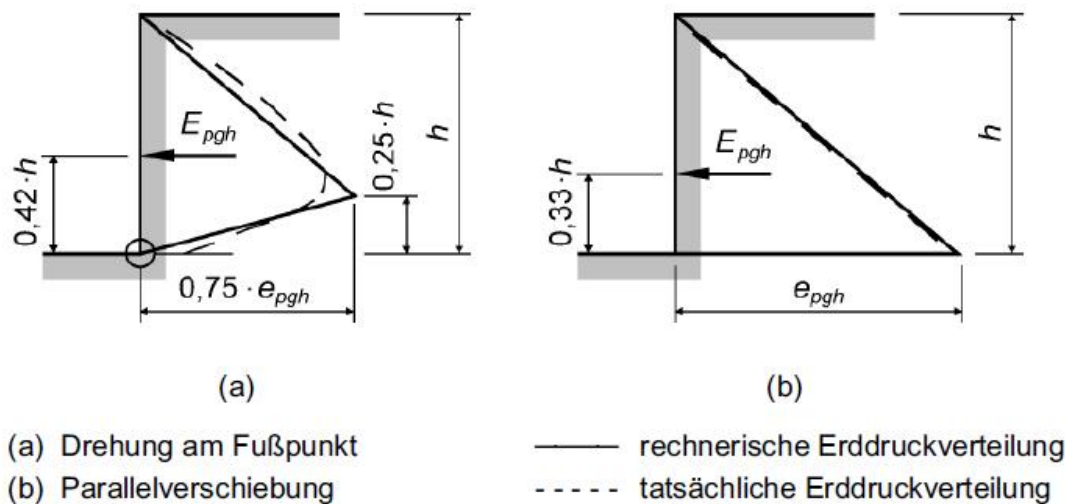


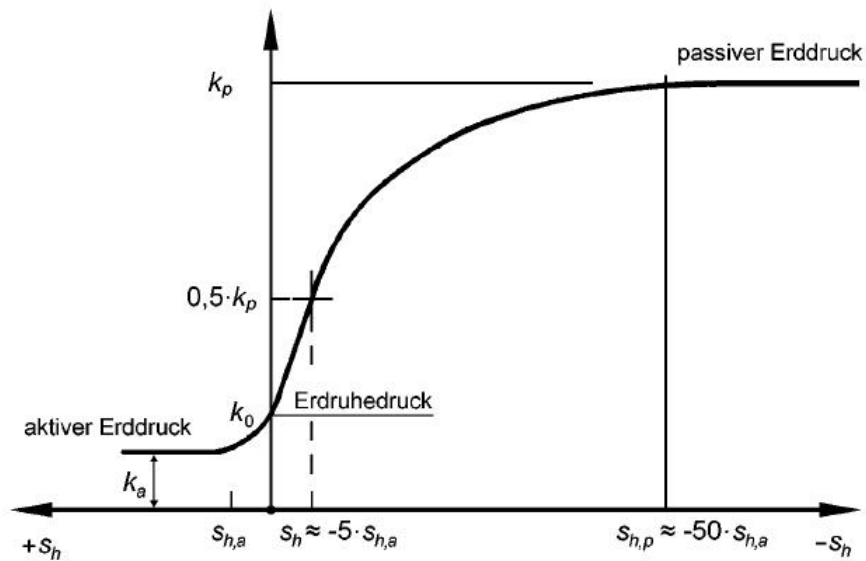
Abbildung 2.6: Erddruckverläufe in Abhängigkeit der Widerlagerbewegung [1]

In Abhängigkeit der Bewegung der Widerlagerwand zum Erdreich hin, ergeben sich unterschiedliche Erddruckverläufe (siehe Abb. 2.6). Für niedrige Widerlagerwände kann eine Parallelverschiebung angenommen werden, wohingegen für hohe Wände eine Kopfverdrehung der Wand als realitätsnah erachtet wird.

Untersuchungen nach England [15] ergaben, dass dieser Erddruck ein Vielfaches des Erdruhedruckes annehmen kann. Durch die zyklische Änderung der Verformungen des Überbaus, aufgrund der natürlichen Änderung der klimatischen Bedingungen im Laufe des Jahres, wird zudem zusätzlich noch eine zusätzliche Verdichtung des Bodens erreicht. Für die Aktivierung dieses Erddrucks sind bereits geringe Verformungen ausreichend (siehe Abb. 2.7). In dieser Abbildung ist zu erkennen, dass der aktivierte Erddruck ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten in Abhängigkeit des Verschiebungsweges aufweist. Eine Berechnung des Brückentragwerks mit dem Ansatz von linearen Federn würde daher falsche Ergebnisse liefern und demzufolge nicht zielführend sein.

Zur Ermittlung von Näherungsformeln für den Ansatz in Berechnungen hat Vogt großmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind in den Diagrammen in Abb. 2.8 ersichtlich.

2 INTEGRALE BRÜCKEN



$$s_{h,a} = 0,0020 \cdot h \text{ (Fusspunktdrehung)}$$

$$s_{h,a} = 0,0005 \cdot h \text{ (Kopfpunktdrehung und Parallelverschiebung)}$$

Abbildung 2.7: Erddruck in Abhängigkeit vom Weg [6]

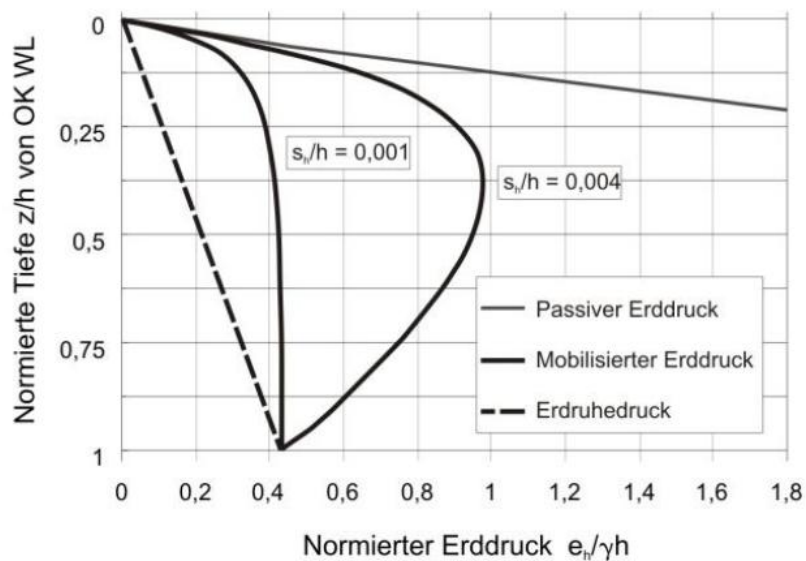


Abbildung 2.8: Verteilung des normierten Erddrucks [1]

Für die Berechnung eines Brückentragwerks ist es wesentlich, die Verformungen des Überbaus zu ermitteln. Dazu ist es vorab nötig den Verschiebungsruhepunkt zu kennen. Bei symmetrischen Bauwerken ist dies alleine aus der Anschauung möglich, bei unsymmetrischen Bauwerken hingegen muss die Lage des Verschiebungsruhepunktes ermittelt werden. Ausgehend von diesem Punkt könne dann die Verschiebungen an den Widerlagern ermittelt werden.

3 Fahrbahnübergang

3.1 Allgemeines

Eine Brücke ist während ihrer Lebensdauer ständigen Lastwechseln unterworfen. Bei integralen Brücken ist der Überbau monolithisch mit dem Unterbau verbunden, wobei selbst bei starren Widerlagern die Verformungen nur zum Teil behindert werden, sodass sich ein Großteil der Verformungen die sich bei unbehinderter Lagerung einstellen würden, auch bei integralen Brücken einstellen. Aufgrund des unterschiedlichen Tragverhaltens der Brücke und des hinter der Widerlagerwand liegenden Dammkörpers, entstehen Relativverschiebungen die von einer Fahrbahnübergangskonstruktion aufgenommen werden müssen. Der konstruktive Aufwand der Übergangskonstruktion ist dabei vor allem vom Dehnweg der Brücke abhängig. Für übliche Längen lassen sich mehrere Problemstellungen im Bereich der Widerlagerwand feststellen (siehe Abb. 3.1).

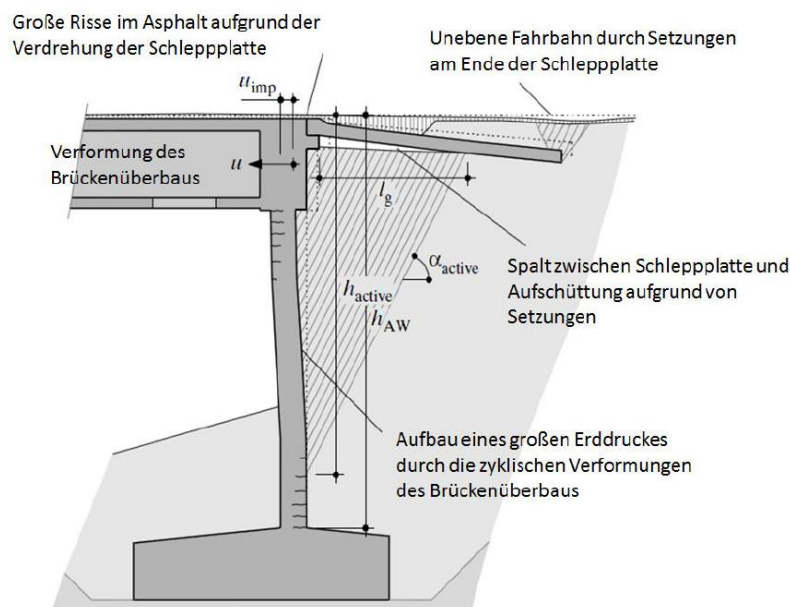


Abbildung 3.1: Problemfelder einer integralen Brücke [18]

3 FAHRBAHNÜBERGANG

- Risse im Asphaltbelag aufgrund der Verdrehung der Schleppplatte
- Unebene Fahrbahn durch Setzungen am Ende der Schleppplatte
- Spalt zwischen Schleppplatte und Aufschüttung aufgrund von Setzungen
- Aufbau eines großen Erddrucks durch die zyklischen Verformungen des Brückenüberbaus

Die Erfahrung zeigt, dass gerade in diesen Bereichen Schädigungen des Brückentragwerks auftreten. Durch Rissbildung kann es zu Wassereintritt kommen, wodurch das Tagwerk erheblichen Schaden nimmt. Für die Dauerhaftigkeit einer Brücke ist es deshalb enorm wichtig, gerade auch hier entsprechendes Augenmerk auf die Konstruktion zu legen. Die größte Beanspruchung der Fahrbahnübergangskonstruktion stellt dabei die Temperaturbeanspruchung dar. Die übliche Lösung für mittlere Brückenlängen wie in Pkt. 3.2 angeführt, sieht hier die Anordnung einer Schleppplatte vor, die diese Hebungen und Senkungen überbrücken soll und so den Fahrkomfort und die Dauerhaftigkeit der Konstruktion gewährleistet. Für längere Brückentragwerke sind noch zusätzliche Dehnfugen im Bereich des Überganges Brückentragwerk-Schleppplatte anzuordnen.

Setzungen und Hebungen hinter der Widerlagerwand

Der Jahreszeitenwechsel und damit einhergehend die Temperaturunterschiede im Laufe des Jahres ergeben eine zyklische Beanspruchung der Tragwerks. In den Sommermonaten wird dabei die Widerlagerwand zum Erddreich hinbewegt. Es kommt zu einer Verdichtung des Erdkörpers wodurch Hebungen hinter der Widerlagerwand entstehen können. Währenddessen bewegt sich das Tragwerk im Winter vom Erdkörper weg, was zu einem Nachsacken des Erdmaterials und zu Setzungen hinter der Widerlagerwand führen kann.

Verdrehung der Schleppplatte

Schleppplatten werden in der Regel gelenkig an die Brücke angeschlossen. Kommt es zu Setzungen am Ende der Platte, kann dies zu einer übermäßigen Verdrehung der Schleppplatte führen. Diese Relativverdrehung der Platte führt zu ausgeprägten Rissen in der Fahrbahn, die ebenfalls die Dauerhaftigkeit erheblich beeinträchtigen. Grund für eine solche Verdrehung kann eine zu kurz ausgeführte Schleppplatte sein. Dadurch kann der Bereich hinter der Widerlagerwand, der von den Setzungen betroffen ist, nicht gänzlich überbrückt werden.

Setzungen am Ende der Schleppplatte

Der gelenkige Anschluss der Schleppplatte an die Brücke bewirkt, dass die Platte bei entsprechendem Dehnweg der Brücke mitbewegt wird. Die Problematik der Relativverschiebung zwischen Brückentragwerk und Erdkörper wird an das Ende der Schleppplatte verlagert. Ist die Schleppplatte nicht lang genug ausgeführt, können die Verschiebungen nicht ausreichend in das Erdreich abgeleitet werden. Daraus resultierend kommt es zu Setzungen am Ende der Schleppplatte, die eine unebene Fahrbahn bewirken und dementsprechend den Fahrkomfort heruntersetzen.

Aufbau eines großen passiven Erddrucks

Durch die bereits erwähnte zyklische Beanspruchung des Brückentragwerks, vorrangig infolge Temperaturbeanspruchung, kommt es zu einer entsprechenden Nachverdichtung des Bodens, sofern keine Gegenmaßnahmen getroffen werden. In den Sommermonaten bewegt sich die Widerlagerwand aufgrund der monolithischen Verbindung mit dem Überbau zum Erdkörper hin, wodurch ein passiver Erddruck geweckt wird (siehe Pkt. 2.3.3).

3.2 Ausführungsformen

Für die Ausführung der Fahrbahnübergänge gibt es international sehr viele unterschiedliche Regelungen und Konstruktionen, wobei die entsprechenden Regelungen z.T. stark variieren und in einigen Fällen von Land zu Land sehr widersprüchlich sind. Der Konstruktionsaufwand ist dabei vielfach von den Brückenlängen abhängig. Nachfolgend angeführt ist ein kurzer Überblick über die Regelungen einerseits im europäischen Raum, sowie andererseits im nordamerikanischen Raum.

3.2.1 Europa

Österreich

In Österreich ist derzeit eine Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von integralen Brücken [35] in Bearbeitung. In dieser Richtlinie wird unter anderem auch auf die Ausführung von Fahrbahnübergängen eingegangen. Der Konstruktionsaufwand ist dabei einerseits von der Straßenart (Autobahn, Schnellstraße, Landstraße, etc.)

3 FAHRBAHNÜBERGANG

sowie von den Dehnwegen abhängig. In Tab. 3.1 ist der in der Richtlinie *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken* [35] vorgeschlagene Konstruktionsaufwand in Abhängigkeit der Dehnwege und des Straßennetzes angeführt.

Tragwerke im Zuge von A+S Strecken	
Dehnweg bis ca. 15mm	Belag (ohne Maßnahmen)
Dehnweg von 15-25mm	Belag, Belagdehnfuge
Dehnweg ab ca. 25mm	Belagdehnfuge

Tragwerke im Zuge von übrigen Strecken	
Dehnweg bis ca. 20mm	Belag (ohne Maßnahmen)
Dehnweg bis ca. 30mm	Belag (Trennschnitte)
Dehnweg ab ca. 30mm	Belagdehnfuge

Tabelle 3.1: Konstruktionsaufwand Fahrbahnübergänge integraler Brücken [35]

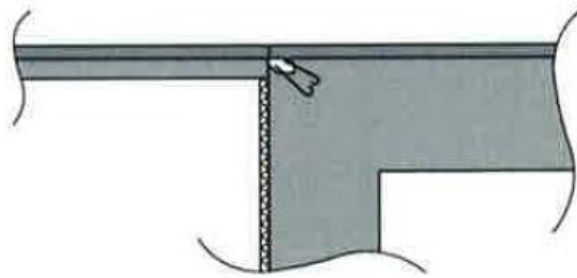
Des weiteren sind Ausführungsbeispiele des Überganges vom Brückentragwerk zur freien Strecke in Abhängigkeit der Dehnwege angeführt.

- *Ausführungsbeispiele für den Anschluss des Tragwerks an die freie Strecke ohne Schleppplatte.*

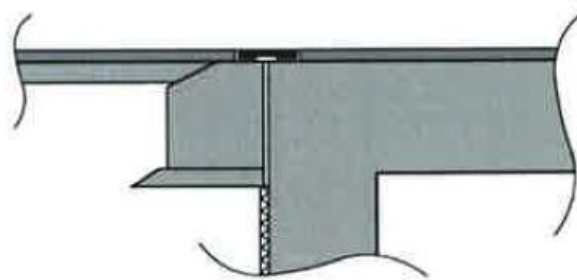
Die Ausführung ohne Schleppplatte ist für geringe Dehnwege anzuwenden. In Abb. 3.2 sind zwei in dem Entwurf der RVS angeführten Übergangskonstruktionen abgebildet. Den einfachsten Fall stellt ein einfacher Überbauabschluss dar. Dieser Konstruktionstyp ist möglich für Dehnlängen von 15m. Hierbei sind hinter der Widerlagerwand keine Maßnahmen zu treffen (Abb. 3.2a). Für größere Dehnwege bis zu 25mm ist ein Fahrbahnübergang aus Asphalt oder gleichwertigem anzuordnen. Da diese Konstruktionen empfindlich sind auf Vertikalverschiebungen, ist hinter der Widerlagerwand ein Auflagerbalken anzuordnen, um die Dauerhaftigkeit der Konstruktion zu gewährleisten (Abb. 3.2b).

- *Ausführungsbeispiele für den Anschluss des Tragwerks an die freie Strecke mit Schleppplatte.*

Für größere Dehnwege, bzw. bei möglichen Setzungen hinter dem Widerlager ist die Anordnung einer Schleppplatte empfohlen. Diese soll einerseits allfällige Setzungen hinter der Widerlagerwand kompensieren, sowie die anfallenden Längsverschiebungen besser in den Untergrund einleiten. Unterschieden werden zwei verschiedene Ausführungsformen des Anschlusses an die freie Strecke. Für Dehnwege größer als 20mm



(a) Fahrbahnübergang ohne spezielle Maßnahmen



(b) Fahrbahnübergang mit Randbalken

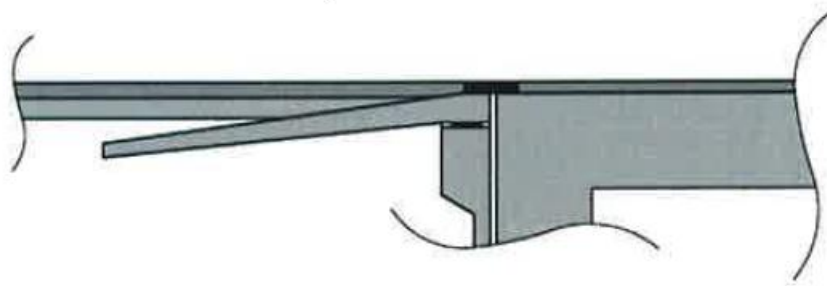
Abbildung 3.2: Fahrbahnübergänge ohne Schleppplatten [35]

kann der Fahrbahnübergang mittels elastischer Belagsdehnfuge bewerkstelligt werden. Die Auflagerung der Schleppplatte erfolgt auf einer von der Brücke entkoppelten Auflagerkonstruktion (Abb. 3.3a). Für Dehnwege im Bereich von 20 - 25mm ist ein größerer Konstruktionsaufwand für den Anschluss an die freie Strecke erforderlich. Fahrbahnübergänge aus Asphalt sind für diese Größenordnung der Verschiebungen nicht mehr ausreichend. Demzufolge sind Konstruktionen mit Dehnprofilen oder Fingerkonstruktionen einzubauen. Die Auflagerung der Schleppplatte erfolgt direkt auf einer Konsole hinter dem Widerlager (Abb. 3.3b).

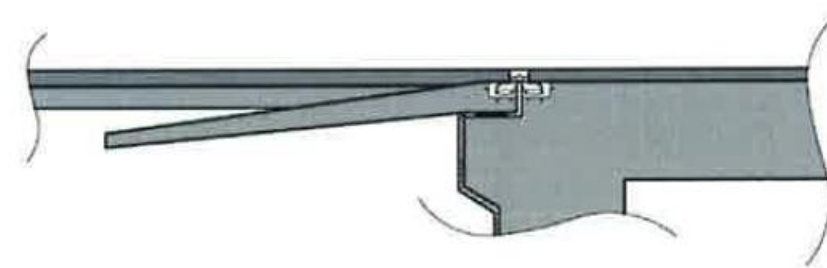
- *Ausführungsbeispiele für den Anschluss des Tragwerks an die freie Strecke mit Schleppplatte für semi-integrale Bauwerke.*

Bei sehr großen Zwangsschnittgrößen im Tragwerk infolge z.B. sehr steifer Hinterfüllung des Widerlagers kann anstatt des monolithischen Verbund des Überbaus mit dem Widerlager die Ausbildung eines Lagers am Brückende von Nöten werden. Für diese semi-integralen Tragwerke ist ebenfalls ein Konstruktionsvorschlag angeführt. Der Vorschlag sieht die Anordnung eines Fahrbahnübergangs mit Dehnprofilen, bzw. Fingerkonstruktionen vor. Die Schleppplatte wird ähnlich wie bei vollintegralen Brücken mit einem Dehnweg >25 mm direkt auf einer Konsole hinter dem Widerlager angeordnet (siehe Abb. 3.4).

3 FAHRBAHNÜBERGANG



(a) Fahrbahnübergang mit Schleppplatte für Dehnwege über 20mm



(b) Fahrbahnübergang mit Schleppplatte für Dehnwege über 25mm

Abbildung 3.3: Fahrbahnübergänge mit Schleppplatten [35]

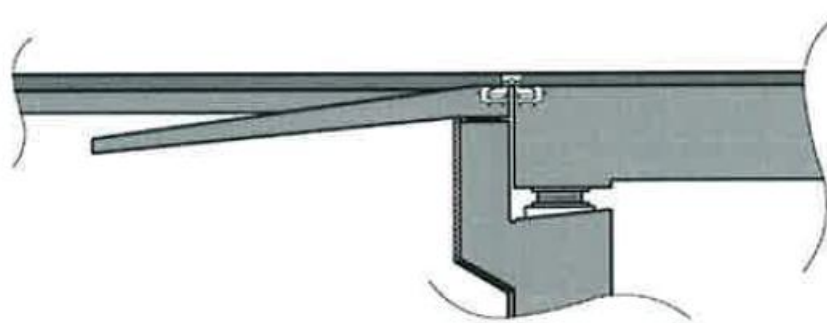


Abbildung 3.4: Fahrbahnübergang für semi-integrale Brücken [35]

Unabhängig davon wurde von der ASFINAG ein Planungshandbuch mit Regelplänen herausgegeben. Darin werden Details für verschiedene Fahrbahnübergänge angeführt. Des Weiteren ist ein Regelplan zur Ausführung einer integralen Brücke im Widerlagerbereich dargestellt. In diesem Plan wird vor allem auf die Ausführung des Dammkörpers eingegangen. Für Dehnlängen größer 20m wird der Einbau eines Geotextils in den Dammkörper vorgeschrieben (siehe Abb. 3.5).

3 FAHRBAHNÜBERGANG

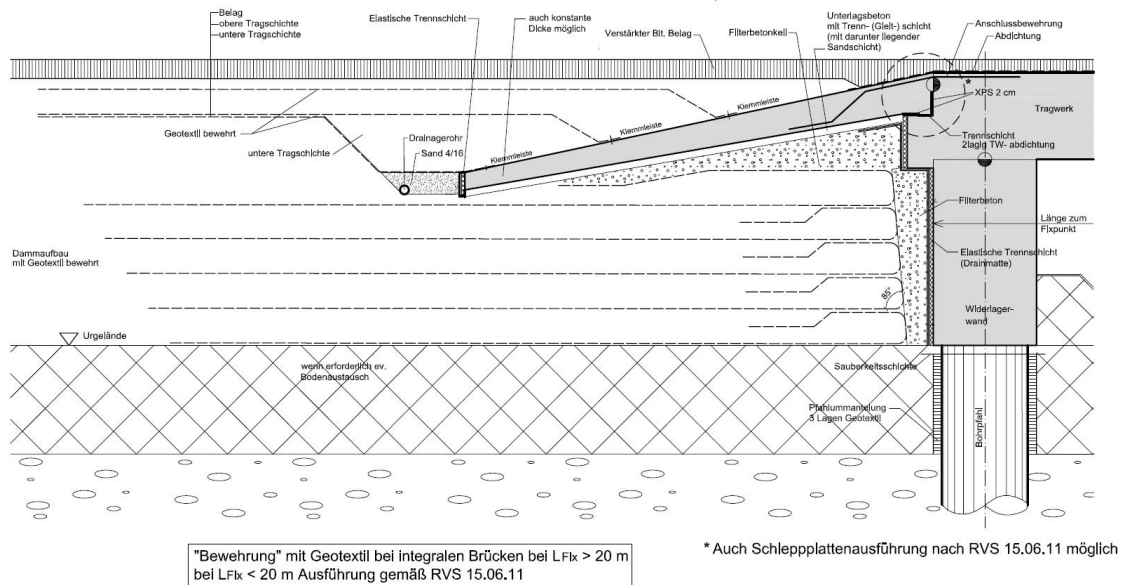


Abbildung 3.5: ASFINAG Planungshandbuch-Integrale Brücken [7]

Deutschland

Ähnlich wie in Österreich wird auch in Deutschland dem erhöhten Bedarf an integralen Brücken Rechnung getragen und eine Richtlinie für integrale Brücken erstellt [33]. Diese Richtlinie befindet sich zur Zeit im Entwurfsstadium. Die Ausbildung der Übergänge hängt dabei wesentlich von den Dehnwegen der Brücke ab. Für geringe Gesamtverschiebungen am Brückenende kann ohne einer Schlepplatte das Auslangen gefunden werden. In diesem Fall ist lediglich ein Überbauabschluss erforderlich. Für größere Verschiebungen wird die Anordnung einer Schlepplatte empfohlen.

Übergang Bauwerk-Hinterfüllung Beschreibung	Ausbildung nach RIZ-ING bzw. Typ nach Anhang	Vekehrskategorie	Gesamtverschiebung am Brückenende (horizontal) in mm	Bauwerkslänge bei symmetrischen Bauwerken		
				Spannbeton	Stahlbeton	Stahlverbund
				in m	in m	in m
im Regelfall ohne Schlepplatte	Abs 4; Abs 5	1, 2	≤ 10	(≤ 20)	≤ 25	≤ 30
		3, 4	≤ 20	≤ 40	≤ 50	≤ 65
tiefliegende Schlepplatte	Typ I	1, 2	10 bis 20	≤ 40	≤ 50	≤ 65
		3, 4	≤ 25	≤ 50	≤ 60	≤ 80
	Typ II	1-4	≤ 37,5 ¹⁾	≤ 50	≤ 65	≤ 60
	Typ III	1-4	≤ 70	≤ 100	≤ 115	≤ 170

¹⁾ zusätzlich ist nachzuweisen, dass die Bedingungen Dehnweg ≤ 25 mm sowie Stauchweg ≤ 12,5 mm eingehalten sind
Hinweis: nur Lastfall Temperatur berücksichtigt, andere Lastfälle wie z. B. Bremsen können maßgebend werden

Tabelle 3.2: Anwendungsbereich für Übergänge bei integralen Brücken [33]

3 FAHRBAHNÜBERGANG

Die Ausführung von Brücken ohne Schleppplatten erfolgt nach den Richtzeichnungen für Ingenieurbauten. Im Speziellen sind dort entsprechende Überbauabschlüsse dargestellt. Je nach Verkehrskategorie und Gesamtverschiebung am Brückenende erfolgt die Unterteilung in Konstruktionstyp Abs 4 oder Abs 5 (siehe Abb. 3.6).

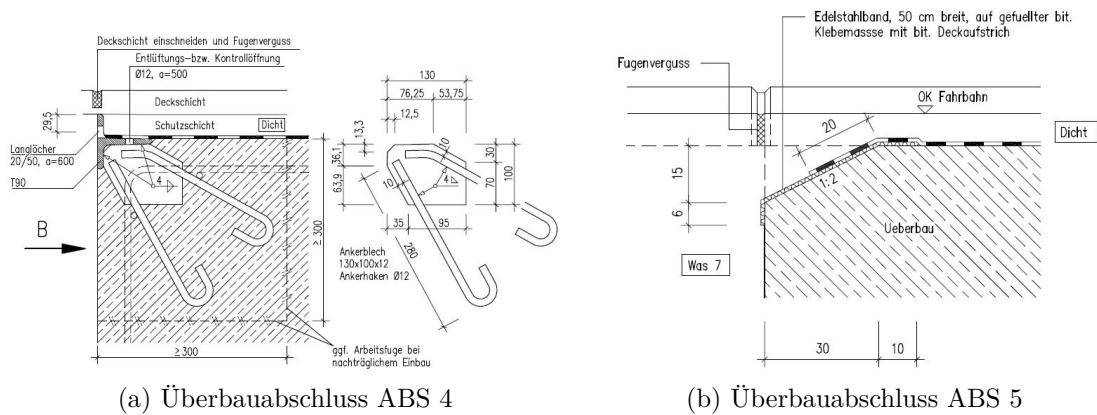


Abbildung 3.6: Überbauabschlüsse nach RIZ-ING [11]

Für Ausführungen die eine Schleppplatte erfordern, werden in der Richtlinie drei verschiedenen Typen angegeben. Der konstruktive Aufwand ist dabei wiederum von der Verkehrskategorie und den Verschiebungen am Brückenende abhängig. Die größten Verformungen können mit einem Fahrbahnabschluss nach ÜBE 1 erreicht werden (siehe Abb. 3.7). Die Ausführung der Schleppplatte erfolgt als tiefliegende Platte.

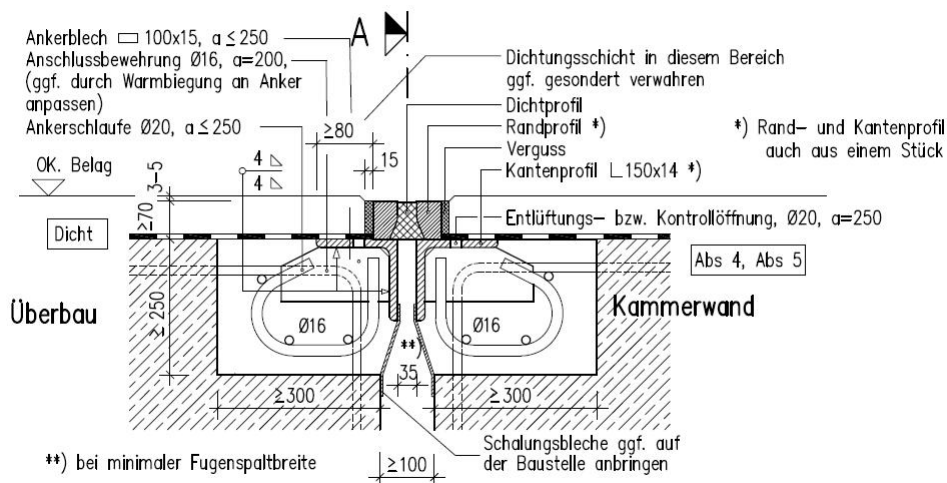


Abbildung 3.7: Fahrbahnübergang ÜBE 1 nach RIZ-ING [12]

3 FAHRBAHNÜBERGANG

- *TYP I: tiefliegende Schleppplatte mit Lagerung am Widerlager*

Dieser Typ wird für Verschiebungen am Brückenende von 10-25mm angewandt. Der konstruktive Aufwand ist entsprechend gering. Der Übergang erfolgt mittels Überbauabschluss 4 gemäß Richtzeichnungen Ingenieurwesen, wie in Abb.3.6 ersichtlich.

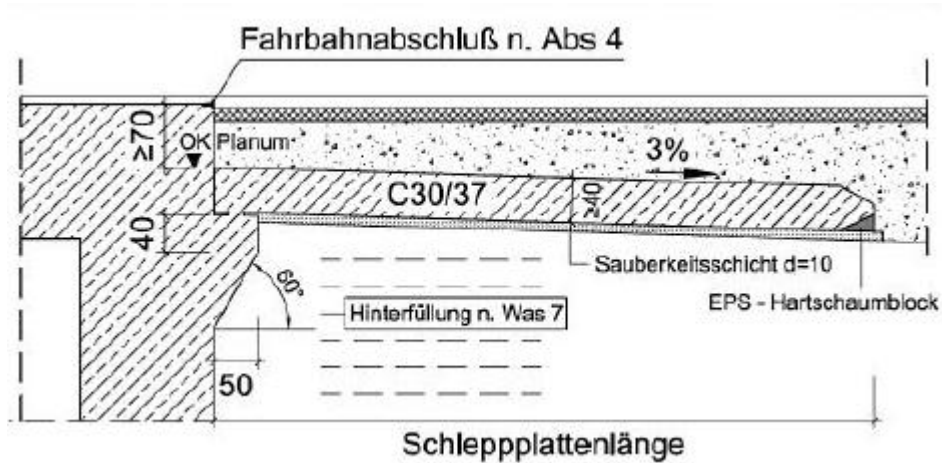


Abbildung 3.8: Fahrbahnübergang Typ I [33]

- *TYP II: tiefliegende Schleppplatte mit Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2*

Für größere Dehnwege ist bereits ein Fahrbahnübergang erforderlich. Für Verschiebungen am Brückenende zwischen 25 und 37,5mm wird das Auslangen mit der Anordnung eines Fahrbahnüberganges aus Asphalt erreicht.

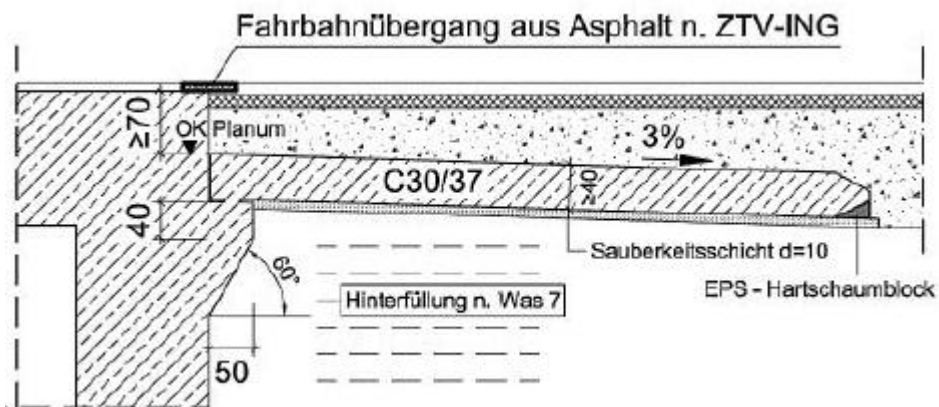


Abbildung 3.9: Fahrbahnübergang Typ II [33]

3 FAHRBAHNÜBERGANG

- *TYP III: Tiefliegende Schleppplatte mit Übergang nach Richtzeichnung ÜBE 1*

Für Dehnwege $> 37,5\text{mm}$ sind Fahrbahnabschlüsse nach ÜBE 1 erforderlich. Der Konstruktionsaufwand gegenüber TYP I und TYP II steigt, jedoch können mit dieser Ausführung Dehnwege bis zu 70mm erreicht werden. Der entsprechende Fahrbahnabschluss nach ÜBE1 ist in Abb.3.7 ersichtlich.

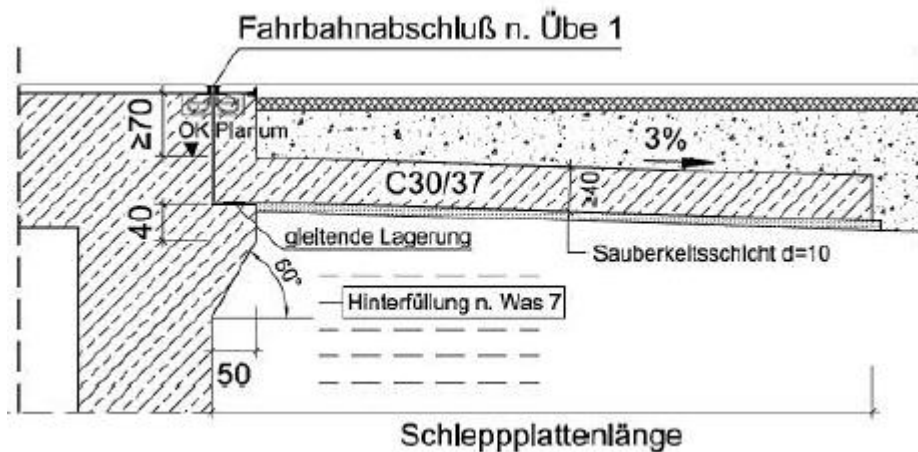


Abbildung 3.10: Fahrbahnübergang Typ III [33]

Des Weiteren wurden in Deutschland bereits 1999 vom BMVBW Musterentwürfe für einfeldrige Verbundüberbauten in integraler Bauweise zur Überführung eines Wirtschaftsweges angegeben (siehe Abb. 3.11). Die Ausführung ist dabei abhängig von der verwendeten Konstruktionsart (Spannbeton / Stahlbeton) bzw. des Dehnweges. Prinzipiell unterscheiden sich die Konstruktionsarten aber nur wenig von den in der deutschen Richtlinie [33] vorgeschlagenen Übergängen. Für Dehnwege kleiner 10mm sind keine besonderen Maßnahmen erforderlich. Ein einfacher Bauwerksabschluss nach RIZ ING (siehe Abb. 3.6) ist ausreichend. Für größere Dehnwege sind entsprechende Übergangskonstruktionen anzuordnen. Wie in Österreich ist es bei Dehnwegen bis 20mm möglich, auf die Anordnung einer Schleppplatte zu verzichten. Um dennoch das geringe vertikale Verformungsvermögen von den Fahrbahnübergängen einzuhalten, wird ein Auflagerbalken in frostfreier Tiefe hinter dem Brückenende angeordnet. Die Übergangskonstruktion erfolgt nach ZTV-ING 8.2. Um Setzungen im Bereich der Hinterfüllung zu vermeiden, kann es dennoch erforderlich werden, Schleppplatten anstelle der Auflagerbalken einzubauen. Der Übergang mittels ZTV-ING 8.2. kann dabei bis zu einer Dehnlänge von 25mm bewerkstelligt werden. Für Dehnlängen bis 65mm werden wie in [33] Fahrbahnübergänge nach RIZ ÜBE 1 eingebaut.

3 FAHRBAHNÜBERGANG

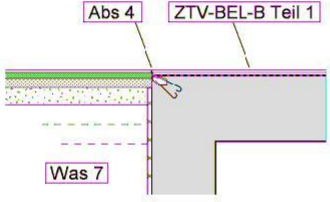
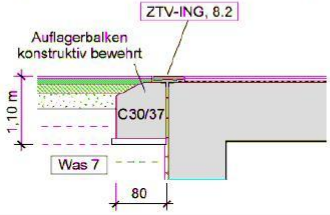
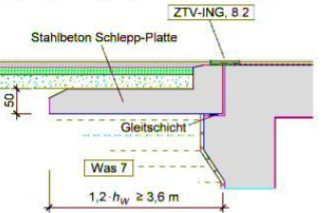
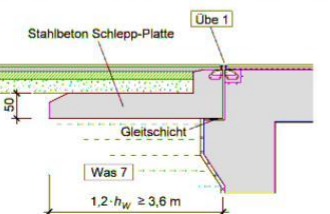
Bauart	Übergang Bauwerk – Hinterfüllung	Dehnweg [mm]	Bauwerkslänge	
			Spannbeton [m]	Stahlbeton [m]
Integrale Brücke	nach RIZ Abs 4 ohne bes. Maßnahmen 	≤ 10	≤ 15	≤ 18
	Übergang aus Asphalt nach ZTV-ING, 8.2 	≤ 20	≤ 30	≤ 35
	Übergang aus Asphalt mit Schlepp-Platte 	$-12,5 \leq s_h \leq 25$	≤ 50	≤ 60
	Dehnfuge nach RIZ Übe 1, Schlepp-Platte 	65	≤ 90	≤ 105

Abbildung 3.11: Fahrbahnübergangskonstruktionen integraler Brücken - Deutschland [1]

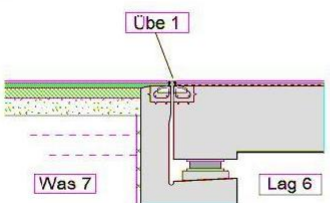
Lager- und fugenlose Brücke (semi-integral)	Dehnfuge nach RIZ Übe 1 (semi-integral) 	65	≤ 90	≤ 105
---	--	----	-----------	------------

Abbildung 3.12: Fahrbahnübergangskonstruktionen semi-integraler Brücken - Deutschland [1]

Des Weiteren ist in den Entwürfen eine Ausführung für semi-integrale Brücken zu finden, um den größer werdenden Bedarf an diesem Brückentyp abzudecken (siehe Abb. 3.12). Der Übergang erfolgt ebenfalls mittels RIZ-ÜBE1 (siehe Abb. 3.7) Dehnwege bis 65mm sind mit dieser Konstruktion möglich möglich.

Schweiz

In der Schweiz wird seit längeren das Ziel verfolgt, die Anzahl der Lager und Fugen auf ein Minimum zu reduzieren. Dadurch sind in den letzten Jahren bereits zahlreiche Brücken auch im größeren Spannweitenbereich integral ausgeführt worden. In [26] ist eine Auflistung über die entsprechenden Punkte der *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten für Brücken* [10] enthalten, die eben diese Zielsetzung bekräftigen.

- Lager sind aufwendige und wegen der Kräftekonzentration empfindliche Bauteile. Grundsätzlich sollten deshalb möglichst wenig Lager angeordnet werden. Es ist immer zu prüfen, ob monolithische Verbindungen zwischen Überbau und Unterbau möglich sind
- Fahrbahnübergänge sind in der Regel nur dann vorzusehen, wenn die Bewegungslänge mehr als 15-30m beträgt. Die Bewegungslänge ist der Abstand zwischen dem Bewegungsnullpunkt des Brückenüberbaus und dem Brückenende
- Die Notwendigkeit eines Fahrbahnüberganges ist in jedem Einzelfall zu prüfen. Fahrbahnübergänge verlangen einen erheblichen Unterhaltsaufwand. Wird keiner angeordnet, ist das Auftreten von Belagsrissen im Bereich der Dilatation möglich. Solche Risse können toleriert werden, sofern die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet ist.

Neben den Anwendungskriterien für integrale Brücken sind in dieser Richtlinie auch entsprechende konstruktive Details für die Brückenenden angegeben. Bis zu einer Bewegungslänge von 30m kann dabei das Auslangen auch ohne Fahrbahnübergangskonstruktion gefunden werden. Es wird hier lediglich eine Schlepplatte hinter der Konstruktion angeordnet. Für größere Bewegungslängen ist es aber erforderlich eine zusätzliche Übergangskonstruktion einzubauen.

3 FAHRBAHNÜBERGANG

Bewegungslänge L	Brücke mit Abdichtung und Belag	Strassenoberbau mit Fundations- schicht über Brücke geführt
$L < 10 \text{ m}$	ohne Schleppplatte (Typ 1) mit Schleppplatte (Typ 3)	ohne Schleppplatte (Typ 2)
$10 \text{ m} < L < 15 \dots 30 \text{ m}$	mit Schleppplatte (Typ 3)	ohne Schleppplatte (Typ 2) mit Schleppplatte (Typ 4)
$L > 15 \dots 30 \text{ m}$	Mit Schleppplatte und Fahrbahnübergang (Typ 5)	in der Regel unwirtschaftlich

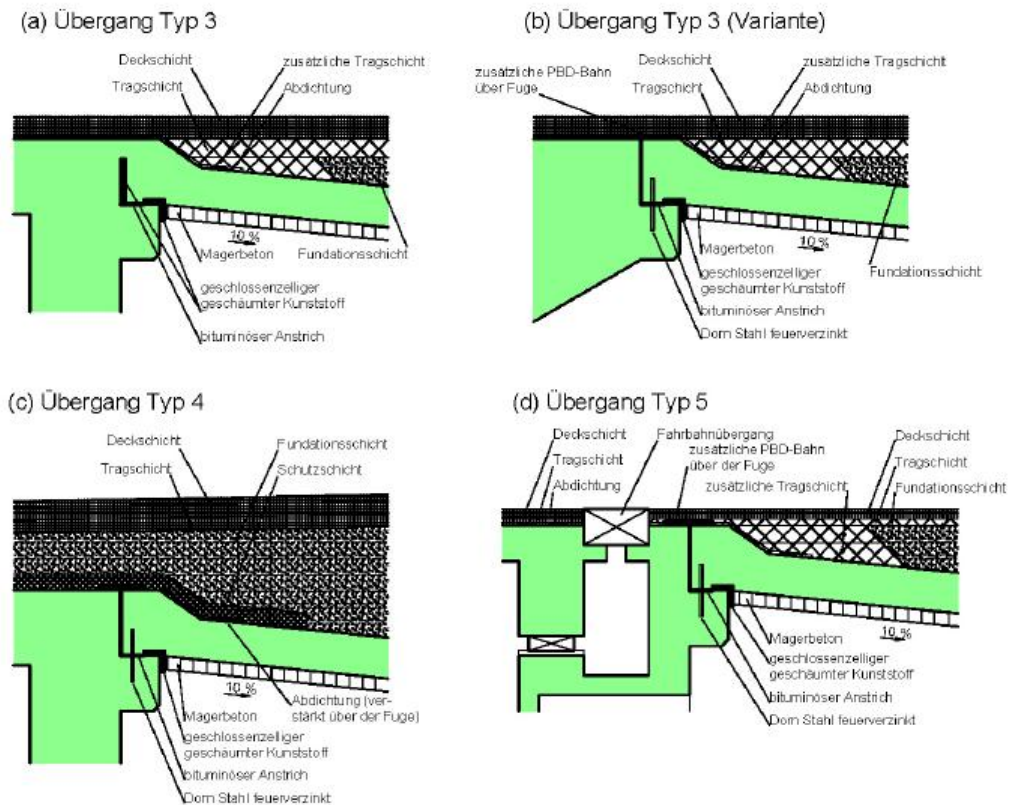


Abbildung 3.13: Fahrbahnübergangskonstruktionen Schweiz [26]

Großbritannien

Die Konstruktion von integralen Brücken erfolgt in Großbritannien nach dem Design Manual for Roads and Bridges [36]. Dieses Manual ist öffentlich erhältlich und im Internet zum Download verfügbar. Im Volume 1, Section 3 wird der generelle Entwurf von Brücken beschrieben. Dabei werden unter anderem auch integrale Brücken behandelt. In Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Brücken, wird im Teil 7 für Brücken bis zu einer Länge von 60 die integrale Bauweise vorgeschrieben. Die Fahrbahnübergangskonstruktion werden prinzipiell ohne Schleppplatte ausgeführt

3 FAHRBAHNÜBERGANG

und es wird lediglich eine Brückenabschlusskonstruktion eingebaut (siehe Abb. 3.14). Um dennoch Risse im Fahrbahnbelag zu vermeiden, werden die Gesamtdehnungen auf 20mm beschränkt [26]. Des Weiteren wird der Bereich hinter der Widerlagerwand großzügig mit Wandkies verfüllt.

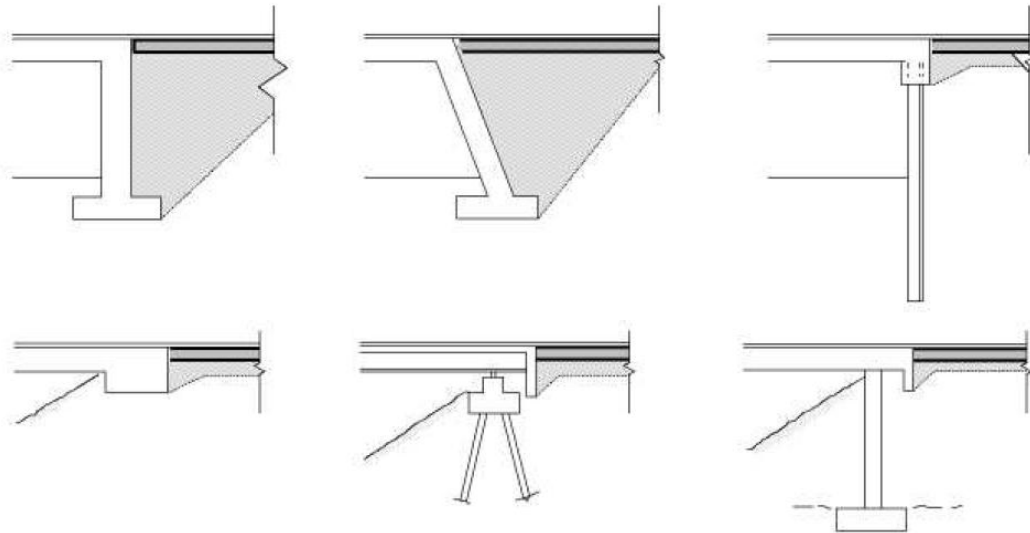


Abbildung 3.14: Widerlager bei integralen Brücken [36]

3.2.2 Nordamerika

USA

In den einzelnen Bundesstaaten der USA gibt es jeweils unterschiedliche Regelungen für die Ausführung der Übergangskonstruktionen. Die meisten Details sind in den jeweiligen Seiten der Regierung öffentlich einsehbar. Eine Auflistung von den in den einzelnen Bundesstaaten vorhandenen Konstruktionsdetails ist in [37] ersichtlich. In Abb. 3.15 ist ein Anschlussdetail einer Schleppplatte, veröffentlicht vom Massachusetts Department of Transportation, dargestellt.

