

Diplomarbeit

Versuche zur Verbesserung des LT-Brückenbauverfahrens

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Experiments to Improve the LT-Bridge Construction Method

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

Michael Fischer, BSc

Matr.Nr.: 11810924

Betreuung: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Franz Untermarzoner**

Dipl.-Ing. Dr. techn. **Wolfgang Träger**

Institut für Tragkonstruktionen

Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau

Technische Universität Wien

Karlsplatz 13/Stiege 2/3.OG , 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2024

Danksagung

Mein Dank gilt Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. M.Eng Johann Kollleger, Herrn Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr.techn. Wolfgang Träger und Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Franz Unter-marzoner, welche mir die Bearbeitung dieses Themas ermöglicht haben. Bei Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Franz Untermarzoner möchte ich mich für die kompetente und angenehme Einführung in das wissenschaftliche Arbeiten beim Verfassen dieser Arbeit und bei der Unterstützung bei der Durchführung der Versuche bedanken. Für die ausgezeichnete Betreuung bei der Durchführung der Versuche und seiner Expertise möchte ich mich bei Herrn Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr.techn. Wolfgang Träger und seinem Team im Science Center bedanken.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei meiner Familie bedanken und im Besonderen bei meinen Eltern, die mir diese Ausbildung bedingungslos ermöglicht haben. Ohne ihrer finanziellen aber auch menschlichen Unterstützung hätte ich diese Leistung nicht geschafft. Weiters möchte ich mich bei meiner besten Freundin und Schwester Maria bedanken, die immer für mich da ist.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Freunden, die mit mir dieses Studium gemeinsam bestritten haben. Ich glaube mit Gewissheit sagen zu können, dass ich das Studium nicht in dieser Zeit und mit so viel Freude absolviert hätte. Vielen Dank für die schöne gemeinsame Zeit!

Mannersdorf im Juni 2024

Michael Fischer

Kurzfassung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit Anwendungsbeispielen des LT-Brückenbauverfahrens sowie mit möglichen Verbesserungen des Bauverfahrens. Das LT-Brückenbauverfahren ist eine neue Brückenbaumethode, die auf den positiven Erfahrungen des Institutes für Tragkonstruktionen mit dünnen Fertigteilenelementen basiert. Dieses Verfahren ermöglicht es durch die Verwendung von Fertigteilen, Brücken in kürzerer Zeit als mit konventionellen Bau- und Schalverfahren zu errichten. Im ersten Teil der Arbeit wird die dem LT-Brückenbauverfahren zugrunde gelegte Technik des Vorspannens von Beton erläutert. Der zweite Teil betrachtet das Brückenbauverfahren im Allgemeinen und zeigt die Anwendung am bereits umgesetzten Beispiel der Pinkabachbrücke und an zwei geplanten Projekten. Für eines der geplanten Projekte wird ein Vergleich der Umweltauswirkungen zwischen einer LT-Brücke und einer Stahl-Beton-Verbundbrücke geführt. Dabei kann gezeigt werden, dass das Bauverfahren auch in ökologischer Hinsicht anderen Brückenbauverfahren sogar überlegen ist. Im dritten Teil der Arbeit werden Verbesserungspotenziale des Bauverfahrens untersucht. Einerseits wird, um das Gewicht im Montagezustand zu reduzieren, versucht, die Typ 1 Spannglieder bereits vor Herstellung des umgebenden Betons zu verpressen. Andererseits wird versucht, die Abdichtung der Fuge zwischen Längs- und Querträger zu optimieren. Dabei kann gezeigt werden, dass Blechhüllrohre für das Verpressen ohne umgebenden Beton ungeeignet sind, HDPE-Hüllrohre hingegen dafür geeignet sind. Als Fugenabdichtung hat sich eine Mörtelfuge als sinnvolle Lösung herauskristallisiert.

Mit dieser Arbeit kann gezeigt werden, dass das LT-Brückenverfahren noch Verbesserungspotenziale aufweist, aber bereits im derzeitigen Entwicklungsstand eine wirtschaftliche und ökologisch vertretbare Alternative zu konventionellen Bauverfahren darstellt.

Abstract

This thesis deals with the application examples of the LT-Bridge Construction Method, and with potential improvements to the construction method. The LT-Bridge Construction Method is a new bridge construction technique based on the positive experiences of the Institute for Structural Engineering with thin prefabricated elements. This method allows for the construction of bridges in a shorter time compared to conventional construction and formwork methods by using prefabricated elements. The first part of the thesis explains the technique of prestressing concrete, which is the technique on which the LT-Bridge Construction Method is based on. The second part considers the bridge construction method in general and illustrates its application with the example of the Pinkabach Bridge and two planned projects. For one of the planned projects, an environmental impact comparison is made between an LT-Bridge and a steel-concrete composite bridge. It can be shown that the construction method is even superior to other bridge construction methods in ecological terms. The third part of the thesis examines potential improvements of the construction method. In an attempt to reduce weight during the assembly phase, attempts are made to grout Type 1 tendons before the surrounding concrete is produced. Attempts are made to optimize the sealing of the joint between the longitudinal and transverse beams. It can be shown that sheet metal tubes are unsuitable for pressing without surrounding concrete, whereas HDPE tubes are suitable for this purpose. A mortar joint is developed as a viable solution for joint sealing.

This thesis demonstrates that the LT-Bridge Construction Method still has potential for improvement, but already represents an economically and ecologically viable alternative to conventional construction methods in its current state of development.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Problemstellung	10
1.2	Zielsetzung	10
2	Vorspannung	11
2.1	Historische Entwicklung und Verbreitung des Spannbetons	11
2.2	Prinzip der Vorspannung	14
2.3	Vorspannung mit sofortigem Verbund	17
2.4	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	18
2.5	Vorspannung ohne Verbund	19
2.6	Vor- und Nachteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund gegenüber der Vorspannung ohne Verbund	20
3	LT-Brückenbauverfahren	21
3.1	Entwicklung	21
3.2	Bauteile	21
3.2.1	Längsträger	21
3.2.2	Fahrbahnplattenelemente	22
3.2.3	Versetzen der Fertigteile	22
3.3	Anwendung Pinkabachbrücke	23
3.3.1	Projektbeschreibung	23
3.4	Anwendung Überfahrtsbrücke St. Martin am Grimming	26
3.4.1	Projektbeschreibung	26
3.5	Anwendung Brücke über die B37 bei Krems	29
3.5.1	Projektbeschreibung	29
3.5.2	Vergleich der Umweltauswirkungen	30
3.5.3	Massenermittlung Stahl-Beton-Verbundbrückenvariante	31
3.5.4	Umweltauswirkungen Stahl-Beton-Verbundbrückenvariante	38
3.5.5	Massenermittlung LT-Brückenvariante	38
3.5.6	Umweltauswirkungen LT-Brückenvariante	43
3.5.7	Vergleich der Umweltauswirkungen	44
4	Experimentelle Untersuchungen zum Verpressen von Hüllrohren vor Herstellung des Betonbauteils	45
4.1	Vorversuche	45
4.1.1	Versuchsvorbereitung	45
4.1.2	Versuchsdurchführung	45
4.1.3	Versuchsergebnisse	47
4.2	Verpressversuche	52
4.2.1	Versuchsvorbereitung	52
4.2.2	Versuchsdurchführung	53

4.2.3	Versuchsergebnisse	53
5	Fugenabdichtung zwischen Längsträger und Fahrbahnplattenelement	58
5.1	Problemstellung	58
5.2	Lösungsansätze	58
5.2.1	Mörtelfuge	60
6	Zusammenfassung und Ausblick	62

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Wie die Verkehrsstrategie der Europäischen Kommission [1] und der Bericht des deutschen Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur [2] zeigen, werden uns als Ingenieure Eisenbahnbrücken und Straßenverkehrsbrücken auch noch in den nächsten Jahrzehnten beschäftigen. Um die Errichtung und Erhaltung von Infrastrukturbauwerken wie Brücken sozial und ökologisch gerecht sowie ökonomisch vertretbar zu gestalten, ist der Einsatz von innovativen, ressourcenschonenden und effizienten Verfahren wie dem LT-Brückenbauverfahren notwendig. Denn das Pariser Klima-Übereinkommen sieht eine Reduzierung des Treibhausgasausstoßes vor, um den Anstieg der durchschnittlichen Temperatur deutlich unter 2° gegenüber dem vorindustriellen Niveau zu halten [3].

1.2 Zielsetzung

Das LT-Brückenbauverfahren wurde bereits erfolgreich zur Errichtung der einfeldrigen, eingeleigten Pinkabachbrücke angewendet [4, 5]. Das Brückenbauverfahren soll jedoch, falls möglich, noch weiterentwickelt und verbessert werden. In dieser Arbeit wird daher zuerst die zugrunde liegende Technologie des Vorspannens von Beton betrachtet. Anschließend betrachtet diese Arbeit die Machbarkeit des Verpressens der Typ 1 Spannglieder beim LT-Brückenbauverfahren vor Herstellung des umgebenden Betons zur Gewichtsreduktion für die Montage der Fertigteile und die Herstellung einer druckfesten Abdichtung der Fuge zwischen Fahrbahnplattenelement und Längsträger für die Herstellung der Aufbetonschicht. Die Abdichtung der Fuge soll nach Fertigstellung der Aufbetonschicht, wie in [6] bereits beschrieben, gemeinsam mit dem Aufbeton wirken. Weiters werden in dieser Arbeit die Umweltauswirkungen während der Lebenszyklusphasen A1-A3, als auch die Umweltauswirkungen der Herstellung der Baustoffe, einer LT-Brücke und einer konventionellen Stahl-Beton-Verbundbrücke verglichen.

Kapitel 2

Vorspannung

Grundsätzlich gibt es, wie Holst und Holst in [7] beschreiben, drei Arten von Vorspannungen im Betonbau.

- Vorspannung mit gleichzeitigem Verbund
- Vorspannung mit nachträglichem Verbund
- Vorspannung ohne Verbund

Die Vorspannung mit gleichzeitigem Verbund wird in EC2-1-1 [8] und in [9] Vorspannung mit sofortigem Verbund genannt. Die Vorspannung mit gleichzeitigem Verbund setzt, wie von Zilch und Zehetmaier in [9] beschrieben, stationäre Fertigungseinrichtungen voraus. Sie ist daher für die Verbindung der Längsträgersegmente mit den Typ 1 Spanngliedern beim LT-Brückenbauverfahren nicht geeignet. Folgend wird die Vorspannung mit sofortigem Verbund jedoch aus Gründen der Vollständigkeit beschrieben.

2.1 Historische Entwicklung und Verbreitung des Spannbetons

Das Prinzip der Vorspannung, unabhängig von der Verwendung in Kombination mit Beton, wird vermutlich schon seit Jahrtausenden verwendet. Bereits um 2700 v.Chr wurde in Ägypten, um die Schiffe hochseetauglich zu machen, eine Längsvorspannung angewendet [10]. Das erste Patent für die Verwendung der Vorspannung im Betonbau erfolgte erst im Jahr 1888 durch das Patent des Amerikaners P.H. Jackson in den USA und durch das Patent des Deutschen C.F.W. Doebling. Die Spannbetonbauweise konnte sich jedoch aufgrund des Fehlens von hochfesten Stählen und dem damit verbundenen Problem des fast vollständigen Abbaus der Vorspannung durch das Schwinden und Kriechen des Betons, noch nicht durchsetzen. Die Durchsetzung der Spannbetonbauweise im Betonbau erfolgte erst mit den Entwicklungen von Freyssinet [10].

Die Verbreitung und Weiterentwicklung des Spannbetonbaus kann, wie von Billington in [11] beschrieben, anhand der aus seiner Sicht bedeutendsten Personen: Eugene Freyssinet, Gustave Magnel und Ulrich Finsterwalder erzählt werden. Für Billington ist in [11] die Entwicklung der Vorspannung im Betonbau die bedeutendste neue Entwicklung im Bauingenieurwesen aller Zeiten.

Freyssinet veröffentlichte im Januar 1933 in Science et Industrie, die Voraussetzungen für die Verwendung von Vorspannung im Betonbau [11].

- Die Verwendung von Metallen mit einer sehr hohen Elastizitätsgrenze.
- Vorspannung dieser Metalle, mit einer sehr hohen Anfangsspannung, viel größer als 500 MPa.

- Verwendung von Betonen mit einer sehr geringen, konstanten und bekannten Verformungsrate. Diese Betone haben den zusätzlichen Vorteil, dass sie sehr hohe Festigkeiten aufweisen.

Damit hat Freyssinet als Erster die heute noch geltenden Anforderungen für den Spannbetonbau, wie die Verwendung von hochfesten Stählen, Vorspannung mit einer hohen Anfangsspannung und die Verwendung von hochfesten Betonen, bereits beschrieben. Trotzdem gelang es Freyssinet zuerst nicht, seine neue Entwicklung zu vermarkten, einerseits war Frankreich 1933 Teil der weltweiten Wirtschaftskrise und andererseits war die Vorspannung eine radikale Idee. Auch sein Versuch, in einer eigenen Fabrik Spannbetonsäulen für Elektrizitätsleitungen herzustellen, scheiterte an der Wirtschaftlichkeit. Erst als er im Jahr 1935 die Fundamente des Hafens von Le Havre mithilfe von Vorspannung konsolidierte und somit den Hafen rettete, konnte er die französischen Autoritäten von der Vorspannung überzeugen. Danach konnte er Spannbetonbrücken, wie die Luzancy Brücke über die Marne, die die erste bedeutende Brücke der Welt, die in segmentweiser Spannbetonbauweise errichtet wurde, entwickeln [11].

Magnel war Professor der Universität von Ghent und Direktor des Labors für Stahlbeton. Während des Zweiten Weltkrieges erforschte er Freyssinets Ideen. Nach dem Ende des Zweiten Weltkrieges war er einer der wenigen Ingenieure mit einer großen Erfahrung im Stahlbetonbau und einem Verständnis für die Vorspannung. Die Beherrschung der englischen Sprache ermöglichte es ihm, seine Ideen mit der englischsprachigen Welt zu teilen. Er hatte auch bereits neun Bücher veröffentlicht, als er 1948 das Buch *Le Béton Précontraint* veröffentlichte, welches sofort in Englisch in England und später auch in den USA veröffentlicht wurde. Seine bedeutendste Eigenschaft war aber seine Fähigkeit zu unterrichten. Sein Ziel als Lehrender und Forscher war es, komplexe Probleme zu vereinfachen. Aufgrund dieser Eigenschaften war es keine Überraschung, dass er 1948 für die Planung der Walnut Lane Bridge in Philadelphia angefragt wurde. Mit vorgespannten Längsträgern konnte er die Stadt und die künstlerische Jury überzeugen. Die künstlerische Jury befand, dass aufgrund der schlanken Linien der neuen Brücke, im Gegensatz zur ursprünglich geplanten Bogenbrücke, keine Steinverkleidung notwendig ist. Mit der neuen Brücke konnten im Vergleich zur ursprünglich geplanten Brücke 16 % der Kosten eingespart werden. Vor der Errichtung der Brücke wurde ein 48,5 m langer Längsträger (Originalgröße) bis zur Zerstörung belastet. Dieser Versuch war vermutlich für die Bemessung unwichtig, aber ermöglichte es den mindestens 500 anwesenden Ingenieuren, die Fähigkeiten von Brücken mit vorgespannten Längsträgern vorzuführen. Trotz der erfolgreichen Umsetzung dieser Brücke gab es in den USA noch Zweifel, ob die direkte Eins-zu-Eins-Übernahme der neuen europäischen Bauweise sinnvoll ist. Diese Zweifel bestanden, da in den USA im Gegensatz zu Europa die Materialkosten geringer waren als die Lohnkosten. Diese im Jahr 1951 noch bestehenden Zweifel konnten durch die Entwicklungen und Anpassungen des Bauverfahrens, wie die Entwicklung neuer Knopfanker, aus dem Weg geräumt werden und die Verwendung von Spannbeton im Brückenbau setzte sich durch. Diese Entwicklung wurde auch bei der Weltkonferenz für Spannbeton in Berkeley, Kalifornien, durch die Berichte gezeigt [11].

Die Brücken von Ulrich Finsterwald wurden, ähnlich wie bei Freyssinet, aufgrund der niedrigeren Kosten umgesetzt. Seine größte Entwicklung war das Freivorbauverfahren ohne Rüstung. Finsterwald hatte ebenfalls vor Verwendung des Spannbetons große Erfahrungen mit Stahlbeton, Bogentragwerken und dünnwandigen Schalentragwerken. 1937 begann er die Entwicklung von Vorspannsystemen und den Entwurf und Bau seiner ersten Brücke. Seine bedeutendsten Arbeiten im Spannbetonbau begannen jedoch erst nach dem 2. Weltkrieg, wobei er mit seinen vielfältigen Arbeiten zeigte, dass Spannbeton eine elegante Lösung für fast alle bedeutenden konstruktiven Herausforderungen ist. Mit der Mangfall Brücke konnte er zeigen, dass Spannbetonbrücken nicht

nur kostenmäßig mit den Stahlbrücken, sondern auch in Bezug auf die Strukturhöhe konkurrieren können. Er verfolgte die Idee, jede Stahlbrücke durch eine Spannbetonkonstruktion ersetzen zu können. Die von ihm entwickelte Spannbandbrücke ermöglichte neue Spannweiten für Spannbetonbrücken. Er entwickelte auch einen Plan für eine Bosphorus Brücke mit einer Spannweite von 454 m [11].

Als letzten Teil beschreibt Billington in [11] bedeutende Spannbetonbauwerke in der nahen Vergangenheit (in Bezug auf die Veröffentlichung des Papers), z.B.: Die Brücke über den Rio Colorado in Costa Rica, die von T.Y. Lin International entworfen wurde. Die Brücke überspannt mit einer Tragweite von 145 m ein 91 m tiefes Tal. Die Tragstruktur zeichnet sich klar im polygonalen Untergurt, in den schlanken vertikalen Streben und in der geraden Fahrbahn ab. Beim Chillon-Viadukt von Professor Piguet am nordöstlichen Ufer des Genfersees kann die Tragstruktur ebenfalls aus der Form abgelesen werden. Obwohl bei diesem Bauwerk die Architektur ein einflussreiches Kriterium für die Auswahl darstellte, konnte die Brücke mit dem Freivorbauverfahren und mit Fertigteilen kostengünstig gebaut werden. Die Ganterbrücke von Christian Menn als Teil des Simplonpasses zeigt die Möglichkeiten in der Formgebung bei Spannbetonbauten [11].

2.2 Prinzip der Vorspannung

Das Prinzip, das Tragverhalten von Bauteilen mit der Vorspannung zu verbessern, gibt es, wie in [10] beschrieben, vermutlich schon seit Jahrtausenden. Um das Prinzip der Vorspannung einfach zu verstehen, verwendet Rombach in [12] die in Abb. 2.1 dargestellten Beispiele: ein Holzfass mit Fassreifen, ein Speichenrad und das Hochheben eines Bücherstapels. Beim Holzfass in Abb. 2.1 (a) werden durch die Fassreifen die Holzdauben zusammengespant, damit das Holzfass dicht wird. Bei einem Speichenrad, wie in Abb. 2.1 (b), werden die dünnen Speichen vorgespannt, damit sie unter Belastung noch Zugkräfte aufweisen, um nicht auszuknicken. Bei dem Bücherstapel in Abb. 2.1 (c) werden die Reibungskräfte durch die Vorspannung aus dem Zusammendrücken erst aktiviert und er kann in dieser Orientierung gehoben werden [12].

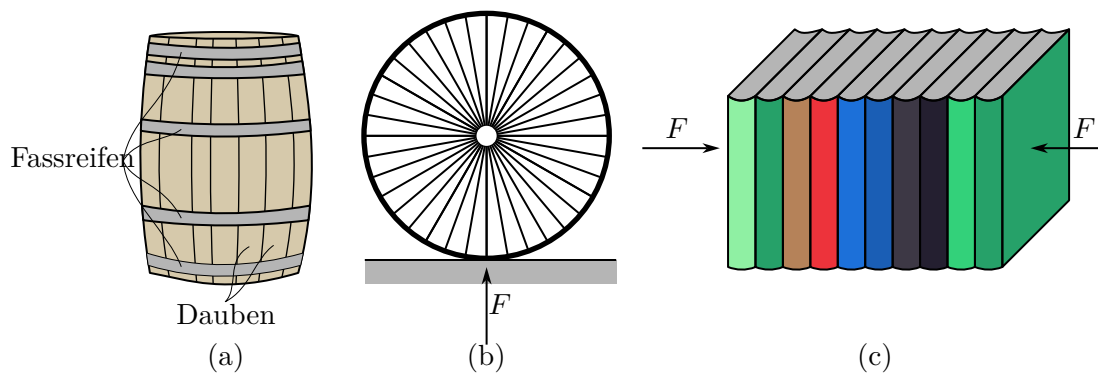


Abb. 2.1: Beispiele, bei denen Vorspannung sinnvoll eingesetzt wird (a) Holzfass, (b) Speichenrad und (c) Heben eines Bücherstapels mit den Büchern vertikal nach [12] (grafisch überarbeitet)

Nach dieser intuitiven Beschreibung wird die Sinnhaftigkeit und die Funktionsweise der Vorspannung in Bezug auf den Betonbau erläutert.

Bereits geringe Zugspannungen durch äußere Belastungen führen aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons zu Rissen. Diese Risse führen wiederum zu einer Reduktion der Steifigkeit. Daher existiert die Idee der Reduzierung der Zugspannung im Beton durch Vorspannung schon seit dem 19. Jahrhundert. Die grundlegende Idee ist es, durch die Vorspannung im Beton Druckspannungen zu erzeugen, die, bevor durch die äußeren Lasten Zugspannungen im Bauteil auftreten können, abgebaut werden müssen [9].

Das Prinzip der Vorspannung im Betonbau wird, wie in [9] anhand eines Betonbalkens mit einem Spannstahlstab wie in Abb. 2.2 ersichtlich, beschrieben. In einem Betonbalken wird wie in Abb. 2.2(a) ersichtlich ein Leerrohr einbetoniert, in das nach Erhärten des Betons ein Spannstahlstab eingeführt wird. Dieser exzentrisch liegende Spannstahl erzeugt nach dem Vorspannen mit Muttern und Ankerplatten gegen den Beton mit der Vorspannkraft P eine Drucknormalkraft $N = -P$ und ein konstantes Moment M der Größe $M = -P \cdot z_p$. Bei statisch bestimmten Systemen wie dem Balken entsteht durch die Vorspannung ein Eigenspannungszustand ohne Auflagerreaktionen und eine Verkürzung und Verkrümmung des Trägers. Wenn der Spannstahlstab eine Exzentrizität von $z_p > h/6$ aufweist, kommt es neben den Druckspannungen am unteren Trägerrand zu geringen Zugspannungen am oberen Trägerrand, siehe Abb. 2.2(b). Auf den

Im Fall in Abb. 2.2(c) heben das Eigengewicht und die äußeren Lasten gerade die Druckspannungen am unteren Trägerrand auf.



Eine Erhöhung der äußeren Lasten führt zu Zugspannungen am unteren Trägerrand. Wenn diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, beginnt der Stahlbetonquerschnitt Risse zu bekommen. Wenn die äußeren Lasten weiter erhöht werden, beginnen der Spannstahl und die Betonstahlbewehrung zu fließen. Der Spannbetonbalken weist die gleichen Versagensmechanismen wie ein Stahlbetonbalken auf. Ein Unterschied im Tragverhalten von Spannbetonbalken zu Stahlbetonbalken ist jedoch, dass beim Spannstahl schon ein Teil der gesamten Dehnung als Vordehnung vorweggenommen ist. Dafür weist der Spannbetonbalken, wie in Abb. 2.3 ersichtlich, einen größeren Lastbereich, in dem er ungerissen ist auf. Bei Spannbeton sind die Spannkraftverluste aufgrund von Schwinden und Kriechen des Betons zu berücksichtigen. Daher werden, um den prozentuellen Anteil der Spannkraftverluste zu reduzieren, für die Vorspannung nur hochfeste Stähle, die entsprechend hoch vorgespannt werden können und nicht gewöhnlicher Betonstahl

verwendet. Grundsätzlich wird die Vorspannung über die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen definiert und die für die Tragsicherheit notwendige Bewehrungsmenge wird, falls benötigt, durch Betonstahl ergänzt. Dadurch weist das Spannbetonbauteil auch beim Versagen ein duktileres Verhalten auf, das sich mit großen Verformungen und deutlichen Rissen ankündigt [9].

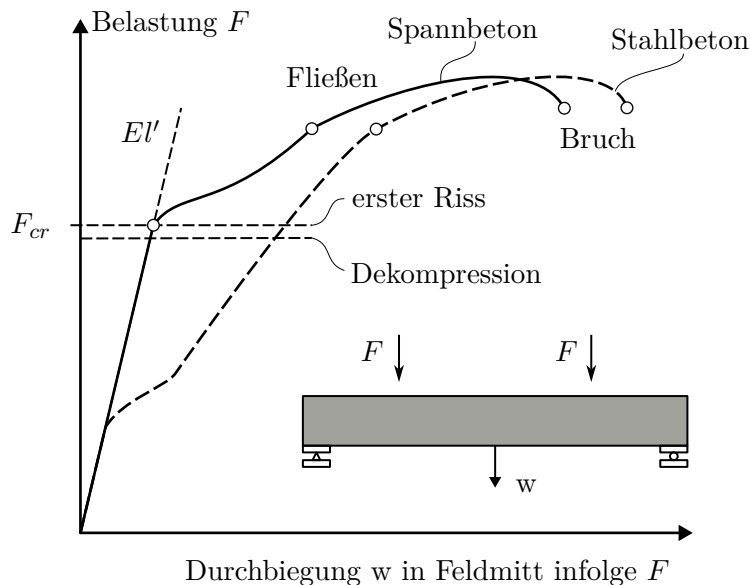


Abb. 2.3: Vergleich der Kraft-Verformungskurven eines Stahlbetonbalkens und eines Spannbetonbalkens nach [9] (grafisch überarbeitet)

Zilch und Zehetmaier nennen in [9] folgende grundlegenden Vorteile des Spannbetons:

- Ermöglichung von größeren Spannweiten durch geringere Verformung bei geringer Bauteilhöhe und damit geringerem Eigengewicht.
- Erhöhung der Dauerhaftigkeit durch die Reduktion der Rissbildung und das Überdrücken von aufgetretenen Rissen.
- Reduktion des Risikos eines Versagens aufgrund von Materialermüdung durch die Reduktion des Spannungswechsels durch zyklische Belastung, z.B.: Verkehrslasten.

Als Nachteile des Spannbetons nennen Zilch und Zehetmaier in [9]:

- Für die Berechnung von Spannbetonbauteilen ist, um die Grenze der Dekompression einzuhalten, eine erhöhte Rechengenauigkeit unter anderem bei der Ermittlung der Eingangsparameter erforderlich.
- Spannbetonbauteile sind in der Herstellung aufwändiger und lohnintensiver als Stahlbetonbauteile.
- Spannstähle weisen höhere Anforderungen an den Korrosionsschutz als Betonstähle auf.

2.3 Vorspannung mit sofortigem Verbund

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund handelt es sich, wie bereits erwähnt, um eine Technik, die aufgrund der stationären Fertigungseinrichtungen nur für Spannbetonfertigteile verwendet wird. Das Prinzip dieser Vorspannungsmethode kann anhand der Abb. 2.6 erklärt werden. Zuerst werden die Spanndrähte oder Litzen gegen die stationären Widerlager vorgespannt. Danach wird der Beton und die gegebenenfalls zusätzlich erforderliche Bewehrung eingebaut. Nachdem der Beton ausreichend ausgehärtet ist, werden die Spannglieder gekappt und die Vorspannung überträgt sich auf den Beton. Zur Übertragung der Kräfte von den Spanngliedern auf den Beton wird die Übertragungslänge l_{bp} benötigt. Je höher die Flächenprofilierung der Spannglieder ist, desto geringer ist diese Übertragungslänge. Aufgrund des hohen Aufwandes für punktuelle Umlenkungen, werden die Spannglieder bei diesem Verfahren üblicherweise gerade geführt. Wenn die Vorspannkraft nicht im ganzen Bauteil wirken soll, kann der Verbund der Spannglieder mit dem Beton durch bereichsweises Abisolieren mit z.B.: PE-Hüllrohren unterbunden werden [9].

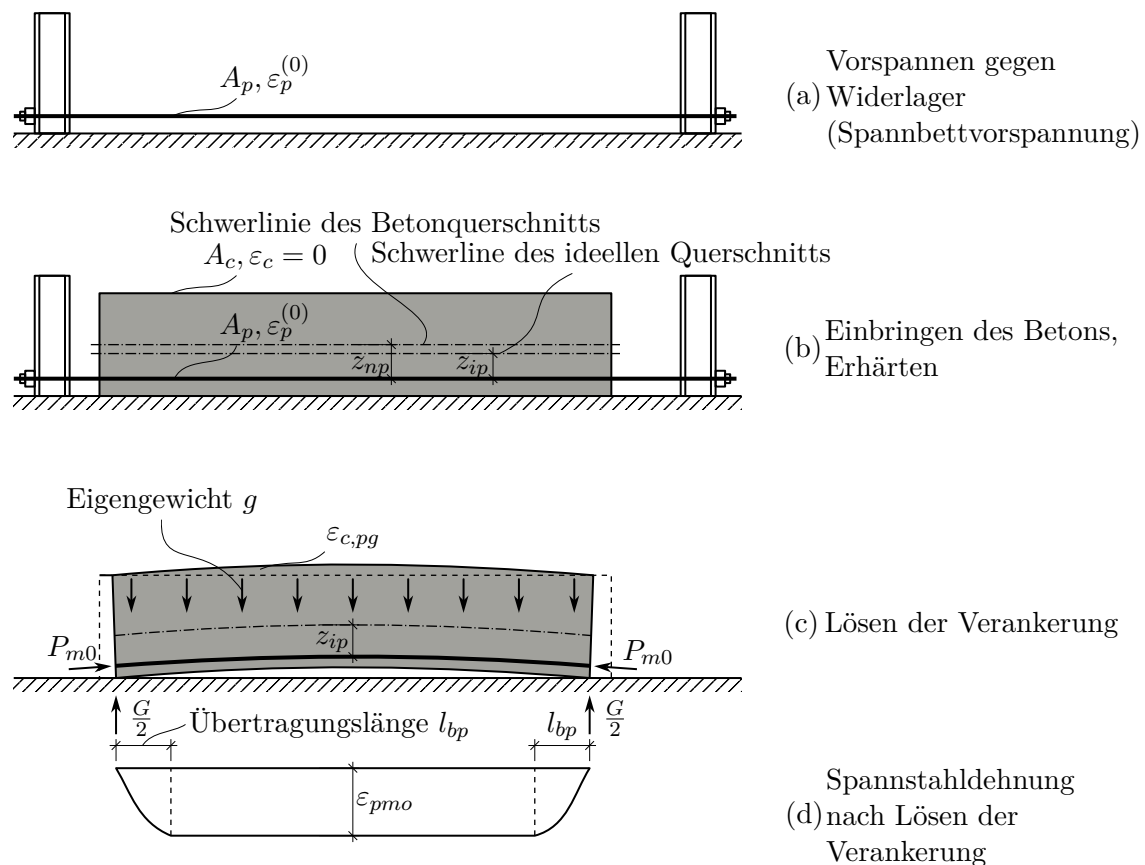


Abb. 2.4: Prinzip der Vorspannung mit sofortigem Verbund nach [9] (grafisch überarbeitet)

2.4 Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden, wie in Abb. 2.5 dargestellt, die Spannglieder schlaff mit Hüllrohren einbetoniert oder nach dem Betonieren in die Hüllrohre eingeführt. Die Spannglieder werden nach einer ausreichenden Erhärtung des Betons vorgespannt und anschließend werden die Hüllrohre mit Zementmörtel verpresst. Dieses Verpressen stellt einerseits den Verbund zwischen den Spanngliedern und dem Betonbauteil her und andererseits sorgt es für den Korrosionsschutz. Unter Einhaltung der Mindestkrümmungsradien können die Spannglieder frei im Bauteil geführt werden, dadurch kann die Vorspannwirkung optimiert werden, solange die Spannverankerung für die Vorspannung frei zugänglich ist. Die Festanker können dafür an beliebigen Stellen im Bauteil angeordnet werden. Ein Problem bei dieser Vorspannung ist, dass bei üblichen nachfedernden Schalungen die Verformungen aus der Vorspannung das Bauteil nicht aus der Schalung heben. Deshalb wird nicht das volle Eigengewicht des Bauteils aktiviert, dadurch kann es zu unzulässig hohen Zugspannungen an der Bauteiloberseite kommen. Um diesem Problem entgegenzuwirken, kann die Schalung während des Spannvorganges abgesenkt werden. Damit wirken während des Spannvorganges schon Eigengewicht und Vorspannung auf das Bauteil [9].