Im Gegensatz zu den in den meisten mitteleuropäischen Staaten favorisierten Lösungen mittels tiefliegender Schleppplatte, werden in den USA großteils obenliegende Schleppplatten angeordnet, welche an einer Seite an das Brückentragwerk angeschlossen sind und an der anderen Seite auf einer sogenannten “sleeper slab” ruhen. Erforderliche Fahrbahnübergänge werden im Anschluss an die Schleppplatte eingebaut. In Europa wurden dahingehend weniger gute Erfahrungen gemacht. Für Brücken ohne Fahrbahnübergangskonstruktionen sind tiefliegende Schleppplatten

3 FAHRBAHNÜBERGANG

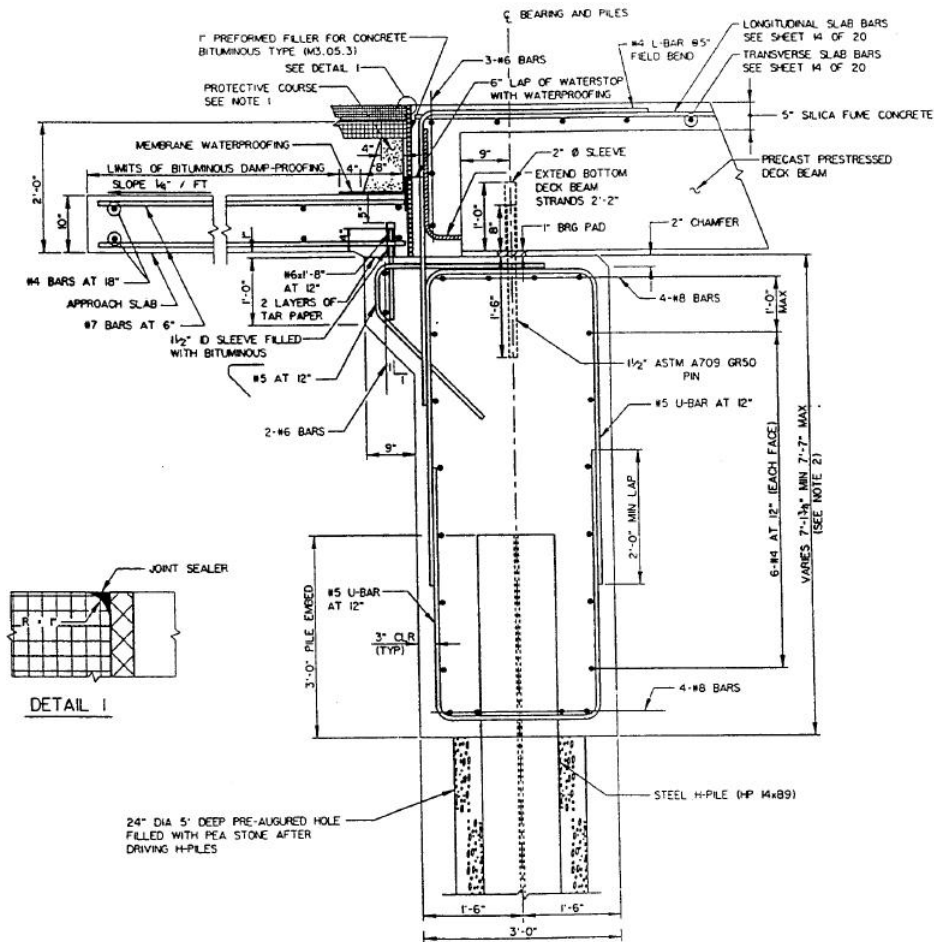


Abbildung 3.15: Anschlussdetail integrale Brücke [29]

besser geeignet, da die Verformungen entsprechend tief in den Untergrund abgeleitet werden können. Für Brücken mit Übergangskonstruktionen verschiebt sich die Problematik der Relativverschiebungen zwischen Brückentragwerk und dahinterliegender Fahrbahn letztendlich vom Bereich zwischen dem Brückentragwerk und Schleppplatte, auf den Bereich hinter der Schleppplatte. Dadurch vergrößert sich effektiv die Bewegungslänge der Brücke, was sich negativ auf die Dehnwege auswirkt. Als positiv anzumerken ist die Tatsache, dass sich der Bereich des Fahrbahnübergangs vom Brückentragwerks wegbewegt, und Fragen der Entwässerung in diesem Fall keine Rolle spielen. Dennoch scheint dieser positive Aspekt die vielen nachteiligen Aspekte nicht aufzuwiegen [26].

Trotz allem wird in den meisten Berichten von sehr guten Erfahrungen mit integralen und semi-integralen Brücken gesprochen. Dahingehende Erhebungen über die Anzahl der bereits verwirklichteten integralen Brückenbauwerke in den einzelnen Bundesstaaten bestätigen diese positiven Eindrücke [29]. In mehreren wissenschaftlichen Arbeiten

3 FAHRBAHNÜBERGANG

der letzten Jahre beschäftigen sich viele DOT's (Department of Transportation) mit der Dauerhaftigkeit von integralen Brücken, wobei vielerorts auf die Problematik des Fahrbahnübergangs hingewiesen wird. In vielen Berichten wurde dahingehend angemerkt, dass noch entsprechender Handlungsbedarf besteht.

Der Anschluss der Schleppplatte an das Brückentragwerk erfolgte früher meist auf zwei verschiedene Varianten:

- Auflagerung auf einer Konsole
- kraftschlüssiger Verbund mit dem Brückentragwerk

Aufgrund der bereits angesprochenen Anfälligkeit der Schleppplatte auf Verdrehungen, z.B. infolge von Setzungen hinter der Widerlagerwand, ergaben sich oftmals große Biegerisse an der Oberseite des Anschlusses Schleppplatte zum Brückentragwerk, wenn dieser biegesteif ausgeführt wurde. In Folge dessen wird in modernen Anschlüssen eine Bewehrung eingebaut, die ein Betongelenk verwirklichen soll (siehe Abb. 3.16). Dadurch sollen Zwängungen und daraus resultierende Risse durch Setzungen bzw. Hebungen der Schleppplatte vermieden werden.

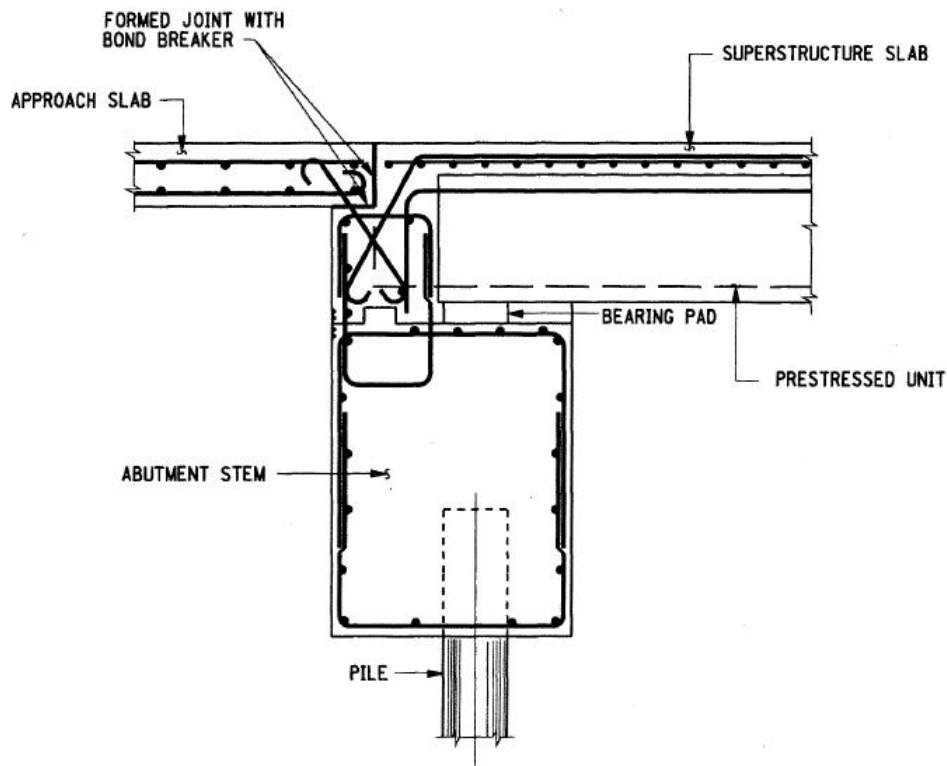


Abbildung 3.16: Betongelenk Anschluss Schleppplatte-Brückentragwerk [14]

Kanada

In Kanada erfolgt die Konstruktion von integralen Brücken ähnlich wie in den Vereinigten Staaten. Zum Einsatz kommen großteils hochliegende Schleppplatten die auf einer "sleeper slab" aufgelagert sind. Daran anschließend folgt die normale Fahrbahn. Wie bei den Ausführungen in den USA, verlagert sich auch hier die Problematik der horizontalen Verschiebung vom Brückentragwerk weg, hin zum Schleppplattenende. Die Vor- und Nachteile wurden bereits weiter oben angeführt. Für geringe Spannweiten der Brücke ist es ausreichend, einfache Belagsdehnfugen am Übergang Schleppplatte zur dahinterliegenden Fahrbahn anzuordnen. Für größer werdende Dehnwege sind entsprechende Fahrbahnübergänge anzuordnen. In Abb. 3.17 sind Ausführungsdetails der Bridge Structure Design Criteria [5], herausgegeben vom Gouvernment Alberta, dargestellt.

Des Weiteren wird in diesem Regelwerk auf die Ausbildung von Fugen eingegangen. In Tabelle 3.3 sind mögliche Konstruktionsarten der Bewegungsfugen nach dem Bridge Structure Design Criteria angegeben.

Standard Drawing	Joint Type	Maximum Permissible Normal Movement	Maximum Permissible Shear Movement ¹
S-1810 to S-1812 (Type I Multi-web Strip Seal Deck Joint)	Multi-cell strip seal	115 - 60 = 55 mm	13 mm ⁽²⁾
S-1800 to S-1802 (Cover Plated V-Seal Deck Joint)	Cover-plated V-seal (102 mm V-seal)	90 - 60 = 30 mm	20 mm ⁽²⁾
S-1800 to S-1802 (Cover Plated V-Seal Deck Joint)	Cover-plated V-seal (125 mm V-seal)	115 - 60 = 55 mm	25 mm ⁽²⁾
S-1800 to S-1802 (Cover Plated V-Seal Deck Joint)	Cover-plated V-seal (178 mm V-seal)	150 - 60 = 90 mm	30 mm ⁽²⁾
S-1638 to S-1640 (Standard Finger Plate Deck Joint Assembly)	Finger plate joint	300 mm	0 mm

Tabelle 3.3: maximale Dehnwege von Bewegungsfugen [5]

3 FAHRBAHNÜBERGANG

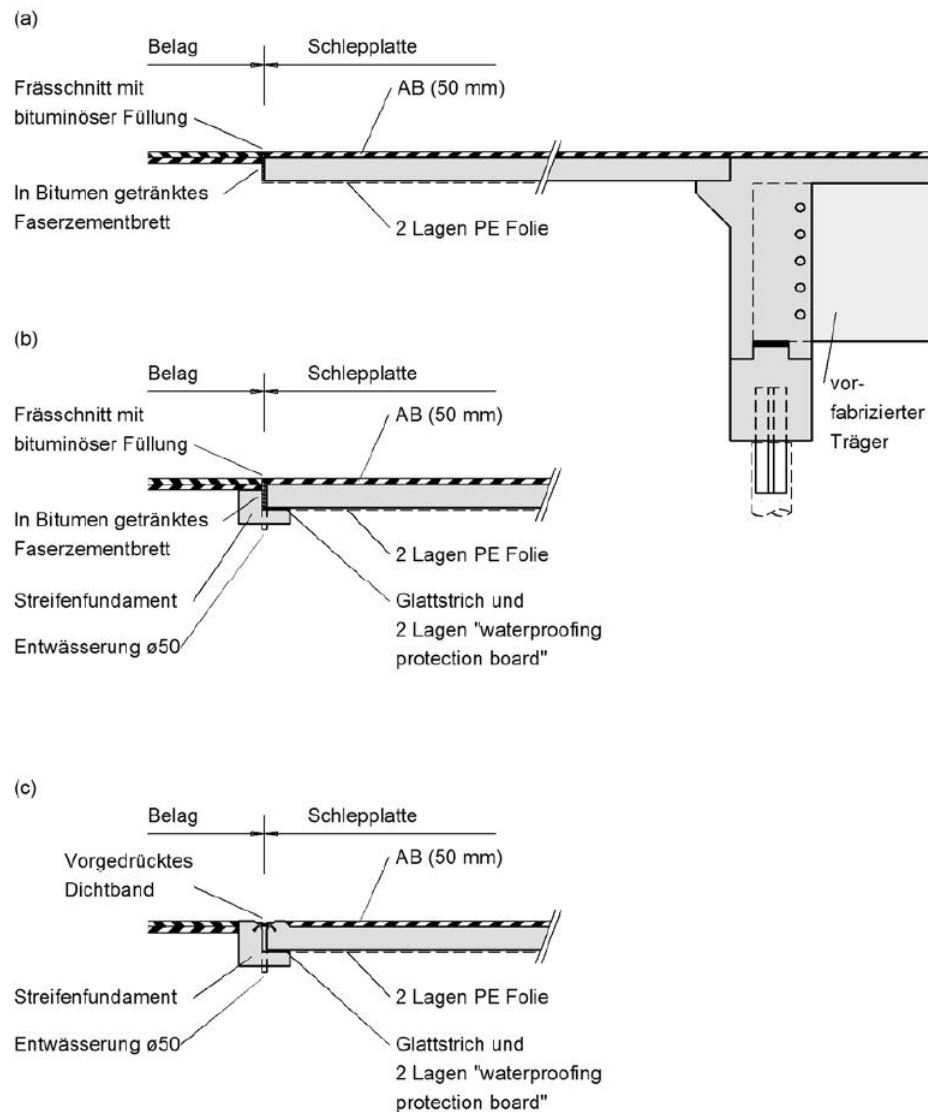


Abbildung 3.17: Ausbildung von Brückenenden in Kanada [26]

3.3 Fahrbahnübergangskonstruktionen

Fahrbahnübergangskonstruktionen dienen zur Aufnahme von Relativverschiebungen zwischen Brückentragwerk und Schleppplatte (v.a. Mitteleuropa), bzw. Schleppplatte und anschließender Fahrbahn (v.a. Nordamerika). Einflussparameter die eine solche Relativverschiebung bewirken, wurden bereits in Pkt. 2.3.2 beschrieben. Hauptursache für Relativverschiebungen stellen dabei Temperaturbeanspruchungen dar. Die Fahrbahnübergangskonstruktion muss in der Lage sein, die Verformungen dauerhaft aufzunehmen um die Funktionalität des Tragwerks sicherzustellen. Erfahrungen in der Praxis zeigen aber, dass dahingehend in vielen Fällen die geforderte Dauerhaftigkeit

3 FAHRBAHNÜBERGANG

nicht gewährleistet werden kann. Die Gründe dafür sind vielseitig und reichen von mangelnder Wartung bis hin zu fehlerhaftem Einbau. Prinzipiell ist anzumerken, dass die heute zur Anwendung kommenden Fahrbahnübergangskonstruktionen sehr wartungsintensiv sind und dementsprechend oft überprüft werden müssen.

Je nach Brückenlänge bzw. Brückentyp und dem damit einhergehenden Dehnweg der Brücke unterscheidet sich der konstruktive Aufwand für die Ausführung von Übergangskonstruktionen erheblich (siehe Pkt. 3.2). Die Ausführungsformen reichen vom einfachen Frässhchnitt, bis hin zu komplizierten Fingerkonstruktionen, die mitunter in der Lage sind die größten Dehnwege aufzunehmen.

Frässhchnitt mit Fugenverguss

Für geringe Verschiebungen bis zu ca. 20mm ist es ausreichend, entlang des Brückennendes den Belag einzuschneiden und mit Fugenverguss zu verfüllen. Aufgrund des Schnittes können Dehnungen abgebaut werden und allfällige Rissbildung vermieden werden.

Elastische Belagsdehnfuge

Die elastische Belagsdehnfuge wird bei Dehnwegen $>20\text{mm}$ eingesetzt. Das Prinzip dieser Konstruktion ist die Überbrückung der Fuge zwischen Brückentragwerk und Schleppplatte mit einem geeigneten Material, das in der Lage ist die auftretenden Verformungen aufzunehmen. In neueren Entwicklungen werden vermehrt auch bewehrte Belagsdehnfugen gebaut (siehe Abb. 3.18). Bewehrungselemente können z.B. Federn sein, die die Bewegung des elastischen Füllmaterials unterstützen sollen. Der Einbau erfolgt auf der Baustelle mit vor Ort erhitztem Mischgut. Werden zusätzliche Bewehrungselemente verwendet, sind diese vorab in der Fuge einzubauen. Der Vorteil dieser Konstruktion besteht darin, dass keine Fuge an der Oberfläche der Fahrbahn mehr vorhanden ist, und somit ein größerer Fahrkomfort erreicht werden kann. Nachteilig muss angemerkt werden, dass es im Bereich der Flanken der Dehnfuge vermehrt zu Ablösungen von der umgebenden Fahrbahn kommen kann und somit wieder Wasser in das Tragwerk eindringen kann [22].

3 FAHRBAHNÜBERGANG

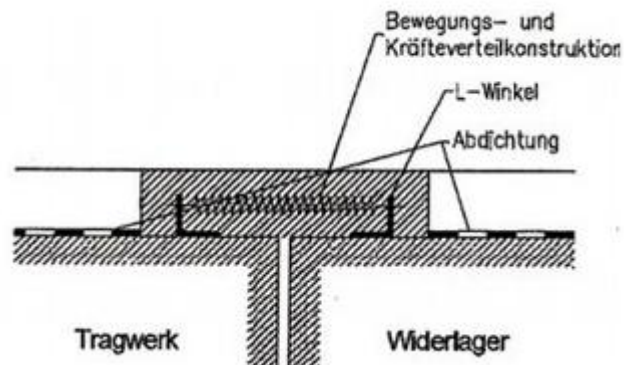


Abbildung 3.18: elastische Belagsdehnfuge [16]

Einprofiliger Fahrbahnübergang

Bei diesen Fahrbahnübergängen wird die Fuge mit einem Dehnprofil überbrückt (siehe Abb. 3.19). Die Befestigung des Profils muss in den angrenzenden Tragwerken erfolgen, damit die Relativverschiebungen zwischen den beiden Flanken ausgeglichen werden können. Im Gegensatz zur elastischen Belagsdehnfuge ist hier keine geschlossene Fuge an der Fahrbahnoberseite vorhanden, was sich negativ auf den Fahrkomfort auswirkt. Jedoch ist hier keine Gefahr des Ablösens der Konstruktion von den Flanken vorhanden. Es handelt sich um eine wasserundurchlässige Fahrbahnübergangskonstruktion.

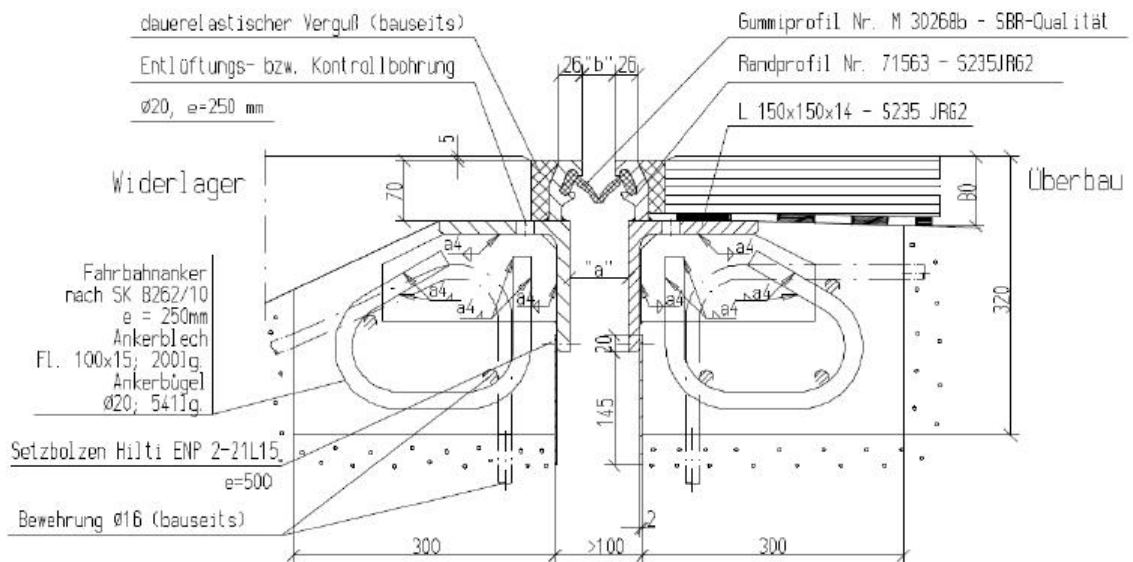


Abbildung 3.19: einprofiliger Fahrbahnübergang [9]

Auskragende Fingerkonstruktion

Fingerdehnfugen zählen zu den wasserdurchlässigen Fahrbahnübergangskonstruktionen. Jeweils abwechselnd werden auskragende Finger einmal auf der Widerlagerseite, bzw. einmal auf der Schlepplattenseite verankert (siehe Abb. 3.20). Die Fingerkonstruktionen sind so bemessen, dass sie bei allfälligen Bewegungen der Brücke diese Verformungen durch gegenseitige Verschiebung der einzelnen Finger ausgleichen können. Die einzelnen Finger müssen bündig an die angrenzende Fahrbahn anschließen, um einen entsprechenden Fahrkomfort gewährleisten zu können. Des Weiteren ist direkt unter der Konstruktion eine Entwässerungsmaßnahme zu treffen, die z.B. mit einer einfachen Entwässerungsrinne erreicht werden kann.

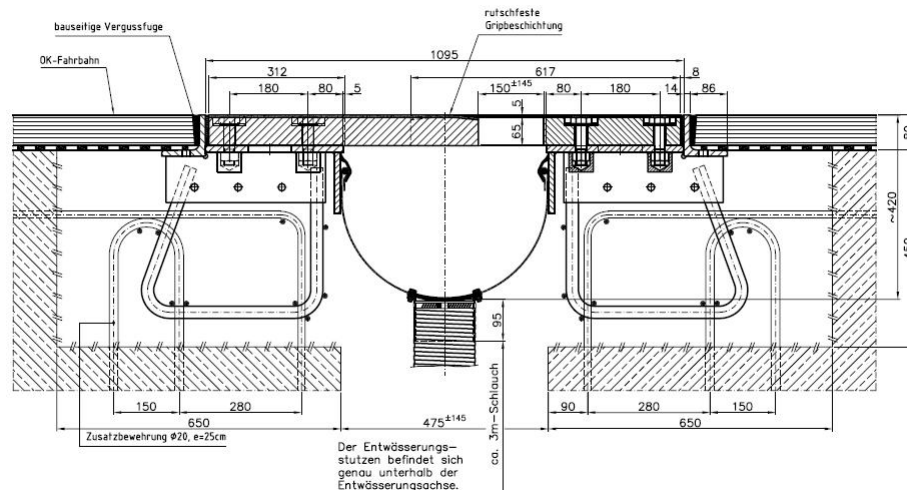


Abbildung 3.20: Fingerdehnfuge [4]

Mehrprofiliger Fahrbahnübergang

Das Prinzip der mehrprofiligen Fahrbahnübergänge gleicht denen der einprofiligen Fahrbahnübergänge. Der Unterschied liegt in der Anordnung mehrerer quer zur Fahrbahnrichtung angeordneter Stahlprofile mit dazwischenliegenden wasserdichten Dehnprofilen (siehe Abb. 3.21). Die Stahlprofile ruhen dabei auf einer beweglichen Traverse, die es ermöglicht die Fuge bei Bewegungen der Brücke gleichmäßig zu öffnen. Dadurch können insgesamt größere Dehnwege als bei den einprofiligen Fahrbahnübergängen überbrückt werden. Bei dieser Konstruktion handelt es sich wiederum um einen wasserdichten Fahrbahnübergang, dahingehend sind also keine weiteren Entwässerungsmaßnahmen anzuordnen.

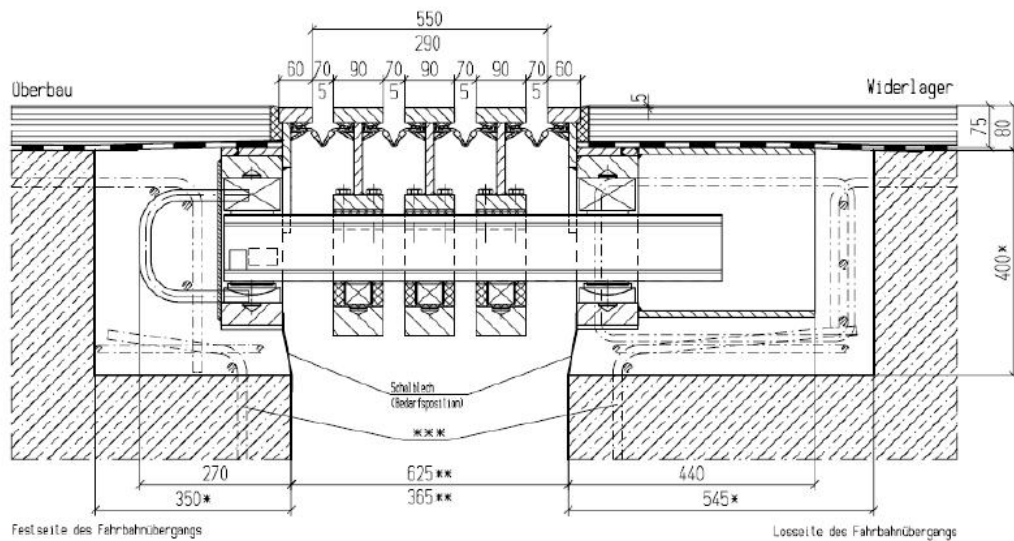


Abbildung 3.21: mehrprofiliger Fahrbahnübergang [9]

3.4 Typische Schadensbilder

Aufgrund unterschiedlichster Problemstellungen kommt es immer wieder zu schadhafte Stellen im Bereich der Brückenenden. Solche Schäden beeinträchtigen die Dauerhaftigkeit eines Brückentragwerks massiv, da z.B. aufgrund von Rissbildung Wasser in das Brückentragwerk eindringen kann. Auslöser solcher Schäden können fehlerhafte Konstruktion, fehlerhaft eingebaute Fahrbahnübergänge, falsche Bemessung, unzureichende Wartung u.v.m. sein. Typische Schadensbilder und deren Auslöser sind nachfolgend beschrieben.

Unzureichende Wartung des Fahrbahnübergangs

Infolge unzureichender Wartung können anfällige Fahrbahnübergangskonstruktionen teilweise oder ganz ihre Funktion verlieren (siehe Abb. 3.22). Bei wasserdurchlässigen Konstruktionen kann es infolge einer Verschmutzung zu Verstopfungen des Wasserabflusses und so zu Wassereintritt in die Konstruktion kommen. Wasserundurchlässige Konstruktionen sind ebenfalls durch Schmutz betroffen. Dieser kann sich in den Fugen ansammeln und dort zu einer Verminderung der Bewegungsfähigkeit der Fuge führen. Eine allfällige regelmäßige Überprüfung ist jedenfalls durchzuführen, um auf schadhafte Stellen aufmerksam zu werden und entsprechend reagieren zu können.



Abbildung 3.22: mangelnde Wartung eines Fahrbahnüberganges [9]

Rissbildung an den Flanken elastischer Belagsdehnfugen

Elastische Belagsdehnfugen ermöglichen einen kontinuierlichen Übergang vom Brückentragwerk zur Schleppplatte. Die Fuge wird dabei mit einem elastischen Material verfüllt (siehe Abb. 3.18). Tiefe Temperaturen können aber die Elastizität solcher Füllmaterialien soweit herabsetzen, dass die Konstruktion nicht mehr in der Lage ist die auftretenden Zugspannungen aufzunehmen. Es kommt zur Rissbildung an der Schwachstelle der Dehnfuge (siehe Abb. 3.23). Dies stellt in den meisten Fällen die Flanke des angrenzenden Straßenbaus dar.



Abbildung 3.23: Rissbildung bei elastischen Belagsdehnfugen

mechanische Beschädigung

Eine hohe Verkehrsbelastung kann zu mechanischer Beschädigung der Fahrbahnübergänge führen. Vor allem Schneepflüge verursachen in den Wintermonaten oftmals großen Schaden an bestimmten Konstruktionstypen. Anfällig dahingehend sind vor

3 FAHRBAHNÜBERGANG

allein auskragende und aufgelagerte Fingerkonstruktionen. Wenn die Finger einen geringen Höhenversatz aufweisen, kann sich die Schaufel des Schneepfluges darin verfangen und die Finger der Konstruktion beschädigen bzw. ganz abbrechen (siehe Abb. 3.24). Diese Konstruktionen sind demzufolge sehr empfindlich auf allfällige Höhenversätze.



Abbildung 3.24: mechanische Beschädigung durch einen Schneepflug [31]

Zwangsbeanspruchungen

Viele Fahrbahnübergangskonstruktionen können große Längsverschiebungen aufnehmen, sind aber sehr empfindlich gegenüber Querverschiebungen. Meistens reichen bereits geringe Querverschiebungen aus, um die Funktionsfähigkeit der Fahrbahnübergangskonstruktion stark zu vermindern, oder den Übergang gänzlich unbrauchbar zu machen. Ein Beispiel dafür sind Fingerkonstruktionen, die sich bei bei einem Querversatz gegeneinander verkeilen und so eine Öffnung der Fugen nur mehr unter Aktivierung großer Zwangsbeanspruchungen möglich ist (siehe Abb. 3.25).

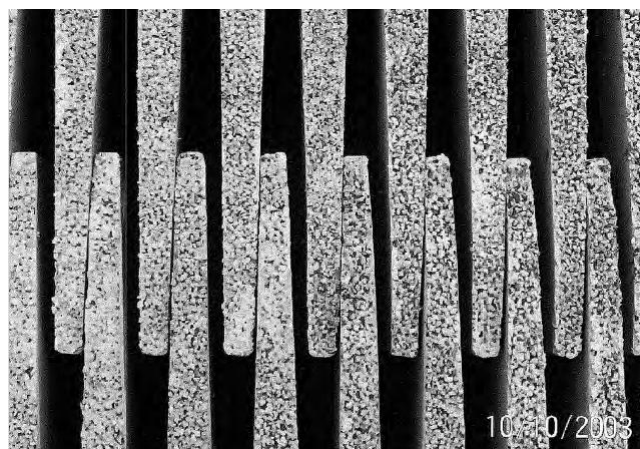


Abbildung 3.25: Schadhafter Fahrbahnübergang infolge Querversatz [31]

Höhenversatz hinter der Schleppplatte

Diese Problematik tritt vor allem bei hochliegenden Schleppplatten auf, wie sie in den USA und Kanada ausgeführt werden. Aufgrund des großen Steifigkeitssprungs zwischen Schleppplatte und der dahinterliegenden Fahrbahn kann es zu Setzungen der Fahrbahn direkt hinter der Schleppplatte kommen (siehe Abb. 3.26). Dadurch entsteht ein Höhenversatz, der sich sehr ungünstig auf den Fahrkomfort auswirkt. Tiefliegende Schleppplatten dagegen, wie sie beispielsweise in Europa angewandt werden, gewährleisten eine stetige Steifigkeitszunahme, sodass es zu keinem plötzlichen Steifigkeitssprung und dem damit verbundenen Höhenversatz kommen kann.



Abbildung 3.26: Höhenversatz aufgrund Steifigkeitssprung [37]

Bei Brückentragwerken ohne Schleppplatte ist die selbe Problematik vorhanden. Hier entsteht der Steifigkeitssprung bei dem Übergang vom Brückentragwerk zum dahinterliegenden Dammkörper. Verbesserung kann geschafft werden, indem der Erdkörper hinter dem Brückenende entsprechend gut verdichtet, bzw. stabilisiert wird.

Setzungen und Hebungen

Infolge der zyklischen Temperaturbeanspruchung ist das Bauwerk verschiedenen Belastungssituationen unterworfen. Bei integralen Brücken macht der Widerlagerkopf aufgrund der monolithischen Verbindung die selben Verformungen wie der Überbau mit. Dies kann in den Wintermonaten aufgrund der Verkürzung des Tragwerks zu einem Nachrutschen des Hinterfüllmaterials in den dahinter freiwerdenden Bereich führen, bzw. in den Sommermonaten zu einer Verdrängung des Hinterfüllmaterials

3 FAHRBAHNÜBERGANG

aufgrund der Bewegung des Widerlagers zum Erdkörper hin. Die Folge davon können Setzungen (Winter) bzw. Hebungen (Sommer) im Bereich hinter dem Brückentragwerk sein (siehe Abb. 3.27). Dies wirkt sich negativ auf den Fahrkomfort aus und kann in weiterer Folge auch die Dauerhaftigkeit der Brücke herabsetzen.



Abbildung 3.27: Setzungen und Hebungen hinter der Widerlagerwand [30]

4 Innovative Lösungen für Fahrbahnübergangskonstruktionen

Aufgrund der bereits angeführten Problematik der Fahrbahnübergänge bei integralen Brücken, wurden in den letzten Jahren mehrfach Versuche unternommen innovative Konstruktionen zu entwickeln. Dabei werden verschiedene Standpunkte verfolgt, die zum Ziel haben, die Dauerhaftigkeit des Übergangs zu verbessern. In einigen Fällen wurden bereits entsprechende Konstruktionen im Straßenbau eingebaut. In den nachfolgenden Kapiteln werden einige dieser Konstruktionsansätze näher erläutert und im Anschluss daran eine Beurteilung auf ihre Tauglichkeit vorgenommen.

4.1 Entkopplung Brücke-Boden

Bei diesem Ansatz wird versucht, die Boden-Bauwerk Interaktion durch die Anordnung einer EPS-Schicht hinter der Widerlagerwand dahingehend zu beeinflussen, dass entsprechende Verschiebung des Unterbaus durch diese flexible EPS-Schicht ausgeglichen werden können. Dadurch wird nicht nur die Anfälligkeit des Bodens gegenüber Hebungen und Senkungen positiv beeinflusst, sondern auch die Schnittgrößen in der Widerlagerwand reduziert, da sich der Erddruck aufgrund der eingebauten EPS-Schicht nicht in dem Maße aufbauen kann, wie ohne dieser Schichte.

4.1.1 Jackson River Bridge (USA)

Im Jahr 2000 wurden am Manhattan College Untersuchungen zu innovativen Lösungen für Fahrbahnübergangskonstruktionen mithilfe von EPS GeoFoam und Geosynthetics durchgeführt [25]. Dabei werden zwei Konstruktionslösungen präsentiert, die lt. Autor folgende Aufgaben zu erfüllen haben:

- Die Brücke sollte sich frei bewegen können unter Temperaturbeanspruchung

- Der angrenzende Boden hinter der Widerlagerwand sollte räumlich stabil sein. Bei konventionellen Brücken ist dies automatisch durch die starre Widerlagerwand gegeben. Bei integralen Brücken ist der Unterbau monolithisch mit dem Oberbau verbunden, dementsprechend kommt es zu Verschiebungen der Wand. Der angrenzenden Boden sollte in der Lage sein, für sich alleine standfest zu sein.
- Relativverschiebungen der Brücke sollten entsprechend aufgenommen werden können. Im konventionellen Brückenbau geschieht dies mittels Dehnfugen und Lagern. Im Integralen Brückenbau sollte eine Konstruktion zum Abbau der Verschiebungen entwickelt werden.
- Die Erhöhung des Erddrucks durch zyklische Belastung über die Laufe der Jahre sollte berücksichtigt werden. Prinzipiell ist es möglich die Widerlagerwände so stark zu dimensionieren, dass die maximal auftretenden Erddrücke aufgenommen werden können. Dies scheint jedoch nicht die wirtschaftlichste Lösung zu sein.

Auf Basis der oben angeführten Punkte wurden zwei verschiedene Konstruktionslösungen vorgestellt, die das Anforderungsprofil erfüllen sollen (siehe Abb. 4.1).

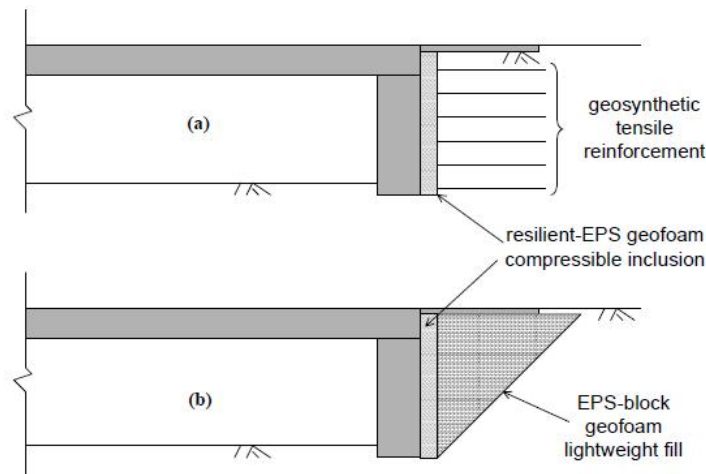


Abbildung 4.1: Lösungsansätze für die Ausführung des Widerlagerbereichs bei integralen Brücken [25]

2005 wurde in einem Projekt des Virginia Transportation Research Council, beim Bau der Brücke über den Jackson River, ein integrales Tragwerk mit hinter der Widerlagerwand angeordnetem EPS hergestellt. Die Brücke wurde semi-integral

ausgeführt und hat eine Spannweite von 100m und eine Breite von 16,60m. Zur Beurteilung der Wirksamkeit wurden Messungen einerseits der Verschiebungen sowie auch der Krafteinwirkung an mehreren Stellen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in einem final report veröffentlicht [24].

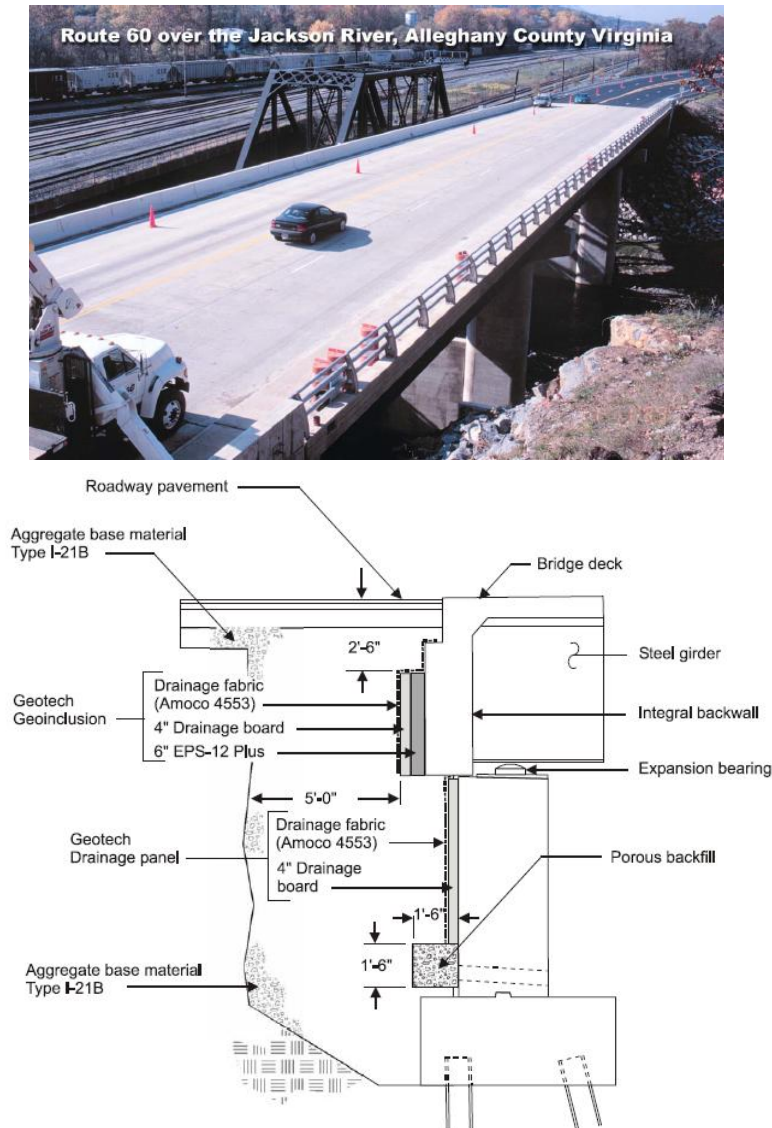


Abbildung 4.2: Brücke über den Jackson River [24]

4.1.2 Seitenhafenbrücke (Österreich)

Bei der Errichtung der Seitenhafenbrücke wurde ein ähnliches Konzept wie bei der Brücke über den Jackson River verfolgt. Durch die Anordnung von EPS Platten hinter der Widerlagerwand wird der Aufbau eines übermäßig großen Erddrucks verhindert. Im Gegensatz zum Bau der Brücke über den Jackson River wurde hier

eine zusätzliche tiefliegende Schleppplatte angeordnet. Des Weiteren wurde zur Aufnahme der Längenänderungen eine elastische Belagsdehnfuge eingebaut, die die Verformungen konzentriert an einer Stelle aufnehmen soll (siehe Abb. 4.3). Die Brücke selbst wurde als vollintegrale Brücke mit einer Spannweite von 130m und einer Breite von 15m ausgeführt [28].

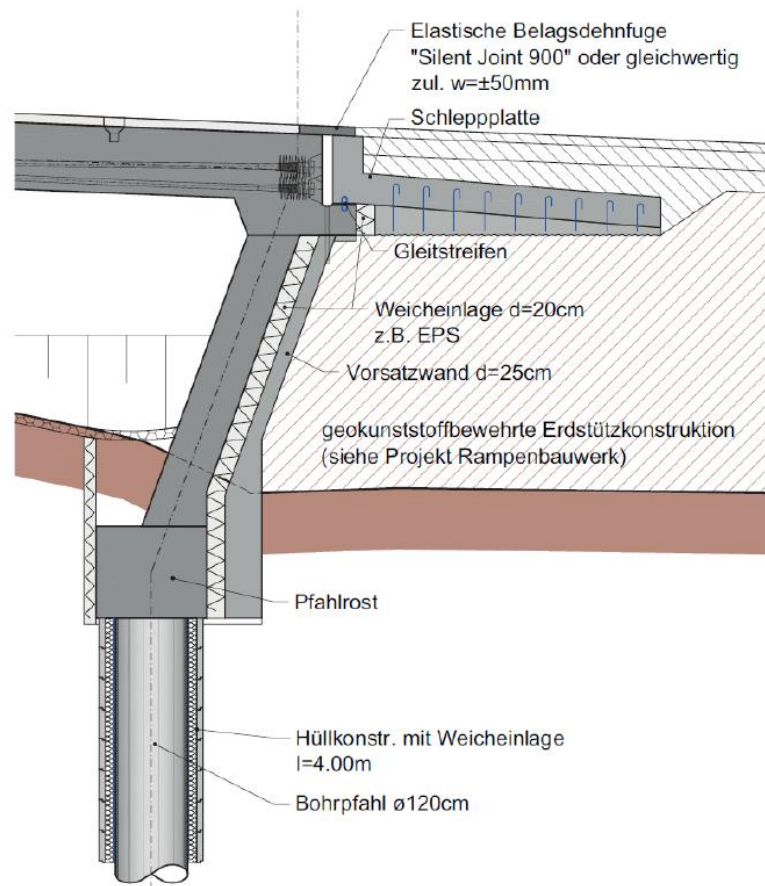


Abbildung 4.3: Ausführung Seitenhafenbrücke [28]

4.1.3 Marktwasserbrücke (Österreich)

Die Ausführung der Marktwasserbrücke erfolgte als vollintegrale Brücke entlang der Kremser Schnellstraße S33. Mit einer Länge von 67,05m aufgeteilt auf drei Brückenfelder, war diese Brücke zum Zeitpunkt ihrer Errichtung die längste integrale Brücke in Österreich. In Abb. 4.4 ist ein Längsschnitt des Widerlagerbereichs abgebildet. Die Konstruktion wurde so ausgelegt, dass keine Fahrbahnübergangskonstruktion erforderlich ist. Dazu wurde hinter der Brücke eine tiefliegende Schleppplatte (3) angeordnet, die bis in eine Tiefe von 1,30m geführt wurde. Dadurch sollen die Verformungen des Überbaus tief in das Erdreich abgeleitet werden. Am Ende der Schleppplatte befindet

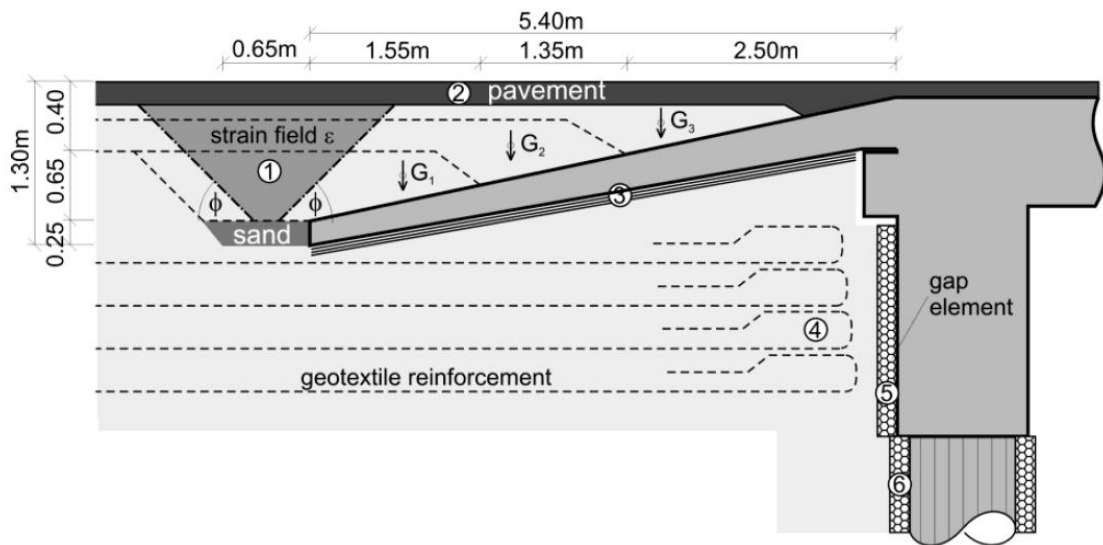


Abbildung 4.4: Widerlagerbereich Marktwasserbrücke [34]

sich ein Sandkoffer, der zur Aufnahme der Verformungen am Ende der Schleppplatte eingebaut wurde. Das über dem Sandkoffer befindliche Erdfeld (1) hat die Aufgabe, die Dehnungen bis zur Fahrbahn gleichmäßig zu verteilen und so eine konzentrierte Belastung in der Fahrbahn zu verhindern. Die Fahrbahn kann aus diesem Grund ohne Unterbrechung hergestellt werden (2). Des Weiteren wurde gleich wie bei den vorangegangenen Brücken (Pkt. 4.1.1 und Pkt. 4.1.2) eine Kombination aus bewehrter Erde (4) und EPS-Schicht (5) hinter der Widerlagerwand errichtet [34]. Diese soll zu einer Verminderung der Boden-Bauwerk Interaktion führen. Im Sommer kann sich das Tragwerk aufgrund der Kompressibilität der EPS-Schicht nahezu ungehindert ausdehnen und im Winter bewirken die Geotextile einen standfesten Erdkörper, sodass es zu keinem Nachrutschen des Erdreiches kommen kann.