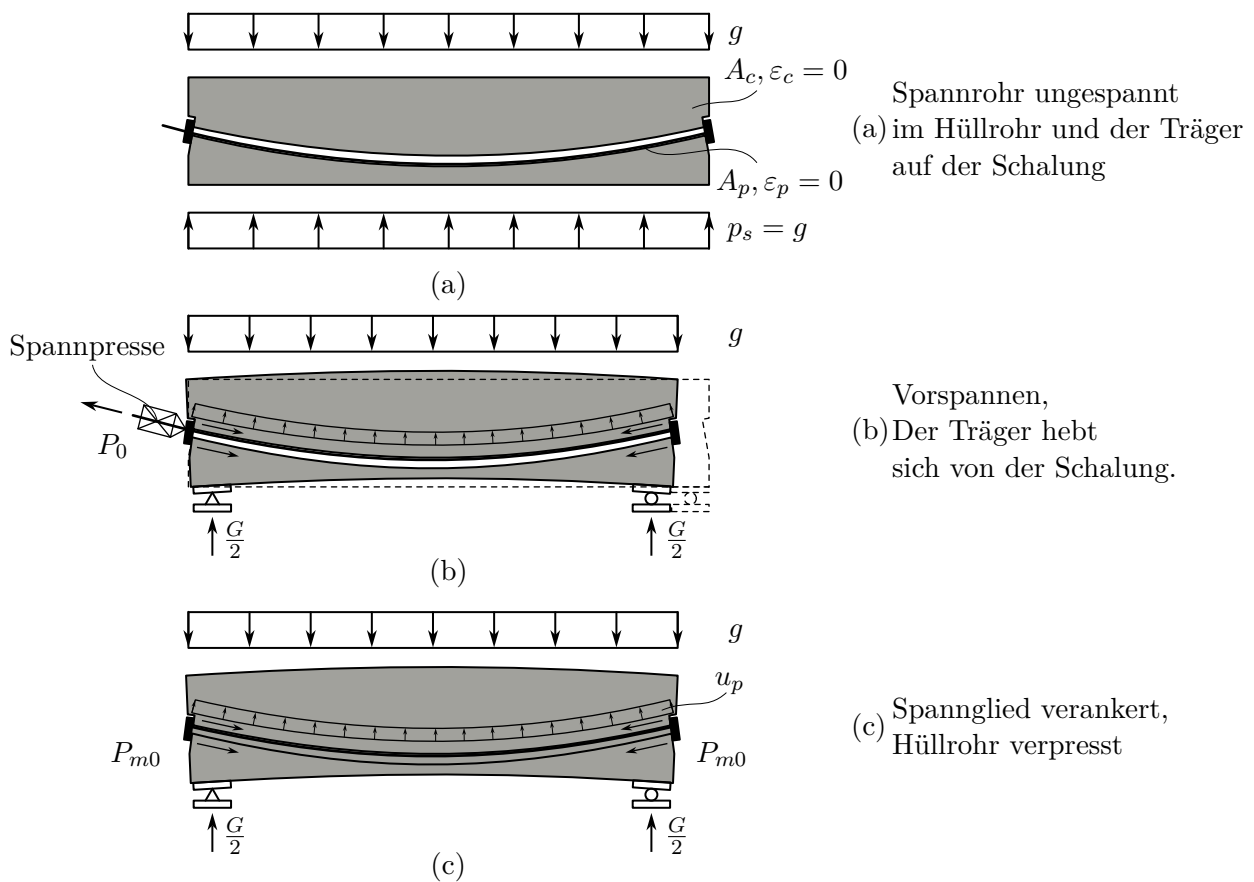


Abb. 2.5: Prinzip der Vorspannung mit nachträglichem Verbund nach [9] (grafisch überarbeitet)

2.5 Vorspannung ohne Verbund

Aus Sicht der Herstellung ist die Vorspannung ohne Verbund der Vorspannung mit nachträglichem Verbund sehr ähnlich. Bei der Vorspannung ohne Verbund wird genauso das Spannglied schlaff mit Hüllrohren oder nach dem Betonieren in die Hüllrohre eingeführt und nach einer ausreichenden Erhärtung des Betons vorgespannt. Die Hüllrohre werden jedoch nicht mit Zementmörtel verpresst. Daher muss der Korrosionsschutz durch andere Korrosionsschutzmaßnahmen wie werksmäßige Fett- und Kunststoffummantelungen hergestellt werden. Weiters gibt es dadurch keinen starren Verbund zwischen den Spanngliedern und dem Beton. Durch den fehlenden Verbund entspricht die Dehnung des Spannstahls nicht mehr den Dehnungen des Betonquerschnittes. Verformungen und lokale Zusatzbeanspruchungen an Rissen führen daher, da man von einer konstanten Vorspannkraft über die gesamte Spanngliedlänge ausgehen kann, zu einer Veränderung der Dehnungen und Spannungen über die gesamte Spanngliedlänge. Daher ist die lastbedingte Dehnungszunahme der Spannglieder im gerissenen Zustand deutlich geringer als bei der Vorspannung mit Verbund. Die Ermittlung der Dehnungszunahme der Spannglieder kann mithilfe eines innerlich statisch unbestimmten System erfolgen [9].

Die Ermittlung dieser Spannungszunahme bei der Vorspannung ist aufwendig und benötigt genaue Kenntnisse der Formänderungen aller Querschnitte, wobei die plastischen und elastischen Eigenschaften sowie die Rissbildung berücksichtigt werden müssen [7]. Der EC2-1-1 [8] erlaubt es, den Spannungszuwachs, wenn keine genaue Berechnung durchgeführt wird, mit $\Delta\sigma_{p,ULS}$ anzunehmen. Der Wert für den Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{p,ULS}$ ist ein länderspezifischer Wert, wobei in der ÖNROM B 1991-1-1 [13] der empfohlene Wert von 100 N/mm^2 für einfeldrige Konstruktionen übernommen wird. Für durchlaufende Konstruktionen wird der Spannungszuwachs im Verhältnis Feldlänge zu Spanngliedlänge abgemindert. Im EC2-2 [14] werden die Ausführungen zum Spannungszuwachs ohne Berechnung der Verformung des gesamten Bauteils zur Berechnung des Spannungszuwachses übernommen. Bei der Ermittlung des Spannungszuwachses in externen Spanngliedern mittels des Verformungszustandes des gesamten Bauteils fordert er die Verwendung der nichtlinearen Berechnungsmethode. Der österreichische nationale Anhang ÖN B 1992-2/NA [15] ändert die Bestimmungen des Grunddokumentes EC2-2 [14] nicht ab. Der deutsche nationale Anhang DIN EN 1992-2/NA [16] hingegen erlaubt die Berücksichtigung des Spannungszuwachses bei Betonbrücken mit verbundlosen internen oder externen Spanngliedern nur mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde.

Die Vorspannung ohne Verbund ermöglicht aufgrund der Art des Korrosionsschutzes auch eine externe Vorspannung. Die Vorspannung kann dabei gerade oder mit Sätteln, wie in Abb. 2.6, umgelenkt werden [9].

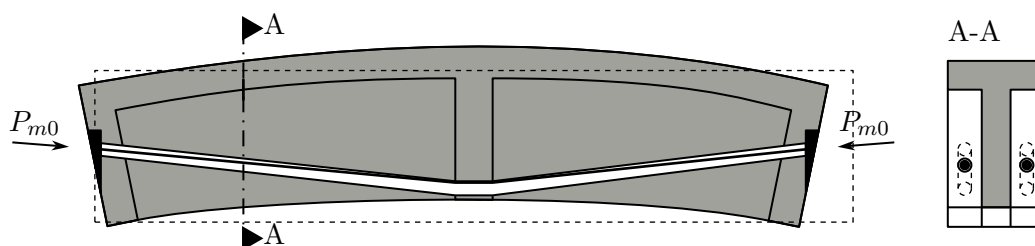


Abb. 2.6: Prinzip der Vorspannung ohne Verbund nach [9] (grafisch überarbeitet)

2.6 Vor- und Nachteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund gegenüber der Vorspannung ohne Verbund

Holst und Holst nennen in [7] folgende Vorteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund gegenüber der Vorspannung ohne Verbund mit externen Spanngliedern:

- Die Spannkkräfte werden konstant über das Bauteil in den Beton und nicht nur an den Verankerungs- und Umlenkungsstellen eingeleitet, es gibt daher eine Verbundreserve.
- Es entstehen keine Zusatzbeanspruchungen in Form von Querbiegemomenten und Torsionsmomenten durch die Lage der Vorspannung im Bauteil.
- Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden keine teuren Umlenkstellen benötigt.
- Die Krafteinleitung ist einfacher, da diese nicht über Lisenen eingeleitet werden muss. Daher ist die Spannkraft auch an der Auflagerlinie mit großer Wahrscheinlichkeit bereits wirksam eingeleitet, und es sind keine besonderen Bemessungsmaßnahmen erforderlich.

Als Nachteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund gegenüber der Vorspannung ohne Verbund mit externen Spanngliedern nennen Holst und Holst:

- Die Spannglieder können nicht nachgespannt werden und sind nicht so einfach prüfbar.
- Die Spannglieder können nicht ausgetauscht werden.
- Die Dauerschwingbeanspruchung ist höher.
- Die Spannglieder müssen durch das Bauteil geführt werden, dadurch ist der mögliche Betonstahlgehalt geringer, dies kann den Rissbreitenzustand des Tragwerks verschlechtern.
- Bei Durchlaufkonstruktionen im Brückenbau sind Entlüftungsschläuche in der Fahrbahnplatte notwendig, dies beeinträchtigt die profilgerechte Herstellung.

Als weiterer Nachteil der Vorspannung ohne Verbund kann noch die zuvor beschriebene geringere Dehnungszunahme der Spannglieder im gerissenen Zustand angeführt werden.

Kapitel 3

LT-Brückenbauverfahren

Dieses Kapitel beschreibt das von der TU Wien entwickelte LT-Brückenbauverfahren und stellt bereits umgesetzte und geplante Projekte mit diesem Bauverfahren vor.

3.1 Entwicklung

Beim LT-Brückenbauverfahren handelt es sich um ein Brückenbauverfahren mit dünnwandigen, vorgespannten Fertigteilträgern bestehend aus Hohlkästen in longitudinaler Richtung (L) und Fahrbahnplattenelementen aus Betonfertigteilen, die in transversaler Richtung (T) zu den longitudinalen Trägern angeordnet sind. Die Verwendung von vorgespannten dünnwandigen Fertigteilträgern in Hohlkastenform bei den Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz, welche in den Jahren 2019 und 2020 im Brückenklappverfahren hergestellt wurden, führten zu einer Kostenreduktion von ca. 25% im Vergleich zu einer Stahl-Beton-Verbundbrücke. Es zeigte sich bei diesen Brücken auch, dass die Stegherstellung in longitudinaler Richtung mit den dünnwandigen, vorgespannten Fertigteilträgern in Hohlkastenform schnell möglich ist, jedoch die Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Schalwagen in Abschnittslängen von 15 m im Wochentakt zeitlich aufwendig ist [4].

Aus diesen Erfahrungen heraus wurden für das LT-Brückenbauverfahren Betonhalbfertigteile zur Herstellung der Fahrbahnplatten in transversaler Richtung entwickelt. Mit diesen neuen Betonfertigteilen in transversaler Richtung kann eine Spannweite im Wochentakt errichtet werden. Diese Verkürzung der Bauzeit ist auf den verminderten Bewehrungs- und Schalungsaufwand auf der Baustelle zurückzuführen [5].

3.2 Bauteile

Wie zuvor beschrieben und in Abb. 3.1 ersichtlich, besteht die Tragstruktur beim LT-Brückenbauverfahren aus dünnwandigen, vorgespannten Fertigteilträgern in Hohlkastenform in longitudinaler Richtung (L) und Fahrbahnplattenelementen aus Betonfertigteilen in transversaler Richtung (T).

3.2.1 Längsträger

Die in Abb. 3.1 und 3.2 dargestellten dünnwandigen, vorgespannten Längsträger in Hohlkastenform bestehen in Abhängigkeit von der Brückenspannweite und den gegebenen Transportbestimmungen aus einem Einzelbauteil für die gesamte Spannweite oder aus mehreren Segmenten. Die Herstellung im Fertigteilwerk führt zu einer hohen Qualität der Längsträger. Im Fertigteilwerk

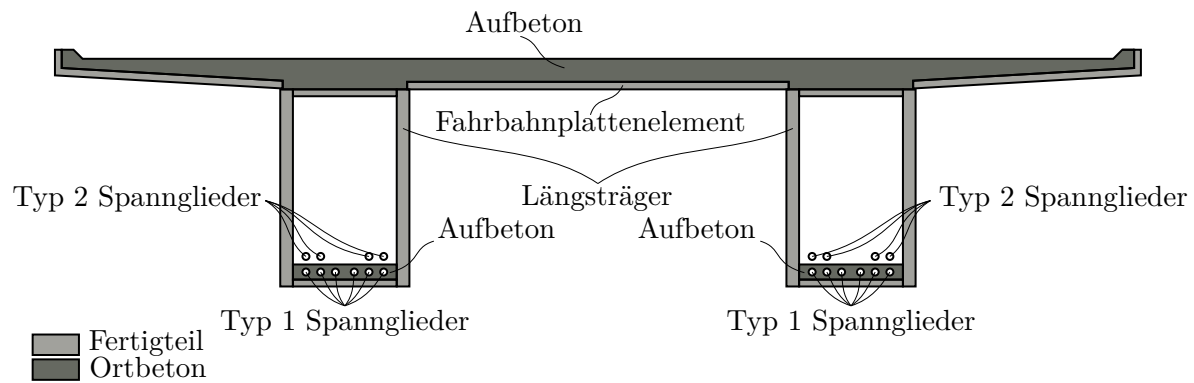


Abb. 3.1: Brückenquerschnitt einer Brücke nach dem LT-Brückenbauverfahren aus [5] (grafisch überarbeitet)

werden zuerst die beiden seitlichen Wände des Hohlkastens liegend betoniert, um die Füllhöhe gering zu halten. Nachdem die seitlichen Wände aufgestellt wurden, werden die untere und obere Platte des Hohlkastenquerschnittes betoniert. Bei Trägern aus mehreren Segmenten werden die Segmente mit den Typ 1 Spanngliedern zusammengespant, wobei die Fugen zuerst mit Mörtel gefüllt werden. Um die Schubkräfte zwischen den Segmenten übertragen zu können, sind in den Hohlkastenwänden Schubverzahnungen eingearbeitet [5].

In Abb. 3.3 ist ersichtlich, dass die Typ 1 Spannglieder gerade an der unteren Seite der Hohlkästen verlaufen. Weiters ist ersichtlich, dass die Typ 2 Spannglieder als externe Vorspannungen mit Umlenkpunkten ausgeführt werden können.

3.2.2 Fahrbahnplattenelemente

Die Fahrbahnplattenelemente bestehen aus Platten, die mit Querträgern verbunden sind. Die Abb. 3.4 zeigt ein Fahrbahnplattenelement, das aus drei Platten besteht, die mit zwei Querträgern verbunden sind. Das dargestellte Fahrbahnplattenelement ist so breit wie die fertige Brücke und weist an den beiden Seiten Aufkantungen auf, die als vertikale Abschaltung für den Aufbeton dienen. Das Fahrbahnplattenelement dient somit als Schalung und Rüstung für den fertigen Ausbau. Die Fertigteile müssen an der Aufbetonoberfläche eine ausreichende Rauheit aufweisen, um den Verbund zwischen Fertigteil und Aufbeton sicherzustellen, damit das Fertigteil im Endzustand gemeinsam mit dem Aufbeton die Lasten abträgt. Da die Fertigteile als Schalung und Rüstung wirken, sind sie für eine Belastung durch den Aufbeton und die dafür notwendigen ArbeiterInnen bemessen. In diesen Halbfertigteilen ist ein Großteil der laut Statik erforderlichen Bewehrung eingelegt. Um die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente kraftschlüssig zu verbinden, steht die Schubbewehrung des Längsträgers, wie in Abb. 3.2 ersichtlich, aus den Längsträgern heraus. Diese Bewehrung, gemeinsam mit einer Aufbetonschicht, verbindet die Bauteile kraftschlüssig [5].

3.2.3 Versetzen der Fertigteile

Die Fertigteile können entweder mithilfe eines Vorbaugerüsts, oder wenn es das Gelände erlaubt, mit Kränen versetzt werden. Wobei das für dieses Bauverfahren entwickelte Vorbaugerüste so



Abb. 3.2: Mock-up eines Fertigteilelements für den Träger in longitudinaler Richtung (Foto: TU Wien)



Abb. 3.3: Längsträger mit den Verankerungsblöcken und den Spanngliedern, in Blau die Typ 1 Spannglieder und in Pink die Typ 2 Spannglieder aus [5] (grafisch überarbeitet)

konzipiert ist, dass es die Längsträger und die Fahrbahnelemente in die Endposition bringen kann [4, 5].

3.3 Anwendung Pinkabachbrücke

3.3.1 Projektbeschreibung

Im August und September 2022 erfolgte, im Auftrag der ÖBB Infrastruktur AG, die Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens. Die bestehende eingleisige Brücke wurde während einer

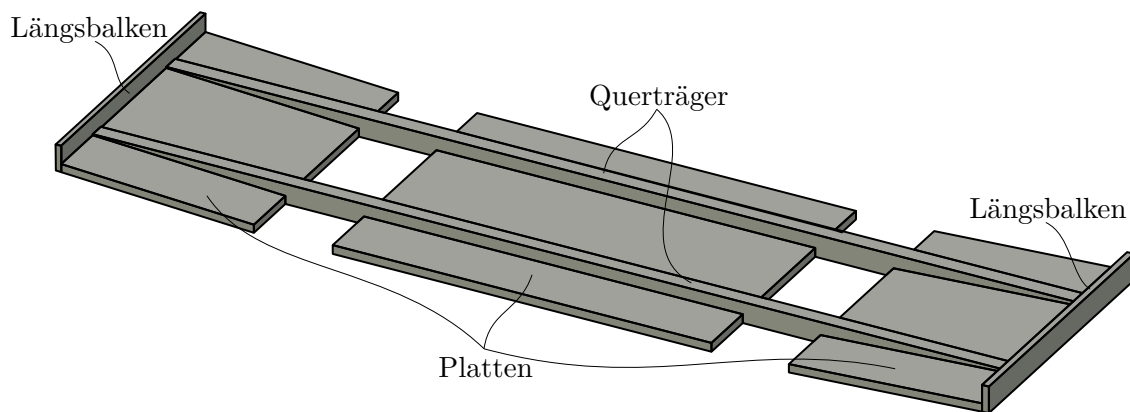


Abb. 3.4: Fahrbahnplattenelement in transversaler Richtung für eine Brücke mit zwei Längsträgern nach [5] (grafisch überarbeitet und ergänzt)

fünfwöchigen Gleissperre abgebrochen und durch eine neue Rahmenbrücke mit einem Längsträger im LT-Brückenbauverfahren ersetzt. Bei der neuen Pinkabachbrücke handelt es sich um eine einfeldrige Rahmenbrücke, welche in Abb. 3.5 abgebildet ist, wobei die Widerlager in Ortbetonbauweise und der Rahmenriegel der Brücke mit dem LT-Brückenbauverfahren errichtet wurden. Aufgrund der lichten Weite zwischen den Widerlagerwänden von 20,05 m wäre die lichte Höhe der Hohlkästen von 1,09 m eigentlich für den Auftraggeber zu klein. Die ÖBB Infrastruktur AG hat dies jedoch in Kauf genommen, um Erfahrungen mit dem Bauverfahren zu gewinnen. Ein Vorteil der Umsetzung der Brücke mit dem LT-Brückenbauverfahren ist, dass aufgrund der hohlen Längsträger 40 % Beton gegenüber den ursprünglichen Planungen gespart wurde. Die Herstellung der Brücke erfolgte durch Einheben des 67 t schweren Längsträgers mit zwei Mobilkränen. Auf diesen Längsträger wurden anschließend sechs Fahrbahnplattenelemente mit zwei Querträgern, welche Abmessungen in Brückenlängsrichtung von 3,44 m und in Brückenquerrichtung von 6,51 m aufweisen, eingehoben. Die Fahrbahnplattenelemente wurden, wie in Abb. 3.6 ersichtlich, mit einem Mobilkran eingehoben. Die Montage und Betonierarbeiten der Pinkabachbrücke konnten mit diesem Bauverfahren in dreieinhalb Tagen abgeschlossen werden. Dabei wurden am ersten Tag die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente eingehoben, sowie die Fugen zwischen den Fahrbahnfertigteilen abgedichtet. Am zweiten Tag wurde die erforderliche obere Bewehrung und die Bewehrung in den Rahmenecken eingelegt. Am dritten Tag wurde die Aufbetonschicht bei den Rahmenecken aufgebracht und am Beginn des vierten Arbeitstages wurde der restliche Aufbeton aufgebracht. Neben der schnellen Umsetzung des LT-Brückenbauverfahrens konnten auch die restlichen Bau- und Gleisbauarbeiten in der fünfwöchigen Sperre der Bahnstrecke durchgeführt werden [4, 5].



Abb. 3.5: Pinkabachbrücke aus [4] (Foto: Fabian Fritz).



Abb. 3.6: Einheben eines der Fahrbahnplattenelemente für die Pinkabachbrücke aus [4] (Foto: TU Wien).

3.4 Anwendung Überfahrtsbrücke St. Martin am Grimming

3.4.1 Projektbeschreibung

Die ÖBB-Infrastruktur AG plant, in der Gemeinde Mitterberg-Sankt Martin in der Steiermark im Raum Espang auf der Strecke 102 (Stainach - Irding - Bischofshofen) die in Abb. 3.7 ersichtliche Straßenüberführung der Landesstraße L735 bei Kilometer 0,0+00,00 bis Kilometer 0,5+48,00 im Kreuzungspunkt mit der Eisenbahnstrecke bei Kilometer 72,4+66,00, im Rahmen der Attraktivierung Ennstal zu errichten. Für dieses Projekt gibt es bereits ein Einreichprojekt der Firma Lugitsch & Partner Ziviltechniker GmbH mit einem technischen Bericht [17] und einer Vordimensionierung [18]. Aus dem technischen Bericht und der Abb. 3.9 geht hervor, dass die geplante Überfahrtsbrücke eine lichte Weite von 23,40 m, eine Stützweite von 25,00 m, eine Fahrbahnbreite von 7,00 m und eine Gesamtbreite von 12,00 m exklusive Geländer aufweist. Der Fahrbahnquerschnitt der Brücke besteht dabei aus einem 3,75 m breiten Randbalken, einer 7,00 m breiten Fahrbahn und einem 1,25 m breiten Randbalken. Die Brücke soll mit dem LT-Brückenbauverfahren mit zwei 2,00 m breiten und 1,44 m hohen Längsträgern, wie in Abb. 3.8 ersichtlich ist, errichtet werden. Durch die Verwendung des LT-Brückenbauverfahrens ist nur für den Zeitraum des Einhebens der Längsträger und der Fahrbahnplattenelemente eine Sperre der ÖBB Strecke notwendig und eine Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs unter dem Tragwerk ist während der Bauzeit möglich. Bei der Brücke sollen die 1,60 m starken Widerlagerwände und die 0,95 m bis 1,60 m starken Flügelwände in Ortbeton C30/37/B5 ausgeführt werden, wobei die Flügelwände biegesteif mit dem Widerlager und der Schleppplatte verbunden werden. Die Längsträger und die Fahrbahn sind mit dem LT-Brückenbauverfahren geplant, wobei laut derzeitigem Planungsstand für die Längsträger die Betongüte C40/50/B5/SB/BL/GK16 und für die Fahrbahnplattenelemente die Betongüte C30/37/B5/RS verwendet werden sollen. Um die Brücke als Rahmenbrücke auszuführen, ist geplant an der Außenseite der Widerlager Nischen auszulassen, die nach dem Einheben der Längsträger mit einer Rahmeneckbewehrung bewehrt und ausbetoniert werden. Als Verguss- und Aufbeton ist C30/37/B5/RS geplant. Es ist geplant, die Brücke mit Bohrpfählen mit einem 120 cm großen Durchmesser zu gründen, deren Köpfe direkt im Widerlager bzw. in den Flügelwänden eingebunden werden. An beiden Widerlagerseiten sollen vier Bohrpfähle mit einer Länge von ca. 27,0 m und an jeder Flügelwand soll ebenfalls ein Bohrpfahl mit einer Länge von ca. 27,0 m angeordnet werden. Die Bohrpfähle sind mit der Betongüte C25/30/BS TB1 gemäß ÖBV-Richtlinie Bohrpfähle geplant. Um die Spannweite zu reduzieren, soll an beiden Auflagerseiten eine Böschung in Form einer bewehrten Erde Konstruktion mit einem Winkel von 70° errichtet werden. Um die negative Mantelreibung aufgrund der Dammschüttung zu reduzieren, soll die Schüttung mindestens sechs Monate vor Herstellung der Bohrpfähle erfolgen. Bei den Bohrpfählen ist weiters zu beachten, dass diese einen Mindestachsabstand von 3,0 m von der Böschungskante aufweisen und die obersten Bewehrungslagen des Geogitters bis zu einer Tiefe von 1,5 m unter Pfahloberkante im Pfahlbereich kreuzförmig eingeschnitten werden [17].

Für die Vordimensionierung der Brücke wurden bereits Berechnungen mit den Programmen SOFISTIK 2023 und GGU-STABILITY Version 12.16 durchgeführt, wobei mit dem Programm SOFISTIK die Betonbaubemessung der Brücke und mit dem Programm GGU-STABILITY die bewehrte Erde Böschung bemessen wurde [17].

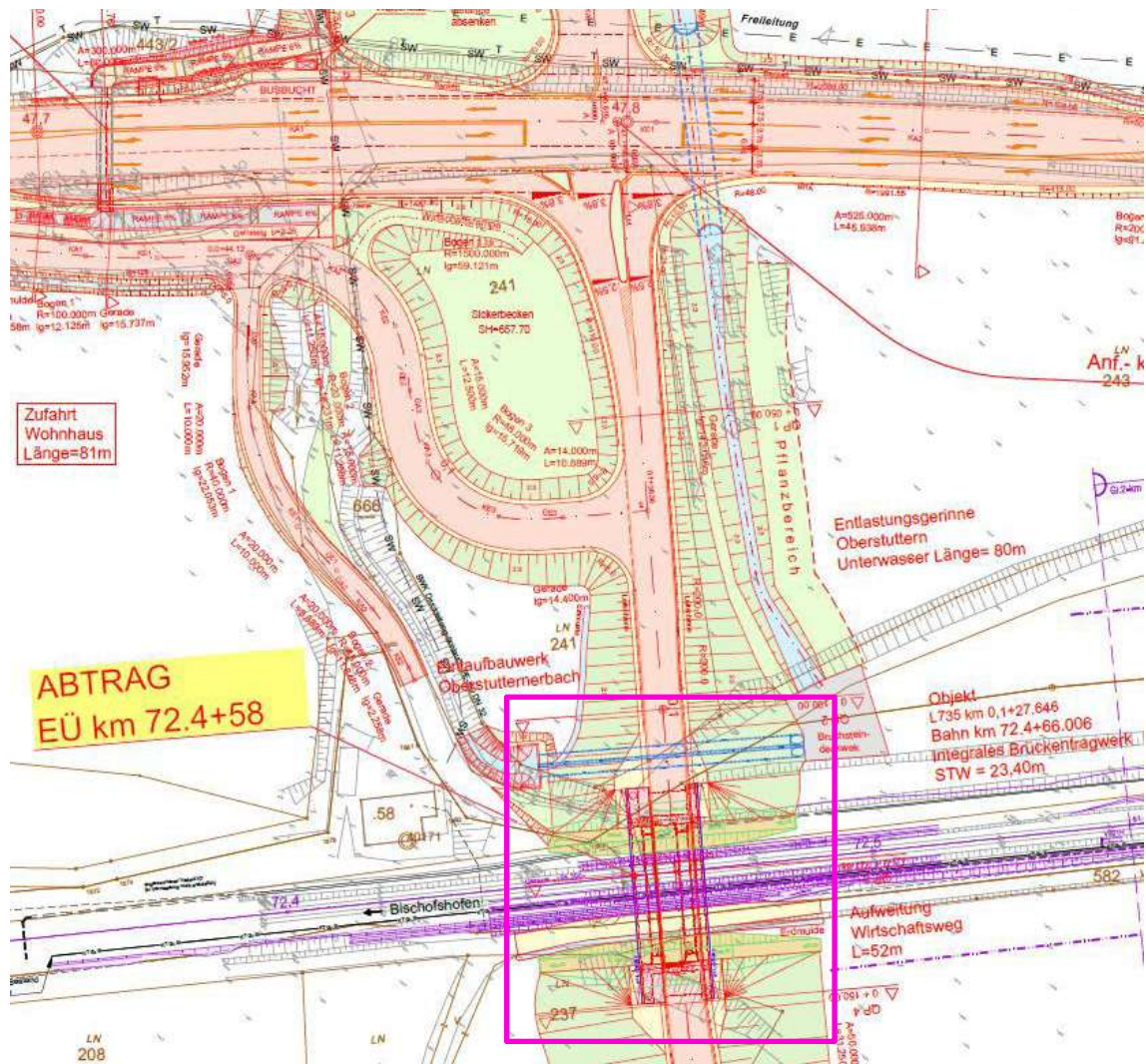


Abb. 3.7: Planausschnitt aus dem Übersichtslageplan der BHM INGENIEURE - Engineering & Consulting GmbH aus [17] mit der Lage der Überfahrtsbrücke in pink makiert.

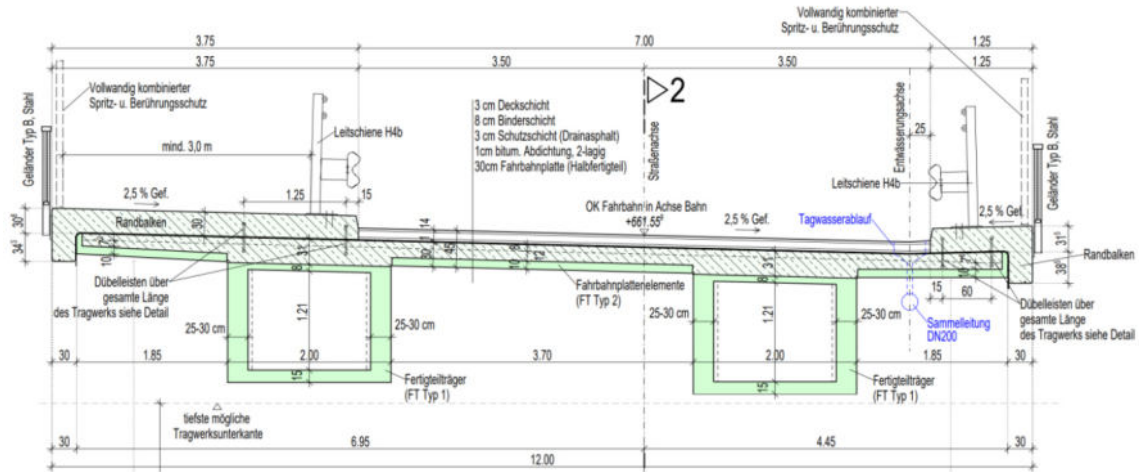


Abb. 3.8: Querschnitt der Überfahrtsbrücke in St. Martin am Grimming aus [18]

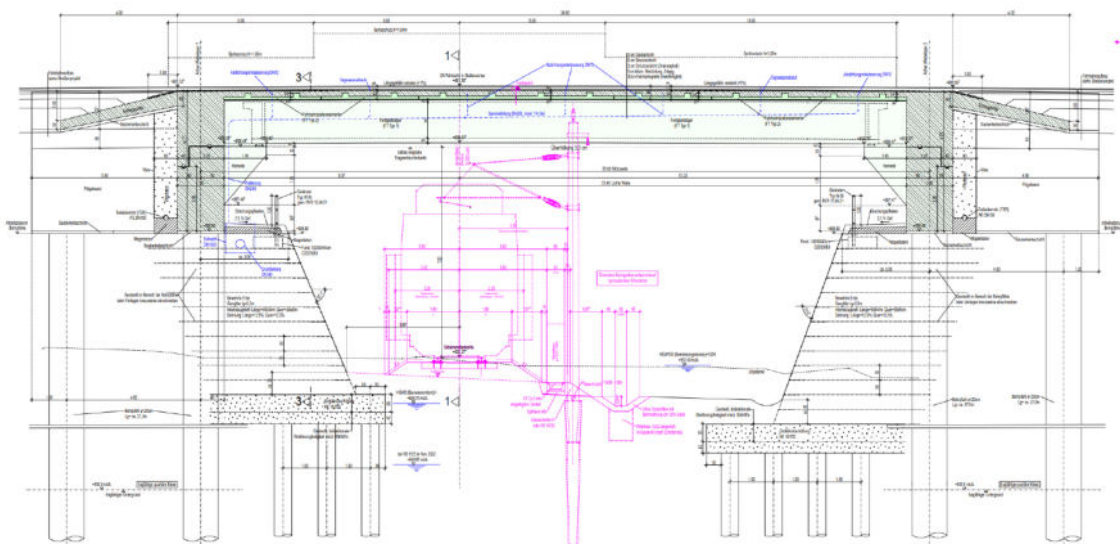


Abb. 3.9: Längsschnitt der Überfahrtsbrücke in St. Martin am Grimming aus [18]

3.5 Anwendung Brücke über die B37 bei Krems

3.5.1 Projektbeschreibung

Im Gemeindegebiet der Stadtgemeinde Krems wird aufgrund einer Ampelfreimachung im Bereich der B 37 Kremser Straße bei km 3,57 eine neue Brücke als Überführung notwendig. Für dieses Projekt gibt es bereits einen technischen Bericht [19], und einen Bauwerksplan. Aus diesen Unterlagen geht hervor, dass die Brücke mit dem LT-Brückenbauverfahren errichtet werden soll. Bei dem Brückentragwerk handelt es sich um einen Dreifeldträger mit einer Spannweite zwischen Widerlager A und Pfeiler 1 von 24,50 m, zwischen Pfeiler 1 und 2 von 27,05 m und Pfeiler 2 und Widerlager B von 34,90 m. Der Längsträger weist laut den Plänen zum technischen Bericht [19] eine Höhe von rund 2,16 m auf. Das Tragwerk wurde für Verkehrslasten nach den Lastmodellen LM1, LM3 und LM4 laut der ÖNORM EN 1991-2 bzw. der ÖNORM B 1992-2 ausgelegt. Die Ableitung der Lasten in den Untergrund ist mit einer Tieffundierung über Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 120 cm mit Pfahllängen von 14 m bis 20 m geplant. Die Brücke wird am Widerlager A mit einem Loslager und am Widerlager B biegesteif verbunden. Das biegesteife Widerlager B dient als Spannkammer. Anstelle der Spannkammer werden am Widerlager A Flügelwände als Hängeflügel ausgeführt. Die Pfeiler des Tragwerkes werden ebenfalls biegesteif mit der Brücke verbunden. Die Pfeiler sind möglichst schlank mit einer Breite von 200 cm und einer Stärke von 80 cm geplant, um die Zwangskräfte, die von den Pfeilern auf das Tragwerk wirken, zu reduzieren. Zwei dieser Pfeiler sind pro Pfeilerachse angeordnet und über den Pfahlrost verbunden. Die Längsträger der Brücke sind wie bereits beschrieben mit zwei Fertigteilhohlkastenträgern des LT-Brückenbauverfahrens geplant. Die Fahrbahnplatte ist ebenfalls mit den Fertigteilplattenelementen des LT-Brückenbauverfahrens geplant. Die geplanten Längsträger weisen eine Breite von 2,0 m und eine Höhe von 2,16 m auf. Die Wände des Hohlkastens sind 12 cm stark geplant. Die untere Platte ist 7 cm und die obere Platte ist 6 cm stark geplant. Die untere Platte des Hohlkastens wird nach dem Versetzen mit einer 13 cm starken Aufbetonschicht verstärkt. Die Deckplatten der Längsträger werden ebenfalls mit einer Aufbetonschicht verstärkt, damit die Oberkante der Fahrbahnplattenelemente erreicht wird. Der Bauablauf ist wie folgt geplant. Zuerst werden die Widerlager und die Pfeiler in Ort betonbauweise sowie die entsprechende Fundierung hergestellt, danach werden die im Fertigteilwerk vorgefertigten Längsträger mit einem Kran eingehoben, wobei der maßgebende Längsträger ein Gewicht von rund 63 Tonnen aufweist, und auf die Längsträger werden die Fahrbahnplattenelemente versetzt. Laut technischem Bericht sind Bewehrungsstahl B 550B und folgende Betonklassen vorgesehen [19].