Während der Errichtung der Marktwasserbrücke wurden zahlreiche Messtechniken eingebaut, um ein langfristiges Monitoring der Brücke durchzuführen. Aus dem Messdaten erhofft man sich neue Erkenntnisse über das Verhalten der Brücke und über die tatsächlich auftretenden Temperaturen und Verformungen im Laufe des Jahres.

4.1.4 Beurteilung

Die oben angeführten Maßnahmen mit hinter der Widerlagerwand angeordneter kompressibler Schicht und bewehrter Erde bzw. Bodenaustausch, zur Erstellung eines standfesten Körpers, beeinflusst das Verhalten der integralen Brücke positiv, jedoch

bleiben weitere Problemstellen erhalten. So werden durch die Maßnahmen zwar die Hebungen und Senkungen des Erdreiches hinter der Widerlagerwand großteils vermieden und auch die Schnittgrößen können entsprechend reduziert werden, jedoch wird die Problemstellung der Verteilung der axialen Längenänderungen nicht beantwortet. Bei der Brücke über den Jackson River konzentrieren sich die Längsverformungen, da keine Schleppplatte eingebaut wurde, am Ende des Tragwerks. Die Ausbildung einer durchgehenden Fahrbahn in diesem Bereich scheint insofern fraglich, da nicht damit zu rechnen ist, dass der Asphalt in der Lage ist die auftretenden Verformungen ohne Rissbildung aufzunehmen.

Im Falle der Seitenhafenbrücke wurde zwar eine tiefliegende Schleppplatte angeordnet, die es ermöglicht die in den Sommermonaten auftretenden Verformungen tief in die Erde abzuleiten. In den Wintermonaten ist dies jedoch nur bedingt möglich. Deswegen wurde eine Belagsdehnfuge am Übergang Brücke zur Schleppplatte angeordnet, um die horizontalen Verformungen dort konzentriert aufnehmen zu können. Diese Dehnfuge stellt aber wieder eine Schwachstelle des Bauwerks dar, die sehr schadensanfällig und entsprechend wartungsintensiv ist. Ziel soll es sein, solche Konstruktion im integralen Brückenbau soweit wie möglich zu vermeiden.

Anders als bei der Seitenhafenbrücke wurde bei der Marktwasserbrücke gänzlich auf die Anordnung von Lager und Fugen verzichtet. Somit ist von einer vollintegralen Brücke die Rede. Die Verformungen des Überbaus werden durch eine tiefliegende Schleppplatte und einem dahinter angeordneten Sandkoffer tief in das Erdreich eingeleitet, um eine gleichmäßige Verteilung der Dehnungen auf einen größeren Bereich gewährleisten zu können. Umfangreiche Messungen die in der Brücke eingebaut wurden und so ein dauerhaftes Monitoring der Brücke erlauben, liefern sehr positive Ergebnisse. Die Brücke wurde 2008 errichtet und hat bis heute nichts an ihrer Funktionalität eingebüßt. Die Maßnahmen scheinen somit in diesem Fall ausreichend, wobei eine solche Konstruktion nur für kleine bis mittlere Spannweiten in Betracht zu ziehen ist. Für größere Spannweiten sind die Verformungen zu groß, um sie soweit reduzieren zu können, sodass sie für die Fahrbahn unschädlich werden.

Dementsprechend kann festgehalten werden, dass diese Konstruktionen zwar zu Verbesserungen der Boden-Bauwerk Interaktion bei integralen Brückenbauten beitragen, jedoch in Hinblick auf die Verteilung der axialen Verschiebungen zu keiner wesentlichen Verbesserung führen.

4.2 FRP decks (Fibre Reinforced Polymer composite deck)

4.2.1 Market Street Bridge (USA)

Beim Neubau der Market Street Brücke in den USA wurden in den Straßenbelag Kunststoffe eingelegt, die die Entstehung von Rissen im Fahrbelag verhindern sollen (siehe Abb. 4.6). Die Form der eingelegten Kunststoffe sind abwechselnd hexagonal und trapezförmig (siehe Abb. 4.5). Der Grundstoff besteht aus E-Glas Fasern, die in eine Vynilester Matrix eingearbeitet werden.



Abbildung 4.5: in Fahrbahn eingelegte Kunststoffe [14]

Die Market Street Bridge wurde als Ersatz für die an dieser Stelle vorhandene Brücke, die ihre Lebensdauer bereits überschritten hatte, errichtet. Die Länge der Brücke beträgt 161m und die Breite 54m. Im Anschluss an die Widerlagerwand wurde auf eine Konsole eine oben angeordnete horizontale Schleppplatte eingebaut. Zur Aufnahme der Horizontalverformungen wurden keine weiteren Maßnahmen getroffen, demzufolge übernehmen alleine die in den Straßenbelag eingebauten Kunststoffe diese Aufgabe [14].

4.2.2 Beurteilung

Aufgrund des stark erhöhten E-Moduls des Asphalts bei niedrigen Temperaturen, ist davon auszugehen, dass es vor allem im Winter zu Rissen im Belag kommt. Die Bewehrungselemente, die in diesem Fall die in den Straßenbelag eingelegten Kunststoffe darstellen, übernehmen beim Entstehen von Rissen die freiwerdenden Kräfte und sollen so die entstehenden Risse verteilen und begrenzen. Bei der Überprüfung der Brücke in den letzten Jahren konnten keine Schäden festgestellt werden. Demzufolge ist davon auszugehen, dass die Kunststoffbewehrung die Rissverteilung und Rissbeschränkung erfolgreich gewährleisten kann.

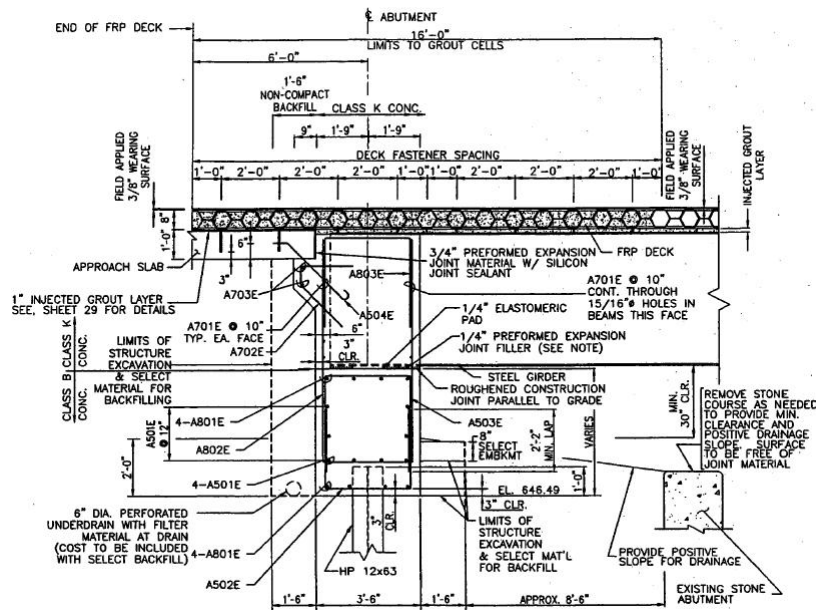


Abbildung 4.6: Market Street Bridge [14]

Demgegenüber steht jedoch die überaus teure Herstellung des Straßenbelags, sowie die noch nicht vorhandenen Langzeitergebnisse. Des Weiteren kann es bei wiederholten Lastwechseln zu Schädigungen des Kunststoffes und zu einer Verminderung der Dauerhaftigkeit der Konstruktion kommen. Ergebnisse dazu stehen aber noch aus.

4.3 Flexible Schleppplatten

4.3.1 Flexible Schleppplatte aus Gummibeton (Österreich)

Durch die Zugabe von Gummigranulat während der Betonherstellung kann der E-Modul des anschließend festen Betons z.T. stark herabgesetzt werden. Im Zuge der Entwicklung eines Fahrbahnüberganges am Institut für Betonbau an der TU Graz wurden ebensolche Gummibetone eingesetzt, um eine Schleppplatte herzustellen, die einen so geringen E-Modul aufweist, dass die eingepprägten Verformungen der Brücke über die Länge der Schleppplatte abgebaut werden können (siehe Abb. 4.7). Im Gegensatz zu normalen Betonen mit einem E-Modul von ungefähr 30.000 - 35.000 N/mm² werden hier Moduli von 10.000 - 12.000 N/mm² erreicht. In einer Diplomarbeit wurden dazu theoretische Überlegungen über das Verhalten der Gummibetonschleppplatte durchgeführt [18].

In Abb. 4.7 ist ein mögliches Ausführungsdetail für eine Sanierung eines Brückenendes mittels Errichtung einer flexiblen Gummibetonschleppplatte dargestellt, wie es in [18] vorgeschlagen wird.

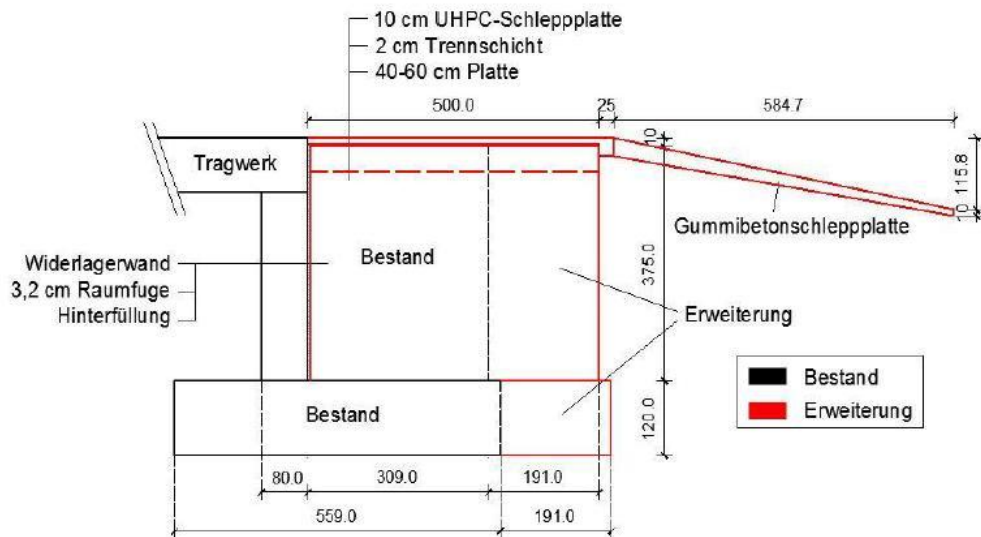


Abbildung 4.7: Ausführungsdetail Gummibetonschleppplatte [18]

4.3.2 Brücke Oberwart (Österreich)

Die neuartige Konstruktion einer Brücke mit anschließender Gummibetonschleppplatte wurde erstmals in Österreich im Sommer 2010 eingebaut. Im Zuge der Errichtung der Umfahrung Oberwart wurde eine solche Konstruktion gewählt, um eine fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion zu erreichen (siehe Abb. 4.8). Die Länge der Brücke beträgt 90m.

Die Konstruktion des Fahrbahnüberganges gliedert sich einerseits in ein starres Widerlager mit anschließender biegesteifer Schleppplatte. Hinter diesem ersten Teil der Schleppplatte wurde dann die eigentliche Gummibetonschleppplatte angeordnet, die die Verformungen der Brücke über ihre Länge abtragen soll. Der erste Teil der Platte, der biegesteif mit der Brücke verbunden ist weist dabei ein Gefälle auf, wodurch sich die Gummibetonplatte im Endeffekt ca. 1,00 m unter der Fahrbahnoberkante befindet. Der E-Modul des Gummibetons wird mit 343 N/mm^2 angegeben, was ca. 1% des Moduls eines Normalbeton beträgt. Um der Problematik der Verankerungslänge der Bewehrung zu begegnen, die mit dem verwendeten Beton welcher den oben angeführten E-Modul besitzt ca. das 20-fache gegenüber normalen Betonen beträgt, wurden bewehrte Querriegel betonierte, die als Verankerung dienen (siehe Abb. 4.9).

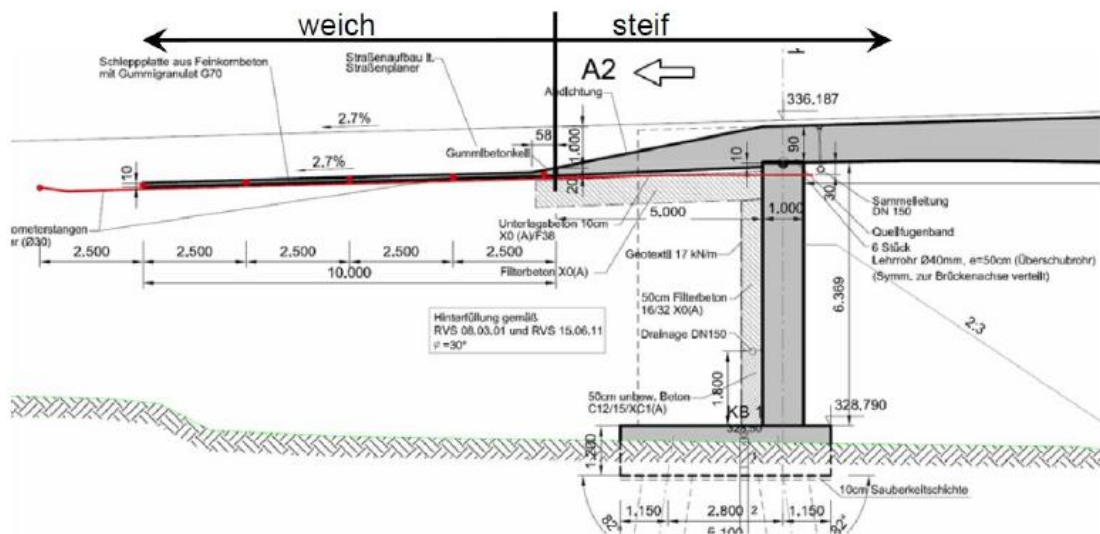


Abbildung 4.8: Ausführung Brücke Umfahrung Oberwart [21]

Da es sich bei dieser Konstruktion um die Erste dieser Art in Österreich handelt, wurden umfangreiche Messinstrumente installiert um die Wirkungsweise der Schleppplatte zu überwachen und gegebenenfalls positiv zu bestätigen. Dazu wurden unter anderem Extensometer eingebaut, die in Abb. 4.9 von 1-6 durchnummeriert sind [21].

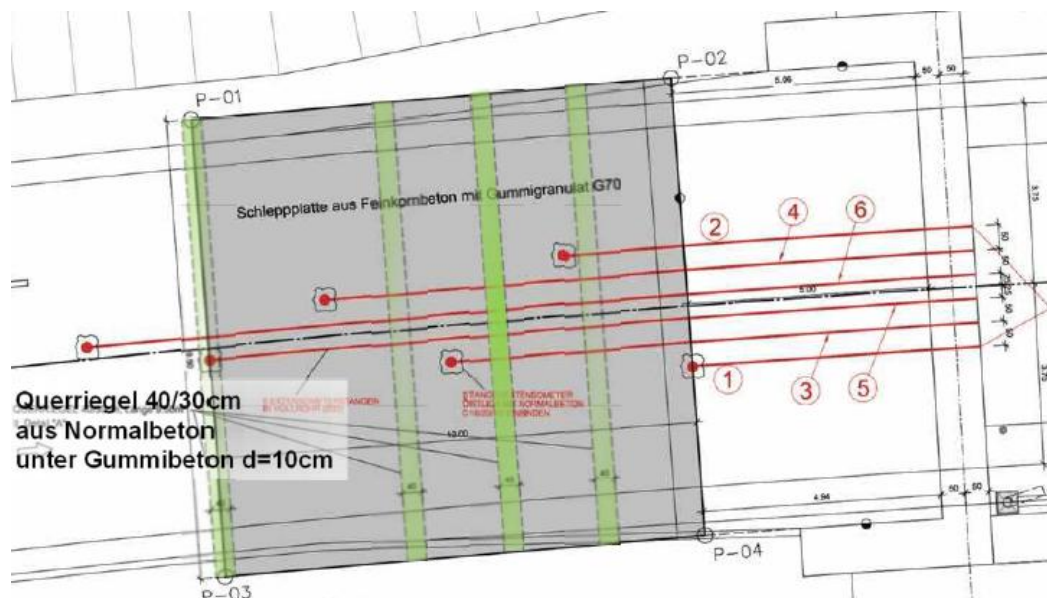


Abbildung 4.9: Verankerungsquerriegel und Extensometer Brücke Oberwart [21]

4.3.3 Ziehharmonikaplatte (Österreich)

Einem anderen Ansatz zur Herstellung einer flexiblen Schleppplatte wird am Institut für Betonbau der TU Graz, mit einer sogenannten Ziehharmonikaplatte nachgegangen [17]. Der Grundgedanke der Ziehharmonikaplatte verfolgt die Idee der Anordnung von verbundenen Biegebalken hintereinander. Die Herstellung erfolgt einfach durch Trennen der Betonplatte in einzelne Bereiche. Erfährt das Brückentragwerk nun eine Längsdehnung, erfolgt der Abbau der Verformungen über die Biegung der einzelnen hintereinander angeordneten Biegebalken (siehe Abb. 4.10).

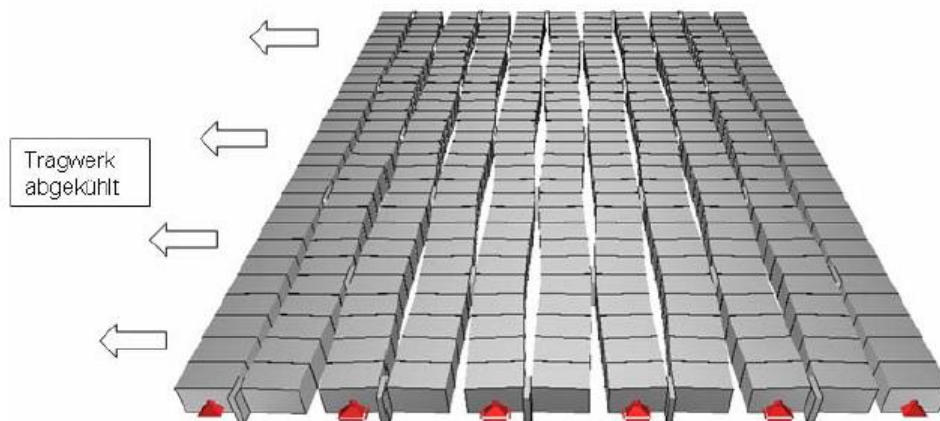


Abbildung 4.10: Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte [17]

Aufgrund der Biegung der einzelnen Balken ist es notwendig auch eine entsprechend dafür ausgelegte Balkenbewehrung mittels Verbügelung und Längseisen vorzusehen. Des Weiteren ist es erforderlich, die Lasten, die entsprechend der Steifigkeit des Systems entstehen, in den Untergrund zu verankern. Dafür kommen unter anderem Verankerungsbalken zur Aktivierung des passiven Erddrucks, Verankerungen und Pfähle am Ende der Schleppplatte in Frage.

Für Spannbetonbrücken wurde das System zu einer "Säulenhalle" weiterentwickelt. Hierbei wird die Ziehharmonikaplatte auf mehreren Säulen gelagert, wodurch das Bild einer solchen Halle entsteht (siehe Abb. 4.11).

Der Vorteil liegt in der direkten Zugänglichkeit der flexiblen Schleppplattenkonstruktion auch von der Unterseite. Dadurch können Schäden erkannt und falls erforderlich Instandsetzungen leicht vorgenommen werden. Ein weiterer Vorteil liegt in der einfachen Austauschbarkeit von externen Spanngliedern. Diese Möglichkeit soll die sehr konstruktionsaufwendige und damit sehr kostenintensive Ausführung für Spannbetonbrücken wirtschaftlich vertretbar machen [17].

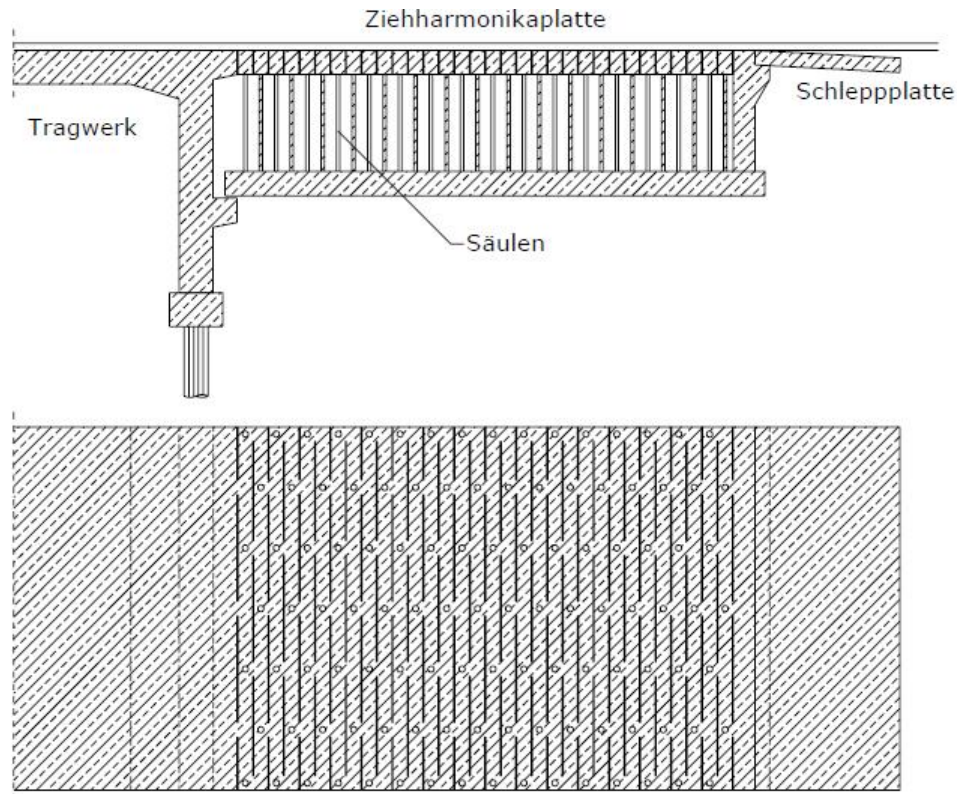


Abbildung 4.11: Säulenhalle [17]

4.3.4 Beurteilung

Flexible Schleppplatten weisen ein großes Potential zur Abtragung der horizontalen Verformungen einer Brücke auf. Die verschiedenen Ansätze wie in Pkt. 4.3.1-4.3.3 beschrieben unterscheiden sich zwar von der Konstruktion und der Ausführung, verfolgen aber im Prinzip die selbe Idee. Durch die gezielte Verteilung der Dehnungen über eine vordefinierte Länge werden die Verformungen kontrolliert abgebaut.

Im Falle der Gummibetonschleppplatten wurde ein Baustoff entwickelt, der einen so geringen E-Modul besitzt, dass die Verformungen aufgrund der gleichmäßigen Dehnung über die Länge der Schleppplatte abgebaut werden können. Bei der Errichtung der Umfahrung Oberwart wurde eine solche Konstruktion bereits eingebaut und mit zahlreichen Messinstrumenten versehen [21]. Entsprechende Extensometermessungen sind in Abb. 4.12 sichtbar.

Dabei ist die Wirkungsweise der flexiblen Schleppplatten gut ersichtlich. Die einzelnen Extensometer wurden in verschiedenen Abständen vom Brückenende eingebaut. Bei den Messungen konnte bei einem Widerlagerbereich der Brücke (WL 1) eine Verteilung der Dehnungen über die gesamte Schleppplattenlänge nachgewiesen werden. Bis auf

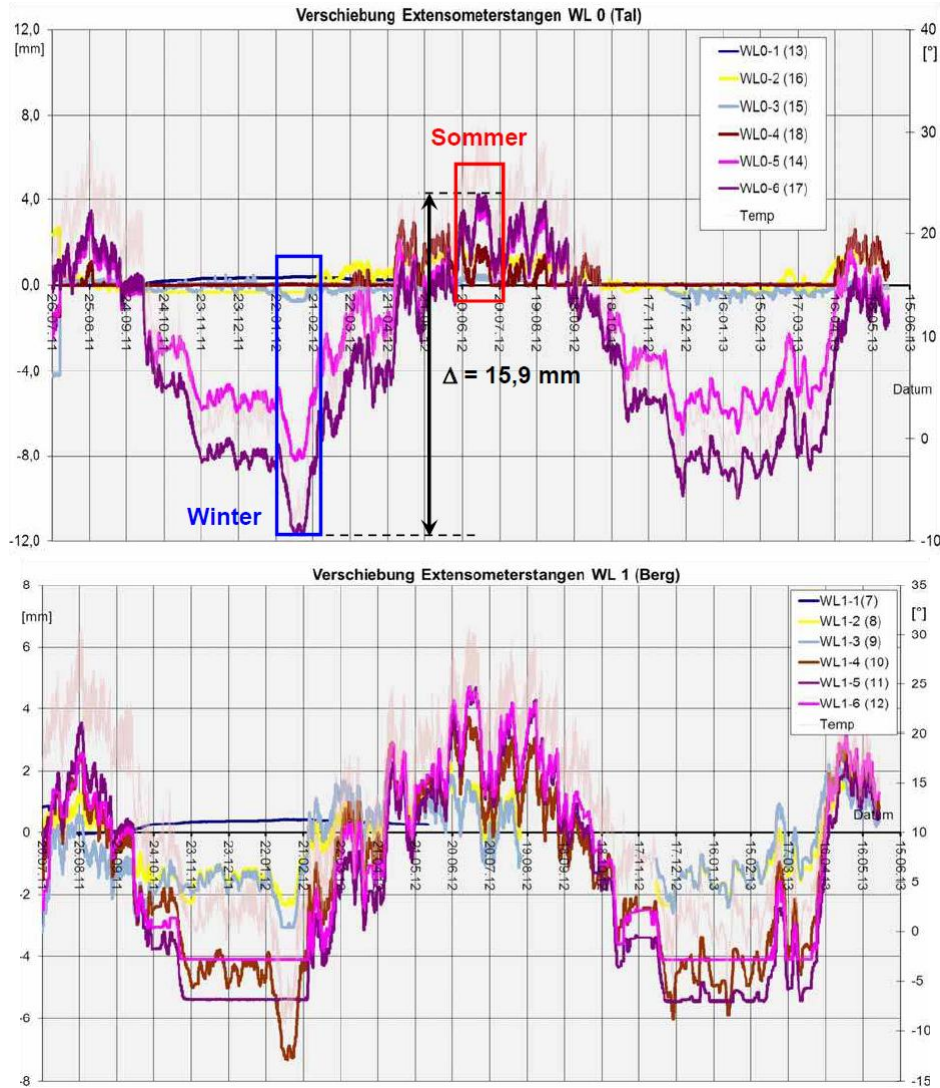


Abbildung 4.12: Extensometermessung Brücke Oberwart [20]

einige Messdaten die nicht anspringen, weisen die Extensometer die am weitesten vom Brückenende entfernt sind die größten Dehnungen auf, bzw. umgekehrt weisen die Extensometer die sich nahe am Brückenende befinden geringere Dehnungen auf. Die tatsächliche Wirkungsweise stimmt daher mit den theoretischen Überlegungen überein.

Im Bereich des anderen Widerlagers (WL 0) stellt sich prinzipiell ein ähnlicher Verformungszustand der Schleppplatte ein, jedoch ist in den Messungen ersichtlich, dass die eingprägten Verschiebungen im Winter erst über den hinteren Bereich der Platte abgebaut werden. Dies lässt auf ein "Nachziehen" des vorderen Teils der Schleppplatte ohne Abbau der Dehnungen schließen. Dadurch muss es im Bereich zwischen dem Dritten und dem Vierten Extensometer zu erhöhten Dehnungen

kommen, was schädlich für die Konstruktion sein kann. Gründe hierfür können z.B. die erhöhte Steifigkeit des Gummibetons bei niedrigen Temperaturen sein, welche die Eigenschaften des Betons wesentlich beeinflussen. Aufgrund der Einbautiefe ist es schwierig das Verhalten der Schleppplatte, bzw. den Zustand der Schleppplatte zu besichtigen und zu beurteilen, ohne erheblichen Aufwand betreiben zu müssen. Zu guter Letzt muss auch angemerkt werden, dass es aufgrund fehlender Erfahrungen schwierig bis unmöglich ist, das Verhalten des Gummibetons über die Lebensdauer einzuschätzen. Infolge zahlreicher Lastwechsel kann es z.B. zu einer Versprödung des Materials kommen, was das Verhalten der Platte negativ beeinflusst.

Die Konstruktion einer Ziehharmonikaplatte soll im Gegensatz zur Gummibeton-schleppplatte die Verformung über Balkenbiegung abbauen. Der Herstellungsaufwand ist im Fall der Säulenhalle wesentlich größer als bei einer üblichen Fahrbahnübergangskonstruktion. Dadurch ist mit erhöhten Kosten zu rechnen. Theoretische Überlegungen zur Säulenhalle wurden durchgeführt, ein Einbau der Konstruktion wurde jedoch bis dato noch nicht durchgeführt [17]. Neben diesen Punkten ist weiters anzumerken, dass es ebenso wie bei den Gummibeton-schleppplatten schwierig ist, Aussagen über die Lebensdauer der Konstruktion zu tätigen. Aufgrund der aufwendigen Konstruktion kann auch eine Instandsetzung bzw. Sanierung zu erheblichen Kosten führen, die die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion in Frage stellt.

4.4 Zusammenfassung

Jede Fuge im Bauwerk stellt eine Schwachstelle dar. Die übliche Bauweise für längere Brücken, die die Anordnung einer Dehnfuge zur gezielten Aufnahme der Verformungen vorsieht, zieht einige Nachteile mit sich. Allen voran stellen solche Übergänge sehr wartungsintensive Konstruktionen dar. Über die Lebensdauer des Bauwerks gesehen, verliert die integrale Bauweise somit einen Vorteil gegenüber der konventionellen Bauweise. Aufgrund dessen kann festgestellt werden, dass in den letzten Jahren zahlreiche Überlegungen zu neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktionen unternommen wurden. In Pkt.4.1-4.3 sind einige Ansätze angeführt.

Zur Reduzierung der Setzungen und Hebungen hinter der Widerlagerwand wurden vielfach Untersuchungen mit dahinter angeordneter EPS-Schicht, sowie mit Geokunststoffen bewehrter Erde durchgeführt. Diese Konstruktionen wurden auch bereits mehrfach angewandt und führen zu sehr zufriedenstellenden Ergebnissen. Im Sommer kann es aufgrund der EPS-Schicht zu einer fast vollständig unbehinderten Ausdehnung des Tragwerks kommen, wodurch es zu einer Entkopplung des Bodens und des

Bauwerks kommt und sich entsprechende Zwangsreaktionen gar nicht, bzw. in stark reduziertem Ausmaße ausbilden können. Im Winter hingegen kommt es zu einer Verkürzung des Tragwerks. Hier wird aufgrund der bewehrten Erde bewerkstelligt, dass es zu keinem Nachrutschen der Erde kommt, da der Erdkörper in der Lage ist alleine standfest zu sein. Dadurch können Setzungen hinter der Widerlagerwand ausgeschlossen bzw. stark reduziert werden.

Um die Längsverformungen des Tragwerks entsprechend abzubauen, wird seit geraumer Zeit das Konzept der flexiblen Schleppplatten verfolgt. Zwei dieser Konzepte wurden in Pkt. 4.3. angeführt. Durch die weichen Schleppplatten ist es möglich die Verformungen über die gesamte Länge der Fahrbahnübergangskonstruktion zu verteilen, und so örtliche Überbeanspruchungen, die sich in Form von Rissen an der Fahrbahn äußern können, zu vermeiden. Die Ausarbeitung solcher flexiblen Schleppplatten steckt noch in den Anfangsstadien, wobei bereits erste praktische Erfahrungen (siehe Pkt. 4.3.2) gesammelt werden konnten. Aufgrund zahlreicher Vor- und Nachteile, sowie einigen ungeklärten Punkten der bereits entwickelten Konstruktionen, ist es notwendig weiterführende Untersuchungen zu diesem Thema anzustellen.

Eine weitere Möglichkeit zur Vermeidung von Rissen in der Fahrbahn wurde mit Hilfe des Einbaus von Kunststoffen als "Bewehrung" des Fahrbahnbelags bewerkstelligt. Entsprechende Versuche wurden in den USA durchgeführt und führten für die untersuchten Objekte zu zufriedenstellenden Ergebnissen [14]. Auch hier ist anzumerken, dass es noch wenig Erfahrung und viele Unsicherheiten auf diesem Gebiet gibt.

Zusammenfassend kann angemerkt werden, dass es bereits zahlreiche Konstruktionsentwürfe für neuartige Fahrbahnübergangskonstruktionen gibt. Aufgrund der bereits angeführten Punkte konnte aber noch keine in allen Belangen zufriedenstellende Konstruktion entwickelt werden, sodass weiterhin enormes Entwicklungspotential für die Errichtung einer neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion besteht. Eine mögliche Lösung kann auch eine Kombination mehrerer bereits vorhandener Ansätze sein, um die Vorteile einer jeden Konstruktion zu vereinen.

Teil II

Entwicklung einer neuen Fahrbahnübergangskonstruktion an der TU Wien

5 Idee und Entwicklung

5.1 Allgemeines

Aufgrund der in Pkt.4 angeführten Gründe ist bis dato noch keine Fahrbahnübergangskonstruktion für integrale Brücken entwickelt worden, die alle Anforderungen erfüllt, die an diese Konstruktion gestellt werden. Entsprechend groß ist das Potential zur Entwicklung einer neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion, die ein fugenloses Bauen im integralen Brückenbau ermöglicht. Im Zuge einer Forschungsarbeit zum Thema integrale Brücken, wurde aus diesem Grunde eine neuartige Idee für eine Übergangskonstruktion geboren, die das entsprechende Anforderungsprofil in allen Punkten erfüllen soll. Der Grundgedanke dabei ist neu: durch die Anordnung von mehreren flexibel miteinander verbundenen Betonelementen hinter den Widerlagerbereichen, wird es ermöglicht, die Verformungen der Brücke gezielt über eine vordefinierte Länge abzubauen. Ansätze dazu sind in [17] und [18] zu finden.

5.2 Anforderung an eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion

Die Anforderungen an eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion sind vielseitig. Nachfolgende Liste soll einen kurzen Überblick geben, welche Kriterien für die Entwicklung einer neuen Fahrbahnübergangskonstruktion maßgebend waren:

- weiche Konstruktion zum Abbau der Verschiebungen am Brückenende
- Dauerhaftigkeit der Konstruktion
- Fugenloser Fahrbahnübergang
- Wirtschaftlichkeit
- Einfache Konstruktion, die ohne großen Aufwand eingebaut werden kann
- Fahrkomfort gewährleisten

- Zugänglichkeit der Konstruktion
- Einfache Instandsetzung bei Beschädigung der Konstruktion

Auf Basis dieses Anforderungsprofils wurde die Entwicklung einer neuen Konstruktion vorangetrieben, wobei sich der Entwicklungsprozess über mehrere Schritte vollzog.

5.3 Der zentrisch gezogene Stab

5.3.1 Allgemeines

Aufgrund von verschiedensten Beanspruchungen kommt es zu Längsdehnungen der Brücke. Bei üblichen Fahrbahnübergangskonstruktionen wird die Schleppplatte mittels Betongelenk oder Dorne an die Brücke angeschlossen. Wenn die Schleppplatte z.B. am Ende gegen Längsverschiebung fixiert wird, entstehen aufgrund der Dehnung des Brückentragwerk Zugkräfte in der Schleppplatte. Je nach Größe der Zugkraft ist der Beton gerissen oder ungerissen

ungerissener Zustand [27]

Im ungerissenen Zustand wird in keinem Punkt des Querschnitts die Zugfestigkeit des Betons erreicht. Gekennzeichnet ist dieser Zustand durch die Tatsache, dass entlang des gesamten Stabes idealer Verbund vorliegt. Dadurch sind die Dehnungen des Betons und des Stahls entlang des Stabes identisch. Die Aufteilung der Kräfte erfolgt dabei in Abhängigkeit der Steifigkeit.

- Verträglichkeitsbedingung

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (5.1)$$

- Gleichgewichtsbedingung

$$F = F_s + F_c = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + \varepsilon_c \cdot E_c \cdot A_c \quad (5.2)$$

Durch Einsetzen von (5.1) in (5.2) ergibt sich folgende Formel:

$$F = \varepsilon_c \cdot (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{F}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} = \frac{F}{E_c \cdot A_i} \quad (5.4)$$

A_i ist definiert als die ideelle Querschnittsfläche

$$A_i = A_c + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s = A_c + \alpha_s \cdot A_s \quad (5.5)$$

Wiederum Einsetzen von (5.4) in (5.2) ergibt die Kräfte für den Beton- bzw. Stahlquerschnitt

$$F_c = F \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} = F \cdot \frac{A_c}{A_i} \quad (5.6)$$

$$F_s = F \cdot \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} = F \cdot \frac{\alpha_s \cdot A_c}{A_i} \quad (5.7)$$

Die Dehnsteifigkeit des Querschnitts ergibt sich aus der Steifigkeit des Betons und der Bewehrung

$$EA_I = E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s = E_c \cdot A_i \quad (5.8)$$

gerissener Zustand [27]

Wird die Zugfestigkeit des Betons erreicht, entsteht im Bauteil ein Trennriss, der eine Spannungumlagerung vom Gesamtquerschnitt auf die Betonbewehrung alleine zur Folge hat. Dadurch steigen die Stahldehnungen an und die Betonzugdehnungen nehmen ab. Jene Kraft, die der Beton aufnehmen kann bis er reißt, wird als Risskraft F_{cr} bezeichnet. Sie hängt naturgemäß von der Zugfestigkeit des Beton ab.

$$F_{cr} = A_i \cdot f_{ct} \quad (5.9)$$

Die Spannung im Stahl zum Zeitpunkt der Rissbildung beträgt:

$$\sigma_s = \frac{F_{cr}}{A_s} \quad (5.10)$$

Durch die Relativverschiebung des Bewehrungsstahl und des Betons im Riss entstehen Verbundspannungen in den angrenzenden Rissflanken. Diese bauen sich über eine Verbundlänge l_{ct} wieder so lange auf, bis erneut die Zugfestigkeit des Betons überschritten ist. Die Rissentstehung schreitet nun solange voran, bis in keinem Querschnitt des Stabes mehr die Zugspannungen überschritten werden. Erst dann ist

das Rissbild abgeschlossen. Für das Belastungsverhältnis vom Beginn der Rissbildung, bis zur abgeschlossenen Rissbildung gilt ungefähr:

$$F_2 = 1,3 \cdot F_{cr} \quad (5.11)$$

Für die Dehnungen im gerissenen Zustand des Stabes gilt ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) folgender Zusammenhang

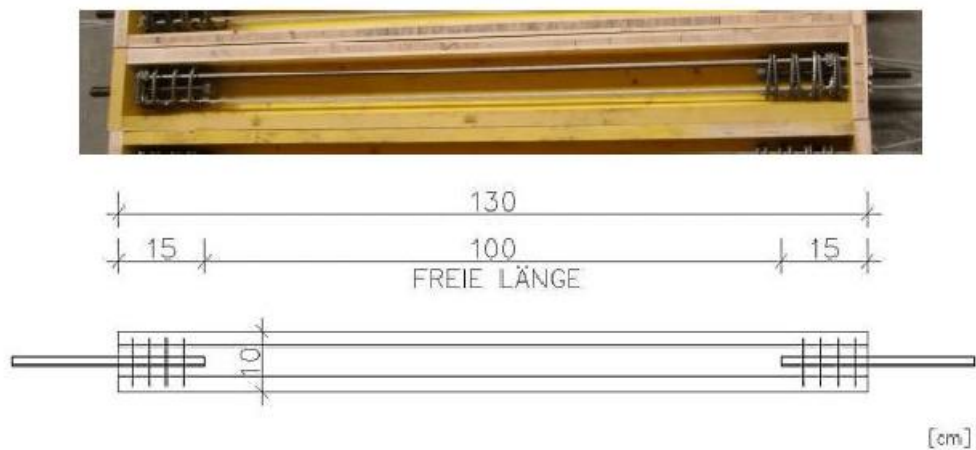
$$\varepsilon_{cr} = \frac{F_{cr}}{E_s \cdot A_s} \quad (5.12)$$

5.3.2 Zugversuche

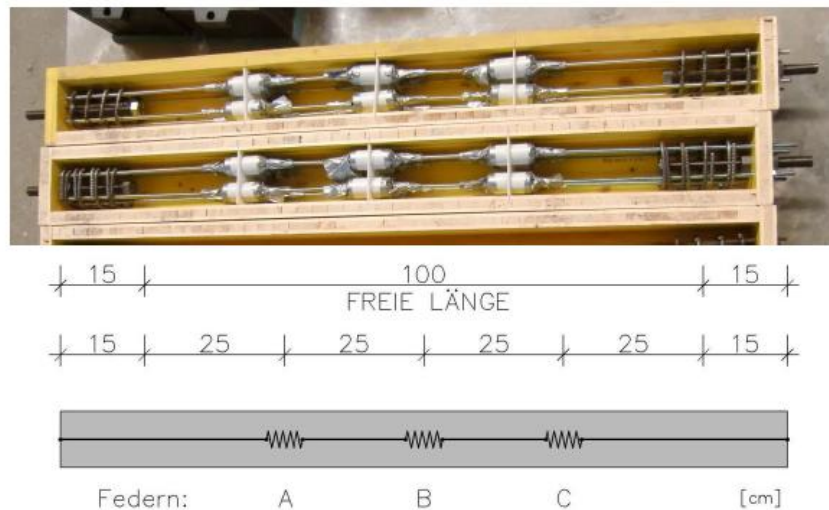
Im Vorfeld dieser Diplomarbeit wurden am Institut für Betonbau der TU Wien zentrische Zugversuche durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Querschnitte und Materialien in die zu testenden Stäbe eingebaut. Das Anforderungsprofil des neuen Fahrbahnübergangs verlangt nach einer möglichst flexiblen Konstruktion. Ziel dieser Versuche war es, das Verhalten der einzelnen Stäbe in Abhängigkeit der verwendeten Materialien besser beurteilen zu können und vorab Aussagen bzgl. der Relevanz für den Einbau in die flexiblen Schlepplatten tätigen zu können. Die Prüfkörper wurden dabei in den Prüfraumen eingebaut und mit Kraftmessdosen und Wegaufnehmern versehen. Das Ergebnis dieser Auswertung ist ein Kraft-Verformungsdiagramm. Folgende Zugversuche wurden durchgeführt:

- Probekörper mit 4 Niro Stahlseilen
- Probekörper mit 4 Ø6 Bewehrungsstahl
- Probekörper mit Faserbewehrung
- Probekörper mit Faserbewehrung und Niro Stahlseilen
- Probekörper mit Federn
- Probekörper mit Textilbewehrung
- Probekörper mit Kunststoffstäben
- Probekörper mit GF-Gewebe
- Probekörper mit CB-Gewebe

5 IDEE UND ENTWICKLUNG



(a) Zugversuche mit Drahtseilen



(b) Zugversuche mit Federn

Abbildung 5.1: Dehnkörper für die Zugversuche [8]

In einer am Institut für Betonbau angefertigten Seminararbeit [8] sind die Auswertungen der einzelnen Versuche angeführt. Wie zu erwarten war lieferten die Prüfkörper mit den Bewehrungsstählen die unbrauchbarsten Ergebnisse. Aufgrund der hohen Steifigkeit kommt diese Ausführung nicht in Frage. Die Bewehrung mittels Stahlseilen lieferte dahingehend schon bessere Ergebnisse. Die aufnehmbaren Dehnungen sind verhältnismäßig viel höher als bei den üblichen Betonstahlbewehrungen. Als weiterer positiver Aspekt ist die besserer Rissverteilung durch die Stahlseilbewehrung anzuführen. Bei normalen Betonstahlbewehrungen kann es zu lokalen Einschnürungen der Bewehrung kommen, was mit der Verwendung von Stahlseilbewehrung vermieden wird. Die weichsten Prüfkörper waren jene mit den eingebauten Federn.

5 IDEE UND ENTWICKLUNG

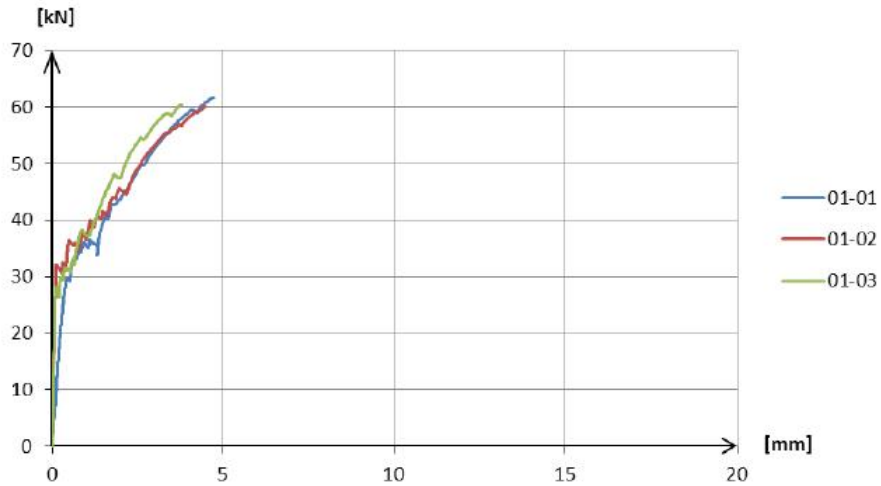


Abbildung 5.2: Kraft-Weg Diagramm Betonstahlbewehrung [8]

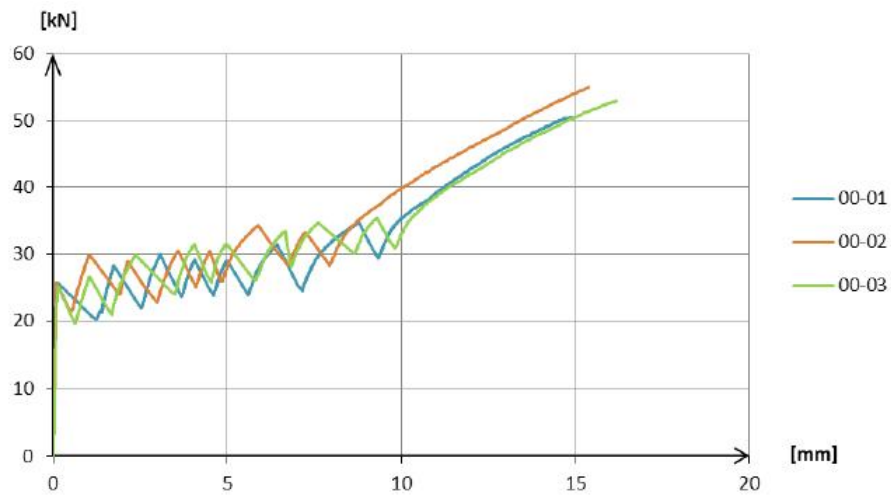


Abbildung 5.3: Kraft-Weg Diagramm Drahtseilbewehrung [8]

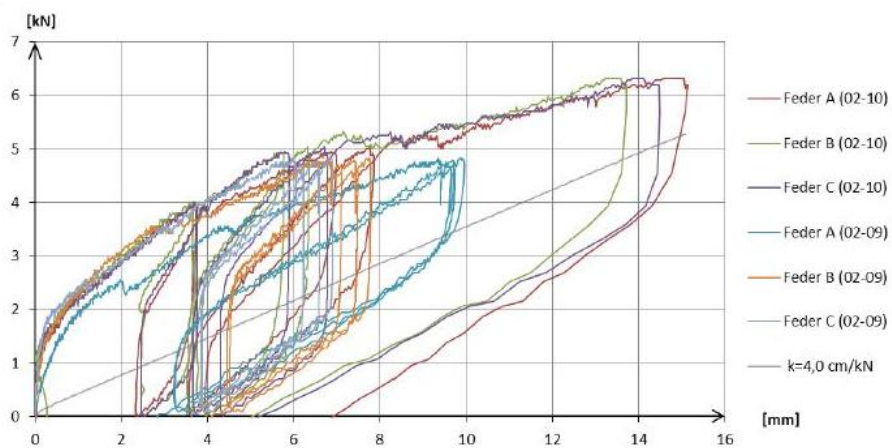


Abbildung 5.4: Kraft-Weg Diagramm Federn [8]

5.4 Mehrfach unterteilter Zugstab

5.4.1 Grundgedanke

Der zentrisch gezogene Zugstab durchläuft während seiner Belastungsgeschichte zwei verschiedene Zustände (siehe Pkt.5.3). Im ungerissenen Zustand wirken im Zugglied und den ihm umgebenden Beton Spannungen, die sich anteilmäßig aus deren Steifigkeiten ergeben. Der Beton erhöht die Steifigkeit des Systems aufgrund der im Vergleich zur Bewehrung sehr großen Querschnittsfläche um ein Vielfaches. Ist der Beton erst einmal gerissen, entzieht er sich der Tragwirkung und die Zugkraft, die im System vorhanden ist, muss alleine durch die Bewehrung aufgenommen werden. Es kommt zu einem starken Abfall der Steifigkeit, der sich in einer wesentlich flacheren Gerade im Spannungs-Dehnungs Diagramm bemerkbar macht (siehe Abb. 5.5).

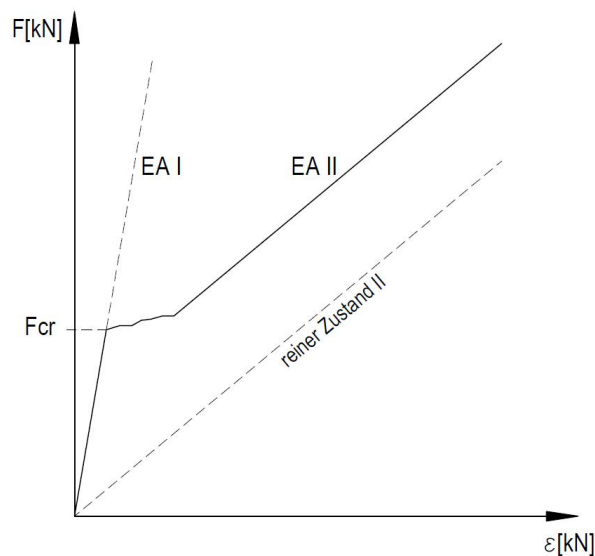


Abbildung 5.5: Spannungs-Dehnungs Diagramm Zugversuch

Um eine weiche Konstruktion zu erhalten scheint es demnach sinnvoll, das System derart zu gestalten, dass die Risslast bereits bei einer geringen Belastung erreicht wird. Dadurch kommt der Stab in den Zustand II, die Steifigkeit nimmt um ein Vielfaches ab und das System ist in der Lage größere Verformungen bei geringerer Belastung aufzunehmen. Den Grenzwert dieser Überlegungen beschreibt der Zustand $F_{cr} = 0$. Eine aufnehmbare Risslast die gegen null geht lässt sich auch einfach mittels vordefinierten Rissen beschreiben. Wird dieses Zugelement nun belastet, wird ein Großteil der Verformungen in diesen Fugen abgebaut. Es ist ein reiner Zustand II vorhanden.

5.4.2 Entwicklung von Fertigteillementen

Aufgrund des in Pkt. 5.2 definierten Anforderungsprofils und den in Pkt. 5.3 angestellten Überlegungen wurde eine Konstruktion entwickelt, die in weiterer Folge näher untersucht und analysiert wird. Im Pkt. 5.4.1 wurde festgestellt, dass eine möglichst weiche Konstruktion von Nöten ist, um die Dehnungen des Brückentragwerks aufnehmen zu können. Der Grenzwert wurde dabei durch vordefinierte Fugen beschrieben, indem die Steifigkeit des Stahlbetonsystem dem des reinen Zustand II entspricht. In diesen Fugen wird ein Großteil der Verformungen abgebaut. Werden nun mehrere Fugen eingebaut, ist es möglich die Verteilung der Dehnungen entsprechend zu steuern. Als Grundprinzip des Systems dient die Vorstellung einer Perlenkette mit dehnbarem Seil (siehe Abb. 5.6). Wird dieses System gedehnt, entstehen zwischen den einzelnen Gliedern jeweils die gleichen Dehnungen, sodass die Gesamtdehnung auf mehrere kleine Bereiche zwischen den einzelnen Gliedern aufgeteilt wird.

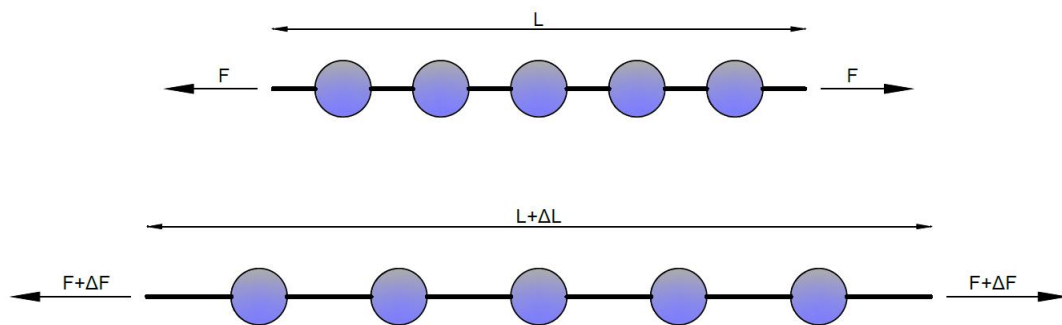


Abbildung 5.6: System Perlenkette

Aufgrund der entstehenden Relativverschiebungen zwischen dem freien Zugglied und den Elementen werden Verbundspannungen aufgebaut, die von diesen Elementen aufgenommen werden müssen.

Zusammenfassend lässt sich Folgendes festhalten:

- Es werden mehrere Fugen in vordefinierten Abständen eingebaut
- Es sind "starre Körper" zwischen den einzelnen Fugen von Nöten

In Abb. 5.7 ist die daraus resultierende Konstruktion zu sehen. Die Basiselemente bilden Betonfertigteiltröge, die mit einer Fuge nebeneinander verlegt werden. In diesen Trögen befindet sich das Zugelement, das anschließend in einem vordefinierten Bereich vergossen wird. Das Grundsystem ist gleich dem der Perlenkette in Abb. 5.6. Aufgrund des vergossenen Bereichs ergeben sich Starrkörper zwischen den freien

5 IDEE UND ENTWICKLUNG

Dehnwegen. Wird das System nun in Form einer Verschiebung belastet, teilt sich diese Verschiebung auf alle Fugen gleichmäßig auf, wodurch die Relativverschiebung dieser Bereiche im Vergleich zur Gesamtverschiebung klein bleibt.

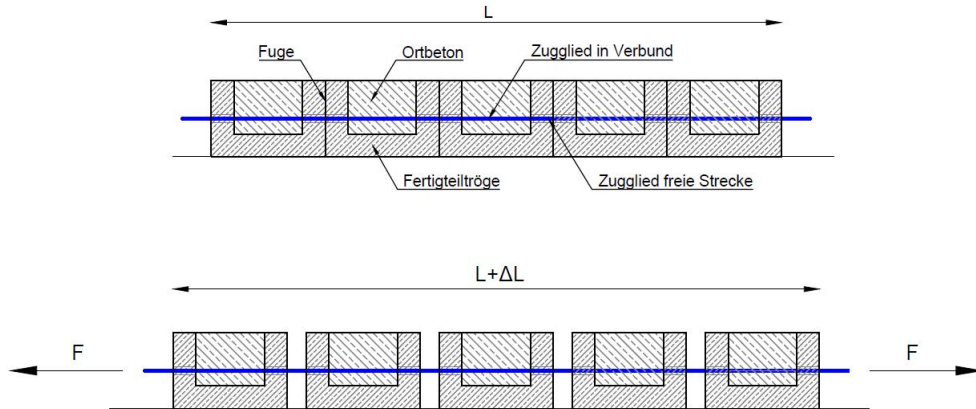


Abbildung 5.7: System Fertigteiltröge

Die Konstruktion bietet in vielerlei Hinsicht Vorteile:

- Vorfertigung - Die Tröge können vorab im Fertigteilwerk hergestellt werden. Damit können hohe Herstellungsqualitäten erreicht werden.
- Schneller Einbau - Durch die Fertigung im Werk können die Tröge termingerecht auf die Baustelle gebracht und ohne großen Zeitverlust verlegt werden.
- Einfaches Konstruktionsprinzip - Durch die einfache Konstruktionsweise ist der neue Fahrbahnübergang wirtschaftlich herstellbar. Die Fertigteiltröge können im Fertigteilwerk produziert werden. Auf der Baustelle sind lediglich die Zuglieder einzubauen und die Verbundstrecke zu vergießen.
- individuelle Fugenteilung - in Abhängigkeit der Dehnungen des Brückentragwerks kann eine optimierte Fugenteilung erreicht werden. Einerseits kann der Bereich der freien Strecke durch die Breite der Fertigteiltröge gesteuert werden, andererseits kann die Anzahl der Fugen ganz einfach durch Anordnung weiterer Fertigteiltröge und somit einer Verlängerung der Fahrbahnübergangskonstruktion gesteuert werden.
- Dauerhaftigkeit: Der Fahrbahnübergang wird unterhalb der Fahrbahn eingebaut. Dadurch ist er vor mechanischer Beschädigung durch z.B. Schneepflüge geschützt. Des Weiteren ist keine Korrosionsgefahr vorhanden, da für die Zuglieder korrosionsbeständige Materialien verwendet werden.

6 Kleinversuch

6.1 Allgemeines

Um das Verhalten der Konstruktion unter Verwendung verschiedener Zugglieder zu testen, wurden Kleinversuch im Labor des Institutes für Tragkonstruktionen der TU Wien durchgeführt. Ziel dieser Versuche war es, das ideale Zugglied für den späteren Einbau der Konstruktion in ein reales Projekt zu eruieren. Die Abmessungen der Fertigteiltröge sind in Abb. 6.1 zu sehen. Es wurden je Versuch sieben Tröge hintereinander angeordnet, um aussagekräftige Ergebnisse über die Gleichmäßigkeit der Fugenöffnung zu erhalten.

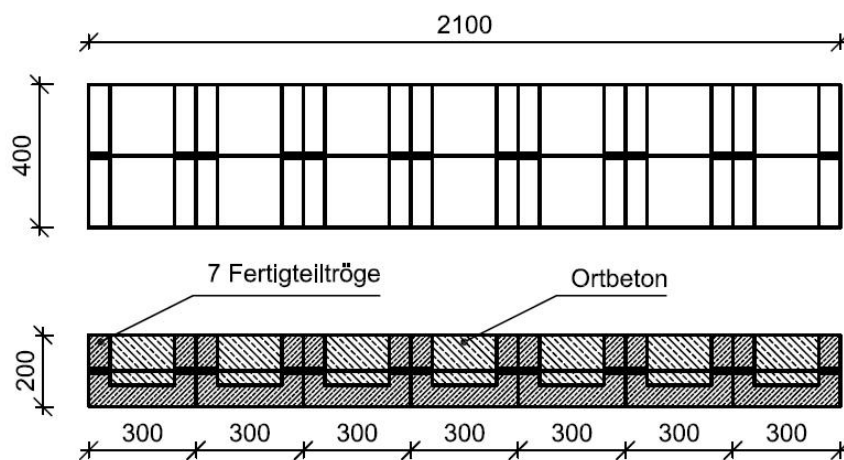


Abbildung 6.1: Fertigteiltröge Kleinversuch

6.2 Herstellung der Fertigteiltröge

Die Fertigteiltröge wurden vorab im Fertigteilwerk der Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp hergestellt. In Pkt. 5.4 wurde bereits auf das Grundprinzip des Systems hingewiesen. Im Fertigteilwerk werden Aussparungen angeordnet, die nach dem Einbau der Zugglieder vergossen werden. Dadurch ist es möglich die Zugglieder über

eine vordefinierte Strecke im Verbund herzustellen und die restlichen Teilbereiche als freie Länge, ohne Verbund zum umliegenden Beton herzustellen. Produziert wurden zwei verschiedene Varianten. Aufgrund der sehr geringen Steifigkeit der Federn wurden für ebendiese Versuchsreihe die Fertigteiletröge soweit modifiziert, dass die freie Strecke zwischen den einzelnen Trögen verringert wurde. In Abb. 6.2 sind die Abmessungen des Querschnittes zu sehen. Die zugehörigen Schalungs-, und Bewehrungspläne können Anhang A.3 entnommen werden.

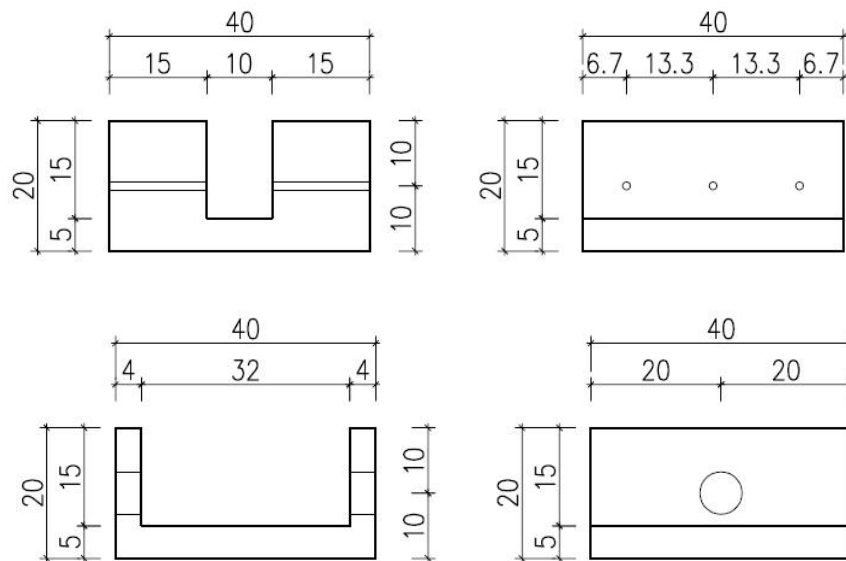


Abbildung 6.2: Abmessungen Fertigteiltröge

6.3 Zuglieder

Zugglieder aus verschiedenen Materialien und mit unterschiedlichen Steifigkeiten wurden in das System eingebaut. Tabelle 6.1 gibt einen Überblick über die verwendeten Elemente und ihre Eigenschaften:

Material	Ø [mm]	Oberfläche	Federsteifigkeit[kN/m]
Basalt 1	6	glatt	6130
Basalt 2	8	Rippen	10890
GFK	8	Rippen	10050
Stahseil	5	Litzen	2950
Federn	12	glatt	860

Tabelle 6.1: Verwendete Zugglieder

Basaltfaserstäbe [13]

Basalt ist ein durch vulkanische Genese entstandenes Gestein. Die Herstellung von Basaltfasern erfolgt mittels Pultrusion. Der große Vorteil von Basaltfasern gegenüber herkömmlichen Fasern ist das große Vorkommen von Basalten in der Natur und die jährliche Neubildung des Gesteins in großen Mengen. Des Weiteren ist zur Herstellung von Basaltfasern ein wesentlich geringerer Energieaufwand notwendig, was insgesamt dieses Produkt sehr wirtschaftlich macht. Da der Ausgangsrohstoff der Fasern ein Gestein ist, ist keine Korrosionsgefahr gegeben. Bzgl. der Materialeigenschaften und Festigkeiten von Basaltfasern können sehr gute Werte erzielt werden. Aufgrund intensiver Entwicklung in den letzten Jahren, ist es mittlerweile auch möglich, Basaltfaserstäbe mit gerippter Oberfläche herzustellen.

Für die Versuchsdurchführung wurden Basaltfaserstäbe mit Durchmessern von 6 mm und 8 mm eingebaut. Die dünnen Stäbe mit nur 6 mm Durchmesser besitzen dabei eine glatte Oberfläche (siehe Abb. 6.3 links). Dieser Umstand ist produktionstechnisch bestimmt, da für solche dünnen Stäbe keine Rippen hergestellt werden können. Die dickeren Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm dagegen sind gerippt, wodurch ein wesentlich besseres Verbundverhalten bei Belastung zu erwarten ist (siehe Abb. 6.3 rechts).



Abbildung 6.3: Basaltfaserstab links: 6mm glatt; rechts 8mm gerippt

Glasfaserstäbe [13]

Ausgangsbasis zur Herstellung von Glasfaserstäben ist geschmolzenes Glas. Dieses Material wird mit dem Düsenziehverfahren erstmals zu Fäden mit einem Durchmesser von ca. 2 mm gezogen. Anschließend werden die Fäden gestreckt bis sie ungefähr einen Durchmesser von 10-25 μ m besitzen. Um die einzelnen Fasern zu einem Stab zu verbinden, werden sie in eine Kunststoffmatrix eingebettet, die sie außerdem vor äußeren Einwirkungen schützt. Glasfaserstäbe zeichnen sich durch eine hohe Festigkeit und eine geringe Dichte aus. Des Weiteren sind sie korrosionsbeständig und verlieren selbst bei höheren Temperaturen über längere Zeit nicht ihre Festigkeit.

Für die Versuche wurde ein 8mm Glasfaserstab in die Fertigteiltröge eingebaut. Die Oberfläche dieses Stabes ist wie bei dem 8mm Basaltfaserstab gerippt, wodurch ein gutes Verbundverhalten erreicht werden kann (siehe Abb. 6.4).



Abbildung 6.4: Glasfaserstab 8mm gerippt

Stahlseile

Stahlseile werden seit jeher als Zugglieder verwendet. Sie zeichnen sich durch eine hohe Zugfestigkeit und einen hohen E-Modul aus. Zusammengesetzt sind Stahlseile aus einzelnen Drähten, die entweder im Gleichschlag oder im Kreuzschlag zu einem Seil geschlagen werden. Der große Nachteil von Stahlseilen gegenüber den Basaltfaserstäben und Glasfaserstäben ist die Tatsache, dass der Stahl ohne Schutzmaßnahmen korrosionsanfällig ist.

Im Versuch wurden jeweils Niro-Stahlseile mit 5 mm Durchmesser eingebaut (siehe Abb. 6.5). Zur Verankerung der Stahlseile hinter dem Versuchsrahmen wurden Seilklemmen eingesetzt.

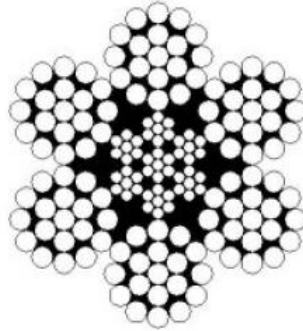


Abbildung 6.5: Niro-Seil 7x19 Drahnte [3]

Stahlfedern

Das Ausgangsmaterial von Torsionsfedern ist der Federdraht. Dieser wird zur Herstellung der Federn gewickelt, wobei durch die Vortriebsgeschwindigkeit die Spirallangen variiert werden können. Die Lastabtragung der Federn erfolgt über Torsion. Es wird zwar prinzipiell zwischen Druck-, bzw. Zugfedern unterschieden, die Wirkungsweise bleibt jedoch die selbe. Lediglich die Enden der Federn werden anders ausgeführt, um der unterschiedlichen Belastung Rechnung zu tragen. Aufgrund der mechanischen Wirkungsweise über Torsion ergeben sich sehr weiche Systeme. Wichtige Kenndaten für Torsionsfedern sind unter anderem der Drahtdurchmesser, der Auenddurchmesser, die ungespannte Federlänge und die Federrate. Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die Kenndaten der beim Versuch verwendeten Torsionsfedern.

Drahtdurchmesser d	12,00 mm
Aussendurchmesser D_E	60,00 mm
Federrate R_S	855,47 N/mm
Ungespannte Länge L_0	84,00 mm

Tabelle 6.2: Kennwerte Torsionsfeder

Im Unterschied zu den vorher beschriebenen Zuggliedern werden die Federn nicht durchgängig eingebaut. Die Federn werden mit einer fixen Länge hergestellt, und an beiden Ende in die jeweiligen Vergussstrecken der Fertigteiltröge eingelegt. Nach dem anschließenden Verguss der Tröge sind die Federn entsprechend in den beiden

anliegenden Trögen verankert. Die Endverankerung erfolgt über eine Gewindestange, die in das letzte Fertigteilelement eingelegt wird und mittels Ankerplatte und Mutter am Rahmen befestigt wird. In Abbildung 6.6 ist eine der beim Versuch verwendeten Torsionsfedern dargestellt.



Abbildung 6.6: Torsionsfeder

6.4 Messtechnik

Um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, wurden an mehreren Stellen der Versuchsanordnung Messungen von Kraft und Weg durchgeführt. Tabelle 6.3 stellt eine Übersicht über die verwendeten Messtechniken dar. Die Kraftaufnehmer wurden dabei direkt am Kopf der Hydraulikpressen eingebaut. Die Messung der Wege erfolgte pro Fuge sowie auch über die gesamte Länge, jeweils mittels Wegaufnehmer. Diese wurden mit einer Heißklebepistole fixiert und vorab so eingestellt, dass sie die zu erwartenden Wege aufnehmen können. Die Signale wurden alle zu einer DEWTRON Anlage übermittelt und dort mit einem Programm gleich in die erforderlichen Einheiten umgerechnet.

Bezeichnung	Messung	Messtechnik
SOLATRON 1	Länge [mm]	induktiver Wegaufnehmer
WI 1- WI 6	Länge [mm]	induktiver Wegaufnehmer
Kraftmessdose 1-3	Kraft [kN]	Ringkraftmessdose 1000 kN

Tabelle 6.3: verwendete Messtechnik

6.5 Versuchsablauf

Die Versuchsdurchführung erfolgte in mehreren Abschnitten. Die Fertigteiltröge wurden mit drei Öffnungen für die Zugglieder hergestellt, sodass mit einem Fertigteil zwei Versuche durchgeführt werden können. In einem ersten Schritt wird ein zentrischer Zugversuch mit einem Zugglied durchgeführt. Mittels Abschaltungen wird die Verbundstrecke im Querschnitt auf den Bereich um das zentrische Zugglied begrenzt. Nachdem der erste Versuchsdurchgang abgeschlossen war, wurden die Elemente abgetrennt und die beiden äußeren Zugglieder eingebaut. So konnte wiederum ein zentrischer Zugversuch durchgeführt werden (siehe Abb.6.7).

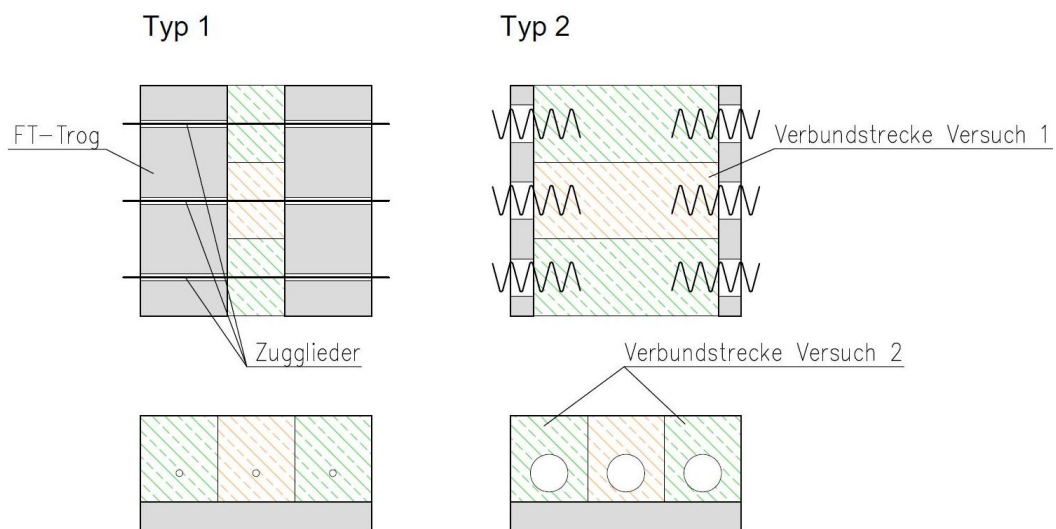


Abbildung 6.7: Vergussbereiche bei der Versuchsdurchführung

Um die Ablaufzeiten gering zu halten, wurden drei Versuchsreihen nebeneinander in den Versuchsrahmen eingebaut und nacheinander getestet. So konnten an einem Tag drei Messergebnisse erhalten werden. In jede Reihe wurden dabei verschiedene Zugglieder eingebaut. Tabelle 6.4 gibt einen Überblick über die eingebauten Zugglieder je Versuchsreihe.

Versuch 1	21.05.2014	Versuchsreihe 1	Glasfaserstab $\varnothing 8$ mm	zentrisch
		Versuchsreihe 2	Feder $\varnothing_{\text{ausßen}} 60$ mm	zentrisch
		Versuchsreihe 3	Basaltfaserstab $\varnothing 6$ mm	zentrisch
Versuch 2	02.06.2014	Versuchsreihe 4	Basaltfaserstab $\varnothing 8$ mm	2 x Aussen
		Versuchsreihe 5	Feder $\varnothing_{\text{ausßen}} 60$ mm	2 x Aussen + zentrisch
		Versuchsreihe 6	Seil $\varnothing 5$ mm	2 x Aussen

Tabelle 6.4: Versuchsablauf

6.5.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Labor des Institutes für Tragkonstruktionen der TU Wien durchgeführt. Dazu war es von Nöten einen Versuchsrahmen zu bauen, um die erforderliche Zugkraft auf das System aufbringen zu können. Der eigentliche Versuch wurde dabei am Boden liegend durchgeführt. In Abb. 6.8 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Der Versuchsrahmen stellt ein geschlossenes System dar. Die Zugkraft wird über Pressen in das System eingetragen, wobei Verankerungskörper am anderen Ende der Fixierung der Zugglieder dienen.

Aufbau des Rahmens und Einrichten der Fertigteiltröge

Für den Versuch wurde zuerst ein Rahmen bestehend aus jeweils zwei Querriegeln und dazwischenliegenden Druckriegeln erstellt. Die Druckriegel dienen gleichzeitig auch als Abstandhalter für den Versuchsaufbau. Nach dem Einrichten des Rahmens wurden die Fertigteiltröge, die bereits vorab im Fertigteilwerk der Fa. Oberndorfer hergestellt wurden, in Reihe gelegt und mit den erforderlichen Abständen eingerichtet. In Abb. 6.8 sind der Versuchsrahmen und die Fertigteiltröge dargestellt.

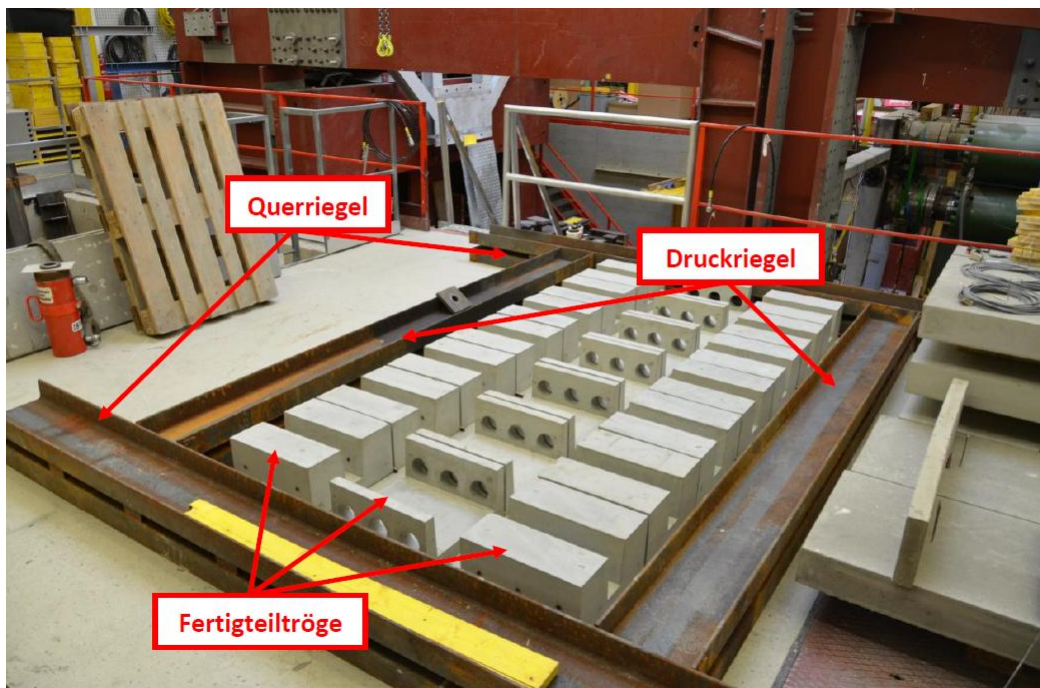


Abbildung 6.8: Aufbau Rahmen und Einrichten der Fertigteiltröge

Einbringen der Zugglieder

Nach dem Einrichten der Fertigteiltröge in ihre vorhergesehene Lage wurde mit dem Einbau der Zugglieder begonnen. Für die erste Versuchsreihe wurde jeweils in die mittleren Öffnungen ein Zugglied eingebracht. In Abb. 6.9 ist der Versuchsaufbau nach dem Einbringen der Zugglieder für den ersten Versuchsdurchgang am 21.05.2014 dargestellt. Um ein Eindringen des Betons in den Bereich der vorgesehenen freien Strecke zu verhindern, wurden die Übergangsbereiche Vergussstrecke zu freie Strecke mit Klebeband abgedichtet.

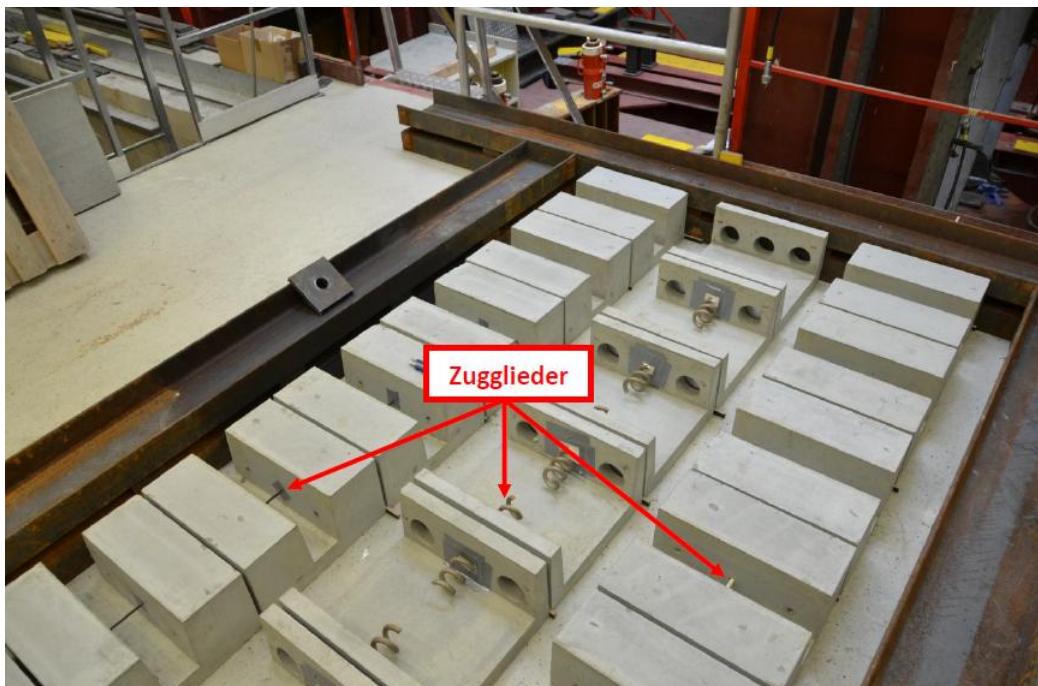


Abbildung 6.9: Einbau Zugglieder

Einbau der Pressen und Herstellung der Verankerungen

Im Anschluss daran wurden die hydraulischen Pressen an einem Ende des Versuchsrahmens positioniert. Durch diese Pressen wurden die Zugelemente geführt und anschließend an beiden Enden verankert. Im Falle der Zugstäbe erfolgte dies mittels einfachen Vergussverankerungen, in welche die Bewehrungsstäbe hineingeführt und einbetoniert wurden. Für die Versuchsreihe mit den eingebauten Federn wurde die Verankerung mittels Gewindestangen hergestellt, die einerseits in den ersten bzw. letzten Trog einbetoniert wurden, und an der anderen Seite mittels Ankerplatte und Mutter fixiert wurden. Die entsprechenden Ausführungen sind in Abb. 6.10 ersichtlich.

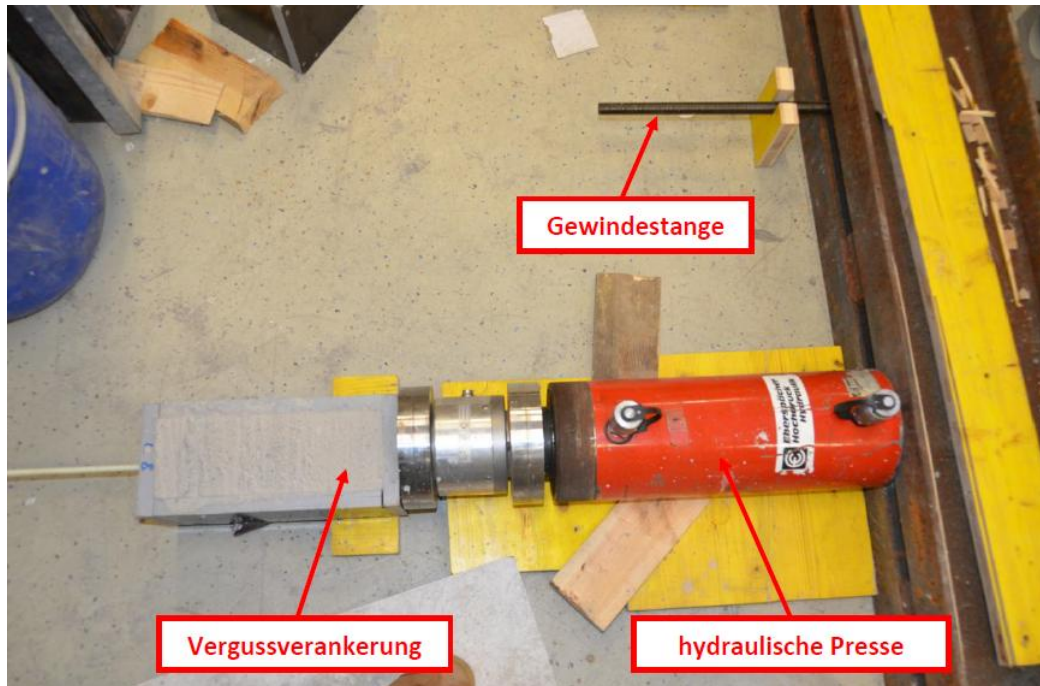


Abbildung 6.10: Pressen und Vergussverankerung

Einbringen des Vergussmörtels

Die Durchführung des Versuches erfolgte in zwei Schritten. Bei der ersten Versuchsdurchführung wurde ein zentrisches Zugglied eingebaut. Um die Versuchskörper auch noch für die zweite Versuchsdurchführung verwenden zu können, war es von Nöten eine Abschalung zu bauen, damit die Vergussstrecke lediglich den Bereich des zentrischen Zuggliedes umfasst. Dieser Bereich wurde im Anschluss mit einem Vergussmörtel ausgefüllt und so eine Verbundstrecke zwischen Verguss und Zugglied erstellt (siehe Abb.6.11). Zur Durchführung des zweiten Versuchsdurchganges am 02.06.2014 wurde, nachdem abermals die Zugglieder eingebaut wurden, das restliche Volumen vergossen. Nachdem die Zugglieder des ersten Versuchs in den Fugen getrennt wurden, konnte somit eine zweite Versuchsreihe mit den selben Versuchskörpern durchgeführt werden (Siehe Pkt. 6.5).

Messtechnik installieren

Nach dem Herstellen des Verbundes zwischen den Zuggliedern und den Fertigteiltrögen, wurde die Messtechnik auf den Versuchskörpern angebracht. Zur Messung der Kraft im System wurden in den Köpfen der hydraulischen Pressen Kraftmessdosen angebracht. Zur Messung der Verschiebungen wurden einerseits an jeder Fuge Weg-

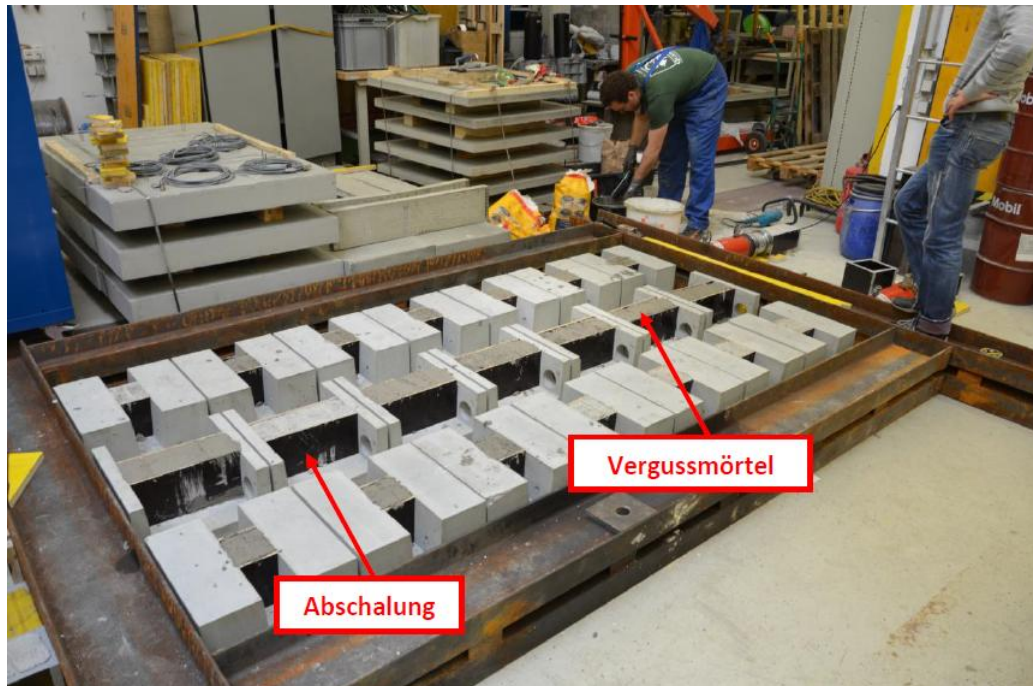


Abbildung 6.11: Herstellung des Verbundbereiches

aufnehmer vom Typ WI10 platziert, welche die Relativverschiebung der einzelnen Fugen messen und andererseits ein Wegaufnehmer vom Typ Solatron über die gesamte Länge des Versuchsaufbaus installiert, um die Gesamtverschiebung des Systems zu ermitteln (siehe Abb. 6.12).

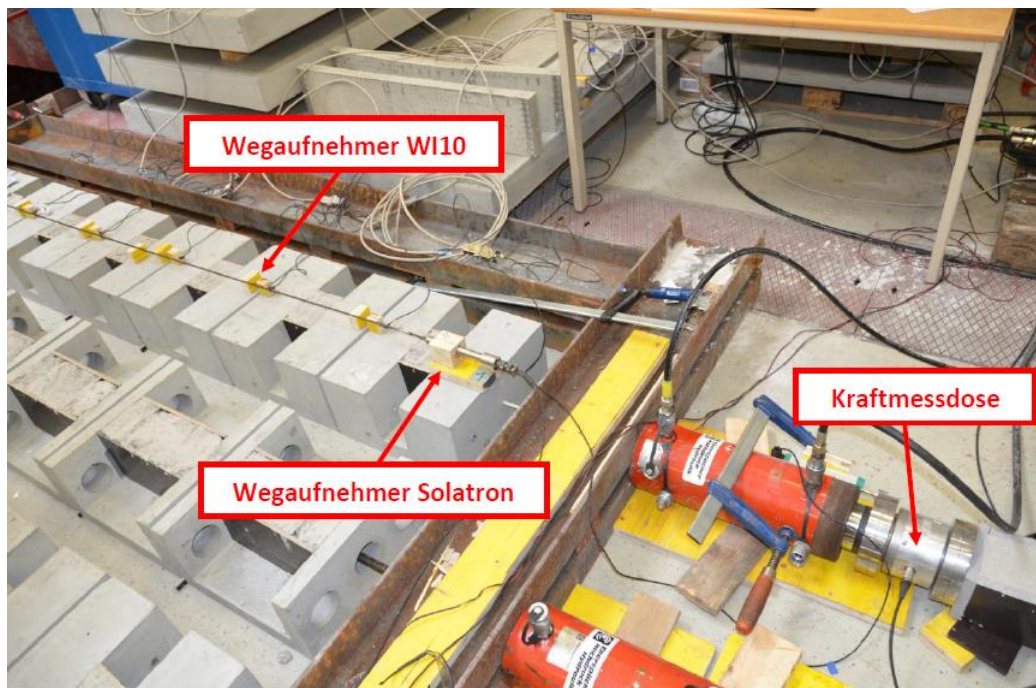


Abbildung 6.12: Messtechnik

6.5.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte an zwei unterschiedlichen Tagen (siehe Pkt. 6.5). Die hydraulischen Pressen wurden weggesteuert vorangetrieben, wobei mehrmals be- und entlastet wurde. Nachdem die erste Versuchsreihe erfolgreich getestet wurde, ist die Messtechnik abgebaut und an der zweiten Versuchsreihe angeordnet worden. Anschließend wurde das Systems erneut belastet. Die letzte Belastungsphase führte bei manchen Zuggliedern zum Versagen, wobei verschiedene Ursachen dabei ausgemacht werden konnten.

6.6 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Versuche sollen eine Auswahl der am besten geeigneten Zugglieder ermöglichen. Die eingebauten Zugelemente weisen allesamt unterschiedliche Steifigkeiten und Festigkeiten auf, wobei nicht nur diese zwei Parameter für die Auswahl relevant sind. Die Auswertung der einzelnen Versuche ist in den nachfolgenden Punkten ersichtlich und soll einen Überblick über die Entscheidungsfindung für das Zugglied geben, welches dann zu weiteren Untersuchungen in einen Großversuch eingebaut wird.

Basaltfaserstab Ø 6mm

Der Basaltfaserstab Ø6mm weist eine glatte Oberfläche auf (siehe Pkt. 6.3). Daher konnte von vornherein von einem schlechteren Verbundverhalten als bei den anderen Stäben ausgegangen werden. Während der Durchführung des Versuchs bestätigte sich diese Einschätzung. Das Versagen der Konstruktion erfolgte durch Ausziehen des Basaltfaserstabs aus dem Verankerungskörper. Infolge der glatten Oberfläche war es nicht möglich die auftretenden Kräfte über eine vertretbare Länge zu verankern. Aufgrund der geringen Steifigkeit der Elemente und des frühzeitigen Versagens infolge Ausziehens aus dem Verankerungsblock sind die Messergebnisse nicht von Bedeutung und werden deswegen auch nicht weiter betrachtet.

Basaltfaserstab Ø 8mm

Im Gegensatz zum Basaltfaserstab Ø6 mm werden die Stäbe mit Ø8 mm mit einer gerippten Oberfläche hergestellt. Dadurch können wesentlich günstigere Verbundeigenschaften erzielt werden. Die Durchführung des Versuchs erfolgte in mehreren Be-

6 KLEINVERSUCH

und Entlastungsphasen. In der ersten Belastungsphase wurde eine Fugenöffnung von ca. 1,00 mm je Fuge erreicht. Diese Fugenöffnung entspricht einer zum damaligen Zeitpunkt kalkulierten aufnehmbaren Fugenöffnung des Asphalts. Danach wurde die Konstruktion gänzlich entlastet, bis sich die Fugen wieder größtenteils vollständig geschlossen hatten. Dieser Vorgang wurde noch einmal wiederholt. In der dritten Belastungsphase wurde die Konstruktion bis zum Versagen belastet. Das Versagen trat dann schlagartig durch Bruch der Zugglieder ein. Die Fugenöffnung zum Zeitpunkt des Versagens betrug 5mm, wobei dieser Wert ein Vielfaches der tatsächlich auftretenden Verformungen entspricht. Das entsprechende Kraft- Verformungsdiagramm ist in Abb. 6.13 dargestellt.

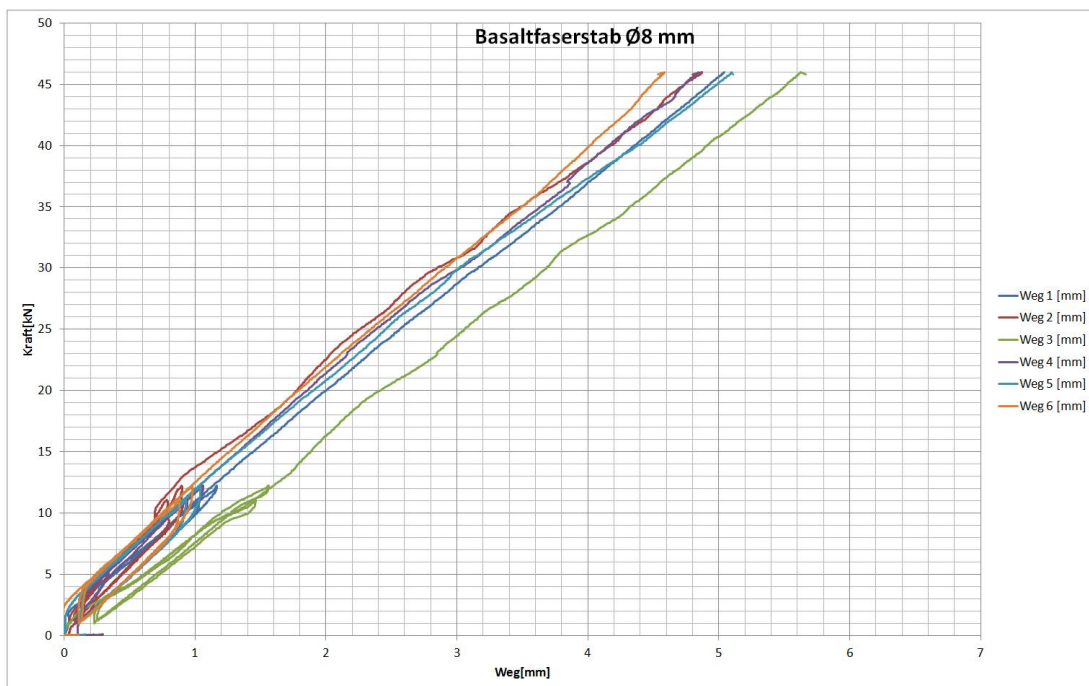


Abbildung 6.13: Kraft-Verformungsdiagramm Basaltfaserstab Ø8mm

Glasfaserstab Ø 8mm

Das Verhalten des Glasfaserstabs ähnelt dem des Basaltfaserstabes sehr. Wie der Basaltfaserstab besitzt auch dieser Stab eine gerippte Oberfläche, wodurch sich sehr gute Verbundeigenschaften erzielen lassen. Des Weiteren besitzen Glasfaserstäbe Steifigkeiten, die denen der Basaltfaserstäbe annähernd gleichen (Verhältnis ca. 1:1). Entsprechende Ähnlichkeiten sind deshalb in den Ergebnissen erkennbar. Der Versuchsablauf gliedert sich wieder in zwei Be- und Entlastungsphasen, mit anschließender Belastung bis zum Bruch. Die Messdaten sind im Kraft- Verformungsdiagramm in Abb.6.14 dargestellt. Während der Messungen kam es zu leichten

6 KLEINVERSUCH

Schwankungen der Messdaten, was auf störende Einflüsse während der Versuchsdurchführung infolge gleichzeitig ablaufender Versuche im Labor zurückzuführen ist. Nichtsdestotrotz sind die Messdaten verwendbar, da ein eindeutiger Trend zu erkennen ist. Das Versagen trat auch hier wieder schlagartig durch Bruch des Zuggliedes ein.