- Unterlagsbeton X0 (A) F38
- Ausgleichs- und Gefällebeton X0 (A) F38
- Füllbeton X0 (A) F38
- Fundamente C25/30/B3/GK32
- Bohrpfähle C25/30/B11/GK32/BS-TB1/F59
- Flügelwände C25/30/B5/GK32/SB/BL
- Widerlager C30/37/B5/GK32/SB/BL
- Tragwerk C30/37/B5/GK32/SB/BL
- Aufbeton C30/37/B5/SB/BL

- FT-Hohlkasten C80/95/B5/SB/BL
- Randbalken C25/30/B7/GK32/F45/RS/SB/BL
- Schleppplatte C25/30/B7/GK32

3.5.2 Vergleich der Umweltauswirkungen

In einem früheren Planungsstadium wurde eine Variante der Brücke als Stahl-Beton-Verbundbrücke mit vier Stahlhohlkästen als Längsträger angedacht. Für diese Variante wurde von der Firma Schneider Consult Ziviltechniker GmbH ein Vorentwurfsplan erstellt. Auf Basis dieser Planunterlagen und den Planunterlagen der Firma Schneider Consult Ziviltechniker GmbH für die LT-Brücken Variante, sowie dem technischen Bericht [19] dazu, wird ein Vergleich der Umweltauswirkungen anhand der DIN EN 15978 [20] erstellt. Das Bewertungsverfahren für die quantitative Beurteilung der umweltbezogenen Qualität der Nachhaltigkeit eines Bauwerks nach DIN EN 15978 [20] basiert auf einem Lebenszyklusansatz. Der Lebenszyklus wird in dieser Norm in die Herstellungsphase A1-3, die Errichtungsphase A4-5, Nutzungsphase B1-7 und Entsorgungsphase C1-4 eingeteilt. Diese Phasen werden wiederum in einzelne Module unterteilt.

Der Vergleich der beiden Brückenvarianten beschränkt sich in dieser Arbeit aufgrund des Projektstandes der zur Verfügung stehenden Unterlagen ausschließlich auf die Herstellungsphase. Als weitere Einschränkungen des Bewertungsgegenstandes werden die Fundierungen mit den Bohrpfehlen, der Straßenaufbau sowie der technische Ausbau (Rückhaltesysteme, Absturzsicherungen, etc.) nicht betrachtet. Diese Einschränkung wird einerseits gewählt, da die Ausmaße dieser Punkte teilweise noch nicht ausreichend genau bestimmt werden können und andererseits die Ausmaße für beide Varianten annähernd gleich groß wären.

Die betrachtete Herstellungsphase deckt die Prozesse von der "Wiege" bis zum Verlassen des Werksgeländes ab und wird in die Module Rohstoffbeschaffung A1, Transport A2 und Produktion A3 unterteilt. Die benötigten Informationen der Baustoffe für die Ermittlung der Umweltauswirkungen der Herstellungsphase sind in der Umweltdeklaration eines Produktes definiert [20].

Die Umweltauswirkungen eines Baustoffes werden von der DIN EN 15978 [20] durch die Indikatoren Treibhauspotential GWP, Potential in Bezug auf die Zerstörung der stratosphärischen Ozonsicht ODP, Eutrophierungspotential EP, Potential zur Bildung von bodennahem Ozon, ausgedrückt als fotochemisches Oxidans POCP, abiotisches Ressourcenabbaupotential für Elemente ADP-Elemente und abiotisches Ressourcenabbaupotential für fossile Brennstoffe ADP-Brennstoffe klassifiziert. In dieser Arbeit wird der Vergleich der Umweltauswirkungen aufgrund des Treibhauspotential GWP geführt.

Neben den Umweltinformationen der Baustoffe werden für die Berechnung der Umweltauswirkungen die Baustoffmengen der verwendeten Baustoffe benötigt. Grundsätzlich sieht die DIN EN 15978 [20] die Verwendung von Bruttomengen vor. Also die vorgesehene Nettomenge plus anfallende Verluste, Mehrproduktion durch Beschädigungen oder durch Anforderungen aus Mindestmengen. In der gegenständlichen Betrachtung erfolgt die Betrachtung jedoch über die Nettomengen laut den Entwurfsplänen, da sich die Verluste für beide Varianten in derselben Größenordnung befinden und daher für den Vergleich nicht von ausschlaggebender Bedeutung sind.

Die betrachteten Baustoffe sind somit:

- Beton

- Betonstahl
- Spannstahl
- Baustahl

Die Umweltdeklarationen für die betrachteten Baustoffe können der Tab. 3.1 entnommen werden.

Tab. 3.1: Kennwerte der Umweltauswirkungen der verwendeten Baustoffe für die Herstellungsphase A1–A3

Baustoff	Einheit	GWP in kg CO ₂ -Äq.	Quelle
Beton C20/25	m ³	181	[21]
Beton C30/37	m ³	196	[22]
Beton C80/95	m ³	356	[23]
Betonstahl B550B	kg	0,474	[24]
Spannstahl	kg	2,317	[25–28] ¹⁾
Baustahl S235	kg	1,13	[29]

¹⁾ Mittelwert der in den Quellen gefundenen Werte

Die Berechnung der Mengen bzw. Massen der Baustoffe erfolgt wie bereits beschrieben auf Basis der Planunterlagen der Firma Schneider Consult Ziviltechniker GmbH, sowie dem technischen Bericht [19]. Da es sich bei den Planunterlagen um Entwürfe handelt, bei denen nicht alle Bauteile mit Maßangaben definiert sind, wurden die fehlenden Maße aus den Planunterlagen gemessen bzw. abgeschätzt.

3.5.3 Massenermittlung Stahl-Beton-Verbundbrückenvariante

Die gewählten Maße für die Stahl-Beton-Verbundbrücke sind in den Abbildungen Abb. 3.10, Abb. 3.11, Abb. 3.12 und Abb. 3.13 ersichtlich.

Aus den Maßen in der Abb. 3.10 lässt sich die Masse eines Stahlträgers errechnen.

Tab. 3.2: Querschnittsfläche des Stahllängsträger der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite in cm	Höhe in cm	Fläche in cm ²
Untergurt	100	8	800
Linke Seitenwand	2	164	328
Rechte Seitenwand	2	164	328
Obergurt	161,5	3	484,5
Querschnittsfläche			1940,5

Am Träger sind wie in Abb. 3.10 ersichtlich ist, Steifen angeschweißt. Die Fläche der Steifen ist in Tab. 3.3 berechnet.

Für die Berechnung der Stahlmasse werden die Steifen mit einem Abstand von 2 m und mit einer Stärke von 1 cm angenommen. Neben den Steifen befinden sich an der Oberkante des Trägers

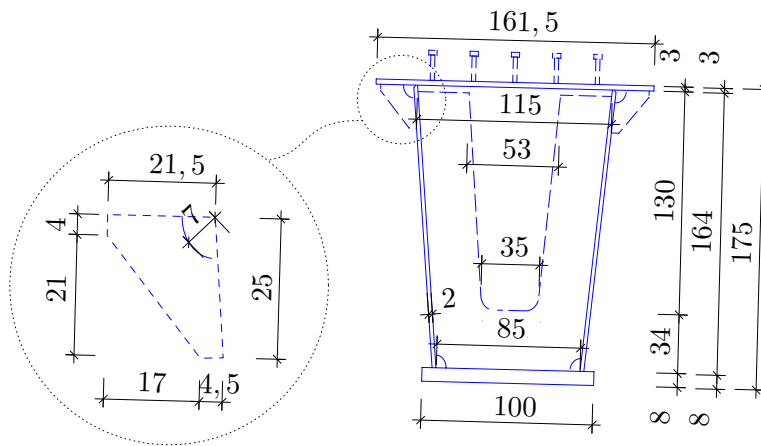


Abb. 3.10: Querschnitt eines Stahllängsträgers der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Tab. 3.3: Querschnittsfläche der Steifen des Stahllängsträgers der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite 1 in cm	Breite 2 in cm	Höhe in cm	Fläche in cm ²
Querschott trapezförmig	115	85	164	16400
Querschott Ausschnitt	53	35	130	5655
Seitensteife links	21,5	25		537,5
Seitensteife links Ausschnitt	17	21		178,5
Querschnittsfläche				11104

noch Kopfbolzendübel, diese werden mit einem Aufschlag von einer Tonne pro 190 Tonnen Stahlmasse des Trägers berücksichtigt. Die Trägerlänge des Längsträgers wird mit derselben Spannweiten wie für die LT-Variante berechnet, da diese Spannweiten von einem neueren Planungsstand stammen. Die Trägerlänge entspricht somit den Feldlängen plus eine Ergänzung um die Auflagertiefe, diese wird mit 70 cm abgeschätzt. Somit errechnet sich die Trägerlänge zu $24,50 + 27,05 + 34,90 + 2 \cdot 0,70 = 87,85$ m. Um die veränderten Spannweiten zwischen den Planungsständen zu berücksichtigen, wird die Stahlmasse um den Quotienten der mittleren Spannweiten angepasst. Die mittlere Spannweite im Planstand der Stahl-Beton-Verbundbrücke beträgt 29,72 m und beim Planstand der LT-Brückenvariante beträgt die mittlere Spannweite 28,82 m. Damit errechnet sich ein Anpassungsfaktor von 0,97. Die somit errechnete Stahlmenge ist in Tab. 3.4 ersichtlich.

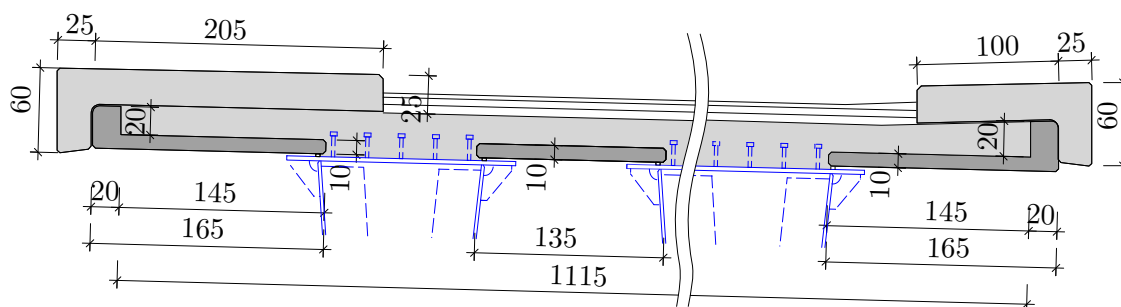
Damit ergibt sich die Stahlmasse der Brückenvariante mit den vier Stahllängsträgern zu 536 893,08 kg.

Aus den Maßen in der Abb. 3.11 lässt sich das Volumen des Aufbetons, der Fertigteilplatten und der Randbalken ermitteln. In Tab. 3.5 ist die Berechnung der Betonbauteile im Brückenquerschnitt dargestellt, wobei als Länge für die Fertigteile und den Aufbeton die Stützweite von 86,45 m

Tab. 3.4: Masse eines Längsträgers der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Masse in kg	Masse in t
Längsträger	133821,25	133,821
Steifen	3828,78	3,829
Kopfbolzendübel	724,15	0,724
Gesamtmasse ohne Anpassung	138374,50	138,375
Gesamtmasse mit Anpassung	134223,27	134,223

abzüglich der Endquerträger an den Widerlagern mit einer Breite, wie in Abb. 3.12 ersichtlich, von jeweils 0,55 m Rand gewählt wurde. Da die Randbalken über die Widerlager hinausgehen, wurde die Länge für die Randbalken als die Stützweite von 86,45 m plus am Widerlager A 4,12 m und am Widerlager D 1,32 m angenommen.

**Abb. 3.11:** Fahrbahnquerschnitt der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Aus den Maßen in der Abb. 3.12 lässt sich das Volumen des Betonbaus, der Widerlager in der Achse A und in der Achse D ermitteln. In Tab. 3.6 ist die Berechnung des Volumens für das Widerlager in der Achse A und in der Tab. 3.7 ist die Berechnung des Volumens für das Widerlager in der Achse D angeführt.

Aus den Maßen in der Abb. 3.13 lässt sich das Volumen der Pfeiler in den Achse B und C ermitteln. In Tab. 3.8 ist die Berechnung des Volumens für die Pfeiler in der Achse B und C angeführt.

Die ermittelten Betonkubaturen werden in der Tab. 3.9 den entsprechenden Betonklassen laut [19] zugeordnet. Aus der Gesamtbetonkubatur von 813,79 m³ lässt sich unter Annahme eines Bewehrungsgrades von 105 kg Bewehrung/m³ Beton nach Rücksprache mit Dipl.-Ing. Untermazoner, die Bewehrungsmenge mit 85 448,07 kg abschätzen.

Tab. 3.5: Volumen der Betonbauteile im Querschnitt der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Platte 1	1,65	0,10	85,35	14,08
Platte 2	1,65	0,10	85,35	11,52
Platte 3	1,65	0,10	85,35	11,52
Platte 4	1,65	0,10	85,35	11,52
Platte 5	1,65	0,10	85,35	14,08
Aufkantung Platte 1	0,20	0,20	85,35	3,41
Aufkantung Platte 2	0,20	0,20	85,35	3,41
Gesamtvolumen Fertigteilplatten				69,56
Randbalken 1	2,05	0,25	91,89	47,09
Randbalken 1 Aufkantung	0,25	0,60	91,89	13,78
Randbalken 2	1,00	0,25	91,89	22,97
Randbalken 2 Aufkantung	0,25	0,60	91,89	13,78
Gesamtvolumen Randbalken				97,63
Aufbeton inklusive Fertigteilplatten	11,55	0,30	85,35	295,74
Aufbeton exklusive Fertigteilplatten				226,18

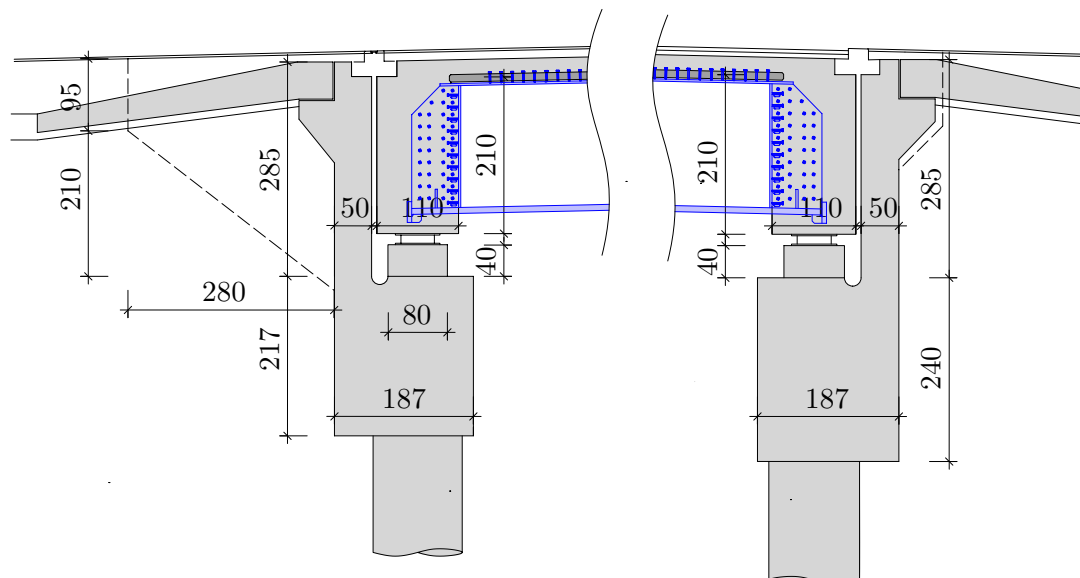


Abb. 3.12: Widerlager der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Tab. 3.6: Volumen des Widerlager in der Achse A der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Auflagerbank	1,87	2,17	11,55	46,87
Endquerträger	1,10	2,35	11,55	29,86
Kammerwand	0,5	2,85	11,55	16,46
Kammerwand Dreieck	0,60	0,50	11,55	1,73
Flügelwand 1 Dreieck	2,80	2,10	0,50	1,47
Flügelwand 1 Rechteck	2,8	0,95	0,50	1,33
Flügelwand 2 Dreieck	2,80	2,10	0,50	1,47
Flügelwand 2 Rechteck	2,8	0,95	0,50	1,33
Lagersockel 1	0,80	0,40	0,80	0,26
Lagersockel 2	0,80	0,40	0,80	0,26
Gesamtvolumen Widerlager A				101,03

Tab. 3.7: Volumen des Widerlager in der Achse D der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Auflagerbank	1,87	2,40	11,55	51,84
Endquerträger	1,10	2,35	11,55	29,86
Kammerwand	0,5	2,85	11,55	16,46
Kammerwand Dreieck	0,60	0,50	11,55	1,73
Flügelwand 1 Dreieck	2,80	2,10	0,50	1,47
Flügelwand 1 Rechteck	2,8	0,95	0,50	1,33
Flügelwand 2 Dreieck	2,80	2,10	0,50	1,47
Flügelwand 2 Rechteck	2,8	0,95	0,50	1,33
Lagersockel 1	0,80	0,40	0,80	0,26
Lagersockel 2	0,80	0,40	0,80	0,26
Gesamtvolumen Widerlager D				106,00

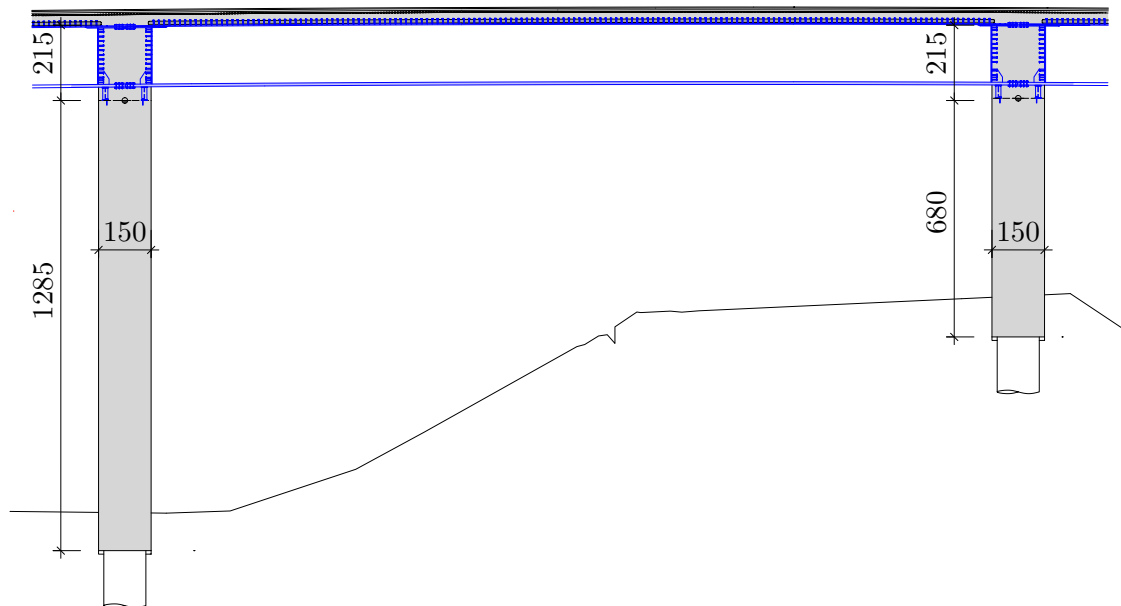


Abb. 3.13: Pfeiler der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Tab. 3.8: Volumen der Pfeiler in den Achsen B und C der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Pfeilerkopf B	1,50	2,15	11,55	37,25
1. Pfeiler B (rund)	1,50	12,85	1,50	22,71
2. Pfeiler B (rund)	1,50	12,85	1,50	22,71
3. Pfeiler B (rund)	1,50	12,85	1,50	22,71
4. Pfeiler B (rund)	1,50	12,85	1,50	22,71
Gesamtvolumen Pfeiler B				128,08
Pfeilerkopf C	1,50	2,15	11,55	37,25
1. Pfeiler C (rund)	1,50	6,80	1,50	12,02
2. Pfeiler C (rund)	1,50	6,80	1,50	12,02
3. Pfeiler C (rund)	1,50	6,80	1,50	12,02
4. Pfeiler C (rund)	1,50	6,80	1,50	12,02
Gesamtvolumen Pfeiler C				85,32

Tab. 3.9: Zuordnung der Betonvolumen zu den entsprechenden Betonklassen für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante laut [19]

Bauteil	C25/30 in m ³	C30/37 in m ³
Fertigteilplatten Fahrbahn		69,56
Randbalken	97,63	
Aufbeton Fahrbahn		226,18
Widerlager A		101,03
Widerlager D		106,00
Pfeiler B		128,08
Pfeiler C		85,32
Gesamtvolumen	97,63	716,16

3.5.4 Umweltauswirkungen Stahl-Beton-Verbundbrückenvariante

Mit dem Betonvolumen aufgeschlüsselt nach den Betonklassen und der Stahlmasse können gemeinsam mit den Umweltinformationen der Baustoffe aus der Tab. 3.1 die Umweltauswirkungen berechnet werden. Die berechnete Umweltauswirkung ausgedrückt durch das GWP (Global Warming Potential) der Stahl-Beton-Verbund-Variante ist in Tab. 3.10 ersichtlich.

Tab. 3.10: Berechnung des GWPs der Brücke über die B37 bei Krems für die Stahl-Beton-Verbundbrücken Variante

Baustoff	GWP in kg CO ₂ -Äq pro Mengeneinheit.	Menge	GWP in kg CO ₂ -Äq
Beton C20/25	181	97,63 m ³	17671,60
Beton C30/37	196	716,16 m ³	140366,98
Baustahl	1,13	536893,08 kg	606689,18
Bewehrung	0,474	85448,07 kg	40502,39
Gesamtmenge			805230,14

3.5.5 Massenermittlung LT-Brückenvariante

Die gewählten Maße für die LT-Brückenvariante sind Abb. 3.14, Abb. 3.15 und Abb. 3.16 ersichtlich.

Aus den Maßen in der Abb. 3.14 lässt sich das Volumen der Längsträger, des Aufbetons, der Fertigteilplatten und der Randbalken ermitteln. In Tab. 3.11 ist die Berechnung der Betonbauteile im Brückenquerschnitt dargestellt, wobei als Länge für die Längsträger, die Fertigteile und den Aufbeton die Stützweite von 86,45 m abzüglich der Endquerträgern an den Widerlagern, mit einer Breite, wie in Abb. 3.12 ersichtlich, von jeweils 0,75 m je Widerlager gewählt wurde. Da die Randbalken über die Widerlager hinausgehen, wurde die Länge für die Randbalken als die Stützweite von 86,45 m plus am Widerlager A 5,20 m und am Widerlager D 5,97 m angenommen.

Aus den Maßen in der Abb. 3.15 lässt sich das Volumen des Betonbaus, der Widerlager in der Achse A und in der Achse D ermitteln. In Tab. 3.12 ist die Berechnung des Volumens für das Widerlager in der Achse A und in der Tab. 3.13 ist die Berechnung des Volumens für das Widerlager in der Achse D angeführt.

Aus den Maßen in der Abb. 3.16 lässt sich das Volumen der Pfeiler in den Achse B und C ermitteln. In Tab. 3.14 ist die Berechnung des Volumens für die Pfeiler in der Achse B und in der Achse C angeführt.

Die ermittelten Betonkubaturen werden in der Tab. 3.15 den entsprechenden Betonklassen laut [19] zugeordnet. Nach Rücksprache mit Dipl.-Ing. Untermazoner wurde aus [30] ein Bewehrungsgrad von 130 kg Bewehrung/m³ Beton für die Bewehrungsmassenermittlung angenommen. Daher wird für die Berechnung eine Bewehrungsmasse von 138 730,03 kg angenommen. Die Spannstahlmenge wurde nach Rücksprache mit Dipl.-Ing. Untermazoner mit 8644,95 kg angenommen.



TU
WIEN
bibliothek
Your knowledge hub

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



TU
WIEN
bibliothek
Your knowledge hub

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Tab. 3.11: Volumen der Betonbauteile: Längsträger, Fahrbahnelemente, Aufbeton und Randbalken der Brücke über die B37 bei Krems für die LT-Brücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Längsträger 1 Außen	2,00	2,16	84,95	366,98
Längsträger 1 Innen Abzug	1,76	2,03	84,95	303,51
Volumen Längsträger 1				63,47
Längsträger 2 Außen	2,00	2,16	84,95	366,98
Längsträger 2 Innen Abzug	1,76	2,03	84,95	303,51
Volumen Längsträger 2				63,47
Gesamt volumen Längsträger				126,95
Patte 1	2,385	0,10	84,95	20,26
Platte 1 Aufkantung	0,10	0,15	84,95	1,27
Patte 2	3,55	0,10	84,95	30,16
Patte 3	1,61	0,10	84,95	13,68
Platte 3 Aufkantung	0,10	0,15	84,95	1,27
Gesamt volumen Platten				66,64
Randbalken 1	2,05	0,25	97,62	50,03
Randbalken 1 Aufkantung	0,25	0,60	97,62	14,64
Randbalken 2	1,00	0,25	97,62	24,41
Randbalken 2 Aufkantung	0,25	0,70	97,62	17,08
Gesamt volumen Randbalken				106,16
Aufbeton inklusive Fertigteilplatten	11,55	0,30	84,95	294,35
Aufbeton exklusive Fertigteilplatten				227,71
Aufbeton Längsträger 1	1,76	0,13	84,95	19,44
Aufbeton Längsträger 2	1,76	0,13	84,95	19,44
Aufbeton Längsträger	1,76	0,13	84,95	38,88

Tab. 3.12: Volumen des Widerlager in der Achse A der Brücke über die B37 bei Krems für die LT-Brücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Endquerträger	1,15	2,41	11,55	32,01
Endquerträger	0,80	0,50	11,55	4,62
Auflagerbank	2,45	2,77	11,55	78,38
Kammerwand	0,50	2,82	11,55	16,29
Kammerwand Dreieck	0,48	0,60	11,55	1,66
Flügelwand 1 Dreieck	2,75	2,22	0,50	1,53
Flügelwand 1 Rechteck	2,75	1,08	0,50	1,49
Flügelwand 2 Dreieck	2,75	2,22	0,50	1,53
Flügelwand 2 Rechteck	2,75	1,08	0,50	1,49
Lagersockel 1	0,80	0,40	0,80	0,26
Lagersockel 2	0,80	0,40	0,80	0,26
Gesamt volumen Widerlager A				139,50

Tab. 3.13: Volumen des Widerlager in der Achse D der Brücke über die B37 bei Krems für die LT Brücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
Konsole Rechteck	1,00	0,40	11,55	4,62
Konsole Dreieck	1,00	0,75	11,55	4,33
Widerlagerwand	1,50	5,85	11,55	101,35
Widerlagerwand Dreieck	0,60	0,50	11,55	1,73
Widerlager	5,97	2,96	11,55	204,10
Widerlager Dreieck Abzug	3,27	0,65	11,55	12,27
Abzug Hohlraum	3,27	1,98	10,55	52,22
Gesamtvolumen Widerlager D				251,64

**Abb. 3.16:** Pfeiler der Brücke über die B37 bei Krems für die LT-Brücken Variante**Tab. 3.14:** Volumen der Pfeiler in den Achsen B und C der Brücke über die B37 bei Krems für die LT-Brücken Variante

Bauteil	Breite in m	Höhe in m	Länge in m	Volumen in m ³
1. Pfeiler B	0,80	12,15	2,00	19,44
2. Pfeiler B	0,80	12,15	2,00	19,44
Pfahlrost B	1,60	1,50	10,15	24,36
Gesamtvolumen Pfeiler B				63,24
1. Pfeiler C	0,80	6,90	2,00	11,04
2. Pfeiler C	0,80	6,90	2,00	11,04
Pfahlrost C	1,60	1,50	10,15	24,36
Gesamtvolumen Pfeiler C				46,44

Tab. 3.15: Zuordnung der Betonvolumen zu den entsprechenden Betonklassen für die LT-Brücken Variante laut [19]

Bauteil	C25/30 in m ³	C30/37 in m ³	C80/95 in m ³
Längsträger			126,95
Fertigteilplatten Fahrbahn		66,64	
Randbalken	106,16		
Aufbeton Fahrbahn		227,71	
Aufbeton Längsträger		38,88	
Widerlager A		139,50	
Widerlager D		251,64	
Pfeiler B		63,24	
Pfeiler C		46,44	
Gesamtvolumen	106,16	834,04	126,95

3.5.6 Umweltauswirkungen LT-Brückenvariante

Mit dem Betonvolumen aufgeschlüsselt nach den Betonklassen und der Spannstahlmasse können gemeinsam mit den Umweltproduktdeklarationen der Baustoffe aus der Tab. 3.1 die Umweltauswirkungen berechnet werden. Die berechnete Umweltauswirkung ausgedrückt durch das GWP (Global Warming Potential) der Stahl-Beton-Verbund-Variante ist in Tab. 3.16 ersichtlich.

Tab. 3.16: Berechnung des GWPs der Brücke über die B37 bei Krems für die LT-Brücken Variante

Baustoff	GWP in kg CO ₂ -Äq pro Mengeneinheit.	Menge	GWP in kg CO ₂ -Äq
Beton C20/25	181	106,16 m ³	19214,96
Beton C30/37	196	943,73 m ³	184971,08
Beton C80/95	356	127,94 m ³	45546,46
Bewehrung	0,474	138730,03 kg	65758,04
Spannstahl	2,317	8644,98 kg	20030,42
Gesamtmenge			313670,05

3.5.7 Vergleich der Umweltauswirkungen

Der Vergleich in Abb. 3.17 zeigt, dass das Treibhauspotential GWP der LT-Brücke mit rund 313,7 Tonnen CO₂-Äq. deutlich geringer ist als für die Stahl-Beton-Verbundbrücke mit rund 805,2 Tonnen CO₂-Äq.. Dabei wurde bei der Stahl-Beton-Verbundvariante das Treibhauspotential GWP des Korrosionsschutzes nicht berücksichtigt, da die Ausführungsvariante nicht bekannt ist.

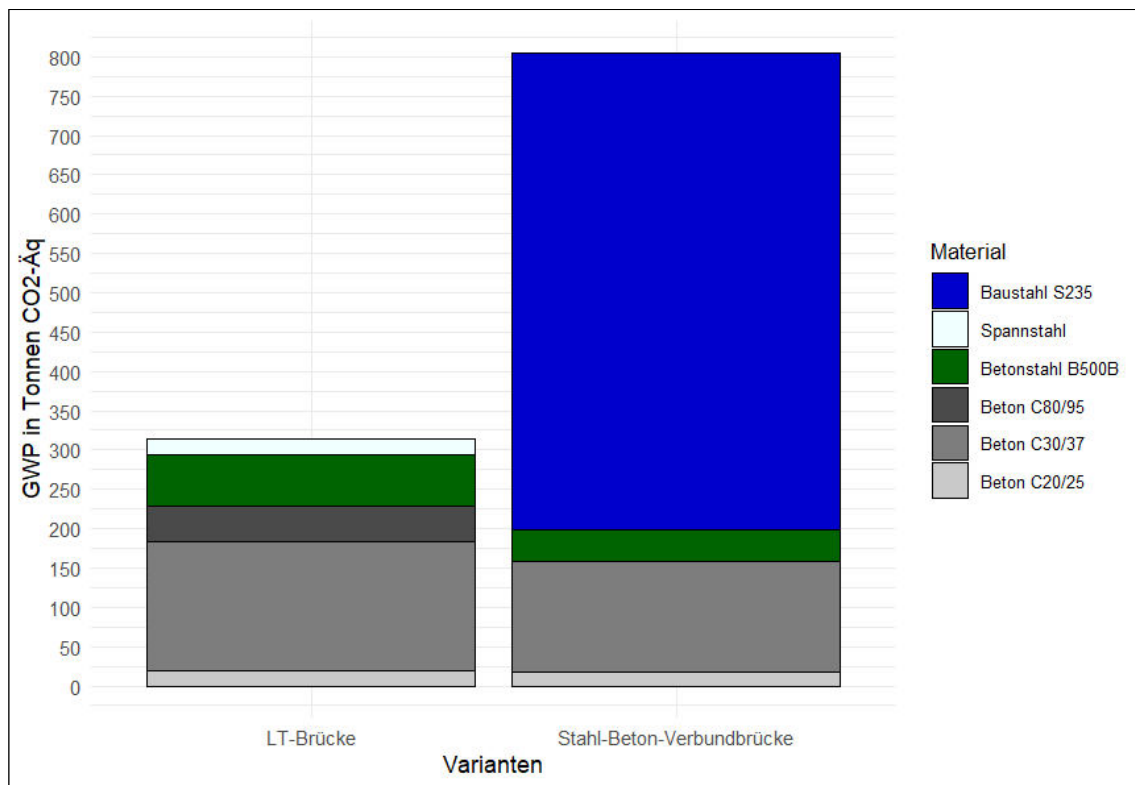


Abb. 3.17: Vergleich der Umweltauswirkungen am Indikator Treibhauspotential GWP für die beiden Brückenvarianten

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchungen zum Verpressen von Hüllrohren vor Herstellung des Betonbauteils

Um das Gewicht der Längsträger für die Hubvorgänge zu reduzieren ist geplant, die Typ 1 Spannglieder, die die Trägersegmente zu einem Längsträger für eine Spannweite zusammenspannen, erst in der Endposition einzubetonieren. Die folgenden Versuche wurden daher, um die Machbarkeit des Verpressens der Hüllrohre nach dem Spannen der Typ 1 Spannglieder und vor Herstellung des umgebenden Betons zu überprüfen, durchgeführt.

4.1 Vorversuche

Um die Machbarkeit der Versuche zum Verpressen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund vor Herstellung des Betonbauteils zu überprüfen, wurden Vorversuche mit Druckluft durchgeführt. Bei diesen Vorversuchen wurden die dichten Hüllrohre mit Druckluft gefüllt und der maximal aufnehmbare Druck und die Verformungen gemessen.

4.1.1 Versuchsvorbereitung

Für die Druckluftversuche wurden ein HDPE-Hüllrohr und ein Blechhüllrohr mit Epoxidharz in Ankerboxen aus Holz eingegossen. In diese Ankerboxen wurden an beiden Enden ein Halbzoll Druckluftanschluss mit einem Kugelhahn eingebohrt. In Abb. 4.1 sind diese Ankerboxen dargestellt. Dabei ist in Abb. 4.1(a) der Verguss mit Epoxidharz ersichtlich und in Abb. 4.1(b) und (c) sind die Druckluftanschlüsse dargestellt. Wobei Abb. 4.1(b) den Anschluss der Druckluftleitung an den Ankerkörper darstellt und Abb. 4.1(c) den mit dem Drucksensor verschlossen Ankerkörper darstellt. Die für die Versuche vorbereiteten Hüllrohre sind in Abb. 4.2 ersichtlich. Das Blechhüllrohr wurde im Gegensatz zum HDPE-Hüllrohr in Aufbaumitte gestückelt, da diese Hüllrohre aus drei Meter langen Stücken bestehen, welche um die notwendige Länge zu erhalten, ineinander gesteckt werden. Um diese Steckverbindung abzudichten, wurde die Verbindung mit Montagekleber und Gewebeband verstärkt.