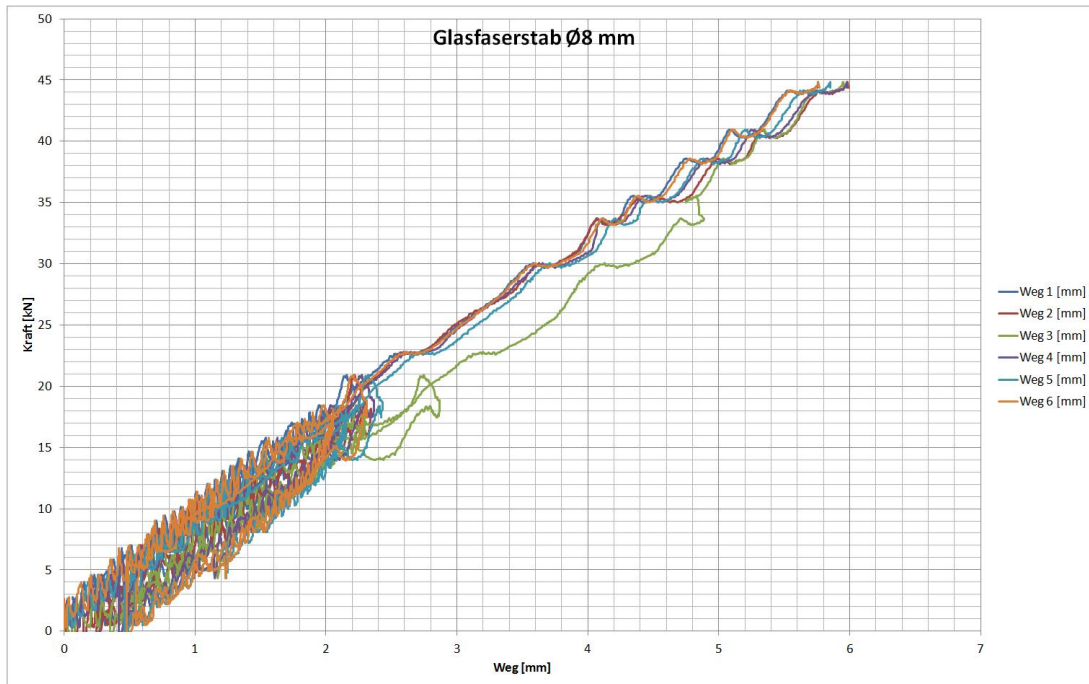


Abbildung 6.14: Kraft-Verformungsdiagramm Glasfaserstab Ø8mm

Niro-Seil Ø 5mm

Aufgrund der geringen Querschnittsfläche der Niro-Seile wurde eine sehr weiche Konstruktion erstellt. Die Fugen öffneten sich bereits unter geringer Belastung, wobei infolge der geringen Steifigkeit ein merklicher Einfluss der Reibung vorhanden ist. Zu erkennen ist diese vor allem an dem Versatz der einzelnen Kurven im Kraft-Verformungsdiagramm. Dies ist bedingt durch die Tatsache, dass erst die Reibung überwunden werden muss, um die Fertigteile in Bewegung zu bringen. In Abb. 6.15 ist das entsprechende Kraft- Verformungsdiagramm dargestellt.

6 KLEINVERSUCH

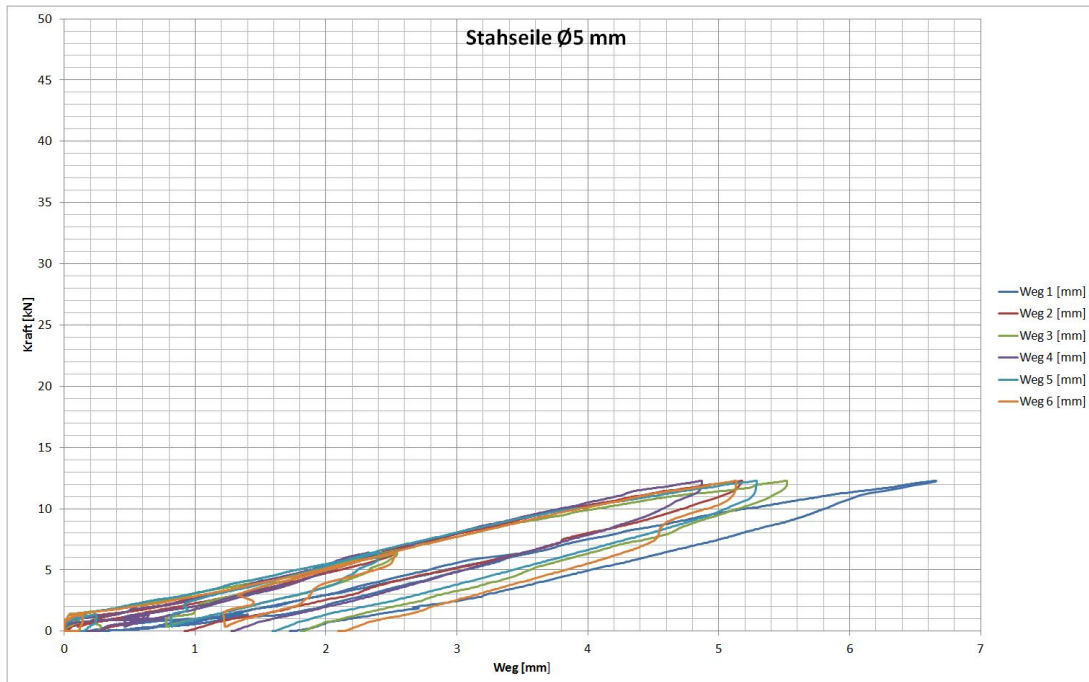


Abbildung 6.15: Kraft-Verformungsdiagramm Niro-Seil $\varnothing 5\text{mm}$

Federn 1 Stück

Der erste Versuchsdurchgang mit eingebauten Federn erfolgt mit einer mittig angeordnete Feder. Dieses System wies eine so geringe Steifigkeit auf, dass aufgrund der großen Öffnungsweiten der Fugen, bereits bei sehr kleinen Belastungen die Messdaten erheblich schwankten. In diesem Fall sind die Messdaten ohne Bedeutung und werden ebenfalls wie beim Basaltfaserstab $\varnothing 6\text{mm}$ nicht weiter betrachtet.

Federn 3 Stück

In dem zweiten Versuchsdurchgang mit Federn wurden 3 Reihen nebeneinander eingebaut und das System getestet. In diesem Fall war die Steifigkeit noch immer sehr gering, jedoch konnten die Messdaten nun entsprechend ausgewertet werden. Zu sehen ist auch hier der Einfluss der Reibung. Während der Belastungsphase muss jeder Fertigteiltrog die Reibung überwinden, um in Bewegung zu geraten. Je weiter hinten der Trog angeordnet ist, umso mehr Eigengewicht des Systems wird aktiviert. Infolge dessen muss umso mehr Reibung überwunden werden. Dadurch "springen" die hinteren Fertigteile erst wesentlich später an, als die im vorderen Bereich angeordneten Tröge. Während der Entlastungsphasen kehrt sich diese Problematik um. In dieser Phase reagieren die hinteren Tröge als Erstes auf die Belastungsänderung, wäh-

6 KLEINVERSUCH

renddessen die vorderen Tröge als Letztes reagieren. Im Kraft- Verformungsdiagramm macht sich dieses Verhalten in einem Versatz der einzelnen Kurven der Messdaten pro Fuge bemerkbar. In Abb. 6.16 ist das entsprechende Kraft- Verformungsdiagramm dargestellt.

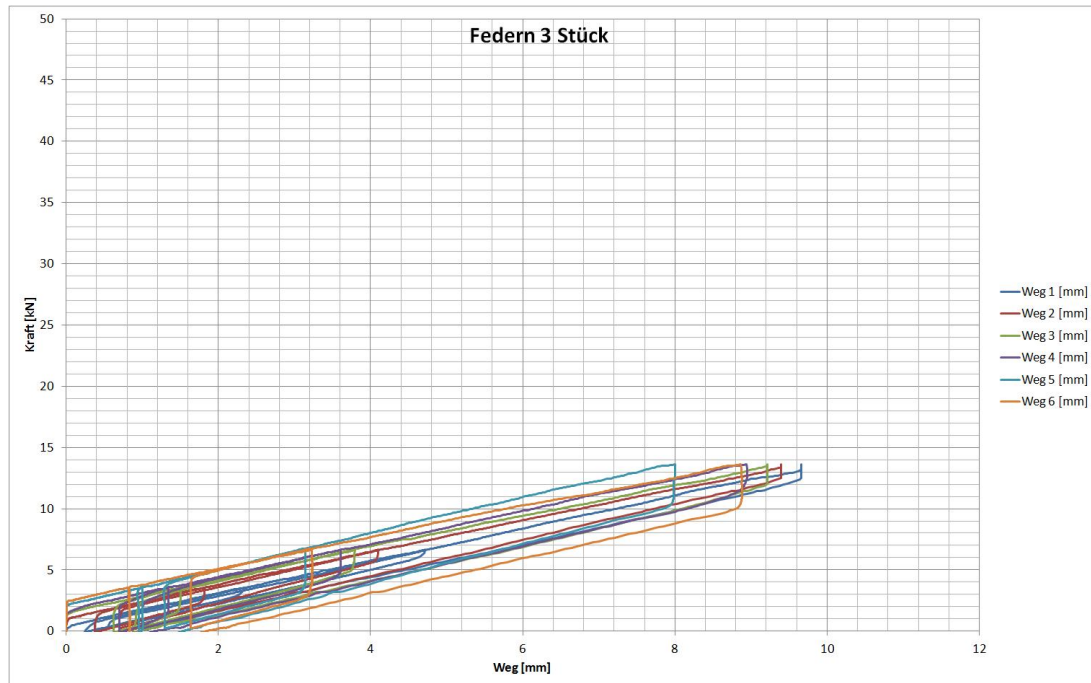


Abbildung 6.16: Kraft-Verformungsdiagramm Federn

6.7 Zusammenfassung

Die Durchführung der Kleinversuche lieferte wertvolle Erkenntnisse zur weiteren Vorgehensweise in Bezug auf die Herstellung und Durchführung des Großversuchs. Aufgrund der vorhandenen Messdaten konnte gleich vorab die Verwendung einiger Zugglieder ausgeschlossen werden. Unter anderem auch die Verwendung von Federn, da diese einerseits aufgrund des aufwendigen Herstellungsprozesses sehr teuer sind, sowie andererseits eine zu geringe Steifigkeit für die Konstruktion aufweisen. Durch diese weichen Elemente wird die Kraft in den Zuggliedern so gering gehalten, sodass sich ein Großteil der Kraft im System in den Asphalt umlagert und dort zu Schädigungen führen kann (siehe Pkt. 7.2). Außerdem ist der Einfluss der Reibung bei derart weichen Systemen nicht zu unterschätzen, da dieser zu einer unregelmäßigen Öffnung der Fugen führen kann, wodurch die Belastung in einzelnen Fugen die Belastungsgrenze überschreiten kann. Unter diese weichen Konstruktionen fallen

6 KLEINVERSUCH

unter anderem auch die Stahlseile, weshalb diese Elemente ebenfalls als Zugglieder ausgeschlossen wurden. In weiterer Folge wurden die Basaltfaserstäbe und die Glasfaserstäbe als ideale Zugglieder identifiziert, und für die weiteren Versuchsdurchführungen am Großversuch in Betracht bezogen. Für diese beiden Produkte wurden anschließend Angebote eingeholt, um als weitere Entscheidungsgrundlage auch die Wirtschaftlichkeit in Betracht zu ziehen. Auf Basis dessen fiel schlussendlich die Wahl auf die Verwendung von Glasfaserstäben für den Großversuch, da dieses Produkt das Anforderungsprofil am besten erfüllte.

Teil III

Durchführung eines Großversuches

7 Herstellung und Durchführung eines Großversuchs

Auf Basis der Versuchsergebnisse im Kleinversuch wurde die Planung für den Bau des Prototypen durchgeführt. Die Herstellung erfolgte am Betriebsgelände der Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp, welche des öfteren vom Institut für Tragkonstruktionen genutzt wird. Einige bestehende Bauteile vorangegangener Versuche, wie z.B. die Fundamente, konnten für den Bau des Prototypen verwendet werden. In Anbetracht des straffen Zeitplans wurde gleich nach der Fertigstellung der Kleinversuche mit der Herstellung der Fertigteiltröge begonnen, da diese eine gewisse Vorlaufzeit benötigen. In den nachfolgenden Kapiteln wird auf die Überlegungen zum Bau des Prototypen, sowie anschließend auf die Herstellung, den Einbau und die Versuchsdurchführung eingegangen.

Der Ablauf des Großversuches gliedert sich in folgende Abschnitte:

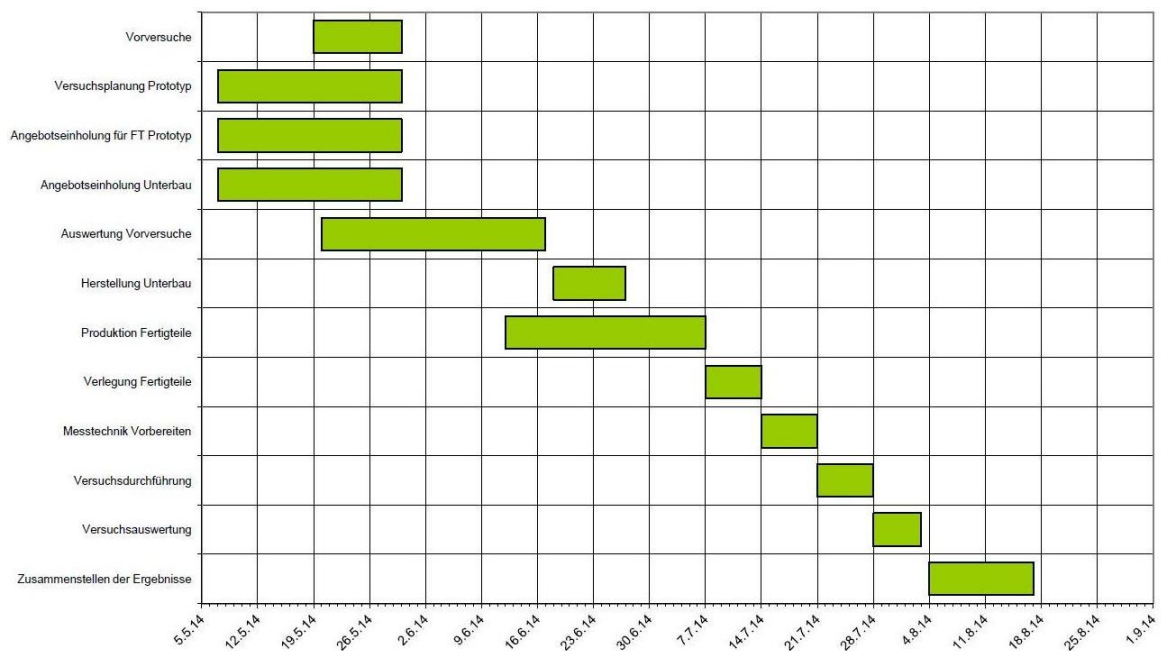


Abbildung 7.1: Zeitplan Großversuch

7.1 Allgemeines

Beim Bau des Prototypen werden reale Bedingungen simuliert. Infolge verschiedener Beanspruchungen des Brückentragwerks, wie z.B. Schwinden und Kriechen, Temperatur, etc. (siehe Pkt. 2.3.2) kommt es zu Längenänderungen des Brückenoberbaus. Die Fahrbahnübergangskonstruktion soll in der Lage sein, diese Längenänderungen aufzunehmen und entsprechend über die Länge abzubauen. Die Abmessungen der Fertigteiltröge in ihrer Breite und Höhe werden gegenüber dem Kleinversuch nicht geändert. Die Anzahl der Elemente die hintereinander angeordnet werden, ergibt sich aus der Forderung bedingt durch die Asphaltdeckschicht, dass sich die einzelnen Fugen jeweils nur 1,20 mm öffnen sollen. Bei einer vorgegebenen Verschiebung des Brückenendes von 2,40 cm ergeben sich somit 20 hintereinander angeordnete Fertigteiltröge.

7.2 Einfluss des Asphalts

Im Endzustand befindet sich über der Fahrbahnübergangskonstruktion eine durchgehende Asphaltdecke. Die Steifigkeit des Asphalts hat wesentlichen Einfluss auf die Größenordnung der Zuggliedbelastung, wobei im Allgemeinen die Steifigkeit sehr stark von der Zeit und der Temperatur abhängig ist. Bei tiefen Temperaturen kann der E-Modul rapide ansteigen, wohingegen bei hohen Temperaturen der Asphalt in einen sehr weichen Zustand übergeht. Des Weiteren besitzt der Asphalt ein ausgeprägtes Relaxationsverhalten, wodurch die tatsächliche Belastung in der Konstruktion sehr stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt. Aus diesem Grund wurde am Institut für Verkehrswissenschaften der TU Wien das Verhalten des Asphalts unter verschiedenen Temperaturbeanspruchungen und Belastungsgeschwindigkeiten getestet, um die zulässige Beanspruchung unter realen Bedingungen zu ermitteln. Als Asphaltmischung wurde ein Standardasphalt AC 22 binder für zweischichtige Fahrbahnaufbauten auf Brücken herangezogen, um eine durchgehende Fahrbahn gewährleisten zu können. In Tabelle 7.1 sind die vom Institut für Verkehrswissenschaften durchgeführten Versuche aufgelistet. Der Parameter β_{z_i} beschreibt darin die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit und Temperatur [23].

Versuch	Parameter	Versuchsbedingungen
Einaxialer Kältezugversuch (UTST)	β_{z1}	$\epsilon_1 = 0,016 \text{ mm/s}$
Einaxialer Kältezugversuch (UTST)	β_{z2}	$\epsilon_2 = 0,0016 \text{ mm/s}$
Einaxialer Kältezugversuch (UTST)	β_{z3}	$\epsilon_3 = 0,00016 \text{ mm/s}$
Relaxationsversuch (RT)	T	$0,75 \cdot \beta_{z1}$
Relaxationsversuch (RT)	T	$0,50 \cdot \beta_{z1}$
Relaxationsversuch (RT)	T	$0,35 \cdot \beta_{z1}$

Tabelle 7.1: durchgeführte Asphaltversuche [23]

7.2.1 Bestimmung der Asphalteigenschaften

Bestimmung des temperatur- und frequenzabhängigen E-Moduls

Um die Steifigkeiten des Asphalts in Abhängigkeit der Temperatur und der Frequenz der Belastung zu ermitteln, werden üblicherweise Zug- Druckversuche an zylindrischen Probekörper unter einer sinusförmiger Belastung durchgeführt. Um ein aussagekräftiges Ergebnis zu erhalten, wird einerseits die Frequenz der Belastung sowie die Temperatur bei der Versuchsdurchführung variiert. Das Ergebnis der Versuche ist der Erhalt eines temperaturabhängigen E-Moduls in einem breiten Frequenzbereich.

Bestimmung der Kältezugfestigkeit des Betons [23]

Beim Kältezugversuch nach ÖNORM EN 12697-46 [32] wird der Probekörper unter konstanter Temperatur mit einer vordefinierten Dehnrates bis zum Bruch beansprucht. Als Ergebnis erhält man die Bruchdehnung sowie die Bruchspannung.

Fugenöffnung	1,20 mm / Fuge
Bezugszeitraum (prognostiziert)	14,0 Tage
Bezugslänge	40,0 cm (Fugenabstand)
Dehnungsrate	$2,5 \cdot 10^{-3} \mu\text{m/m} \cdot \text{s}$

Um den Einfluss der Temperatur zu ermitteln, wurde dieser Versuch unter vier verschiedenen, konstant gehaltenen Temperaturen (-20°C , -10°C , 0°C , $+10^\circ\text{C}$) durchgeführt. Prinzipiell ist festzuhalten, dass die Bruchspannung und Bruchdehnung mit abnehmender Temperatur abnimmt, und mit abnehmender Dehnrates zunimmt. Die Ergebnisse sind in Abb. 7.2 ersichtlich.

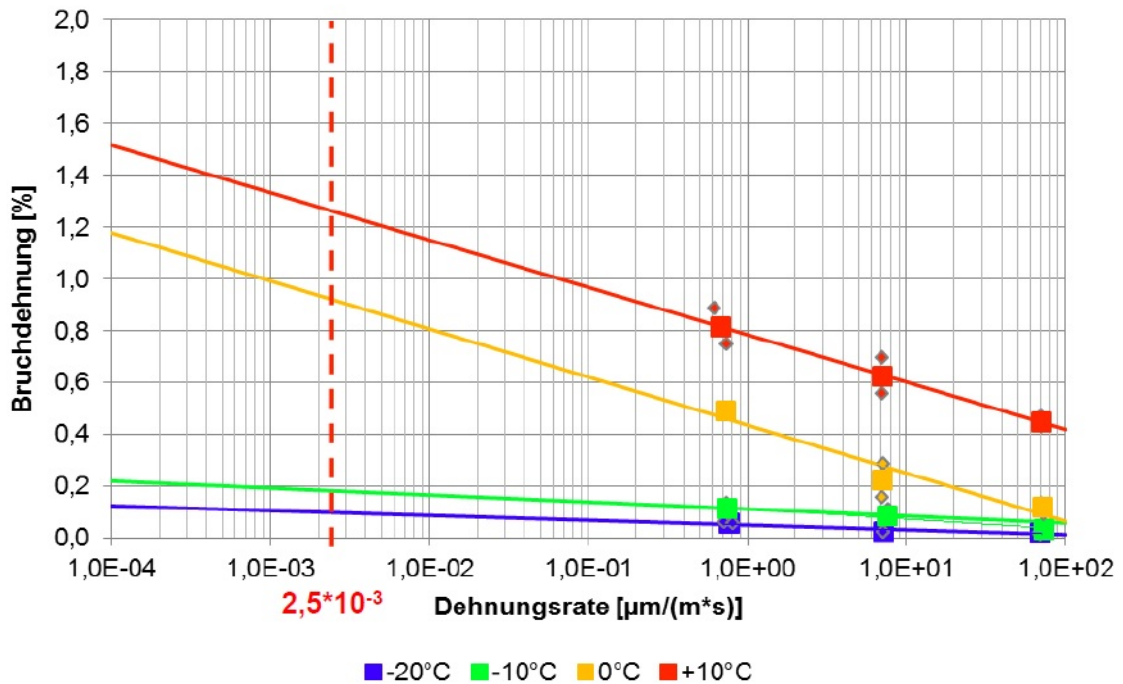


Abbildung 7.2: Ergebnisse Kaltzugversuch [23]

Durch Verbinden der gemessenen Werte lässt sich ein linearer Zusammenhang erkennen. Die Kurve kann somit leicht extrapoliert werden. Für das vorliegende Projekt sind die von der Norm für die Prüfung geforderten Dehnungsraten in das Diagramm eingetragen. Aus der extrapolierten Tabelle lassen sich die gesuchten Werte ermitteln.

Bestimmung des Relaxationsverhaltens [23]

Ausgehend von den Kältezugsversuchen wurden anschließend Relaxationsversuche durchgeführt. Beim Relaxationsversuch wird einem Probekörper bei konstant gehaltener Temperatur spontan eine vordefinierte Dehnung eingeprägt. Diese Dehnung wird über die im Kältezugsversuch erhaltene Zugspannung ermittelt, und variiert zwischen $0,35 \cdot \beta_{z1}$ - $0,75 \cdot \beta_{z1}$. Während des Versuches wird die Dehnung konstant gehalten. Durch verschiedene Vorgänge entspannt sich der Prüfkörper über die Dauer des Versuches, wodurch die anfangs eingeprägte Spannung abfällt. Dieser Prozess ist ebenfalls stark abhängig von der Temperatur, wobei bei höheren Temperaturen ein stärkeres Relaxationsverhalten des Asphalts zu beobachten ist. Der Versuch wird solange durchgeführt, bis nur mehr 36,8% der Anfangsspannung vorhanden ist (siehe Abb. 7.3).

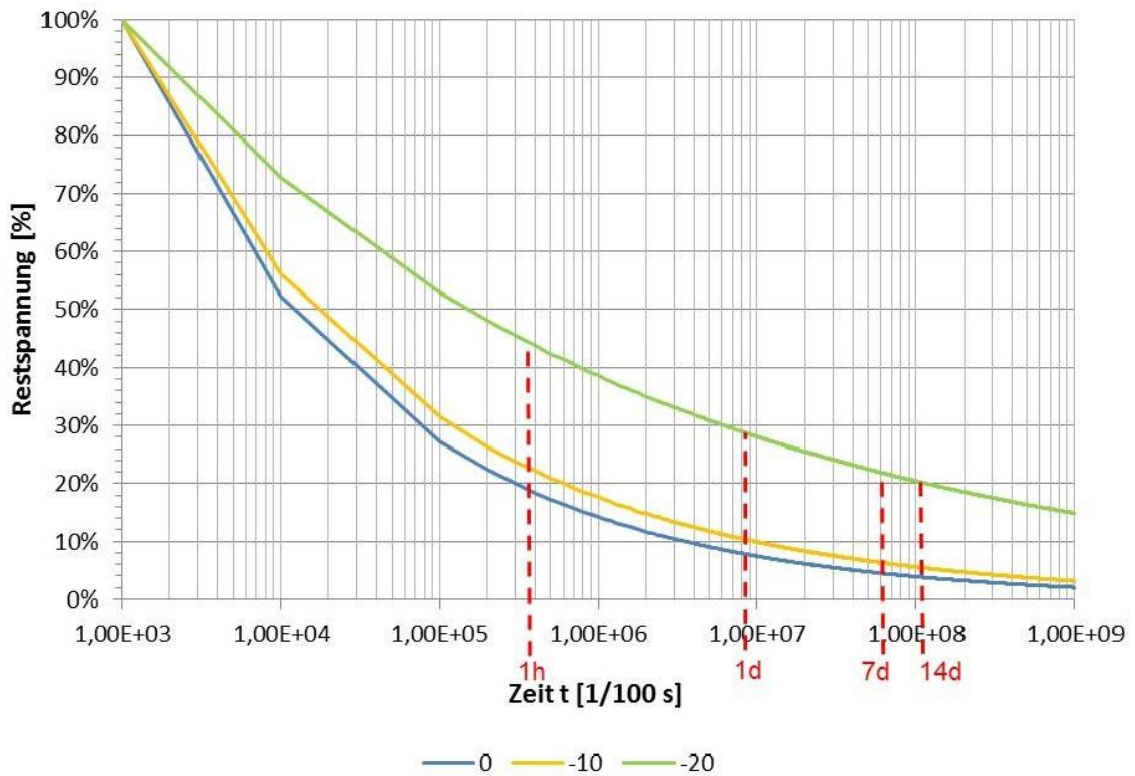


Abbildung 7.3: Relaxationsversuche [23]

7.2.2 Ermittlung der Kräfteverteilung

Für weitere Berechnungen ist es von Nöten, eine Abschätzung über die Beanspruchung in der Asphaltdeckschichte zufolge einer gleichmäßigen Fugenöffnung zu geben. Ausgehend von den Versuchsergebnissen zur Bestimmung des temperatur- und frequenzabhängigen E-Moduls kann eine Kurve in der Form einer Polynomfunktion vierten Grades an die in dem Versuch ermittelten Werte angenähert werden (siehe Abb. 7.4). Somit ist es möglich den zugehörigen E-Modul für den gesamten Temperaturbereich anzugeben. Um einen repräsentativen Wert für die Belastung im Zugglied für eine Abkühlung der Temperatur von T_1 auf T_2 in einem Zeitraum von Δd zu erhalten, wird für jeden Temperaturschritt eine Spannung im Asphalt ermittelt, bzw. über die Fläche aufintegriert, sodass eine resultierende Kraft in der Asphaltschicht ermittelt werden kann. Je kleiner die Temperaturschritte desto genauer sind die Ergebnisse. Geht $\Delta T \rightarrow 0$ kann die Fläche unterhalb der Kurve einfach mit einem Integral beschrieben werden. Somit gliedert sich die weitere Berechnung wie folgt:

7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

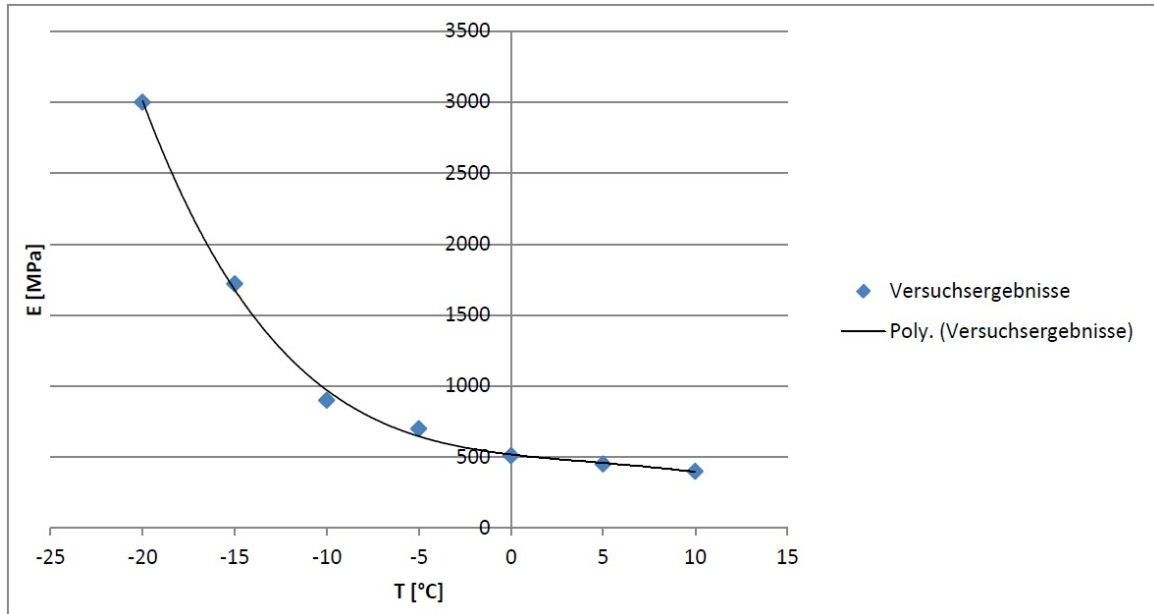


Abbildung 7.4: temperaturabhängiger E-Modul im maßgebenden Frequenzbereich

$$E_{(T)} = 0,0038 \cdot T^4 - 0,1337 \cdot T^3 + 1,2788 \cdot T^2 - 15,39 \cdot T + 518,55 \quad (7.1)$$

$$F_i = A \cdot \epsilon \cdot E_i \quad (7.2)$$

$$F_{Asphalt} = A \cdot \epsilon \cdot \int_{T_2}^{T_1} E_{(T)} dT \quad (7.3)$$

Für eine Abkühlung einer Fläche von 1500cm^2 (Dicke der Asphaltdecke $d = 15\text{ cm}$, Breite $b = 100\text{ cm}$) von $T_1 = 10^\circ\text{C}$ auf $T_2 = -20^\circ\text{C}$ in einem Bezugszeitraum von $\Delta d = 14$ Tage ergibt sich die resultierende Kraft in der Asphaltdecke zu $F_{Asphalt} = 440\text{ kN/m}$

Für die Ermittlung der Kraft in den Zuggliedern ist eine einfache temperaturunabhängige Berechnung durchzuführen. Die Kraft im Zugelement ergibt sich somit zu:

$$F_{Zugglied} = E_Z \cdot \epsilon \cdot A_z \quad (7.4)$$

7.2.3 Wahl des Zugliedes

Für die Wahl des Zugliedes ist einerseits der Forderung nach einer weichen Konstruktion, andererseits der Tatsache, dass der Asphalt nur eine begrenzte Belastung aufnehmen kann, Rechnung zu tragen. In den Vorversuchen wurden den Glasfaserstäben und den Basaltfaserstäben gute Eigenschaften bzgl. ihres Verhaltens beim Einbau in die neue Konstruktion nachgewiesen. Die Dimensionierung der Stäbe erfolgt unter der Annahme, dass das Kräfteverhältnis in den Zugelementen und in der Asphaltdeckschicht annähernd gleich sein soll. Dadurch ergibt sich aus Sicht der Erfinder eine ausgewogene Bemessung. Einerseits wird so gewährleistet, dass die Spannungen in der Asphaltdeckschicht nicht zu groß werden, andererseits ist die Steifigkeit der Zugelemente weiterhin so ausgelegt, dass eine gleichmäßige Öffnung der Fugen vorausgesetzt werden kann.

Auf Basis dessen wurde ein Glasfaserstab $\varnothing 25/25$ als Zugglied gewählt. Die entsprechenden Querschnitts-, und Materialkennwerte sind in Tab. 7.2 ersichtlich.

Außendurchmesser	D_A	25	mm
Spannungsquerschnitt	A_S	350	mm ²
Zugfestigkeit	$f_{tk,min}$	1000	N/mm ²
Nennlast	F_{min}	350	kN
Zug E-Modul	E_{min}	60	GPa
Gewicht	W	0,90	kg/m

Tabelle 7.2: Kennwerte des verwendeten Zugliedes

7.2.4 weitere Überlegungen zum Asphalt

Neben der Beanspruchung durch Relativverschiebung der Fertigteilelemente untereinander ist der Asphalt weiteren Belastungen unterworfen. Allen voran ergeben sich durch den Verkehr höherfrequente Belastungen, die infolge der Fugenüberbrückung Biegezugspannungen an der Unterseite der Asphalttschichte erzeugen. Ein weiterer Lastfall ist bedingt durch äußere Temperaturschwankungen, die eine Zwangsbeanspruchung in der Asphalttschichte hervorrufen. Weiterführende Untersuchungen zu den Belastungen der Asphalttschichte wurden am Institut für Verkehrswissenschaften der TU Wien durchgeführt. Unter anderem wurden hier auch FE-Berechnungen vorgenommen, wobei eindeutig die Belastung infolge Öffnen der Fugen als maßgebende Belastung identifiziert werden konnte. Trotzdem ist es wichtig alle Lastfälle

zu berücksichtigen und entsprechend zu kombinieren, um so die maßgebende Bemessungssituation zu erhalten.

Um die Belastungen der Fahrbahn besser aufnehmen zu können, wurden am Institut für Verkehrswissenschaften Varianten für die Ausführung der Fahrbahn entwickelt. Für die Errichtung der Fahrbahn über dem Prototypen, die im Anschluss an die ersten Versuche geplant ist, wurde als Aufbau eine Variante mit Asphalteinlage gewählt. Diese Asphalteinlage kann als Vlies, Gitter oder als Kombination von beidem bewerkstelligt werden und dient der Aufnahme von Zugkräften und der Reduktion von Spannungen. Dadurch ist es möglich, frei werdende Kräfte aufzunehmen, die durch eventuell an der Unterseite der Fahrbahn entstehende Risse auftreten. Infolge dessen kann eine Rissentwicklung bis an die Oberfläche der Fahrbahn unterbunden werden. Der entsprechende Aufbau ist in Abb. 7.5 dargestellt.

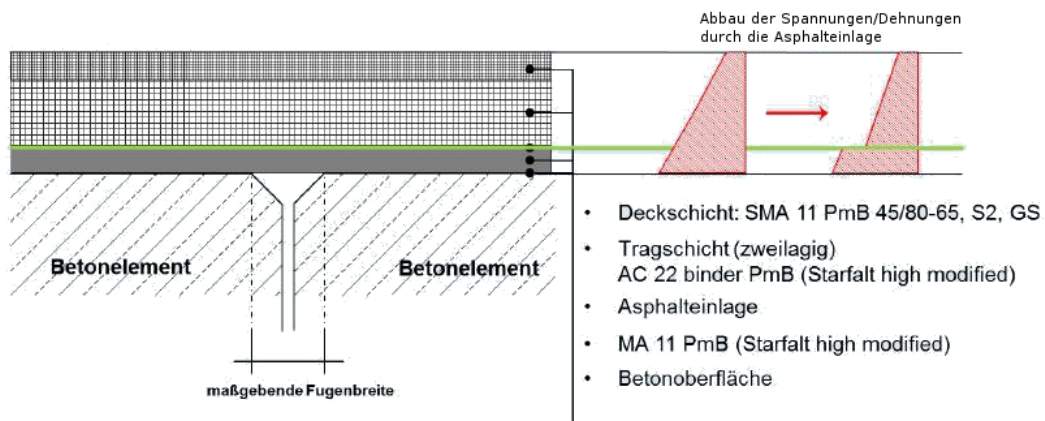


Abbildung 7.5: Fahrbahnaufbau mit Asphalteinlage [23]

7.3 Versuchsvorbereitungen

7.3.1 Allgemeines

Die Durchführung des Versuches erfolgt am Betriebsgelände der Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp. Der Prototyp wird dabei zwischen den dort bestehenden Fundamenten vorangegangener Versuche angeordnet. Diese fungieren in weiterer Folge als Ankerblöcke für die Zuelemente. Um sich einen Überblick über die tatsächlichen Platzverhältnisse zu schaffen, wurde vorab das Gelände besichtigt und der Bereich zwischen den Fundamenten vermessen. Aufgrund des z.T. unebenen Geländes war es

7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

von Nöten eine ebene Ausgleichsschicht herzustellen, damit keine unerwünschten Randeinflüsse auf den Versuch einwirken.

Die Abmessungen der Fertigteiltröge bleiben gegenüber dem Kleinversuch weitestgehend gleich. Lediglich die Breite der Fertigteile wird vergrößert, um einen realen Fahrbahnübergang zu simulieren. Die tatsächliche Breite richtet sich dabei nach den Platzverhältnissen vor Ort. In Abb. 7.6 sind die Anordnung und die Abmessungen der Fertigteiltröge dargestellt.

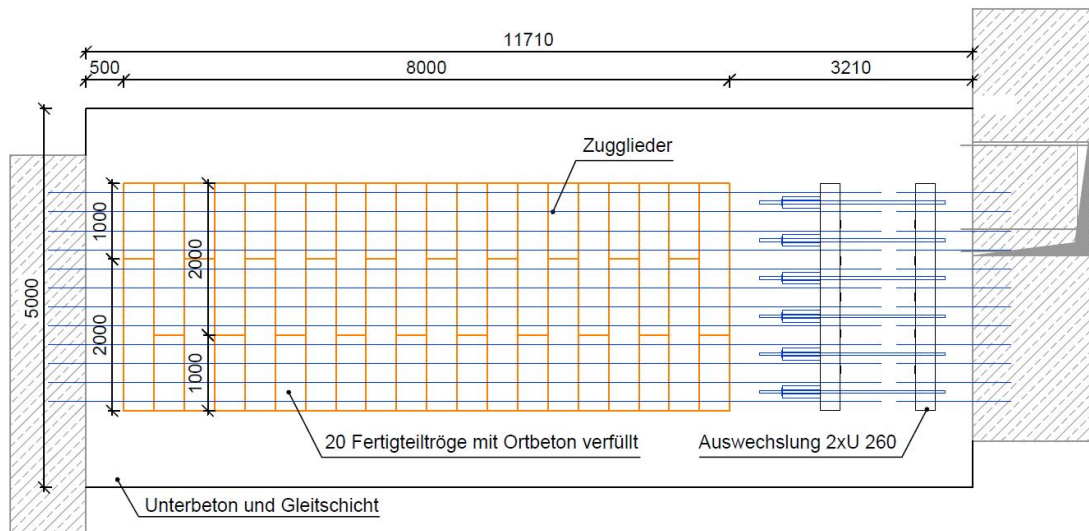


Abbildung 7.6: Versuchsanordnung

7.3.2 Fertigteiltröge

Die Fertigteiltröge sind gleich nach Beendigung der Kleinversuche in Auftrag gegeben worden. Produziert wurden sie im Werk der Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp. Dies hat den Vorteil, dass kein Antransport der Fertigteile von Nöten ist, was gleichbedeutend ist mit einer Kostenreduktion. Hergestellt wurden, wie in Pkt. 7.3.1 angeführt, 20 Stk. Tröge mit einer Länge von 2,00 m und 20 Stk. Tröge mit einer Länge von 1,00m. Für die Einbringung der Zugglieder wurden entsprechend große Hüllrohre eingelegt. Die Herstellung erfolgte im Verlauf mehrere Tage. Um Materialkosten zu sparen wurde jeweils eine Schalung für die beiden Typen der Fertigteiltröge hergestellt. Danach erfolgte einmal am Tag die Betonage von einem Versuchskörper/Typ. Am nächsten Tag wurde ausgeschalt und die darauffolgende Betonage in der selben Schalung durchgeführt. Als Bewehrung wurden in die Tröge Bewehrungskörbe und Längseisen eingelegt. Die Schalungs- und Bewehrungspläne der beiden Typen von Fertigteiltrögen sind in Anhang A.3 ersichtlich.

7.3.3 Messtechnik

Gleich wie beim Kleinversuch werden bei der Durchführung des Großversuchs zahlreiche Messungen von Kraft und Verformung durchgeführt. Dafür wird wiederum umfangreiche Messtechnik auf der Versuchskonstruktion angeordnet. In Tab. 7.3 ist die verwendete Messtechnik aufgelistet. Zur Messung der Kraft wurden Kraftmessdosen direkt am Pressenkopf der hydraulischen Pressen angeordnet. Zur Messung der Verschiebungen werden Wegaufnehmer verwendet, welche auf dem Prinzip der Induktivität basieren. Während der Messung werden die Signale der einzelnen Messungen an die Messstation übermittelt und dort gleich in die entsprechenden Einheiten umgerechnet. So kann der Verlauf der Messungen am Laptop vor Ort mitverfolgt werden.

Bezeichnung	Messung	Messtechnik
SOLATRON 1-3	Länge [mm]	induktiver Wegaufnehmer
WI 1- WI 23	Länge [mm]	induktiver Wegaufnehmer
Kraftmessdose 1-6	Kraft [kN]	Ringkraftmessdose 1000kN

Tabelle 7.3: Messtechnik Großversuch

7.4 Versuchsaufbau

Aufgrund des straffen Zeitplans wurde mit dem Versuchsaufbau alsbald nach Abschluss des Kleinversuchs begonnen. Der Bauzeitplan ist in Abb. 7.1 ersichtlich. Um die geplante Erstbelastung des Systems am 15.07.2014 durchführen zu können, war eine Fertigstellung mit 14.07.2014 angedacht. Dieser Zeitplan konnte schlussendlich auch eingehalten werden.

7.4.1 Herstellung des Unterbaus

Der erste Schritt des Versuchsaufbaus bestand in der Erstellung eines Unterbaus, um eine ebene, glatte Oberfläche zu erhalten. Dazu wurde die Fa. Swietelsky mit der Herstellung beauftragt. Am 24.06.2014 wurde die Bodenplatte gegossen und anschließend der Unterbau flügelgeglättet, um eine glatte Oberfläche zu erhalten. In Abb. 7.7 ist die Bearbeitung der Oberfläche mit einem Flügelglätter dargestellt.

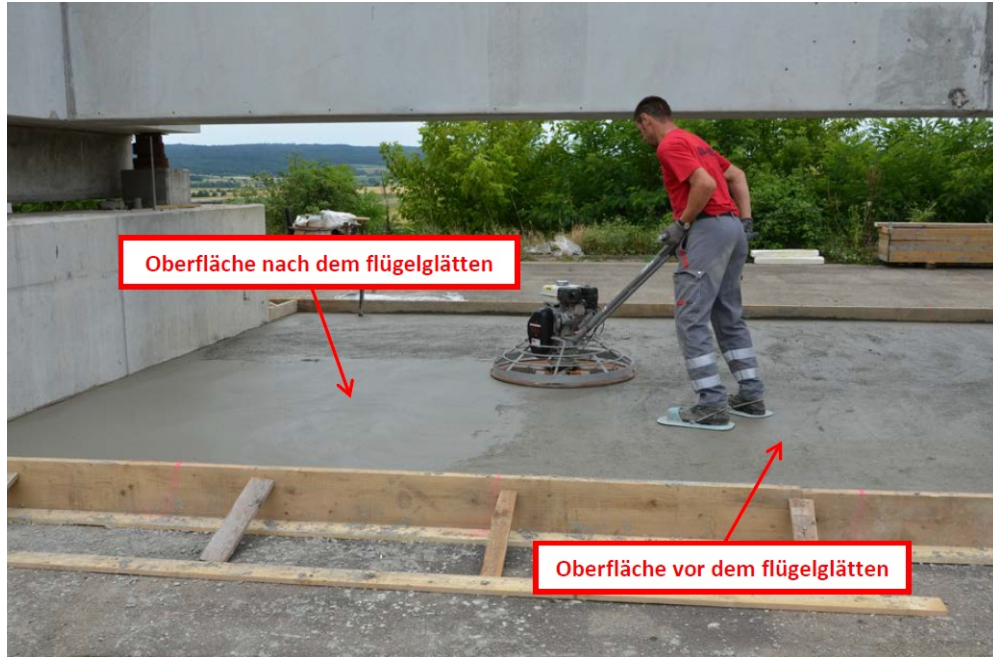


Abbildung 7.7: Herstellung der Gleitschicht

7.4.2 Bohren der Verankerungen

Um die Zugglieder für die Versuchsdurchführung entsprechend verankern zu können, werden sie eingebohrt und eingeklebt. Die Bohrung erfolgte gleich nach der Herstellung des Unterbaus. Nach dem Bohren wurde das Bohrloch, durch Ausblasen mit Druckluft und Reinigen mit einer eigens dafür vorgesehenen Bürste, von möglichem Staub befreit und so für das Einkleben vorbereitet.

7.4.3 Auflegen der Fertigteiltröge

Im Anschluss an die Bohrlochherstellung wurde der Unterbau gereinigt, um mögliche Reibwiderstände während der Versuchsdurchführung zu minimieren. Auf die gereinigte Oberfläche wurden die Fertigteile eingehoben und in ihre endgültige Lage gebracht. Um die richtige Lage der Fertigteile gewährleisten zu können, wurden Holzleisten montiert, die als Randbegrenzung des Versuchs fungierten. Die Versuchskörper wurden mit einem Versatz angeordnet, d.h. es wurden in jede Reihe ein Fertigteiltrög mit 2m Länge und ein Fertigteiltrög mit 1m Länge jeweils abwechselnd angeordnet. Die Anordnung der Tröge erfolgte größtenteils fugenlos, sodass die Versuchskörper direkt aneinander gelegt werden konnten. In Abb. 7.8 ist der Versatzvorgang ersichtlich. Nach dem Versetzen der Körper wurde ihre Lage noch einmal überprüft und etwaig vorhandene Fehlstellungen korrigiert.

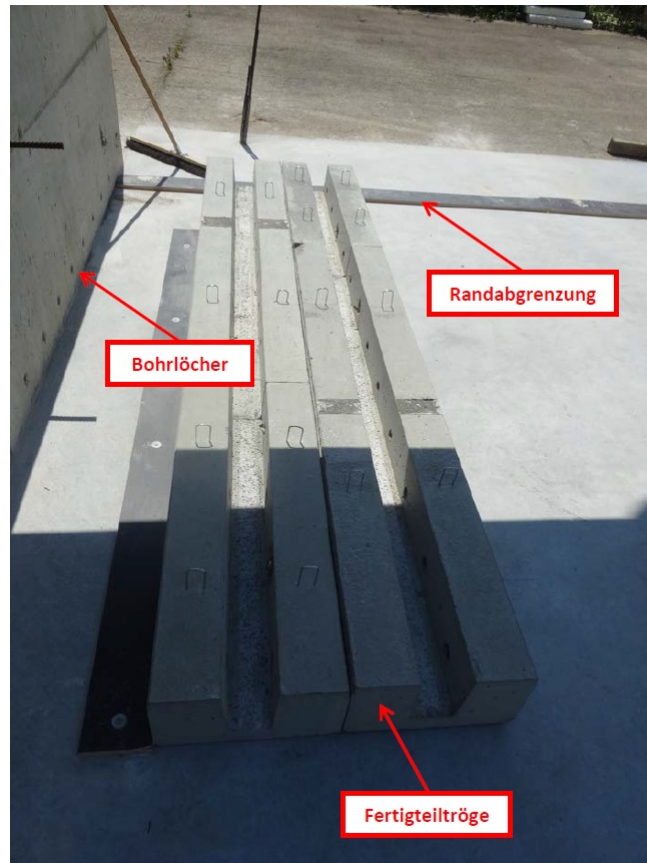


Abbildung 7.8: Versetzen der Fertigteiltröge

7.4.4 Einbringen und Einkleben der Zugglieder

Das Einbringen der Zugglieder war mit einigen Unannehmlichkeiten verbunden. In mehreren Fällen war das Hüllrohr mit Zementschlemme verschmutzt, sodass während des Vorgangs aufgrund der Reibung erhöhter Widerstand auftrat. Aus diesem Grunde wurden die einzelnen Hüllrohre noch einmal nachträglich kontrolliert und falls erforderlich gereinigt. Des Weiteren war eine genaue Lage der Fertigteile unabdingbar, da sonst ein Einbringen des Zuggliedes unmöglich wird. Dem Auflegen der Tröge kommt deshalb eine wesentliche Bedeutung zu. Nach den vorangegangenen Vorbereitungen wurden schließlich die Zugglieder eingebracht und anschließend einseitig im Fundamentblock verankert. Dazu wurde ein 2-Komponenten Kleber der Fa. Hilti benutzt, der mittels Klebepistole in die vorbereiteten Bohrlöcher eingespritzt wurde. Auf der anderen Seite der Versuchskonstruktion wurden die zu verankernden Gewindestangen ebenfalls mittels 2-Komponenten Kleber der Fa. Hilti in den dort vorhandenen Fundamentblock eingeklebt.

7.4.5 Herstellung der Versuchskonstruktion

Nach dem Einbringen der Zugglieder war es möglich, die nötige Versuchskonstruktion zum Aufbringen des Drucks der hydraulischen Pressen zu errichten. Das Prinzip der Konstruktion ist in Abb. 7.6 bereits näher erläutert worden. Durch die Konstruktion soll es möglich sein, dass die hydraulischen Pressen die Glasfaserstäbe auf Zug beanspruchen. Als erstes wurden die beiden Auswechselträger, bestehend aus einem Doppel-U Profil, in die bereits eingeklebten Elemente eingefädelt. Danach wurden die zwischen den beiden Trägern liegenden Gewindestangen eingebaut und die hydraulischen Pressen angeordnet. Die Verankerung der Gewindestangen erfolgte einfach mittels Beilagscheibe und Mutter und die Glasfaserstäbe wurde mit dafür bereitgestellte Muffen verankert. Die fertige Konstruktion ist in Abb. 7.9 ersichtlich.



Abbildung 7.9: fertige Versuchskonstruktion

7.4.6 Einbringen des Vergussbetons

Zur Herstellung einer Verbundstrecke wird analog der Vorgehensweise beim Kleinversuch der Trog mit Vergussbeton ausgefüllt. Um ein Austreten des Betons in die Hüllrohre zu vermeiden, da dadurch unweigerlich die Verbundstrecke außerplanmäßig vergrößert wird, wurden der Übergangsbereich freie Strecke zur Verbundstrecke

7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

abgedichtet. Dies erfolgte mittels eines handelsüblichen Brunnenschaums. Vor dem Einbringen des Betons wurde noch Längsbewehrungsseisen in den Quersfugen der aneinander liegenden Fertigteile eingelegt, um einen möglichen Querversatz der einzelnen Elemente untereinander während des Belastungsvorganges zu vermeiden. Die Herstellung des Betons in SCC-Qualität erfolgte direkt am Gelände der Fa. Oberndorfer in ihrer werkseigenen Mischanlage und wurde mittels eines Betonkübels, der bis zu einen halben Kubikmeter Beton fasst, zu dem Versuchsgelände befördert. Anschließend wurde der Beton eingebracht und gleichmäßig verteilt (Abb.7.10), sodass gute Verbundbedingungen vorausgesetzt werden können.

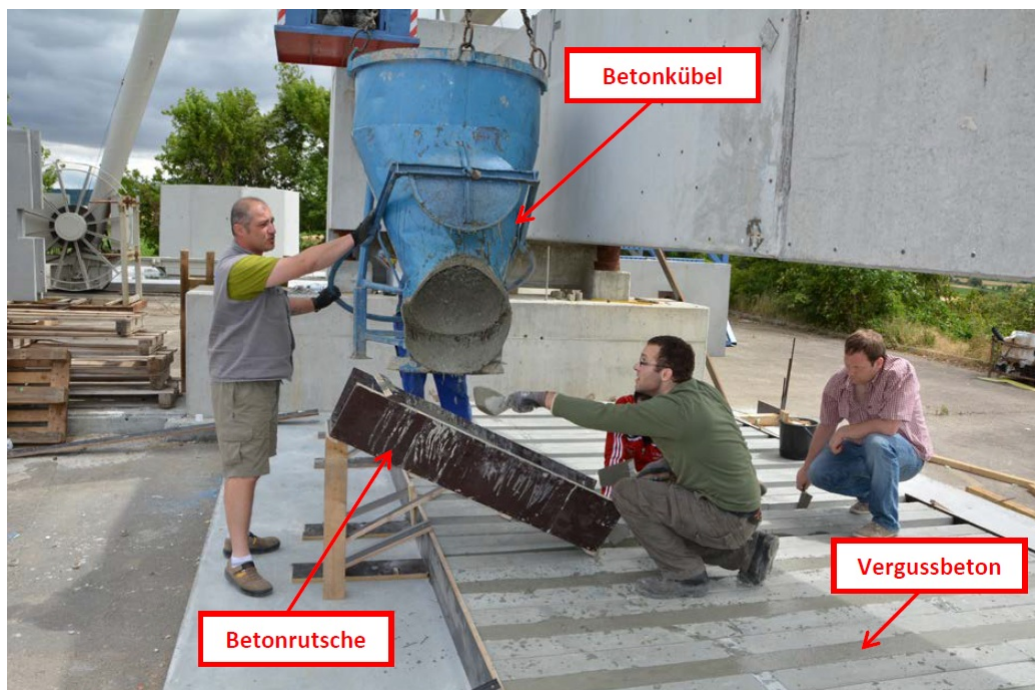


Abbildung 7.10: Einbringen des Betons

Um ein zu rasches Austrocknen des Betons zu verhindern, wurde der frisch eingebrachte Beton mit einer Folie abgedeckt und vor der Witterung geschützt. Zu guter Letzt wurde nach dem Aushärten des Betons die Oberfläche gereinigt und eventuelle Verunreinigungen der Fugen zwischen den Fertigteilen entfernt.

7.4.7 Installieren der Messtechnik

Nachdem der Beton ausgehärtet war, wurde mit der Installation der Messtechnik begonnen. Dazu wurden die einzelnen Wegaufnehmer mittels Heißklebepistole an den dafür vorgesehenen Stellen appliziert, sodass die im Verlaufe des Versuchsdurchgangs

auftretenden Verformungen aufgezeichnet werden können (siehe Abb. 7.11). Die Kraftmessdosen, zur Messung der in das System eingebrachten Kraft, wurden direkt in die Pressenköpfe der hydraulischen Pressen eingebaut.

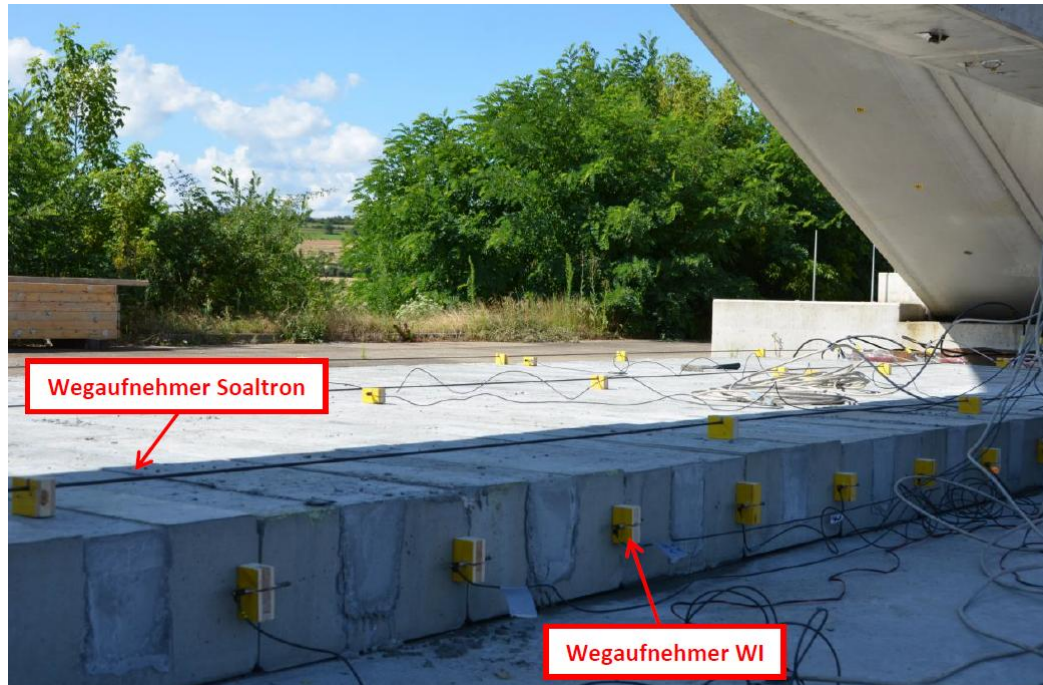


Abbildung 7.11: installieren der Messtechnik

Da die Messung der Verformungen bei den beiden Versuchsdurchgängen an verschiedenen Stellen erfolgte, wurden nach Beendigung des ersten Durchgangs die einzelnen Wegaufnehmer abgebaut und vor der zweiten Versuchsdurchführung an anderer Stelle wieder angebracht. In Abb.7.12 ist die Anordnung der Messtechnik im jeweiligen Versuchsdurchgang abgebildet.

7.5 Versuchsdurchführung

7.5.1 Allgemeines

Nach dem Installieren der Messtechnik wurde ein Probeversuch gestartet. Die Konstruktion wurde mehrere Male be- und entlastet, um ein Funktionieren des Übergangs auch bei mehreren Lastzyklen nachweisen zu können. Die Geschwindigkeit der Be- und Entlastungsphasen lässt sich dabei leicht durch Regulierung des Öldrucks mit dem hydraulischen Aggregat variieren. Die maximale Belastung des Systems wurde mit

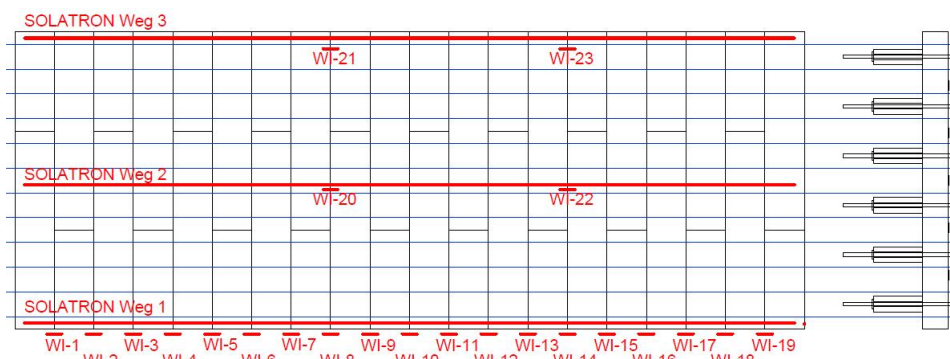
7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

80 kN/Zugglied berechnet, was einer Fugenöffnung von 1,2 mm/Fuge entspricht. Insgesamt wurde somit eine Gesamtverschiebung von 24 mm auf das System eingeprägt. Eine Wiederholung des Versuchs wurde eine Woche nach dem Erstbelastungsversuchs, in Anwesenheit der Projektpartner durchgeführt.

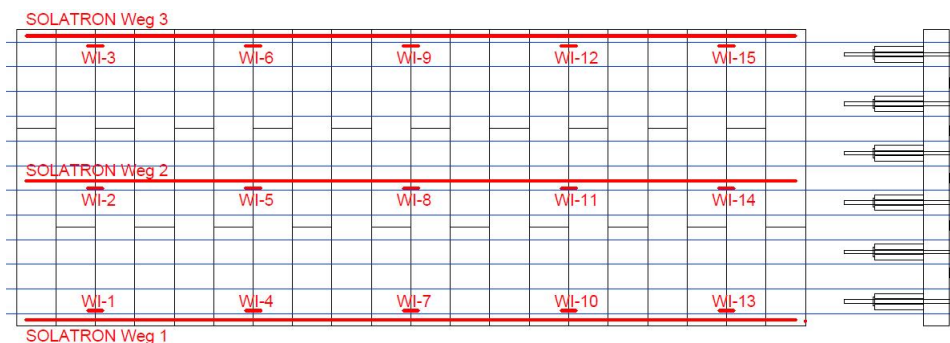
Versuchsdurchgang	Datum	Belastungstyp	Messung
V 1	15.07.2014	Erstbelastung	Verschiebung der Einzelfugen & gesamte Längsdehnung
V2	15.07.2014	Wiederbelastung	Verschiebung der Einzelfugen & gesamte Längsdehnung
V3	24.07.2014	Wiederbelastung	Gleichmäßigkeit der Fugenöffnung & gesamte Längsdehnung

Tabelle 7.4: Versuchsdurchgänge Großversuch

Die Versuchsdurchführung erfolgte gleich wie beim Erstbelastungsversuch, wobei hier wiederum mehrere Lastzyklen durchgeführt wurden. Während der Dauer des Versuchs wurden die einzelnen Messdaten an die Messstation übertragen und dort aufgearbeitet. Die Daten lassen sich anschließend leicht als Excel-file exportieren und nachbearbeiten bzw. graphisch darstellen. In Tabelle 7.4 sind die durchgeführten Versuchsdurchgänge aufgelistet.



(a) Versuchsdurchgang 1 & 2 (15.07.2014)



(b) Versuchsdurchgang 3 (24.07.2014)

Abbildung 7.12: Anordnung der Messtechnik im jeweiligen Versuchsdurchgang

7.5.2 Auswertung der Ergebnisse

Nachfolgend sind die Messdaten aufgearbeitet. Gemessen wurde einerseits die Verschiebung in den einzelnen Fugen bzw. über die gesamte Fahrbahnübergangskonstruktion sowie andererseits die aufgebrachte Kraft auf das System. als Ergebnis lassen sich entsprechende Kraft- Verformungsdiagramme darstellen. Das Kraft- Verformungsdiagramm besitzt am Anfang einen vertikalen Ast (I), was gleichbedeutend mit einer Kraftsteigerung ohne Verschieblichkeit der Fertigteiltröge ist. Dieser ansteigende Ast ist nach Auswertung der Ergebnisse auf die Reibung zurückzuführen. Nach Überwinden der Haftreibung zwischen der Gleitschicht und den Fertigteiltrögen, geht die Kraft- Verformungskurve in einen linear-elastischen Bereich (II) über bis zum Erreichen der maximalen Prüflast. In der Entlastungsphase verhält sich die Kurve äquivalent zur Belastungsphase. Nach abermaligen Überwinden der Haftreibung (III) geht die Kraft- Verformungskurve wieder in einen linear elastischen Bereich (IV) über.

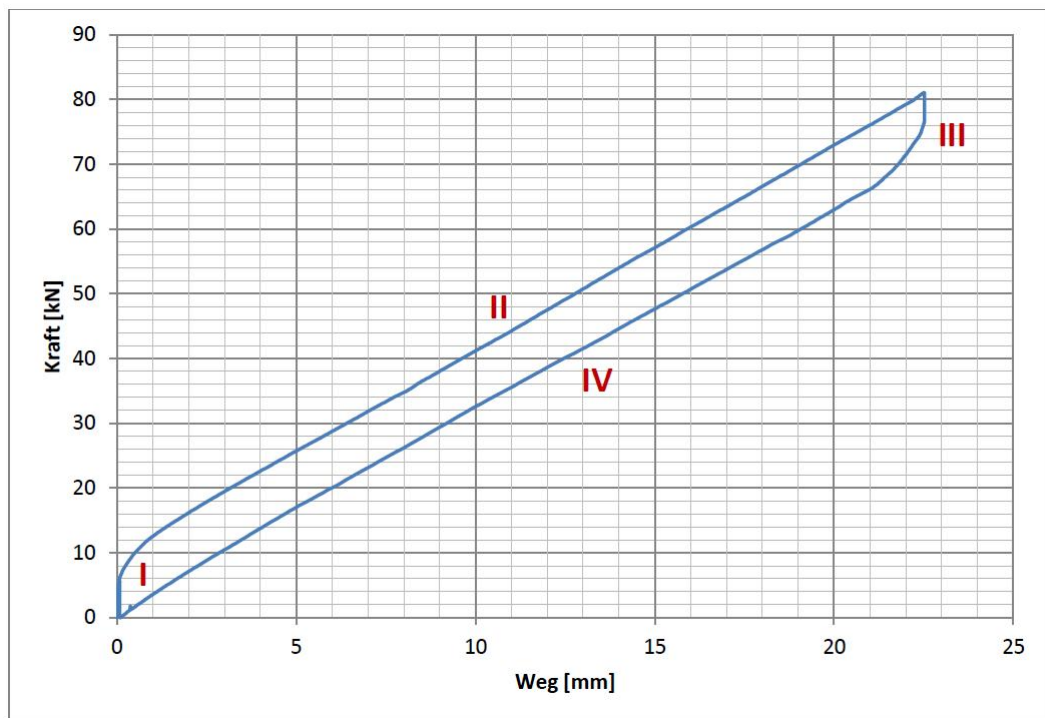


Abbildung 7.13: Be-, und Entlastungsphasen

Gesamtverschiebung des Systems

Die Gesamtverschiebung des Systems wurde sowohl bei den ersten beiden Versuchsdurchführung am 15.07.2014, sowie auch bei der dritten Versuchsdurchführung am 24.07.2014 mittels Solatron Wegaufnehmern gemessen. Insgesamt wurden drei Stück über die Breite der Konstruktion angeordnet (siehe Abb.7.14). Die Messung ergab dabei eine ähnliche Gesamtverschiebung aller drei Wegaufnehmer. Damit kann von einer sehr gleichmäßigen Verschiebung des Systems über die Breite der Konstruktion rückgeschlossen werden.

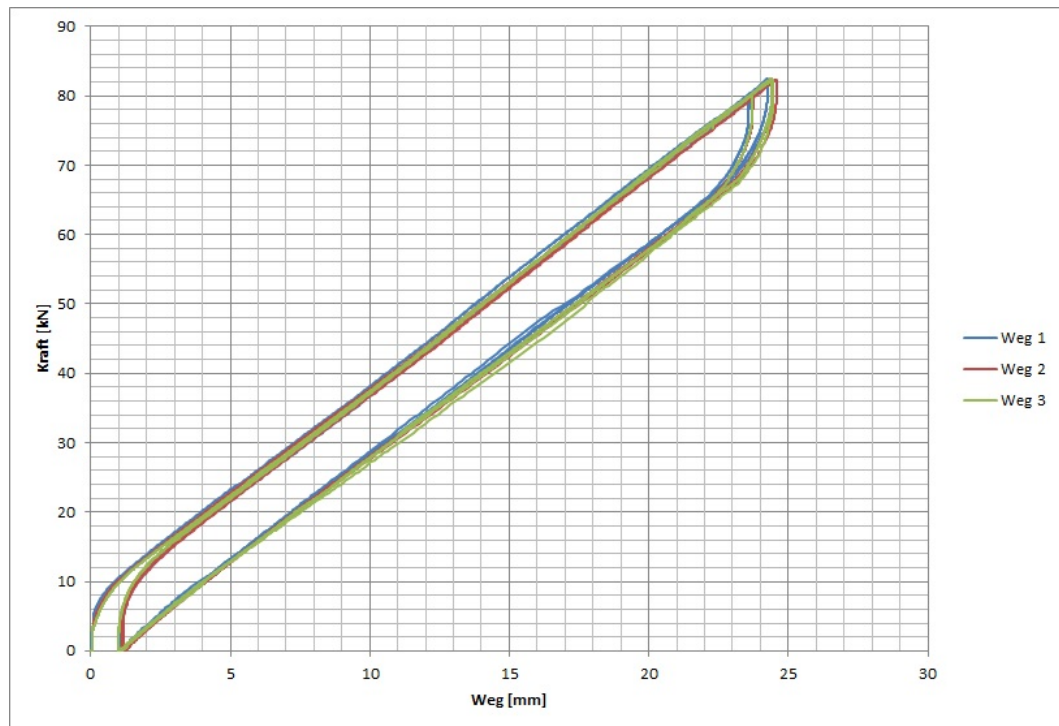


Abbildung 7.14: Gesamtverformung des Systems - V3

Verschiebung der Einzelfugen

Die Öffnungsweite der einzelnen Fugen wurde durch seitlich aufgebrachte Wegaufnehmer im ersten und zweiten Versuchsdurchgang am 15.07.2014 gemessen. Die Anordnung und Nummerierung der Wegaufnehmer ist in Abb. 7.12 ersichtlich. Die Messung ergab auch hier eine weitestgehende Regelmäßigkeit bei der Öffnung der jeweiligen Fugen. Lediglich der Wegaufnehmer WI-1 lieferte keine Ergebnisse und wurde darum in der Auswertung nicht berücksichtigt. Kleinere Unregelmäßigkeiten, die vorhanden sind, können auf Verschmutzungen in der Fuge, nicht perfekt verlegte

Fertigteiltröge und einen nicht perfekt waagrechten Untergrund zurückgeführt werden. In Abb. 7.15 ist das ausgewertete Kraft- Verformungsdiagramm dargestellt.

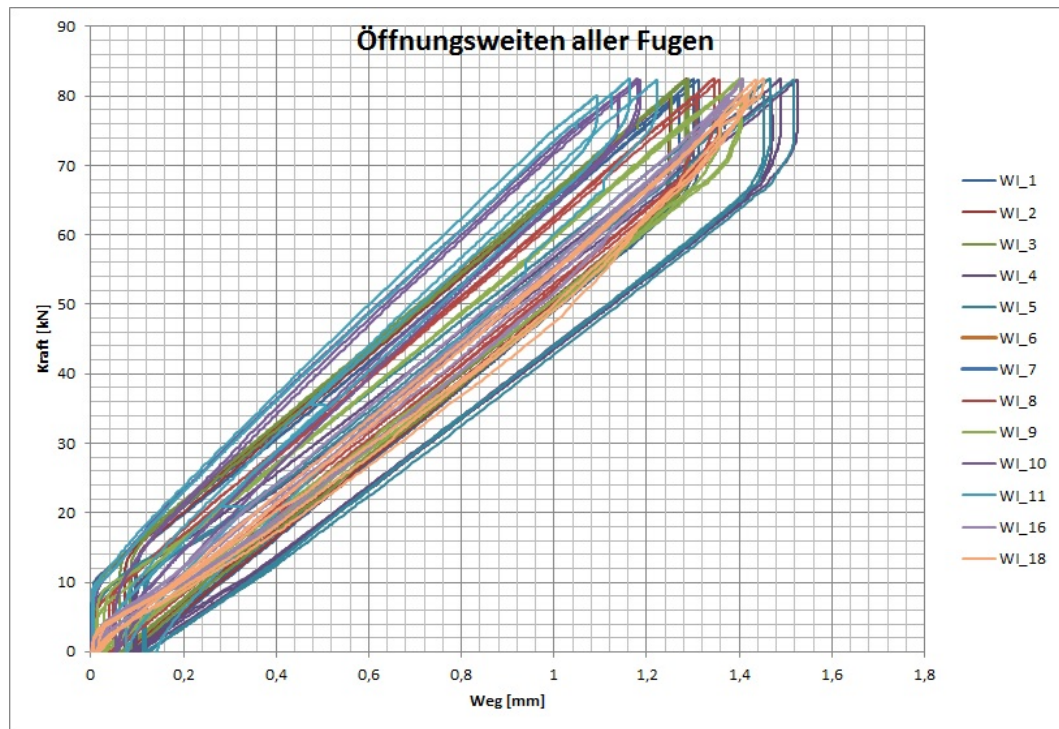


Abbildung 7.15: Verschiebung der Einzelfugen - V2

Gleichmäßigkeit der Fugenöffnung

Aufgrund der Tatsache, dass es nicht möglich ist einen perfekt waagrechten Untergrund herzustellen, wurden die Fertigteiltröge unterteilt, um mögliche Wannen oder Kuppen in der Gleitschicht besser ausgleichen zu können. Zur Vermeidung einer Relativverschiebung der einzelnen Fertigteiltröge untereinander, wurde während des Versuchsaufbaus ein Bewehrungsstab eingebaut, der beide Fertigteiltröge verbindet. Die Wirkungsweise ist die eines Schubdorns, wodurch ein Betongelenk entsteht. Um dennoch die Gleichmäßigkeit der Fugenöffnung nachweisen zu können, wurden während des dritten Versuchsdurchgangs am 24.07.2014 Messungen entlang der jeweiligen Fugen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in den Abb. 7.16-7.20 dargestellt und bestätigen die Wirksamkeit der Schubdorne, sowie infolgedessen die Gleichmäßigkeit der Fugenöffnung.

Die Fuge 18 ist, ausgehend von der Lasteinleitung infolge der hydraulischen Pressen, im vorderen Bereich der Konstruktion angeordnet. Aufgrund dessen ist der Reibeinfluss im Kraft- Verformungsdiagramm sehr gering, da nur ein unwesentlicher Teil des Eigengewichts der Konstruktion aktiviert wird. Bei der Auswertung der Ergebnisse wurde ein Ausfall des Wegaufnehmers 14 festgestellt, wodurch dieser in der Abb.7.16 nicht berücksichtigt wurde.

Bei der Auswertung der Fuge 14 wurde ein Ausfall des Wegaufnehmers 12 festgestellt. Darum wurden lediglich die Messdaten der beiden verbliebenen Wegaufnehmer in Abb. 7.17 dargestellt. Die Messdaten beider Wegaufnehmer liefern größtenteils gleichmäßige Ergebnisse. Lediglich in der letzten Be- und Entlastungsphase ergibt sich ein minimaler Unterschied der Öffnungsweite in den Messdaten, die jedoch so gering ausfallen, dass sie keinen Einfluss auf die Funktionsfähigkeit der Konstruktion haben.

Fuge 10 ist in der Mitte der Konstruktion angeordnet. Zu sehen ist hier bereits ein größerer Reibeinfluss als in den beiden vorher angeführten Fugen, da bereits ein höheres Eigengewicht aktiviert wurde. Die Fugenöffnung ist auch hier sehr gleichmäßig, wobei sich in diesem Fall die Fugen nach den Entlastungsphasen wieder vollständig schließen (siehe Abb. 7.18).

Die Messergebnisse der Fuge 6 weisen auf ein nicht mehr vollständiges Schließen der Fuge hin (siehe Abb. 7.19). Die letztendlich verbleibenden Verformungen sind aber von so geringem Ausmaß, dass sie wie bei der Fuge 14 keinen Einfluss auf die Funktionsfähigkeit der Konstruktion hat. Die verbleibende Relativverschiebung in der Fuge, kann unter anderem auf die Verschmutzung der Fuge infolge des Öffnungsvorgangs zurückgeführt werden. Unabhängig davon lassen die Messergebnisse auf ein sehr gleichmäßiges Öffnen der Fuge schließen.

Fuge 2 ist im hintersten Bereich der Konstruktion angeordnet. Auf Grund dessen ist der Reibanteil hier auf den Maximalbetrag angestiegen, da das gesamte Eigengewicht der Konstruktion aktiviert wird. Zu sehen ist dies an dem im Verhältnis zu den anderen Fugen größeren ansteigenden Ast am Beginn der Belastung bzw. Entlastung (siehe Abb. 7.20). Wie bei den anderen Fugen, kann auch hier durch die Messergebnisse eine regelmäßige Öffnung der Fuge nachgewiesen werden.

7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

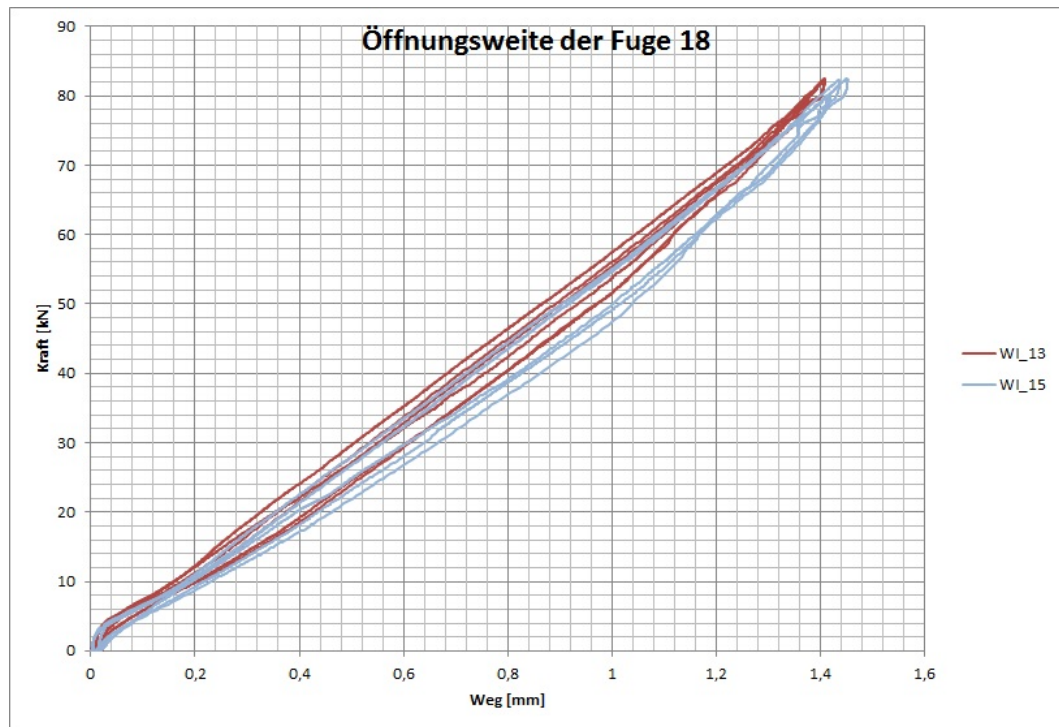


Abbildung 7.16: Öffnungsweite der Fuge 18 - V3

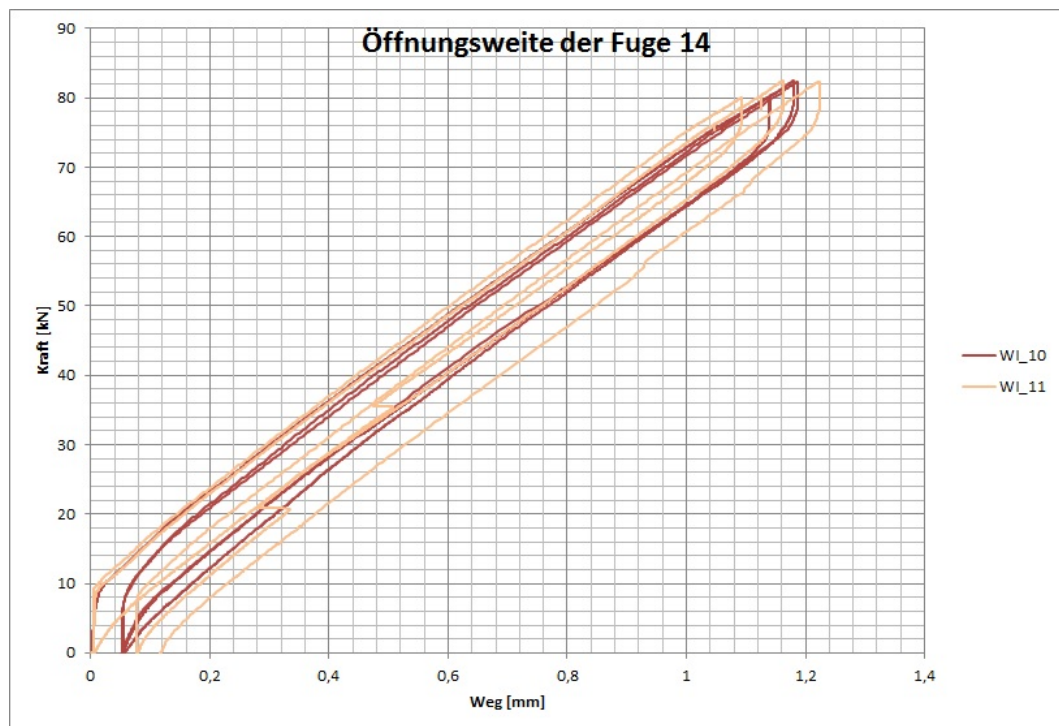


Abbildung 7.17: Öffnungsweite der Fuge 14 - V3

7 HERSTELLUNG UND DURCHFÜHRUNG EINES GROSSVERSUCHS

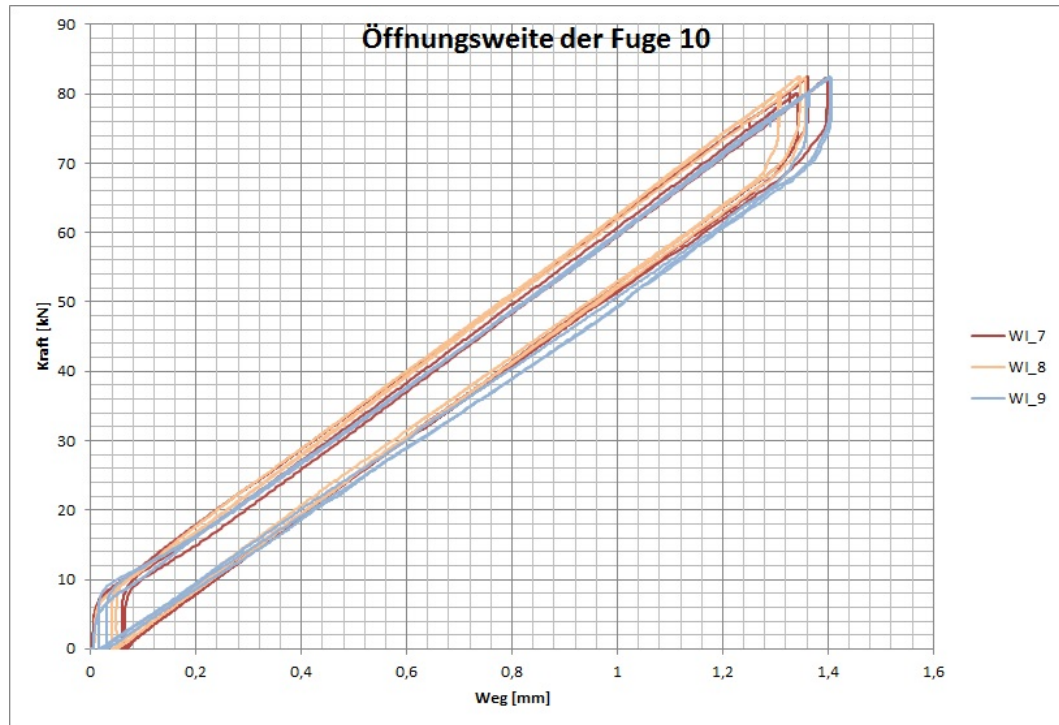


Abbildung 7.18: Öffnungsweite der Fuge 10 - V3

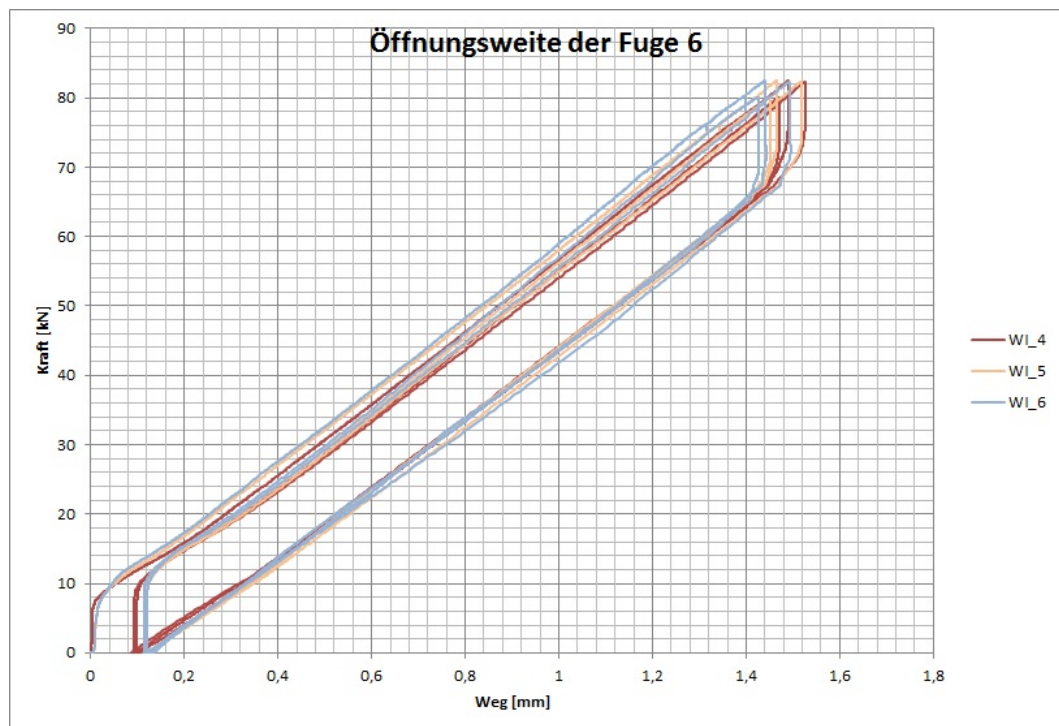


Abbildung 7.19: Öffnungsweite der Fuge 6 - V3

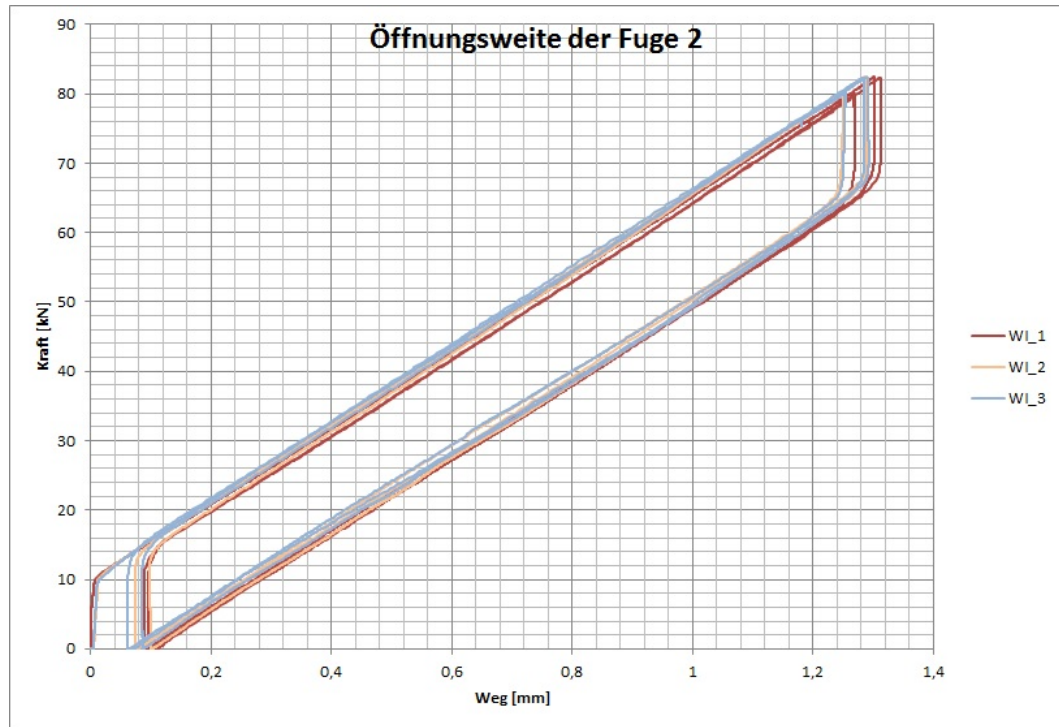


Abbildung 7.20: Öffnungsweite der Fuge 2 - V3

7.5.3 Berechnung des Reibbeiwerts

Zur Abschätzung des Reibbeiwertes können die Messergebnisse aus den Versuchsdurchgängen herangezogen werden. In einem perfekten System würde die Be- und Entlastungsphase eine linear elastische Kurve beschreiben, die in beiden Phasen dem selben Pfad folgt. In vorliegendem Fall weist die Belastungs- sowie die Entlastungsphase einen vertikalen Ast auf und geht dann in den linear elastischen Bereich über (siehe Pkt. 7.5.2). Der Einfluss der Reibung lässt sich einfach über den Abstand der beiden parallelen Äste aus Be- und Entlastung ermitteln. In Abb. 7.21 ist das entsprechende Kraft-Verformungsdiagramm dargestellt. Auf der vertikalen y-Achse ist die gesamte auf das System aufgebrauchte Kraft und auf der horizontalen x-Achse ist die gesamte Verschiebung des Systems dargestellt.

Somit ergibt sich der Reibbeiwert zu:

$$F_R \sim 100 \text{ kN} \quad (\text{Messung aus Diagramm}) \quad (7.5)$$

$$G = \gamma \cdot b \cdot l \cdot h = 25,00 \cdot 3,00 \cdot 8,00 \cdot 0,20 = 120 \text{ kN} \quad (7.6)$$

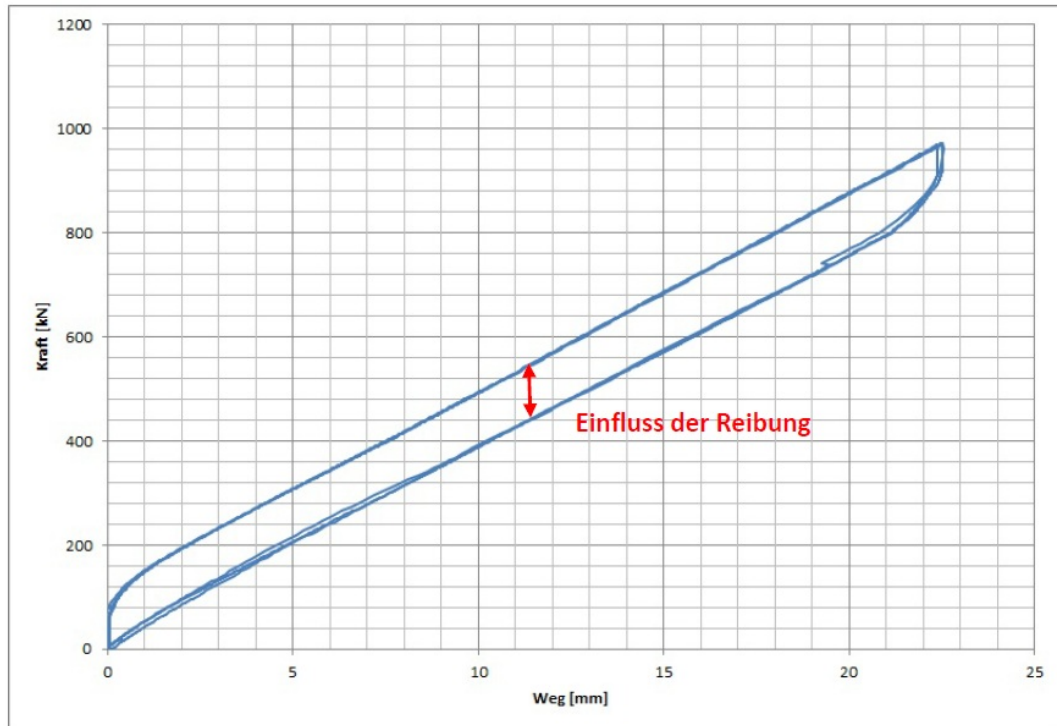


Abbildung 7.21: Einfluss der Reibung

$$\mu = \frac{F_R}{G} = \frac{100}{120} = 0,80 \quad (7.7)$$

In der Literatur sind Reibbeiwerte Beton auf Beton in einem Bereich von 0,50-1,00 angegeben. Somit passen die Ergebnisse recht gut mit den in der Literatur vorhandenen Werten zusammen.

7.6 Zusammenfassung

Die Durchführung des Prototypen-Versuchs im Zuge der Entwicklung einer neuen Fahrbahnübergangskonstruktion lieferte sehr zufriedenstellende Ergebnisse. Auf Basis der Versuche konnte nachgewiesen werden, dass die Herstellung und der Aufbau des neuartigen Fahrbahnübergangs aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades mit geringen Aufwand vonstatten geht. Während der Versuchsdurchführung konnte der Öffnungsgrad der Fugen durch die Verwendung der hydraulischen Pressen leicht gesteuert werden, wobei die einzelnen Fugen sich sehr gleichmäßig öffneten. Die in den Versuchen getestete maximale Belastung von 80 kN/Stab, die einer Fugenöffnung von 1,20 mm/Fuge entspricht, konnte problemlos bewältigt werden. Die

Gesamtverformung von 24mm entspricht der maximal zu erwartenden Verschiebung des Brückendes von integralen Brücken bis zum mittleren Spannweitenbereich (120m). Der Reibparameter, der nicht unwesentlichen Einfluss auf den Verlauf des Kraft-Verformungsdiagrammes besitzt, wurde anfangs unterschätzt, aufgrund der Messergebnisse konnte aber ein mittlerer Reibbeiwert von ca. 0,80 bei vorliegendem Versuch berechnet werden. Durch die Herstellung einer glatteren Oberfläche kann dieser Parameter noch um ein Vielfaches reduziert werden, jedoch sollte er nicht ohne weiteres vernachlässigt werden. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Konstruktion ohne vorhandenen Fahrbahnaufbau das zu erwartende linear elastische Tragverhalten an den Tag legt, und so die Berechnungen, die vorab zur Konstruktion gemacht wurden, sehr gut mit den tatsächlich gemessenen Ergebnissen zusammenpassen.

7.7 Weitere Vorgehensweise

Mit der Durchführung der Belastungsversuche am 15.07.2014 und 24.07.2014 sind die Versuche, die vom Institut für Tragkonstruktionen und vom Institut für Verkehrswissenschaften der TU Wien durchgeführt werden noch nicht abgeschlossen. Die weitere Vorgehensweise gliedert sich wie folgt:

- Umkehren der Belastungsversuche - Durchführung von Druckversuchen
- Aufbringen einer Asphaltdeckschicht
- Durchführung von Belastungsversuchen unter kalten Bedingungen

Durchführung von Druckversuchen

Um ein Ausdehnen des Brückentragwerks zu simulieren, dass zu einer Stauchung der Fahrbahnübergangskonstruktion führt, wird der Versuchsaufbau soweit umgebaut, dass es möglich ist die Versuchskonstruktion auf Druck zu belasten. Dadurch soll die Funktionsfähigkeit der Konstruktion auch in umgekehrter Belastungsrichtung gewährleistet werden. Der Umbau der Versuchskonstruktion erfolgte am 26.09.2014, wobei die Versuchsdurchführung noch am selben Tag vorgenommen wurde. Die Auswertung dieser Druckversuche ist nicht Bestandteil dieser Diplomarbeit.

Aufbringen einer Asphaltdeckschichte

In einem nächsten Schritt wird eine Asphaltdeckschichte auf die Fahrbahnübergangskonstruktion aufgebracht. Der entsprechende Aufbau ist in Abb.7.5. dargestellt. Der Asphalt weist ein stark temperatur- und zeitabhängiges Verhalten auf, wodurch die tatsächliche Spannungs- und Dehnungsverteilung mit sehr vielen Parametern behaftet ist. Um den Einfluss der einzelnen Parameter auf die Konstruktion zu überprüfen, ist es unabdingbar vorab experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Begleitend zu den Untersuchungen werden numerische Berechnungen durchgeführt.

Durchführung von Belastungsversuchen unter kalten Bedingungen

zum Abschluss der Großversuche sollen Messungen im Winter, aller Voraussicht nach im Dezember, vorgenommen werden. Unter diesen Temperaturbedingungen ist die Asphaltdeckschicht sehr steif, weil der E-Modul des Asphalts mit sinkender Temperatur um ein Vielfaches ansteigt. Die Kraft, die im Fahrbahnaufbau durch die Einprägung einer Verschiebung erzeugt wird, fällt wesentlich größer aus als in den Sommermonaten. Ziel dieser Versuche ist es, nachzuweisen, dass die Konstruktion selbst im Winter in der Lage ist die Verformungen, die von der Brücke in die Fahrbahnübergangskonstruktion induziert werden, ohne der Entstehung von Rissen in der Asphaltdeckschicht abzubauen. Dazu ist es von Nöten, dass sich die Fugen der Konstruktion gleichmäßig öffnen, sodass die Gesamtverformung des Systems kontrolliert über die Anzahl der angeordneten Fugen auf ein unschädliches Maß reduziert werden kann.