4.1.2 Versuchsdurchführung

Der Luftdruck in den Hüllrohren wurde mit einem Membrandruckregler gesteuert und mit dem Drucksensor an den Hüllrohrenden gemessen. Der Druck wurde in den Hüllrohren in 0,25 bar Schritten bis zum Versagen oder bis zum Erreichen des maximal möglichen Drucks erhöht und dabei die Hüllrohrabmessungen an mehreren Punkten mit einem digitalen Messschieber

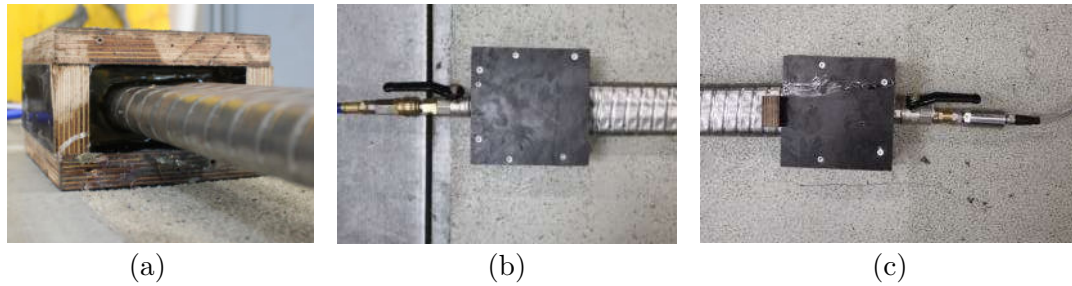


Abb. 4.1: Anbindung der Druckluftleitung an das Blechhüllrohr: (a) Verguss des Blechhüllrohrs in der Ankerbox, (b) Druckluftanschluss an die Ankerbox, (c) Drucksensoranschluss an die Ankerbox

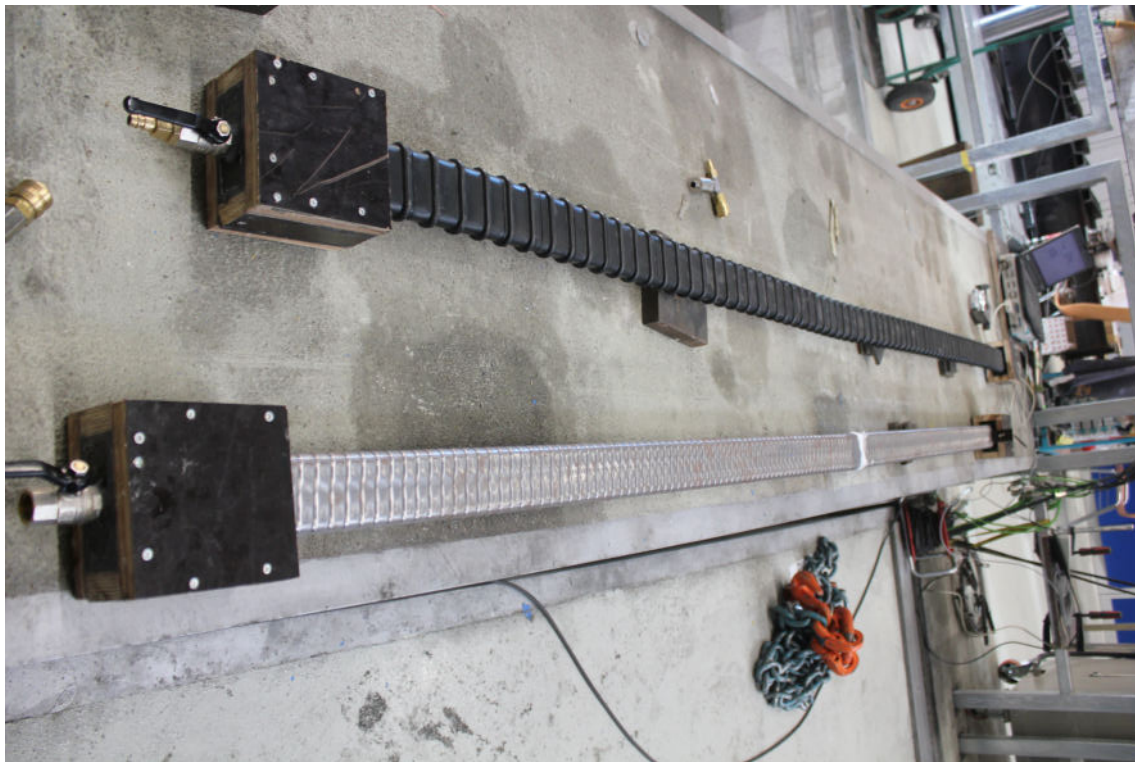


Abb. 4.2: HDPE- und Blechhüllrohr vor dem Versuchsbeginn

gemessen. Vor Versuchsbeginn und nach dem Versuchsende wurden die Hüllrohrabmessungen im drucklosen Zustand ebenfalls an den gleichen Punkten gemessen. Die Punkte wurden wie in Abb. 4.3 und Abb. 4.4 dargestellt, für beide Hüllrohrtypen 100 mm, 700 mm links sowie rechts vom Epoxidharz in den Ankerblöcken und im Hüllrohrmittelpunkt gewählt. Beim HDPE-Hüllrohr wurden zusätzlich noch die Punkte 850 mm vom linken Ankerpunkt und 885 mm vom rechten Ankerblock gewählt, um die Veränderung an den Schweißnähten zu messen sowie die Ausbuchtungen neben den 700 mm Punkten gemessen.

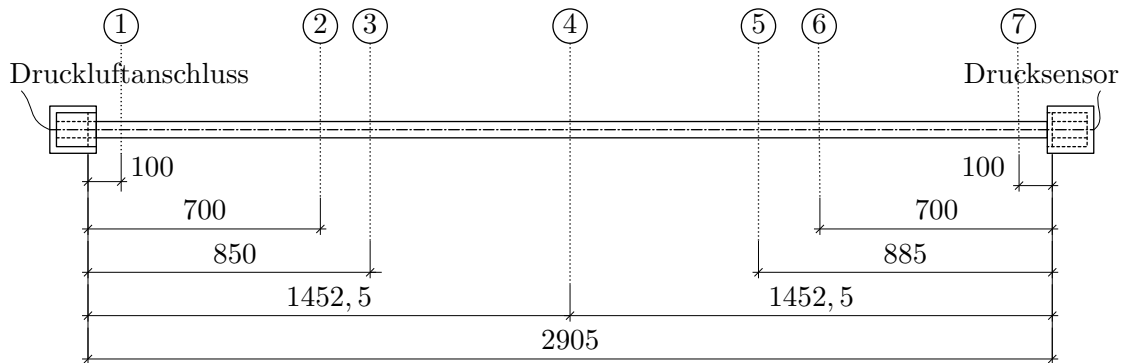


Abb. 4.3: Schematischer Versuchsaufbau des HDPE-Hüllrohrs für die Druckluftversuche mit den Messpunkten (Maße in mm)

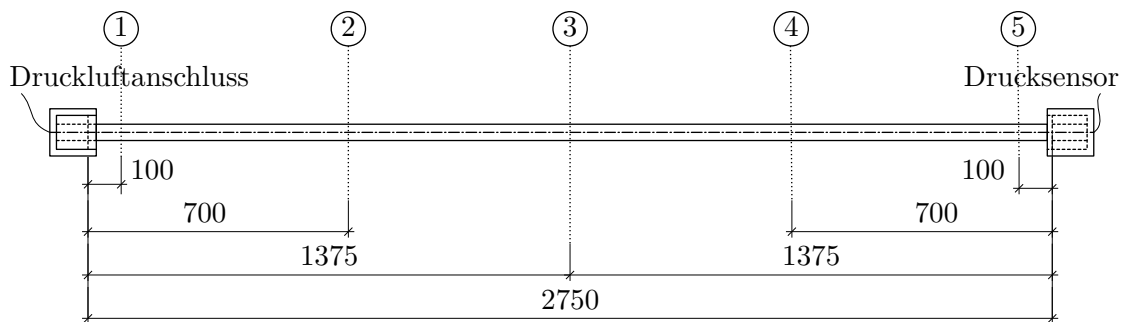


Abb. 4.4: Schematischer Versuchsaufbau des Blechhüllrohrs für die Druckluftversuche mit den Messpunkten (Maße in mm)

4.1.3 Versuchsergebnisse

HDPE-Hüllrohr

Beim HDPE-Hüllrohr wurde der Druck wie in Abb. 4.5 ersichtlich zuerst, wie beschrieben in 0,25 bar Schritten erhöht und wie in Abb. 4.6 und Abb. 4.7 zu sehen, die Verformungen gemessen. Ab 2,50 bar wurde, wie in Abb. 4.5 sichtbar, um Verletzungen durch ein mögliches Zerbersten des Hüllrohrs zu verhindern, der Druck ohne Messungen erhöht. Der maximale Druck im Hüllrohr wurde jedoch bei 5,20 bar aufgrund der Druckverluste und der maximalen Druckluftleistung des Kompressors erreicht. Beim maximalen Druck im Hüllrohr wurde die Verformung am Messpunkt 4 in Hüllrohrmitte gemessen. Die Versuchsergebnisse in Abb. 4.5 zeigen, dass das HDPE-Hüllrohr einen Druck von mindestens 5,20 bar aufnehmen kann. Aus den Daten in Abb. 4.6 und Abb. 4.7 und der Abb. 4.8(b) ist ersichtlich, dass der Überdruck im Hüllrohr zu einer Ausrundung des ursprünglich ovalen Hüllrohrs führt. Weiters ist ersichtlich, dass das Hüllrohr nach dem Versuchsende, nicht mehr in die Ausgangsform zurückkehrt.