Teil IV

Fazit

8 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

8.1 Bestehende Situation

Seit längerem ist ein Trend vom konventionellen Brückenbau hin zum integralen Brückenbau zu erkennen. Dies liegt einerseits an den heute erhältlichen leistungsstarken FE-Programmen, mit denen die zum Großteil hochgradig statisch unbestimmten Systeme mit verhältnismäßig geringen Aufwand berechnet werden können und andererseits dem heute besseren Verständnis für die Vorgänge während der Belastung einer integralen Brücke. Zu diesem Zwecke wurden vermehrt Forschungsprojekte durchgeführt, die sich unter anderem mit der Problematik der Boden Bauwerk Interaktion, die maßgeblichen Einfluss auf das Verhalten der bestehenden Brücke hat, beschäftigen. In den letzten Jahren wurden so zahlreiche integrale Brücken, vor allem in kleinen bis mittleren Spannweitenbereich errichtet, wobei auch schon vereinzelt Brücken mit Spannweiten über 500m errichtet wurden. Im integralen Brückenbau wirkt sich der Entfall von Fugen und Lagern positiv auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion aus, jedoch bleibt die Problematik der Fahrbahnübergänge auch im integralen Brückenbau weiterhin bestehen. Untersuchungen ergaben, dass selbst bei steifen, monolithisch mit dem Oberbau verbundenen Unterkonstruktionen die Verformungen des Überbaus nur wenig behindert werden, wodurch diese Dehnungen von Fahrbahnübergangskonstruktionen aufgenommen werden müssen. Im Allgemeinen richtet sich der Konstruktionsaufwand nach den Verschiebungen am Brückenende, die aufgrund von Belastungen infolge von z.B. Temperaturbeanspruchungen, Schwinden und Kriechen, etc. in das System eingepreßt werden. Für geringe Dehnwege sind Ausführungen mit durchgehender Fahrbahn und ohne Schleppplatte anwendbar, da davon ausgegangen wird, dass die Asphaltdecke alleine in der Lage ist die auftretenden Verschiebungen ohne Rissbildung aufzunehmen. Für größere Verschiebungen des Brückenendes ist es notwendig Fahrbahnübergangskonstruktionen als elastische Belagsdehnfuge, oder mit Dehnprofilen, Fingerkonstruktionen, etc. wie sie auch im

konventionellen Brückenbau angewendet werden, auszuführen. Des Weiteren ist es aufgrund der zyklischen Beanspruchung des Tragwerks und der damit einhergehenden Verschiebung der monolithisch mit dem Oberbau verbundenen Widerlagerwand notwendig, Schleppplatten am Brückenende anzuordnen, um möglichen Setzungen und Hebungen hinter der Widerlagerwand entgegenzuwirken. Allen Konstruktionen gemeinsam ist die Tatsache, dass die Dauerhaftigkeit wesentlich geringer ausfällt, als die des Brückentragwerks. In vielen Fällen kommt es durch Überbeanspruchungen, mechanischen Beschädigungen, Ermüdung etc. zu schadhafte Konstruktionen, wodurch die Funktionalität des Übergangs nicht mehr gewährleistet werden kann. Infolgedessen tritt Wasser und Taumittel in das Brückentragwerk ein, was als sehr problematisch zu erachten ist. Aus diesem Grund sind oftmals zahlreiche Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten im Laufe der Jahre erforderlich, um die Funktionalität auch über die gesamte Lebensdauer einer Brücke gewährleisten zu können. Die Wirtschaftlichkeit wird dadurch über die Lebensdauer gesehen wesentlich negativ beeinflusst.

8.2 Bedarf an neuartigen Konstruktionen

Aufgrund der bereits angeführten Dauerhaftigkeitsprobleme bei bestehenden Fahrbahnübergangskonstruktionen, ist in letzter Zeit vermehrt die Entwicklung neuartiger Konstruktionstypen in zahlreichen Forschungsarbeiten zu sehen. Dabei werden verschiedene Ansätze verfolgt, die unterschiedlich weit fortgeschritten sind. Eine dieser Entwicklungen sieht die Anordnung einer kompressiblen Schicht hinter der Widerlagerwand vor, um den Boden und das Bauwerk zu entkoppeln, bzw. die Boden-Bauwerk Interaktion zu vermindern. Dadurch können effektiv Hebungen und Setzungen hinter der Widerlagerwand reduziert werden und so zu einem erhöhten Fahrkomfort und zu einer erhöhten Dauerhaftigkeit des Systems führen. Erfolgreiche Anwendungen sind bereits mehrfach nachgewiesen und dokumentiert [25, 24, 28, 34]. Weiters wird vielfach der Ansatz zur Konstruktion einer flexiblen Schleppplatte verfolgt. Dadurch sollen die auftretenden Verformungen über eine vordefinierte Strecke, die der Länge der Schleppplatte entspricht, abgebaut werden. In diesen Fällen ist es nötig, die Schleppplatte einerseits am Brückenende und andererseits am Schleppplattenende zu verankern. Ansätze hierzu sind z.B. in [21] zu sehen. Bei diesem Bauwerk wurde die Flexibilität der Schleppplatte mithilfe der Verwendung von Gummibeton mit sehr geringem E-Modul erreicht. In anderen Arbeiten [17] wurde die Herstellung von möglichst flexiblen Betonplatten als Konstruktion von hintereinander angeordneten

Balken erreicht, die an bestimmten Stellen miteinander verbunden sind. Weiters wurde auch der Ansatz von mit Kunststoffen verstärkten Fahrbahnen verfolgt [14]. Dadurch soll eine Rissentstehung bzw. Rissausbreitung in der Fahrbahn verhindert werden und so eine dauerhafte Ausführung gewährleistet werden. Diesen Konstruktionen gemein ist die Tatsache, dass die Wirtschaftlichkeit und Funktionalität in Frage gestellt werden muss, bzw. noch keine umfangreichen Erfahrungen, bzw. Dokumentationen von Messdaten vorhanden sind. In einigen Projekten wurden zwar bereits zahlreiche Messtechniken eingebaut, um ein dauerhaftes Monitoring zu betreiben. Bis zum jetzigen Zeitpunkt konnten jedoch noch keine aussagekräftigen Resultate gewonnen werden, da der Überwachungszeitraum noch sehr kurz ist. Aus diesen Gründen ist das Potential zur Entwicklung weiterhin sehr groß, vor allem weil in den nächsten Jahren mit der vermehrten Konstruktion und dem Bau von integralen Brücken gerechnet werden muss.

8.3 Entwicklung der neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktion

Die Idee der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion, die am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien entwickelt wurde, basiert auf der Tatsache, die Verformungen die am Brückenende auftreten nicht konzentriert an einer Stelle abzubauen, sondern über eine vordefinierte Strecke, die der Länge der Fahrbahnübergangskonstruktion entspricht, kontinuierlich abzubauen. Dazu ist es von Nöten einerseits den Fahrbahnübergang an dessen Ende zu verankern und andererseits möglichst weich auszuführen, um das Brückentragwerk wenig zu beeinflussen. Der Ansatz der neuen Konstruktion basiert auf der Vorstellung mehrerer hintereinander angeordneter Starrkörper, die durch ein elastisches Zugglied miteinander verbunden sind. Die Steifigkeit des Zuggliedes ist dabei wesentlich geringer als die der Starrkörper. Wird dieses System nun belastet, wird ein Großteil der Verformungen im Bereich der freien Strecke des Zuggliedes zwischen den einzelnen Starrkörpern abgebaut. Dadurch ist es möglich die Verformungen gezielt über die Anzahl der Starrkörper, deren Abstand zueinander und der Steifigkeit des Zuggliedes zu steuern. In der neu entwickelten Konstruktion stellen diese Elemente bereits im Fertigteilwerk vorgefertigte Fertigteiltröge dar, welche anschließend mit einem vordefinierten Abstand zueinander verlegt werden. In diese Tröge wird ein Zugglied eingebracht, über dessen freien Strecke der Großteil der Verformungen abgebaut werden soll. Anschließend werden die Fertigteiltröge verfüllt,

um einen Verbund zwischen den Fertigteilen und den Zuggliedern herzustellen.

Um die neu entwickelte Konstruktion für die Anwendung in der Praxis interessant zu machen, ist es von Nöten die Wirtschaftlichkeit und die Funktionalität gewährleisten zu können. Diese Anforderungen sollen vor allem durch folgende Punkte abgedeckt werden:

- einfaches Konstruktionsprinzip - statisches System des mehrfach unterteilten Zugstabes, geringer Berechnungsaufwand
- einfache Anpassung des Fahrbahnübergangs an die auftretenden Dehnwege durch die Variation der Anzahl der Fertigteiltröge und deren Abmessungen, bzw. der Wahl des Zuggliedes
- hohe Herstellqualitäten aufgrund der Produktion der Tröge im Fertigteilwerk
- schneller Einbau der Konstruktion aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades
- durchgehende Fahrbahn über der Konstruktion, erhöhter Fahrkomfort
- dauerhafte Konstruktion über die gesamte Lebensdauer des Brückentragwerks, Entfall von Sanierungen und Instandsetzungen

Während der Erstellung dieser Arbeit wurden zahlreiche Kleinversuche durchgeführt, um ein bestmöglich geeignetes Zugglied ausfindig zu machen. Aufbauend auf diesen Versuchen erfolgte anschließend die Planung und Durchführung eines Großversuch im Maßstab 1:1, um die Funktionalität der Konstruktion nachzuweisen. Als Zugglied wurden Glasfaserstäbe $\varnothing 25$ mm eingebaut. Die ersten Ergebnisse der durchgeführten Zugversuche lieferten dahingehend bereits sehr zufriedenstellende Ergebnisse. In weiterer Folge wird eine Asphaltsschicht auf die Konstruktion aufgebracht und erneute Belastungsversuche durchgeführt. Dadurch soll vor allem die Interaktion des Asphalts mit der neuen Fahrbahnübergangskonstruktion bestimmt werden.

8.4 Potential der neuen Konstruktion

Aufgrund des bereits erwähnten Anstiegs in der Planung und dem Bau von integralen Brücken, ist weiterhin die Nachfrage nach neuartigen Fahrbahnübergangskonstruktionen, die alle Anforderungen die an eine solche Konstruktion gestellt werden erfüllt, ungebrochen. Mit der neu entwickelten Konstruktion an der TU Wien wurde ein Fahrbahnübergang konstruiert, der einerseits einfach in der Herstellung und andererseits sehr kostengünstig ist. In näherer Zukunft ist in Zusammenarbeit mit der ASFINAG

der Einbau dieser Konstruktion als Pilotprojekt beim Bau der Brücke über den Satzengraben geplant, die im Zuge der Erweiterung der A5 errichtet wird. Begleitend dazu wird zahlreiche Messtechnik installiert, damit ein dauerhaftes Monitoring durchgeführt werden kann, um so die erforderliche Funktionalität nachzuweisen. Ergibt die Auswertung der Messdaten zufriedenstellende Ergebnisse, kann eine kostengünstige und wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion als Alternative zu den bereits vorhandenen Konstruktionen angeboten werden, die zahlreiche Vorteile gegenüber den konventionellen Fahrbahnübergängen aufweist.

Literaturverzeichnis

- [1] HESSISCHES LANDESAMT FÜR STRASSEN UND VERKEHRSWESEN (Hrsg.): *Entwurfshilfen für Integrale Straßenbrücken*. 2004
- [2] *Aqueducate de les Ferreres*. <http://xarxanet.org/category/etiquetes/unesco>. Version: Oktober 2014
- [3] *KR-Industriebedarf - Niro Seile 7x19*. http://www.kr-industriebedarf.at/seile_ss_niro-seile.html. Version: Oktober 2014
- [4] *RW Sollinger Hütte GmbH - Datenblatt Fingerdehnfuge Typ TRANS-GRIP*. http://www.rowatecag.ch/pdf/dokumentation_finger_dehnfuge.pdf. Version: Oktober 2014
- [5] ALBERTA TRANSPORTATION: *Bridge Structures Design Criteria Version 7.0*. Government of the province of Alberta, May 2012
- [6] ARBEITSGRUPPE ERD- UND GRUNDBAU: *Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke*. Forschungsgruppe für Straßen und Verkehrswesen, 1994
- [7] ASFINAG: *Regelpläne - Brücke*. Planungshandbuch der ASFINAG, August 2008
- [8] BINDER, E.: *Dehnkörper Versuchsreihe - Seminararbeit*. 2013. – Technische Universität Wien
- [9] BRAUN, J.: *VSVI Seminar - Fahrbahnübergänge für Straßenbrücken nach europäischer Zulassung*. <http://www.vsvi-mv.de/downloads/seminarunterlagen.html>. Version: Oktober 2014
- [10] BUNDESAMT FÜR STRASSEN - (ASTRA): *Richtlinien für konstruktive Einheiten von Brücken*. 2011
- [11] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN: *Richtzeichnung Abs.* Dezember 2009
- [12] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN: *Unterkonstruktion für wasserdichten Übergang mit einem Dichtprofil*. Dezember 2012

LITERATURVERZEICHNIS

- [13] BURTSCHER, S.: *Faserverbundwerkstoffe Betonbau 3 Vorlesung*. April 2008. – Technische Universität Wien
- [14] COLLEGE OF ENGINEERING AND MINERAL RESOURCES - WEST VIRGINIA UNIVERSITY (Hrsg.): *Integral Abutment and Jointless Bridges*. 2005
- [15] ENGLAND, G. ; TSANG, N. ; BUSH, D.: *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*. Thomas Telford, 2000
- [16] EUSTACCHIO, E.: *Die elastische Belagsdehnfuge*. <http://www.gestrata.at/publikationen/archiv-beitraege/gestrata-journal-133>.
Version: Oktober 2014
- [17] FINK, G.: *Integrale Brückenwiderlager*, Technische Universität Graz, Diplomarbeit, 2008
- [18] FISCHER, C.: *Entwicklung einer flexibel verformbaren Schleppplatte für integrale Brücken*, Technische Universität Graz, Diplomarbeit, 2013
- [19] GLITSCH: Richtlinie Integrale Bauwerke Sachstandsbericht. In: *Stahlbau* 82 (2013), Nr. 10, S. 708–714
- [20] HARTL, H.: *Erfahrungen mit einer längsdehnweichen Schleppplatte*. Brückentagung, 2013
- [21] HARTL, H.: Integrale Brücke im Zuge der Umfahrung Oberwart. In: *Brückenbau - Construction & Engineering* 1 (2014), Nr. 2, S. 40–45
- [22] HEAN, S. ; PARTL, M.: Verhalten von Silent-Joint; Laboruntersuchungen und Objektzustände. In: *Silent-Joint Tagung*, 2002
- [23] HESSMANN, T. ; EICHWALDER, B.: *Wartungsfreie Fahrbahnübergangskonstruktion*. Endbericht, August 2014. – In Bearbeitung
- [24] HOPPE, E.: Field Study of integral backwall with elastic inclusion / Virginia Department of Transportation. 2005. – Forschungsbericht
- [25] HORVATH, J.: Integral-Abutment Bridge: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics / Manhattan College. 2000. – Forschungsbericht
- [26] KAUFMANN, W.: *Integrale Brücken - Sachstandsbericht* / Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK. 2008. – Forschungsbericht
- [27] KOLLEGGER, J.: *Betonbau 1 Skriptum*. Oktober 2010. – Technische Universität Wien

LITERATURVERZEICHNIS

- [28] KRAL, H. ; KUHNLE, T. ; SPINDBLÖCK, S. ; KOLIK, G.: Die Seitenhafenbrücke in Wien. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), Nr. 3, S. 183–191
- [29] KUNIN, J. ; ALAMPALLI, S.: Integral Abutment Bridge: Current Practice in the United States And Canada / New York State Department of Transportation. 1999. – Forschungsbericht
- [30] LENKE, L.: Settlement Issues - Bridge Approach Slabs / University of New Mexico. 2006. – Forschungsbericht
- [31] NEUMANN, W.: *Fortbildung Bericht - Fahrbahnübergänge*. http://www.vsvi-rlpsaar.de/intern/cms/fortbildung_bericht/dateien_28/Uebergangskonstruktionen_Teil2.pdf. Version: Oktober 2014
- [32] ÖNORM EN 1697-46: *Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 46: Rissbildung und Eigenschaften bei niedrigen Temperaturen*. Österreichisches Normungsinstitut, Juli 2009
- [33] RE-ING - INGENIEURBAU: *Integrale Bauwerke*. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2011
- [34] REITERER, M. ; STRAUSS, A.: Monitoringbasierte Analyse der Integralen Brücke, S33.24, Forschungsjahr 2 / RED Bernard GmbH, Universität für Bodenkultur. 2011. – Forschungsbericht
- [35] RVS 15.02.xx: *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken - ENTWURF*. FSV, 2011
- [36] THE HIGHWAYS AGENCY: *Design manual for roads and bridges - Volume 1 - Section 3 - Part 12: The design of integral bridges*. May 2003
- [37] THIAGARAJAN, G. ; GOPALARATNAM, V.: Bridge Approach Slabs for Missouri DOT: looking at Alternative and Cost Efficient Approaches / University of Missouri Kansas City. 2010. – Forschungsbericht

Abbildungsverzeichnis

2.1	integrale Brücke [35]	3
2.2	semi-integrale Brücke [35]	4
2.3	Aqueducte de les Ferreres [2]	6
2.4	Traunbrücke Ebensee [1]	7
2.5	Widerlagerbewegungen am Brückenende [19]	8
2.6	Erddruckverläufe in Abhängigkeit der Widerlagerbewegung [1]	12
2.7	Erddruck in Abhängigkeit vom Weg [6]	13
2.8	Verteilung des normierten Erddrucks [1]	13
3.1	Problemfelder einer integralen Brücke [18]	14
3.2	Fahrbahnübergänge ohne Schleplatten [35]	18
3.3	Fahrbahnübergänge mit Schleplatten [35]	19
3.4	Fahrbahnübergang für semi-integrale Brücken [35]	19
3.5	ASFİNAG Planungshandbuch-Integrale Brücken [7]	20
3.6	Überbauabschlüsse nach RIZ-ING [11]	21
3.7	Fahrbahnübergang ÜBE 1 nach RIZ-ING [12]	21
3.8	Fahrbahnübergang Typ I [33]	22
3.9	Fahrbahnübergang Typ II [33]	22
3.10	Fahrbahnübergang Typ III [33]	23
3.11	Fahrbahnübergangskonstruktionen integraler Brücken - Deutschland [1]	24
3.12	Fahrbahnübergangskonstruktionen semi-integraler Brücken - Deutschland [1]	24
3.13	Fahrbahnübergangskonstruktionen Schweiz [26]	26
3.14	Widerlager bei integralen Brücken [36]	27
3.15	Anschlussdetail integrale Brücke [29]	28
3.16	Betongelenk Anschluss Schleppplatte-Brückentragwerk [14]	29
3.17	Ausbildung von Brückenenden in Kanada [26]	31
3.18	elastische Belagsdehnfuge [16]	33
3.19	einprofiliger Fahrbahnübergang [9]	33

3.20	Fingerdehnfuge [4]	34
3.21	mehrprofiliger Fahrbahnübergang [9]	35
3.22	mangelnde Wartung eines Fahrbahnüberganges [9]	36
3.23	Rissbildung bei elastischen Belagsdehnungen	36
3.24	mechanische Beschädigung durch einen Schneepflug [31]	37
3.25	Schadhafter Fahrbahnübergang infolge Querversatz [31]	37
3.26	Höhenversatz aufgrund Steifigkeitssprung [37]	38
3.27	Setzungen und Hebungen hinter der Widerlagerwand [30]	39
4.1	Lösungsansätze für die Ausführung des Widerlagerbereichs bei integralen Brücken [25]	41
4.2	Brücke über den Jackson River [24]	42
4.3	Ausführung Seitenhafenbrücke [28]	43
4.4	Widerlagerbereich Marktwasserbrücke [34]	44
4.5	in Fahrbahn eingelegte Kunststoffe [14]	46
4.6	Market Street Bridge [14]	47
4.7	Ausführungsdetail Gummibetonschleppplatte [18]	48
4.8	Ausführung Brücke Umfahrung Oberwart [21]	49
4.9	Verankerungsquerriegel und Extensometer Brücke Oberwart [21]	49
4.10	Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte [17]	50
4.11	Säulenhalle [17]	51
4.12	Extensometermessung Brücke Oberwart [20]	52
5.1	Dehnkörper für die Zugversuche [8]	60
5.2	Kraft-Weg Diagramm Betonstahlbewehrung [8]	61
5.3	Kraft-Weg Diagramm Drahtseilbewehrung [8]	61
5.4	Kraft-Weg Diagramm Federn [8]	61
5.5	Spannungs-Dehnungs Diagramm Zugversuch	62
5.6	System Perlenkette	63
5.7	System Fertigteiltröge	64
6.1	Fertigteiltröge Kleinversuch	65
6.2	Abmessungen Fertigteiltröge	66
6.3	Basaltfaserstab links: 6mm glatt; rechts 8mm gerippt	67
6.4	Glasfaserstab 8mm gerippt	68
6.5	Niro-Seil 7x19 Drähte [3]	69
6.6	Torsionsfeder	70
6.7	Vergussbereiche bei der Versuchsdurchführung	71

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

6.8	Aufbau Rahmen und Einrichten der Fertigteiltröge	72
6.9	Einbau Zugglieder	73
6.10	Pressen und Vergussverankerung	74
6.11	Herstellung des Verbundbereiches	75
6.12	Messtechnik	75
6.13	Kraft-Verformungsdiagramm Basaltfaserstab Ø8mm	77
6.14	Kraft-Verformungsdiagramm Glasfaserstab Ø8mm	78
6.15	Kraft-Verformungsdiagramm Niro-Seil Ø5mm	79
6.16	Kraft-Verformungsdiagramm Federn	80
7.1	Zeitplan Großversuch	83
7.2	Ergebnisse Kaltzugversuch [23]	86
7.3	Relaxationsversuche [23]	87
7.4	temperaturabhängiger E-Modul im maßgebenden Frequenzbereich	88
7.5	Fahrbahnaufbau mit Asphalteinlage [23]	90
7.6	Versuchsanordnung	91
7.7	Herstellung der Gleitschicht	93
7.8	Versetzen der Fertigteiltröge	94
7.9	fertige Versuchskonstruktion	95
7.10	Einbringen des Betons	96
7.11	installieren der Messtechnik	97
7.12	Anordnung der Messtechnik im jeweiligen Versuchsdurchgang	98
7.13	Be-, und Entlastungsphasen	99
7.14	Gesamtverformung des Systems - V3	100
7.15	Verschiebung der Einzelfugen - V2	101
7.16	Öffnungsweite der Fuge 18 - V3	103
7.17	Öffnungsweite der Fuge 14 - V3	103
7.18	Öffnungsweite der Fuge 10 - V3	104
7.19	Öffnungsweite der Fuge 6 - V3	104
7.20	Öffnungsweite der Fuge 2 - V3	105
7.21	Einfluss der Reibung	106
A.1	Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Gesamtverformung	124
A.2	Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Gesamtverformung	124
A.3	Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fugenöffnung	125
A.4	Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fugenöffnung	125
A.5	Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fuge 8	126

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

A.6	Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fuge 8	126
A.7	Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fuge 14	127
A.8	Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fuge 14	127
A.9	Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Gesamtverformung	128
A.10	Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Gesamtverformung	128
A.11	Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fugenöffnung	129
A.12	Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fugenöffnung	129
A.13	Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fuge 8	130
A.14	Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fuge 8	130
A.15	Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fuge 14	131
A.16	Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fuge 14	131
A.17	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Gesamtverformung	132
A.18	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Gesamtverformung	132
A.19	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 2	133
A.20	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 2	133
A.21	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 6	134
A.22	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 6	134
A.23	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 10	135
A.24	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 10	135
A.25	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 14	136
A.26	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 14	136
A.27	Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 18	137
A.28	Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 18	137

Tabellenverzeichnis

2.1	Dehnungen für Überbauten [33]	11
3.1	Konstruktionsaufwand Fahrbahnübergänge integraler Brücken [35] . .	17
3.2	Anwendungsbereich für Übergänge bei integralen Brücken [33]	20
3.3	maximale Dehnwege von Bewegungsfugen [5]	30
6.1	Verwendete Zugglieder	66
6.2	Kennwerte Torsionsfeder	69
6.3	verwendete Messtechnik	70
6.4	Versuchsablauf	71
7.1	durchgeführte Asphaltversuche [23]	85
7.2	Kennwerte des verwendeten Zuggliedes	89
7.3	Messtechnik Großversuch	92
7.4	Versuchsdurchgänge Großversuch	98

A Anhang

A.1 Messdaten Prototypversuch 15.07.2014

Versuchsdurchgang 1 - Erstbelastung

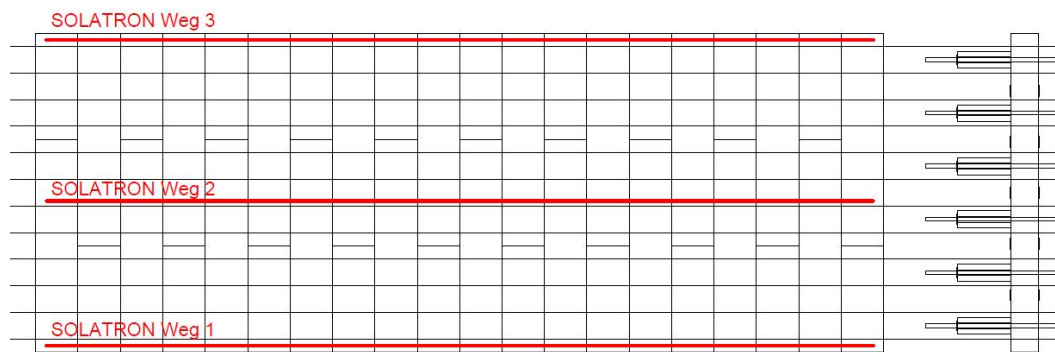


Abbildung A.1: Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Gesamtverformung

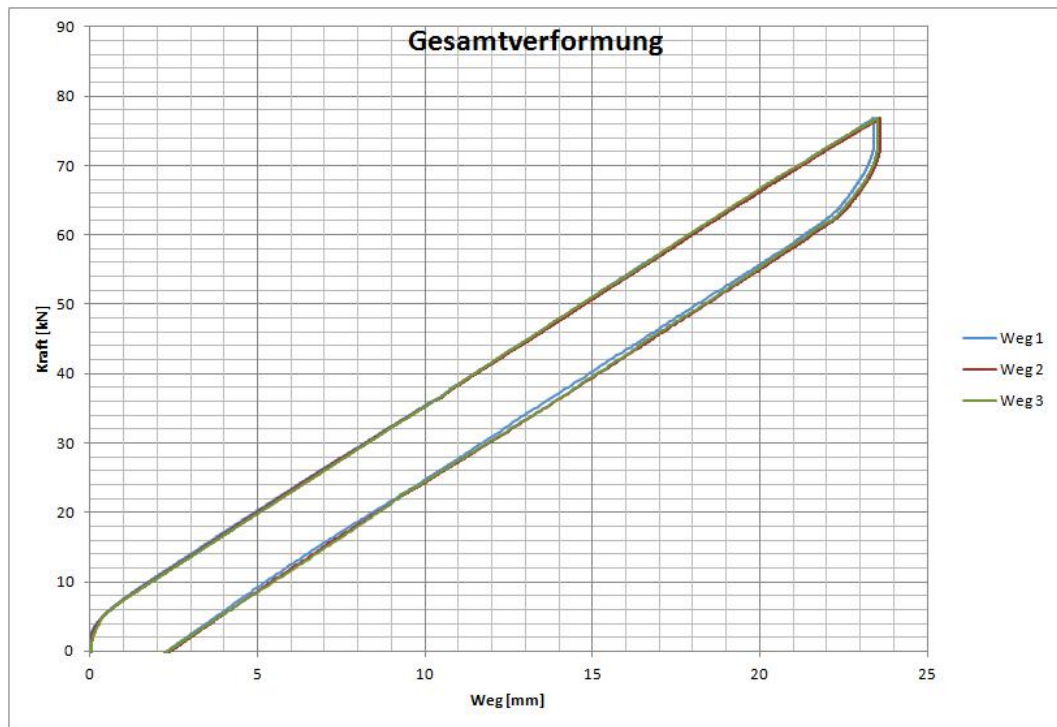


Abbildung A.2: Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Gesamtverformung

A ANHANG

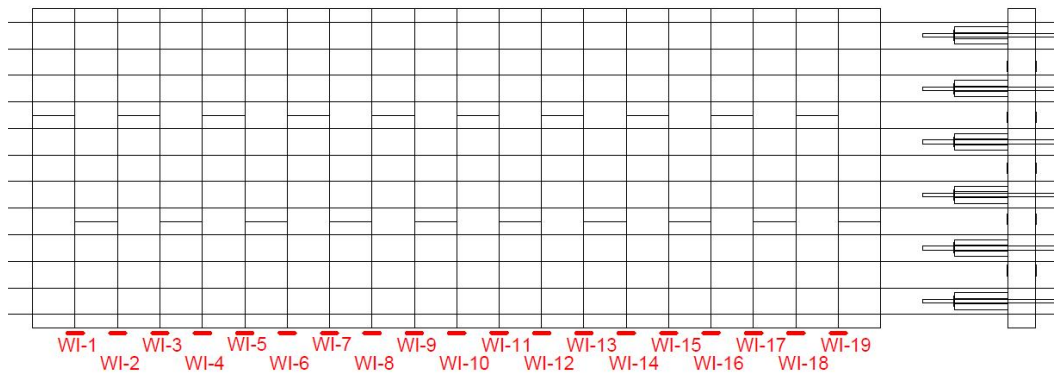


Abbildung A.3: Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fugenöffnung

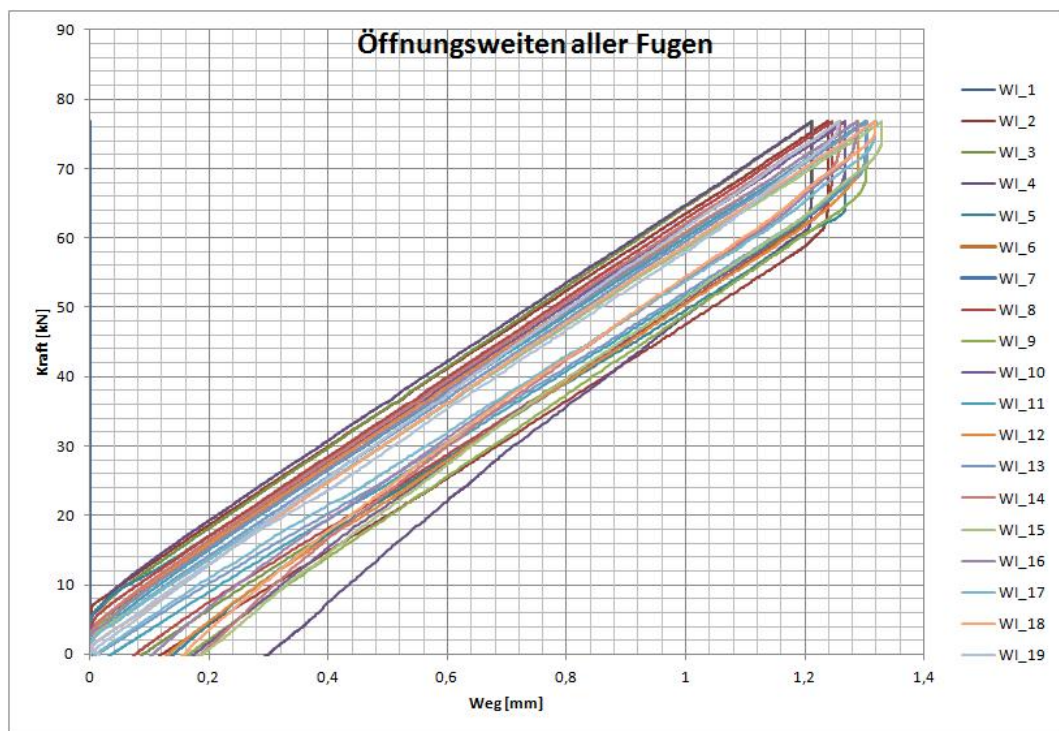


Abbildung A.4: Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fugenöffnung

A ANHANG



Abbildung A.5: Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fuge 8

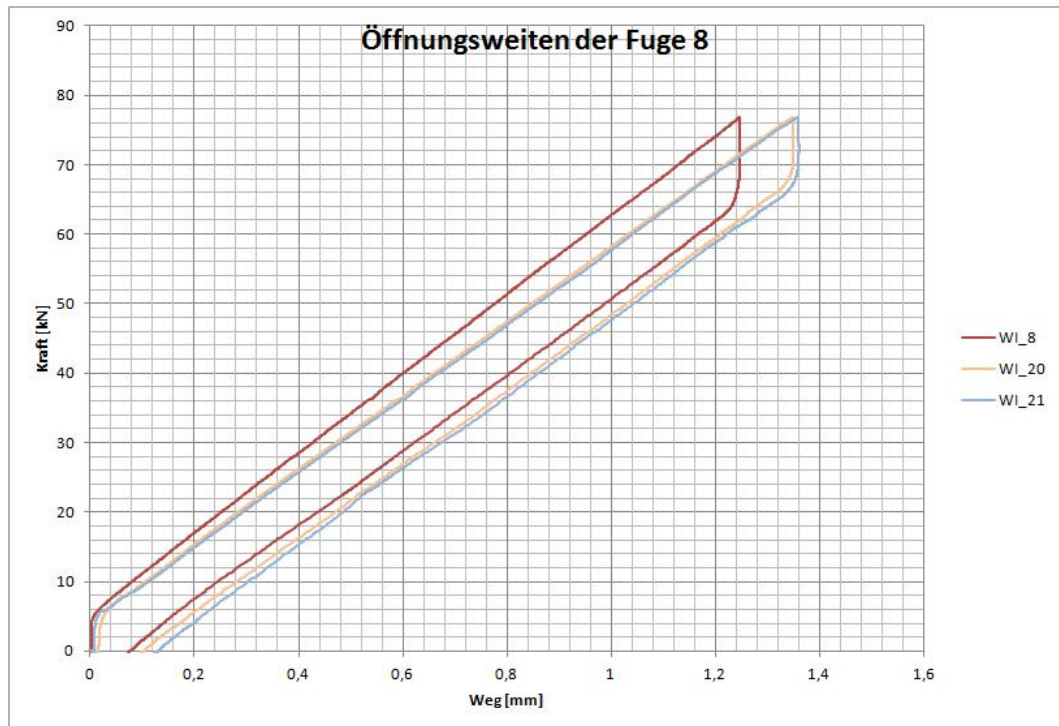


Abbildung A.6: Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fuge 8

A ANHANG

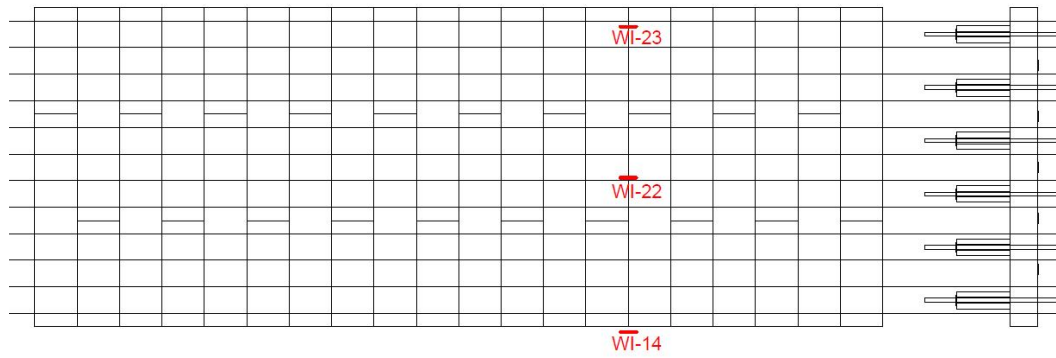


Abbildung A.7: Messtechnik Versuchsdurchgang 1 - Fuge 14

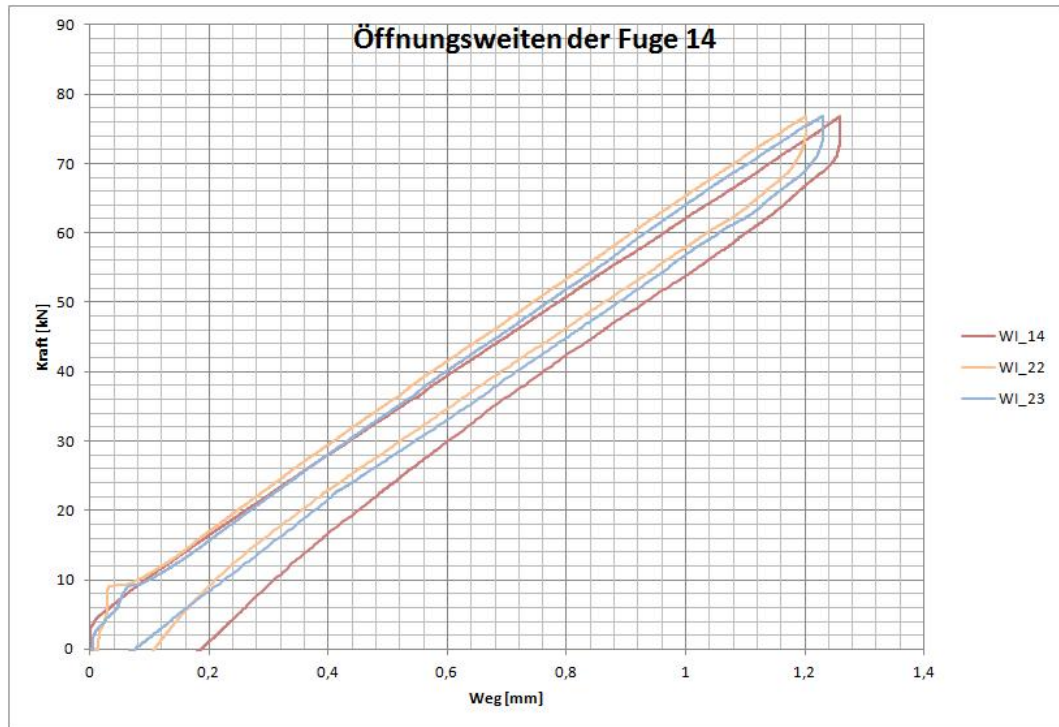


Abbildung A.8: Messergebnisse Versuchsdurchgang 1 - Fuge 14

Versuchsdurchgang 2 - Widerbelastung

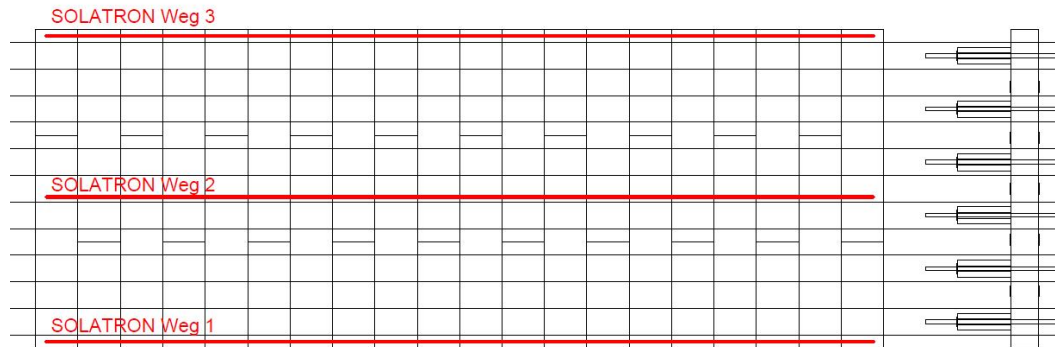


Abbildung A.9: Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Gesamtverformung

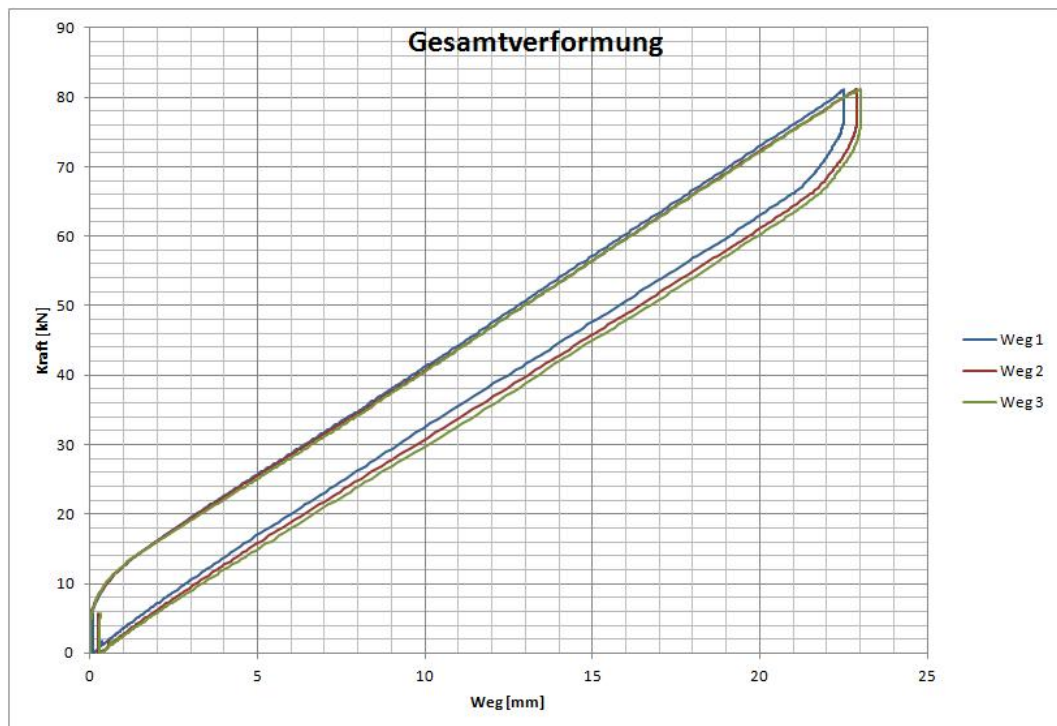


Abbildung A.10: Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Gesamtverformung

A ANHANG

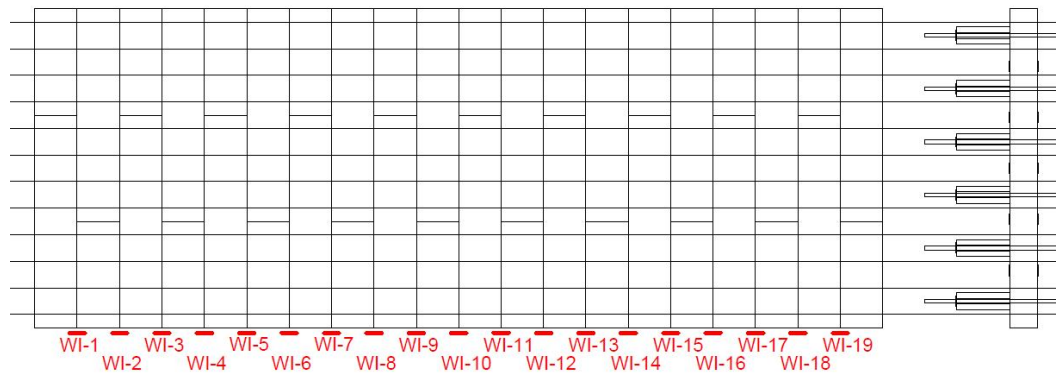


Abbildung A.11: Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fugenöffnung

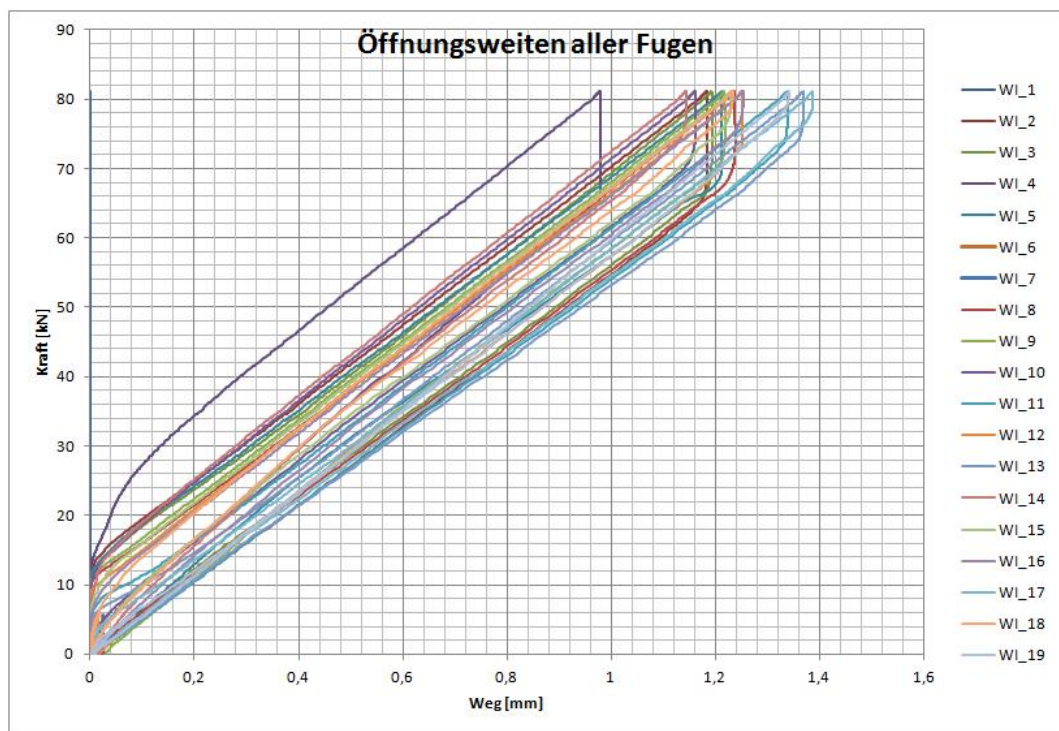


Abbildung A.12: Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fugenöffnung

A ANHANG



Abbildung A.13: Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fuge 8

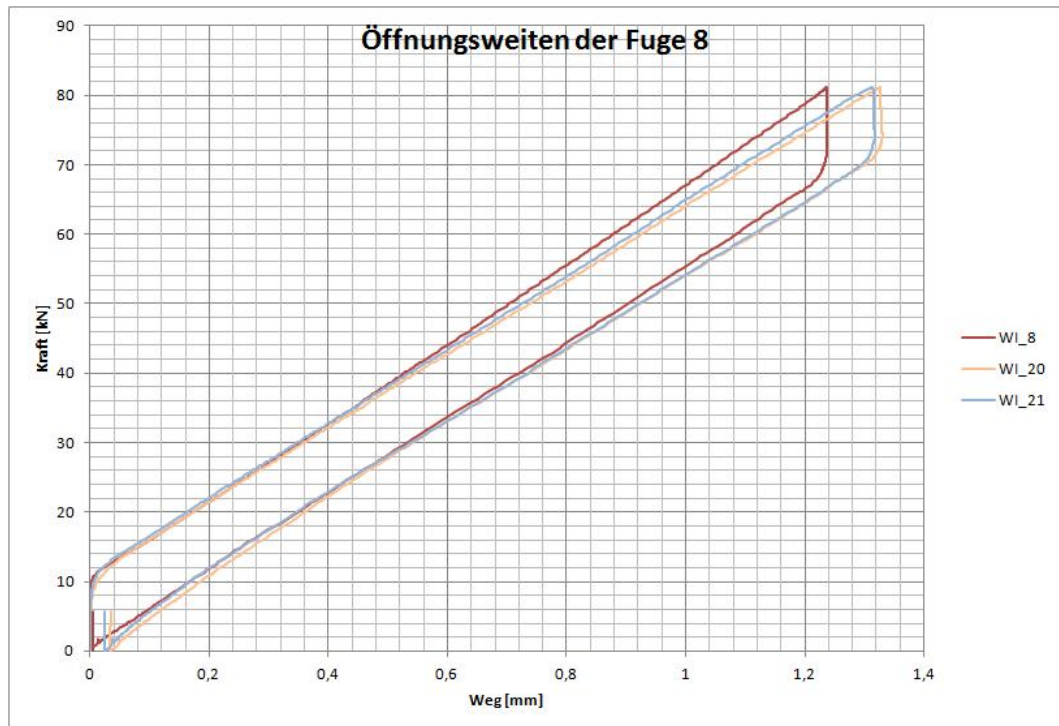


Abbildung A.14: Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fuge 8

A ANHANG

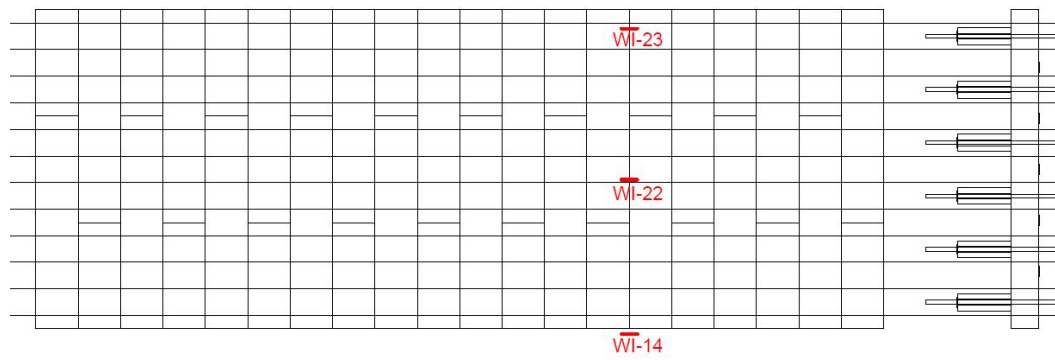


Abbildung A.15: Messtechnik Versuchsdurchgang 2 - Fuge 14

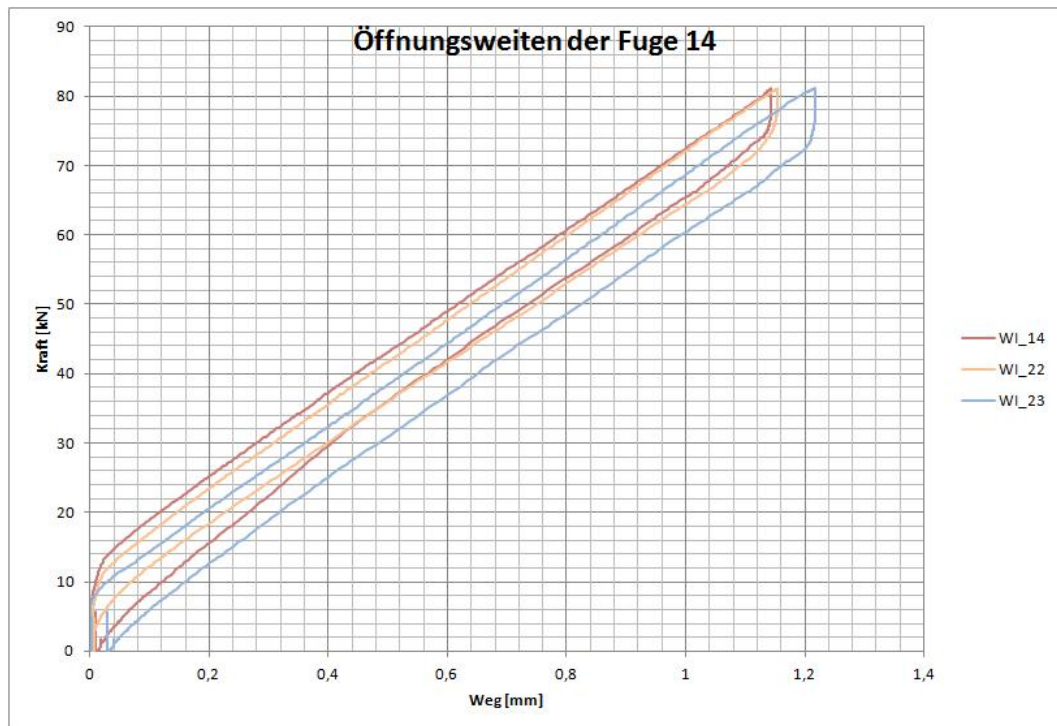


Abbildung A.16: Messergebnisse Versuchsdurchgang 2 - Fuge 14

A.2 Messdaten Prototypversuch 24.07.2014

Versuchsdurchgang 3 - Widerbelastung

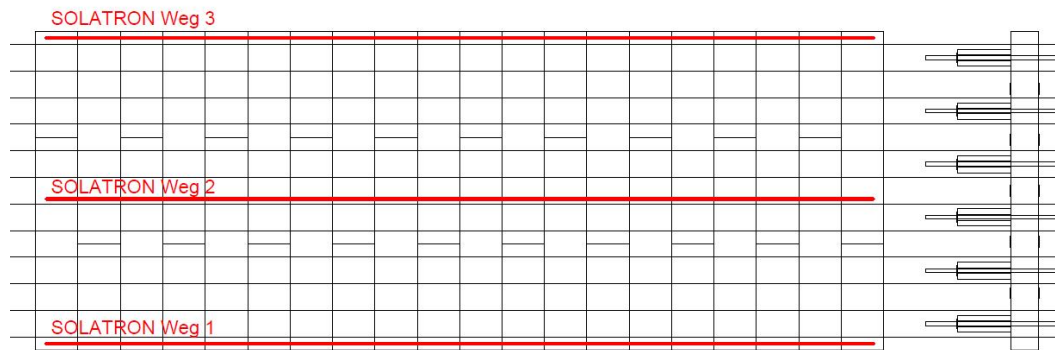


Abbildung A.17: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Gesamtverformung

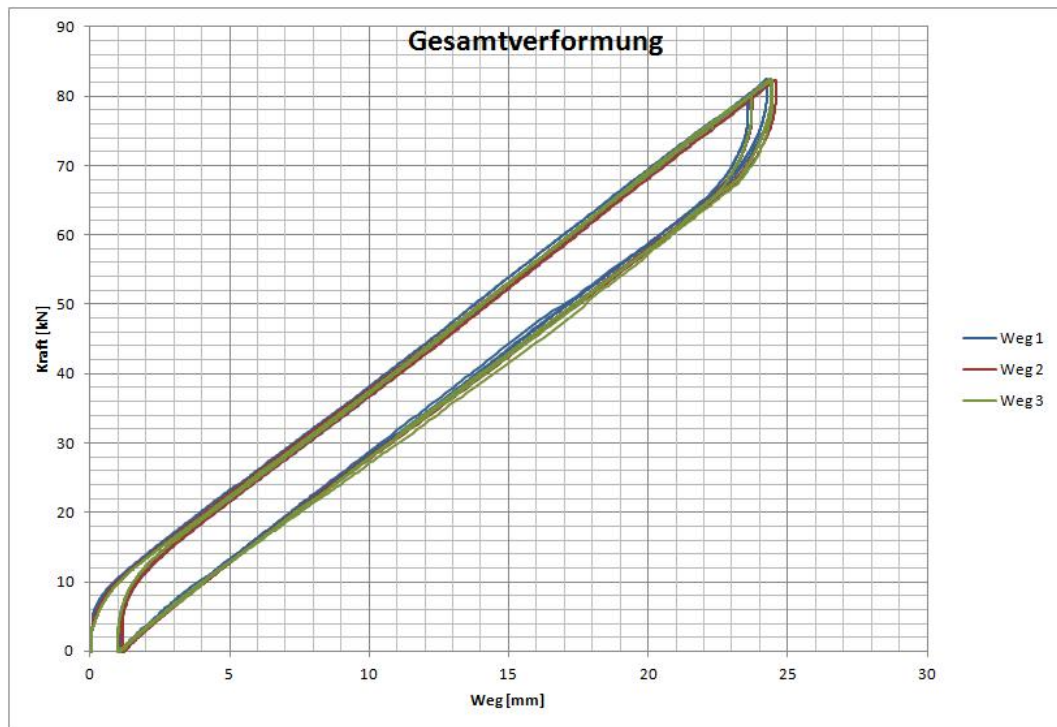


Abbildung A.18: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Gesamtverformung

A ANHANG

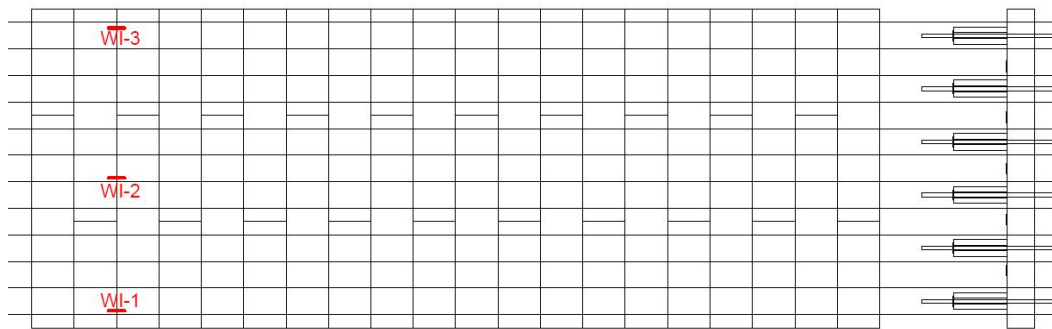


Abbildung A.19: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 2

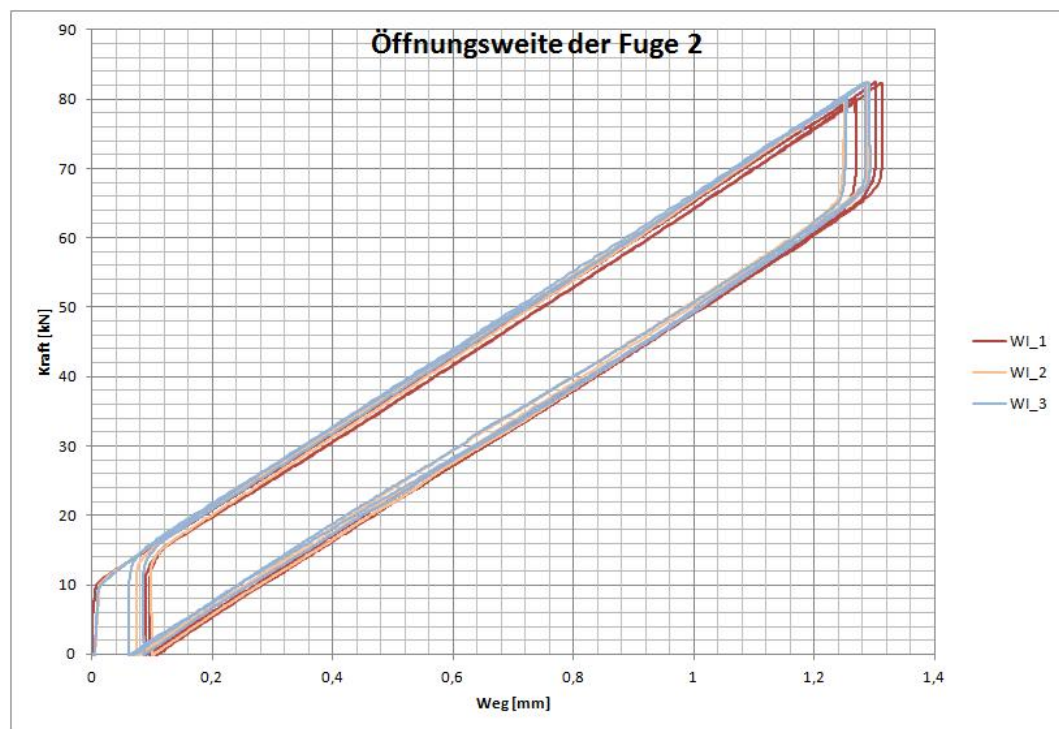


Abbildung A.20: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 2

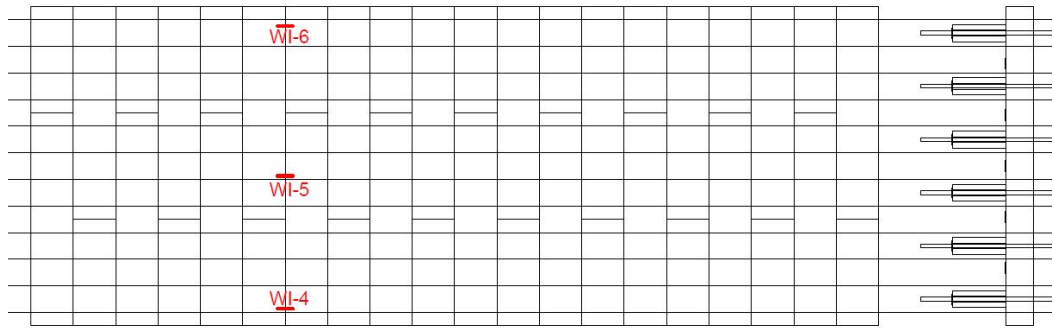


Abbildung A.21: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 6



Abbildung A.22: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 6

A ANHANG

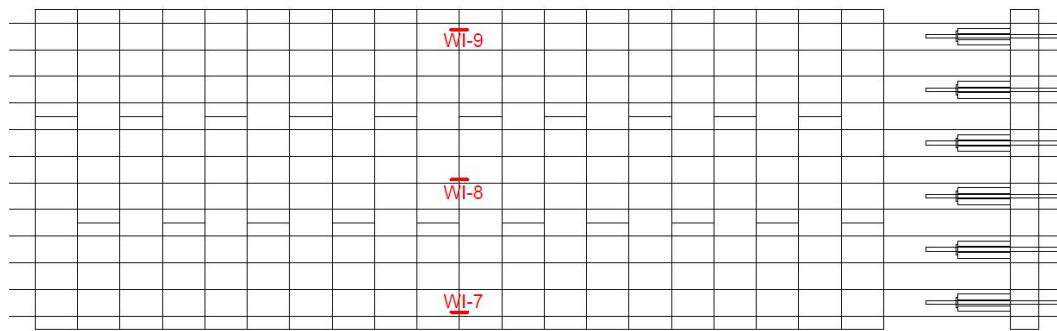


Abbildung A.23: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 10



Abbildung A.24: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 10

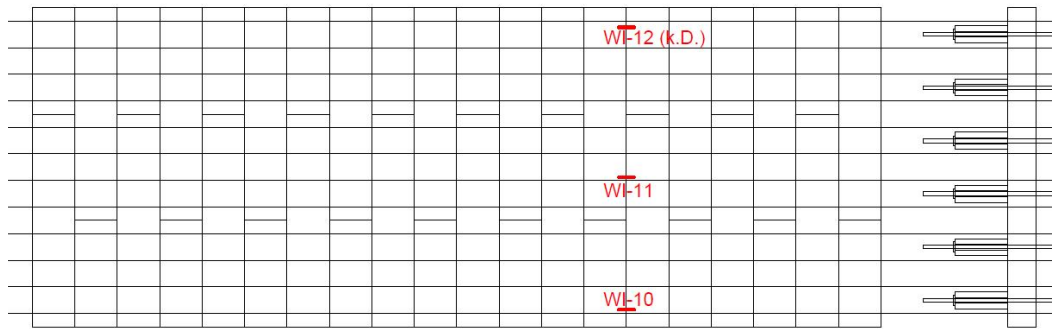


Abbildung A.25: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 14

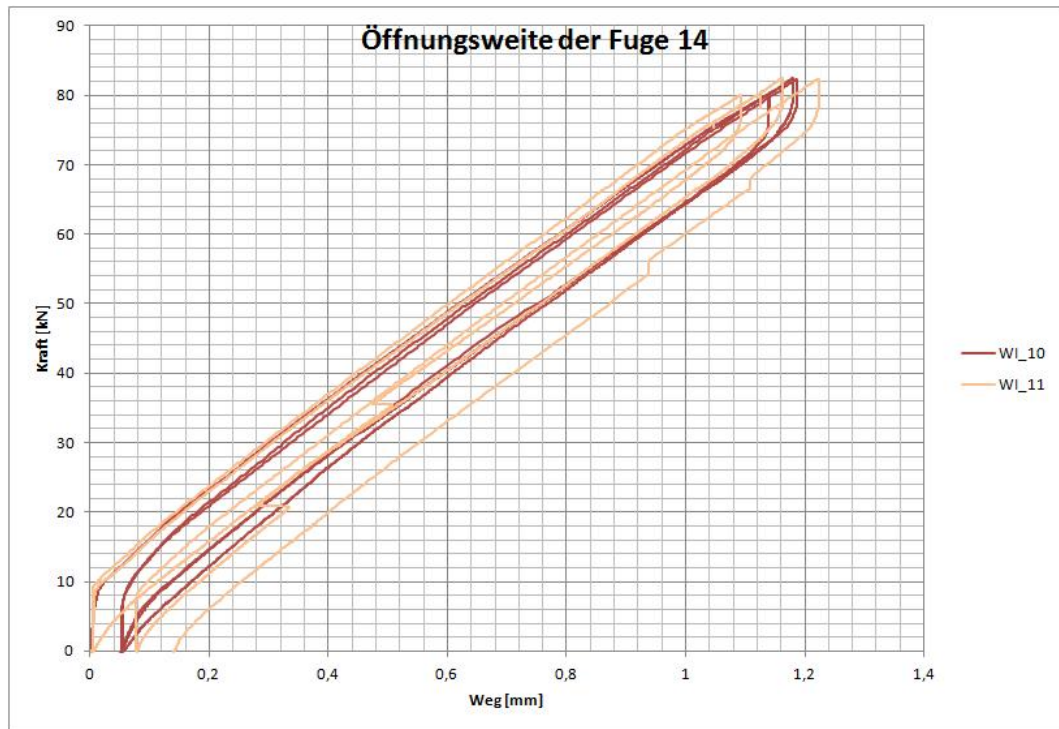


Abbildung A.26: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 14

A ANHANG

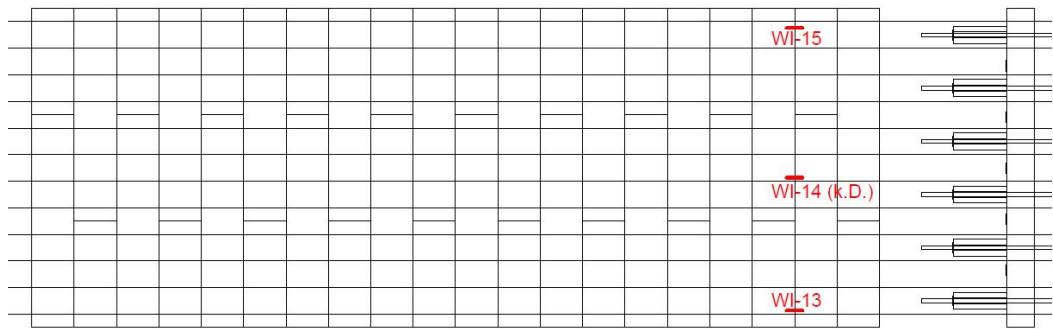


Abbildung A.27: Messtechnik Versuchsdurchgang 3 - Fuge 18

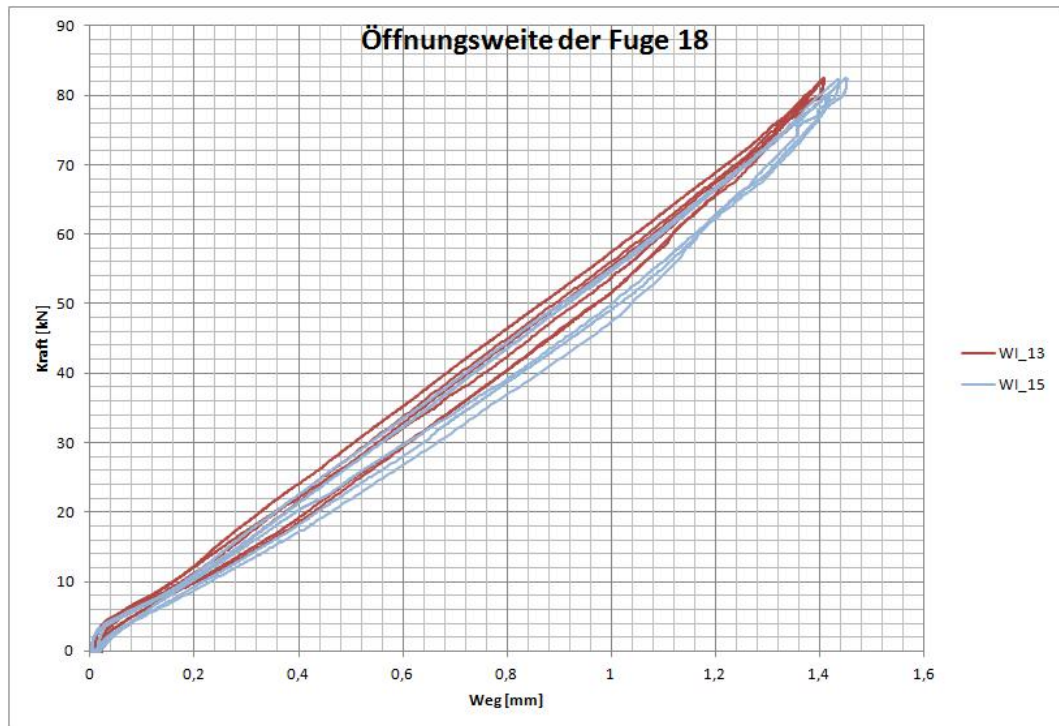
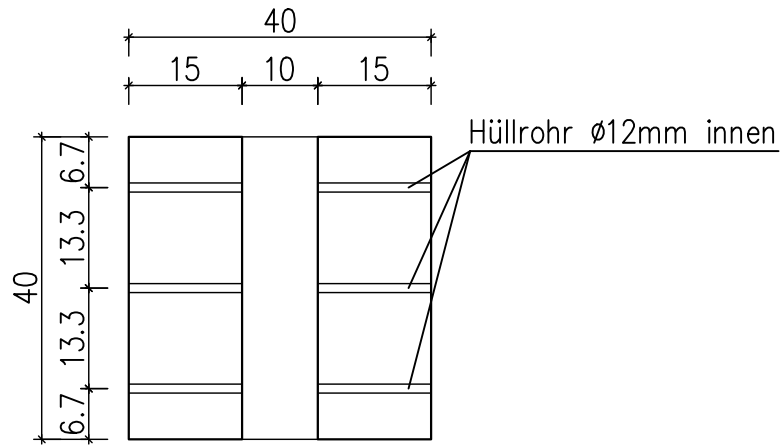


Abbildung A.28: Messergebnisse Versuchsdurchgang 3 - Fuge 18

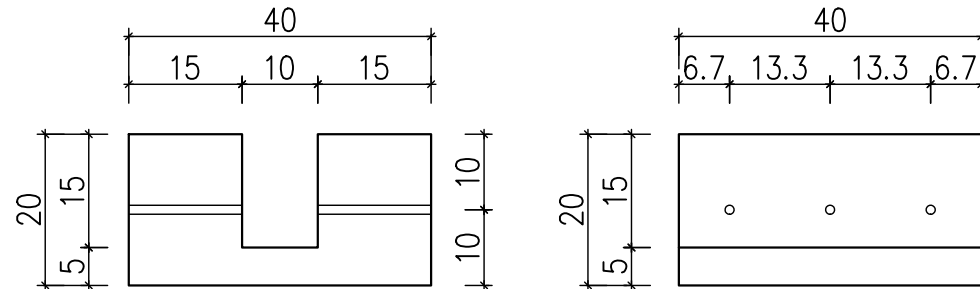
A.3 Pläne

Typ 1 - 14 Stück

Grundriss

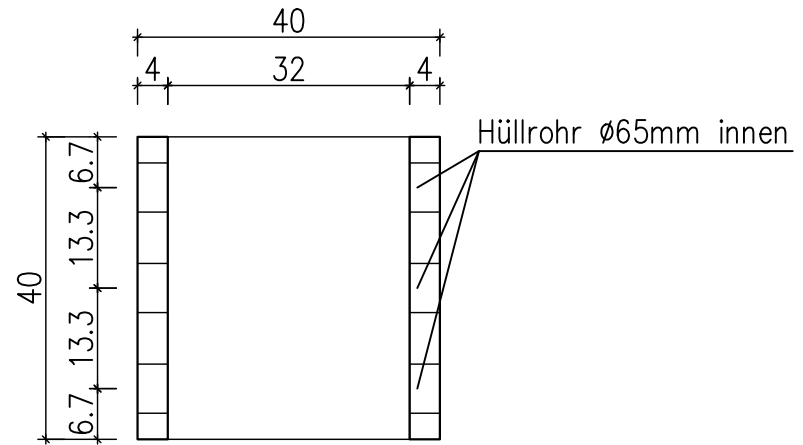


Ansichten

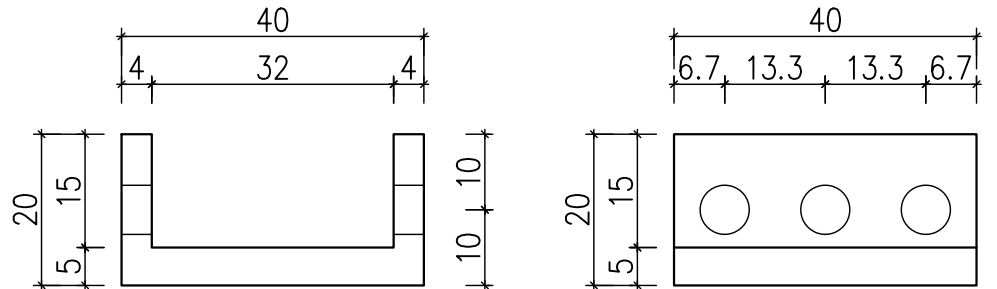


Typ 2 - 7 Stück

Grundriss



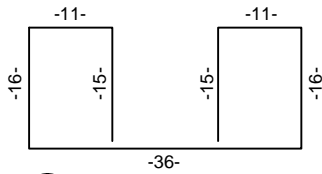
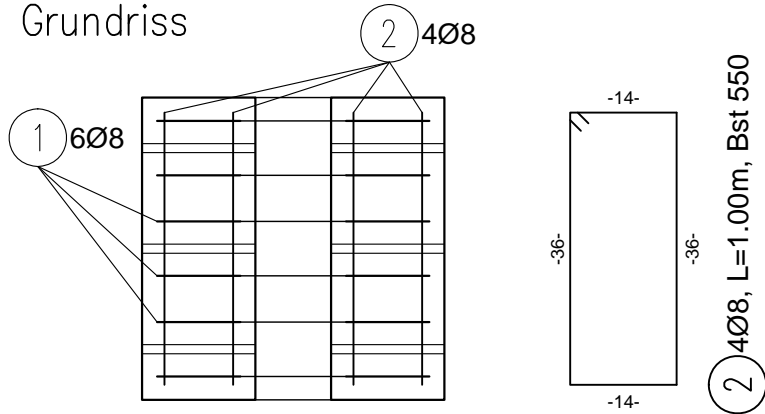
Ansichten



A				
-	15.04.2014	Philipp Preinstorfer	-	
Bearbeitet	Datum	Name	Art der Änderung	Zustimmung
Maße in cm				Institut für Tragkonstruktionen Betonbau
Maßstab 1:10		Schalplan Versuchskörper - Betonfertigteile		

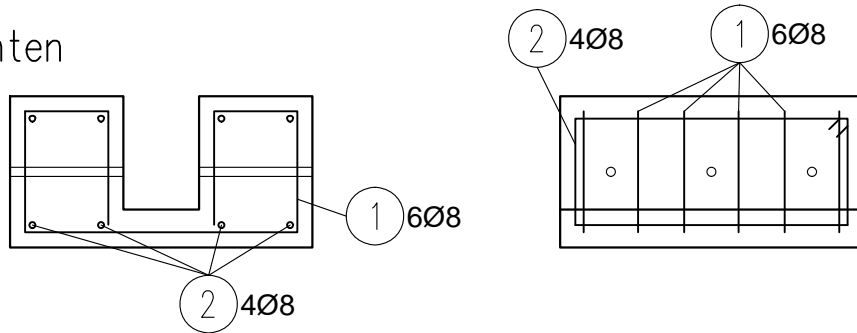
Typ 1 - 14 Stück

Grundriss



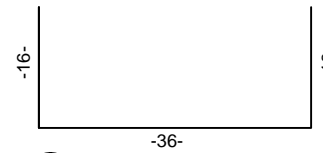
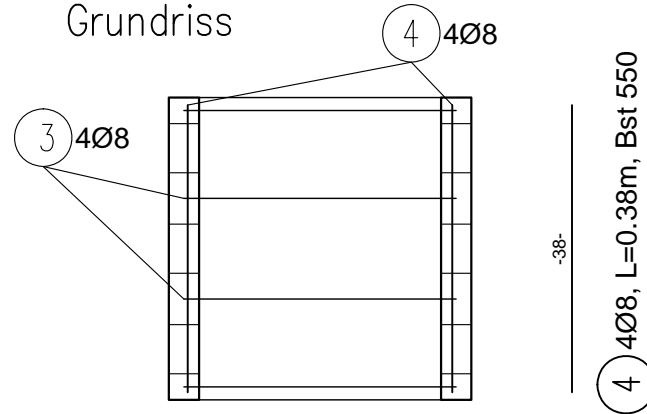
1 6Ø8, L=1.20m, Bst 550

Ansichten



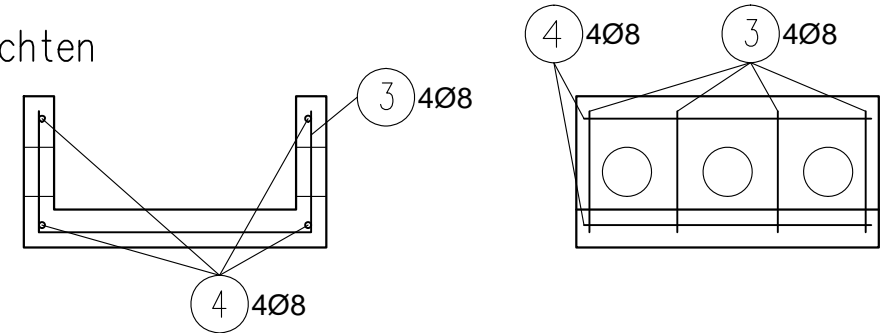
Typ 2 - 7 Stück

Grundriss



3 4Ø8, L=0.68m, Bst 550

Ansichten



Pos.	Stk.	d	Länge	db ds	Typ	Biegeform	Ces.L	Gewicht kg
1	84	8	1.20				100.80	39.82
2	56	8	1.00				56.00	22.12
3	28	8	0.68				19.04	7.52
4	28	8	0.38				10.64	4.20

Gesamtlängen 186.48

Gesamtgewicht (kg) 73.66

A			
-	15.04.2014	Philipp Preinstorfer	-
Bearbeitet	Datum	Name	Art der Änderung
			Zustimmung

Maße in
cm



Institut für Tragkonstruktionen
Betonbau

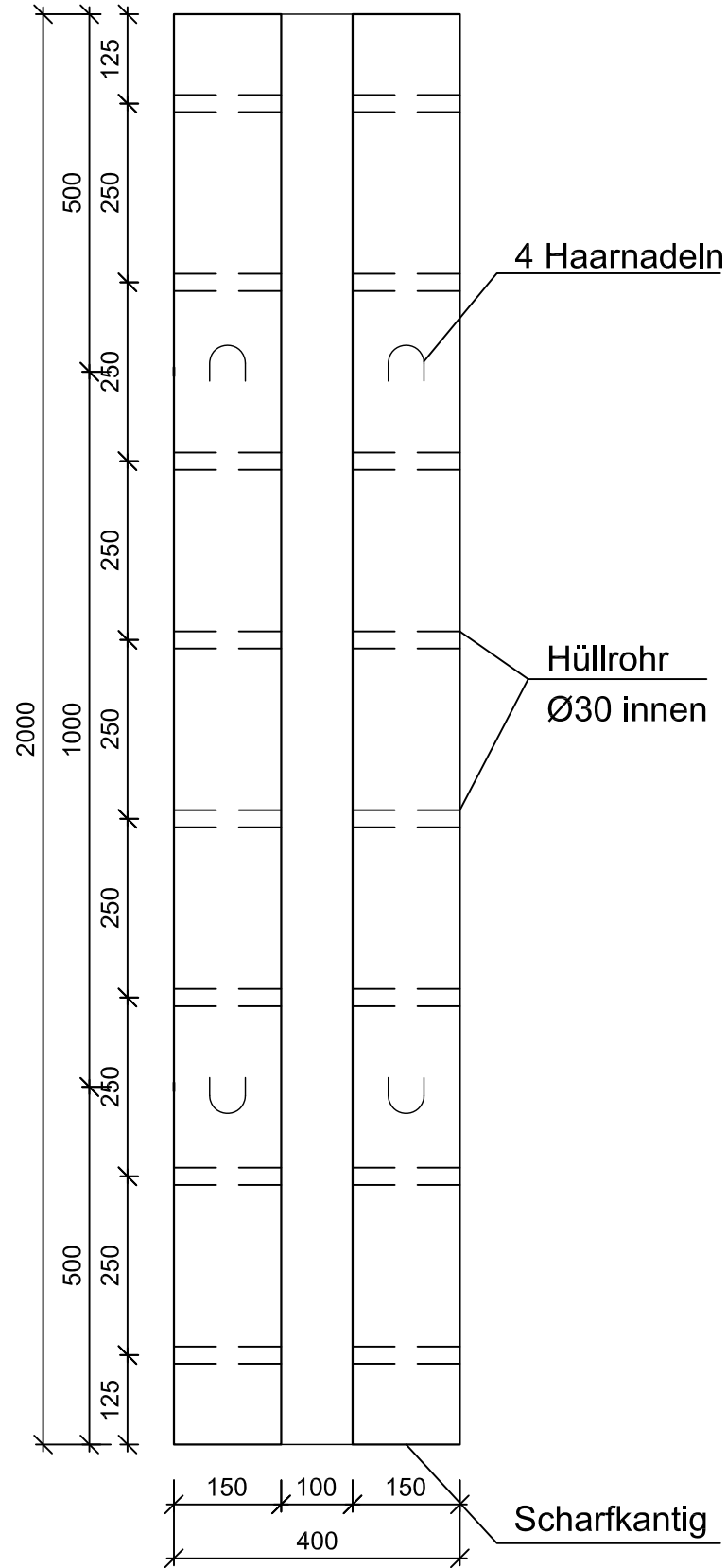
Maßstab
1:10

Bewehrungsplan

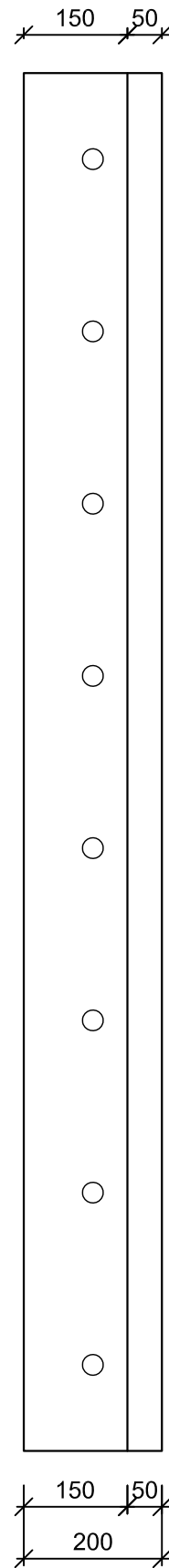
Versuchskörper - Betonfertigteile

Typ 1 - 30 Stück

Grundriss

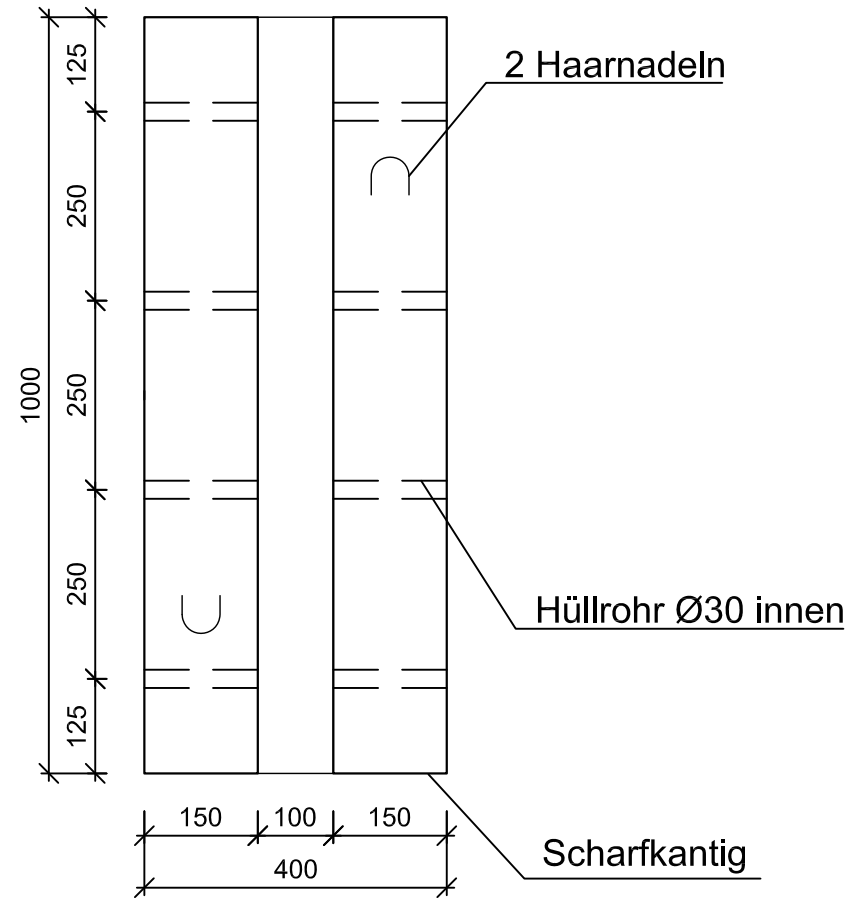


Ansicht

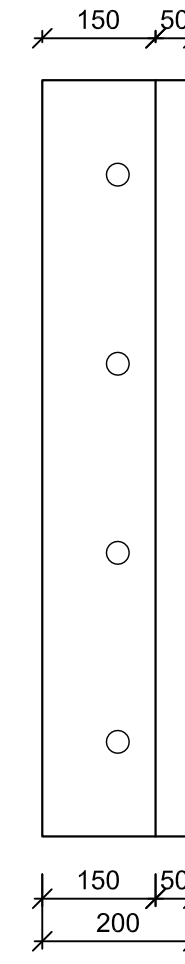


Typ 2 - 20 Stück

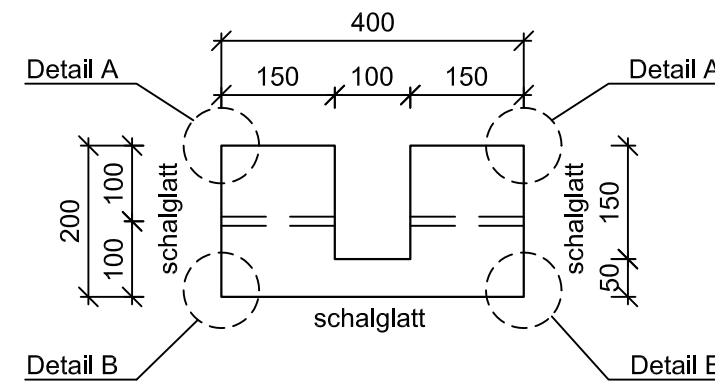
Grundriss



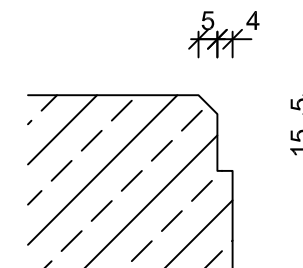
Ansicht



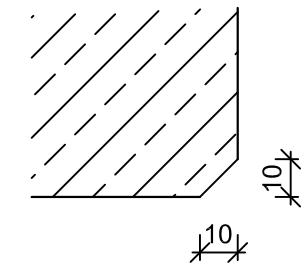
Schnitt



Detail A



Detail B



640 Stk. Hüllrohr Ø30 innen x 150mm

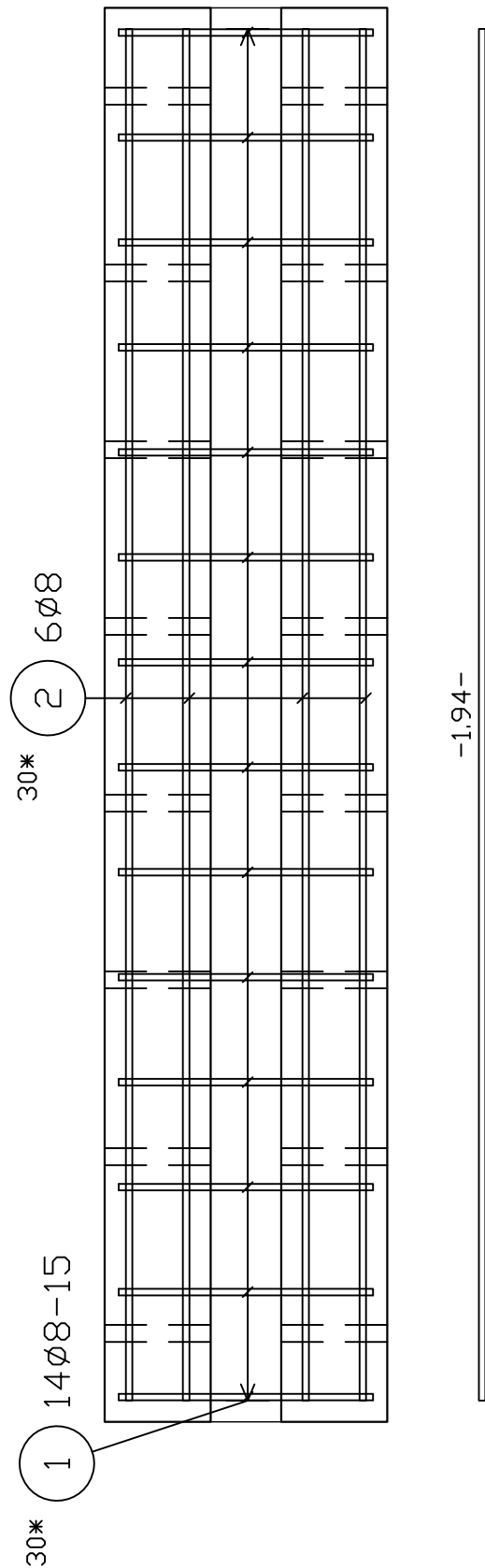
Maße in mm

Betongüte C30/37
Oberfläche glatt abziehen

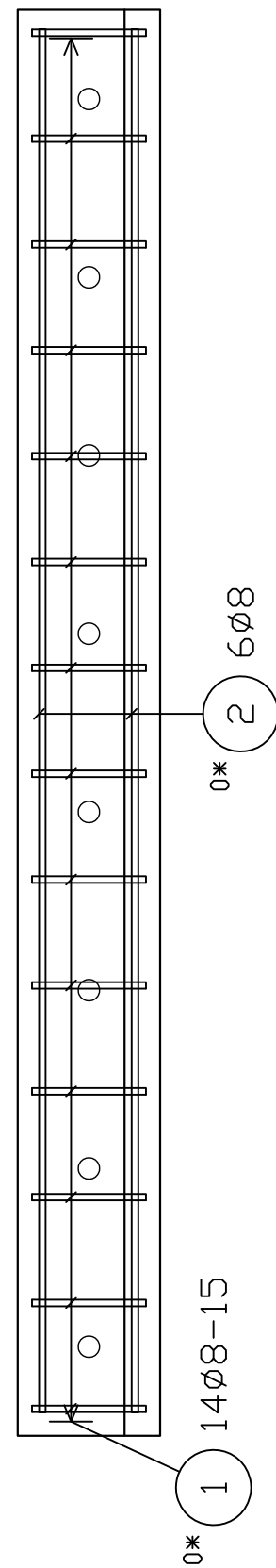
Projekt: Schalplan Versuchskörper - Variante 1		GZ:
Fahrbahnübergang		Datum: 10.06.2014
640 Stk. Hüllrohr Ø30 innen x 150mm		Bearbeiter: Preinstorfer
TU WIEN		Plannummer:

Typ 1 - 30 Stück

Grundriss

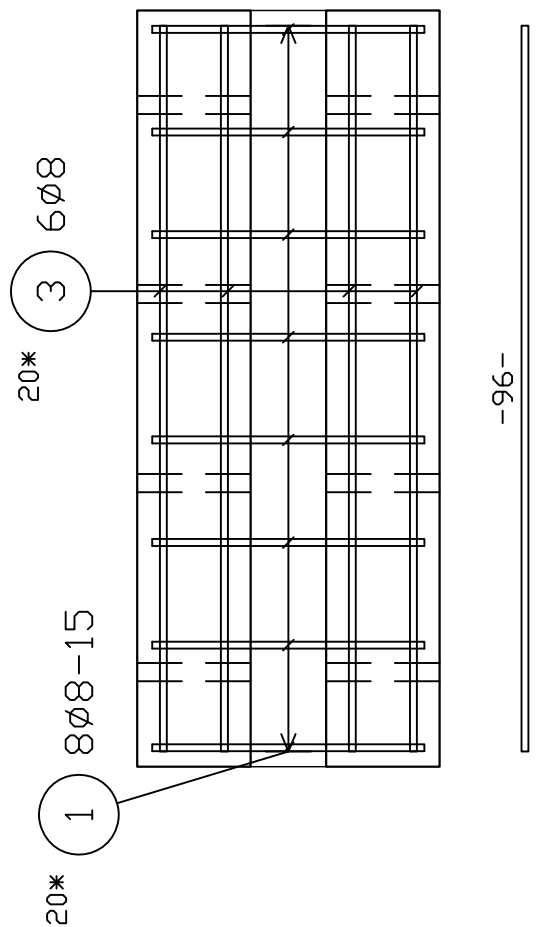


2 180Ø8, L=1.94m



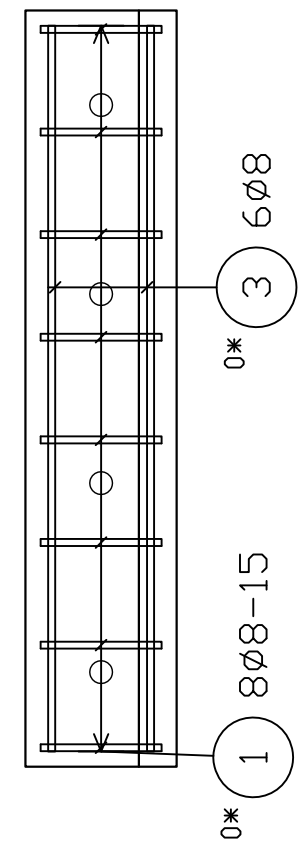
Typ 2 - 20 Stück

Grundriss

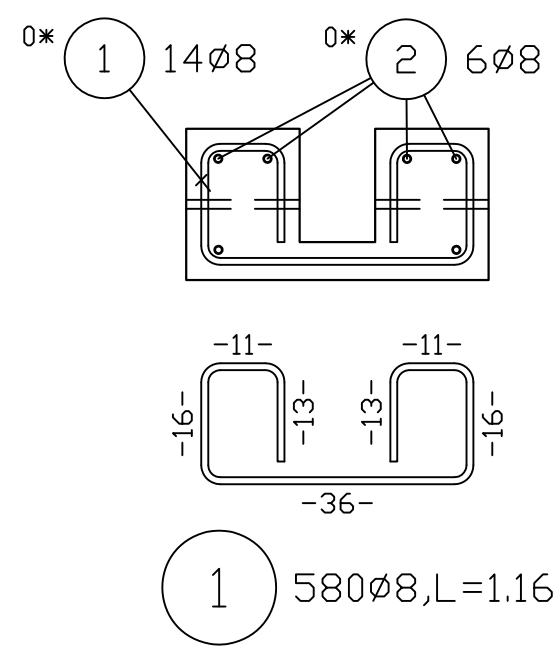


3 120Ø8, L=0.96m

Ansichten



Schnitt



1 580Ø8, L=1.16m

BIEGELISTE Betonstahl: B500B							Ges. L	Gewicht kg
Pos.	Stk.	d	Länge	abw. ds	Typ	Biegeform		
1	580	8	1.16		X1	 Nr. dx dy l >° 1 0.00 -0.13 0.13 -90 2 -0.11 0.00 0.11 -90 3 0.00 0.16 0.16 -90 4 0.36 0.00 0.36 -90 5 0.00 -0.16 0.16 -90 6 -0.11 0.00 0.11 -90 7 0.00 0.13 0.13	672.80	265.756
2	180	8	1.94		A1	 1.94	349.20	137.934
3	120	8	0.96		A1	 96	115.20	45.504

Gesamtgewicht (kg) 449.194

STAHLLISTE Betonstahl: B500B				
Pos.	Stk.	d	Länge	D8
1	580	8	1.16	672.80
2	180	8	1.94	349.20
3	120	8	0.96	115.20

Gesamtlängen 1137.20
 kg / m D8 0.395
 kg / d 449.194

Gesamtgewicht (kg) 449.194

Maße in mm

GZ:		Datum:	10.06.2014	Bearbeiter:	Preinstorfer
Projekt:	Bewehrung Versuchskörper - Variante 1				
Projekt:	Fahrbahnübergang				
Rev.:	-	Datum:	-	gez.:	-
Art der Änderung:	-				
Plannummer:	-				