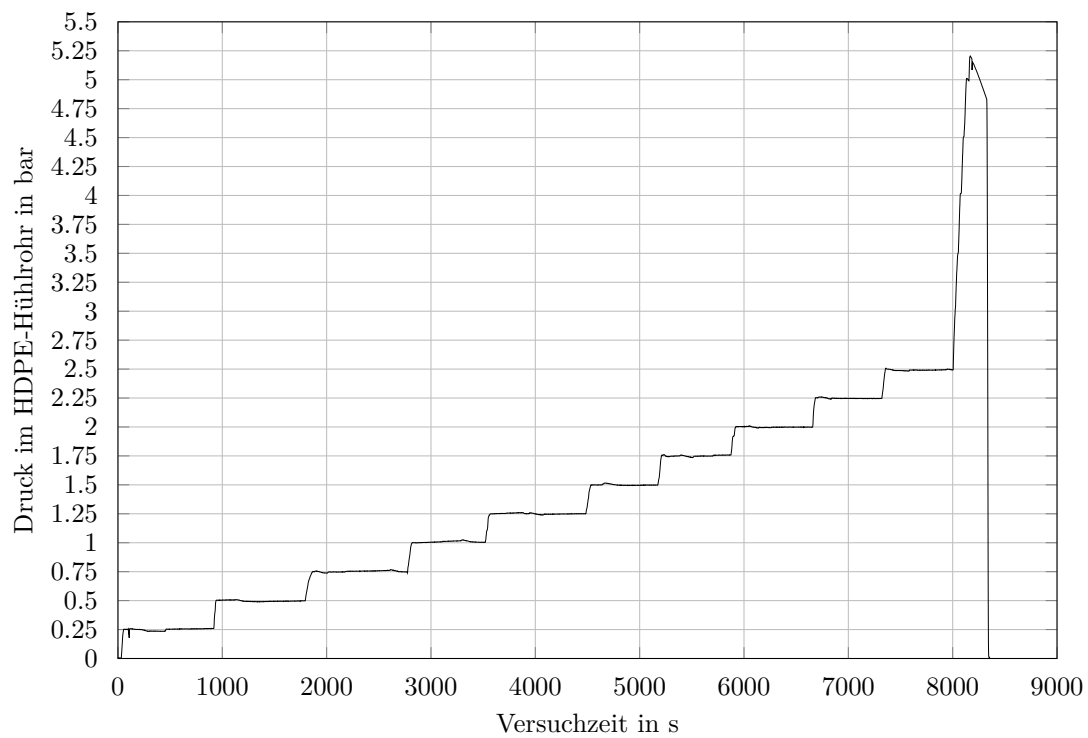


Abb. 4.5: Druck während des Druckluftversuchs mit dem HDPE-Hüllrohr

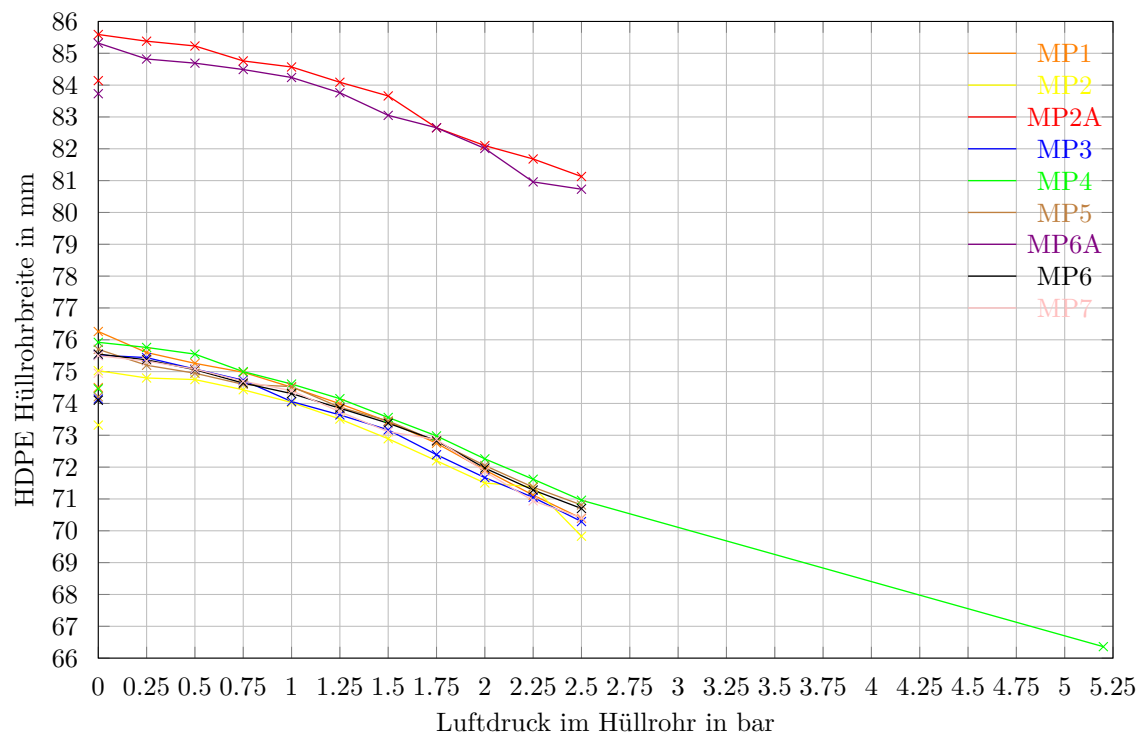


Abb. 4.6: Breitenänderung des HDPE-Hüllrohrs während der Versuche

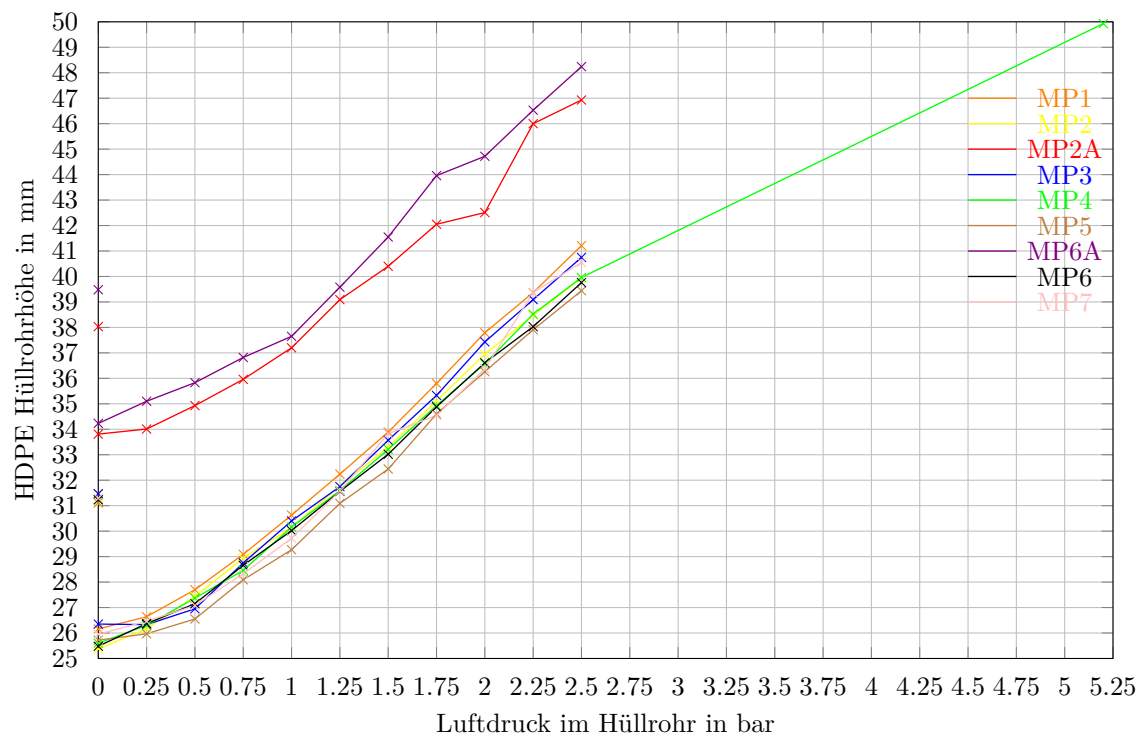


Abb. 4.7: Höhenänderung des HDPE-Hüllrohrs während der Versuche

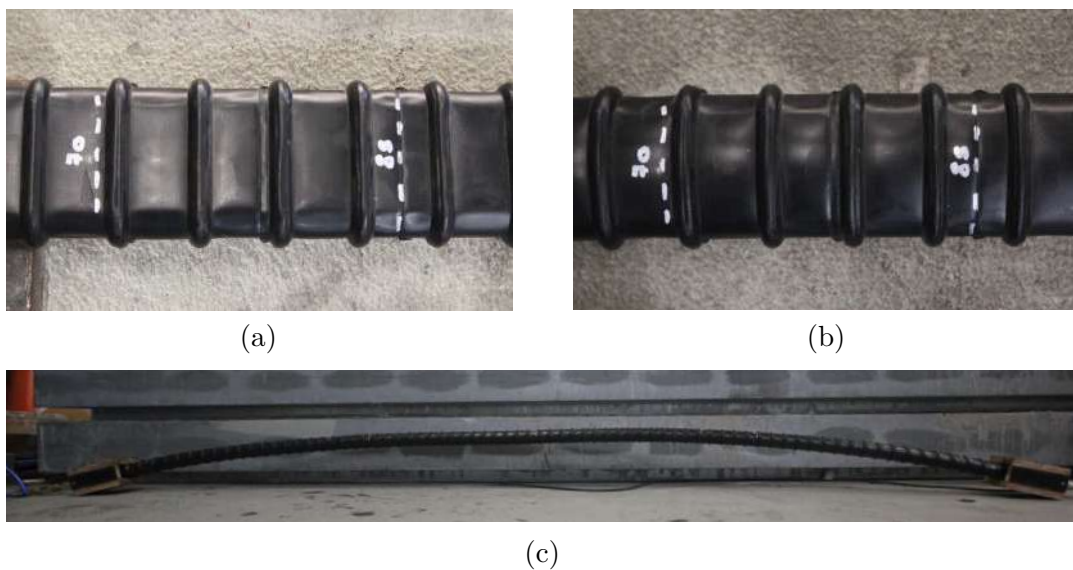


Abb. 4.8: Veränderung des HDPE-Hüllrohrs: (a) Hüllrohr vor dem Versuch, (b) Verformtes Hüllrohr während des Druckluftversuchs, (c) Hüllrohrverformung bei maximalem Druck

Blechhüllrohr

Beim Blechhüllrohr wurde der Druck wie in Abb. 4.9 ersichtlich zuerst, wie bereits beschrieben in 0,25 bar Schritten erhöht. Die genaue Erhöhung in diesen 0,25 bar Schritten war aufgrund

der hohen Druckverluste jedoch nicht möglich. In Abb. 4.10 und Abb. 4.11 sind die gemessenen Verformungen zu sehen. Ab 2,50 bar wurde, wie in Abb. 4.5 sichtbar, um Verletzungen durch ein mögliches Zerbersten des Hüllrohrs zu verhindern, der Druck ohne Messungen erhöht. Der maximale Druck im Hüllrohr wurde bei 3,38 bar durch ein Versagen der Steckverbindung in Versuchsmitte erreicht. Die Versuchsergebnisse in Abb. 4.9 zeigen, dass das Blechhüllrohr einen Druck von maximal 3,38 bar aufnehmen kann. Aus den Daten in Abb. 4.10 und Abb. 4.11 ist ersichtlich, dass der Überdruck im Hüllrohr zu einer Ausrundung des ursprünglich ovalen Hüllrohrs führt. Weiters ist ersichtlich, dass das Hüllrohr nach dem Versuchsende, nicht mehr in die Ausgangsform zurückkehrt. Der Versuch hat auch, wie in Abb. 4.12 ersichtlich, gezeigt, dass der Schwachpunkt des Hüllrohrs die Verbindung ist.

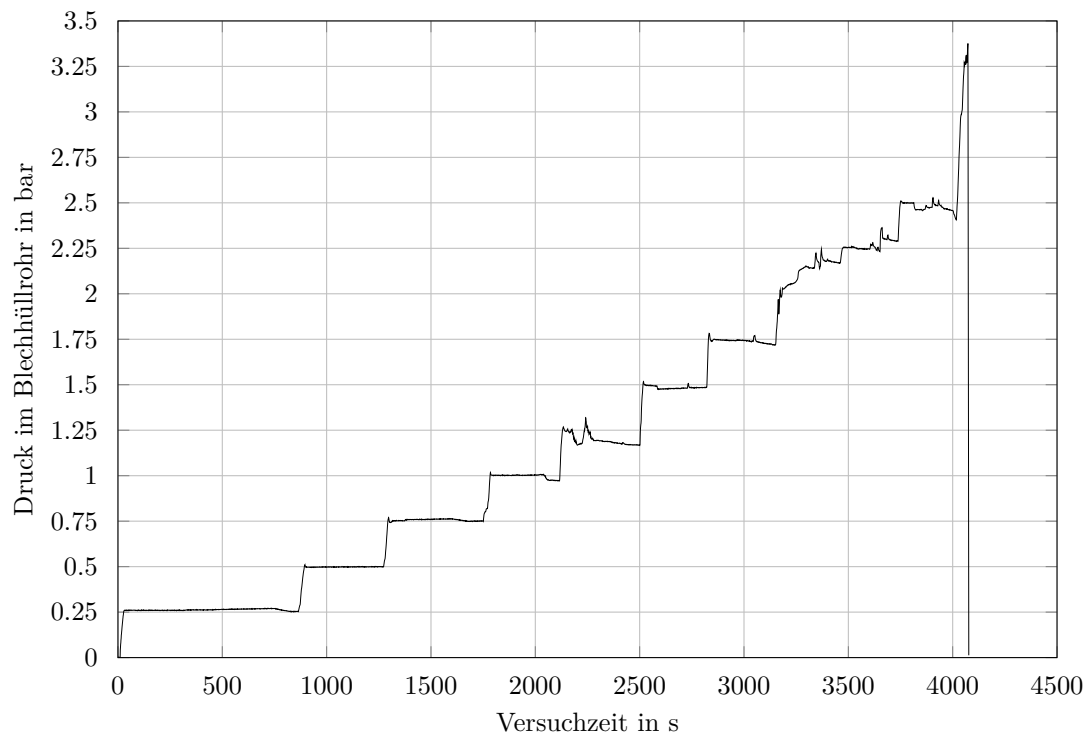


Abb. 4.9: Druck während des Druckluftversuchs mit dem Blechhüllrohr

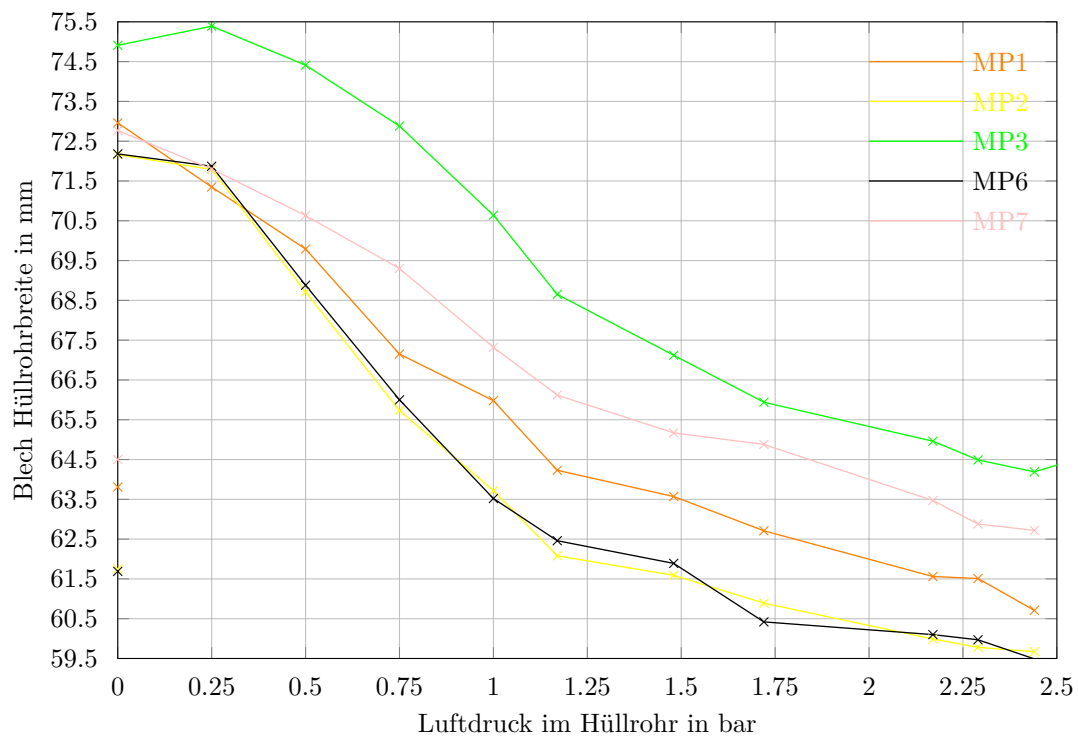


Abb. 4.10: Breitenänderung des Blechhüllrohrs während der Versuche

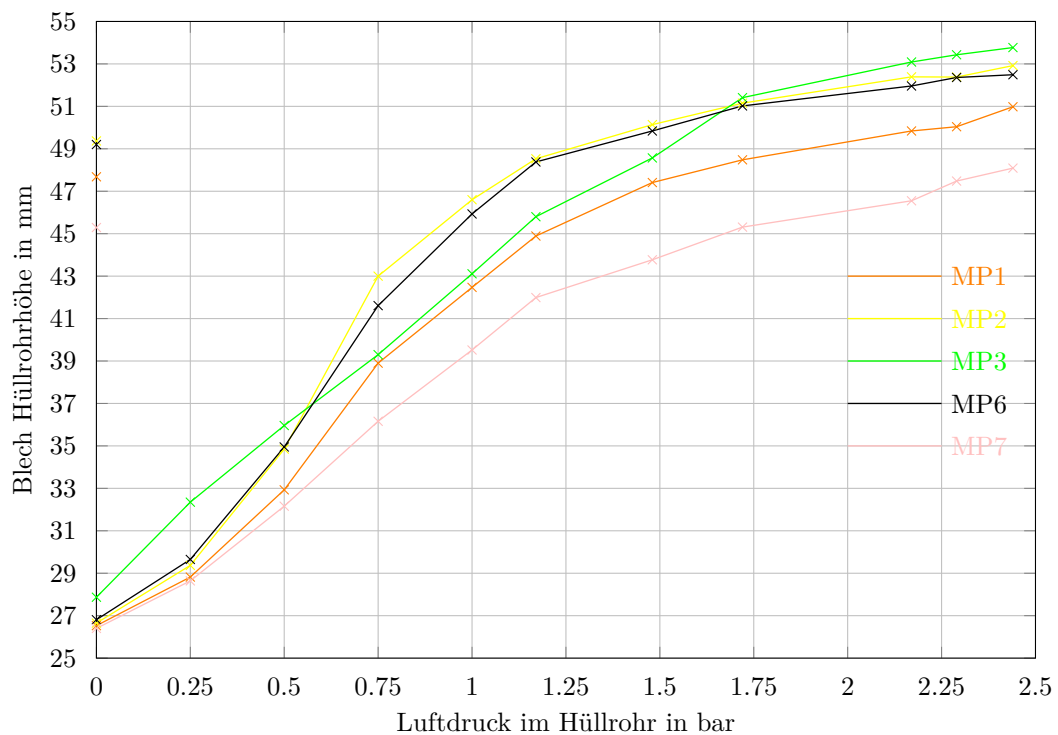


Abb. 4.11: Höhenänderung des Blechhüllrohrs während der Versuche

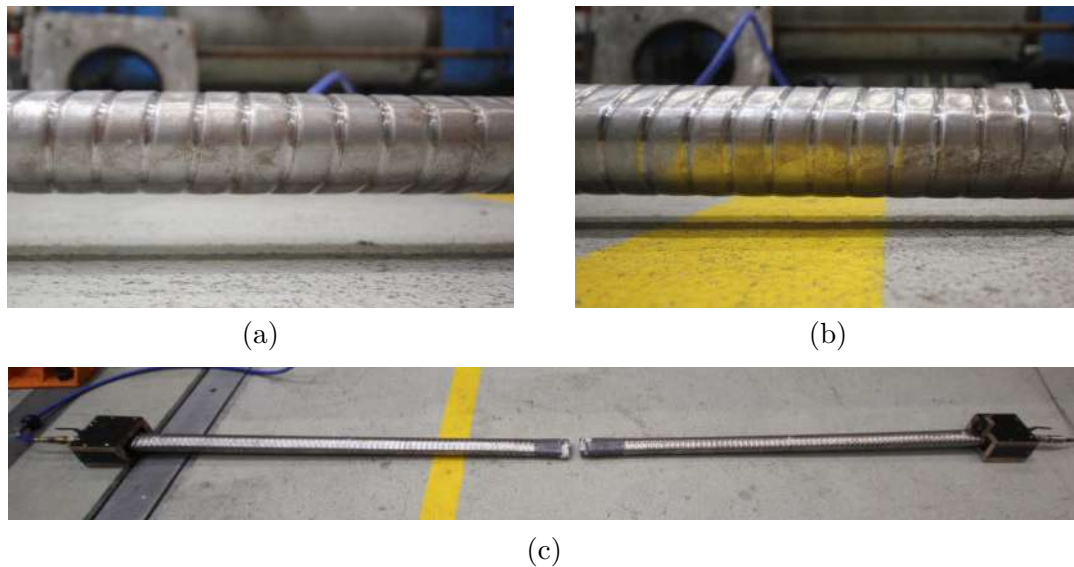


Abb. 4.12: Veränderung des Blehhüllrohrs: (a) Hüllrohr vor dem Versuch, (b) Verformtes Hüllrohr während des Druckluftversuchs, (c) Hüllrohr nach dem Versagen

4.2 Verpressversuche

Nach den erfolgreichen Druckluftversuchen wurde nach den Versuchsvorbereitungen am 8. Jänner 2024 am 9. Jänner 2024 ein Versuch mit eingeführten Spannlitzen, Verpressmörtel und einer Verpresspumpe an einem ca. 29 m langen Blehhüllrohr, siehe Abb. 4.13, durchgeführt. Mit diesem Verpressversuchen soll der Druck, der benötigt wird, das Hüllrohr zu verpressen und der maximal aufnehmbare Druck des Blehhüllrohrs ermittelt werden. Aufgrund der Vorversuche mit Druckluft ist davon auszugehen, dass, wenn das Verpressen der Blehhüllrohre möglich ist, auch das Verpressen der HDPE-Hüllrohre möglich ist. Diese Annahme beruht darauf, dass es bei den HDPE-Hüllrohren bei den Vorversuchen mit Druckluft geringere Druckverluste als bei den Blehhüllrohren gab und dass die HDPE-Hüllrohre keine Verbindungen aufweisen, die verklebt werden müssen.

4.2.1 Versuchsvorbereitung

Das Hüllrohr wurde aus neun ganzen Blehhüllrohrstücken mit einer Länge von 3 m aus den Teilstücken des Druckluftversuches und einem ca. 90 cm langen Zwischenstück zusammengebaut, wobei an dem Teilstückende des Druckluftversuches ca. ein Meter abgeschnitten wurde, der am Beginn der Mörtel­einleitung liegt, um den verformten Teil aus dem Druckluftversuch zu entfernen. Das Zwischenstück wurde eingebaut, damit das Hüllrohr zwischen den Geländerenden im Labor eingespannt werden konnte. Die beiden Teilstücke aus dem Druckluftversuch wurden verwendet, da diese bereits in Ankerboxen eingegossen waren und in dieses der Injektionsmörtel eingeleitet werden kann. Die Stöße der Blehhüllrohrstücke wurden zusätzlich zu dem gewöhnlichen Zusammenstecken der Hüllrohre, wie bei den Druckluftversuchen und in Abb. 4.14 ersichtlich, mit Montagekleber und Gewebefband verklebt. Hierzu wurden auf das Hüllrohrende, welches in das aufgebogene Hüllrohrende gesteckt wird, zwei umlaufende ca. 0,5-1,0 cm hohe Wülste aus Montagekleber aufgetragen. Die Hüllrohre wurden anschließend zusammengesteckt und mit

Gewebeband zur Fixierung zusammengeklebt. Vor Herstellung des Stoßes der Einleitungsankerbox an das Hüllrohr wurden vier 29 m lange Spannlitzen mit einer Querschnittsfläche von je 150 mm^2 , wie in Abb. 4.16 abgebildet, in das Hüllrohr eingeführt. Die Spannglieder wurden bei diesem Versuch eingeführt, um die erhöhte Reibung und den erhöhten Verpresswiderstand durch die Spannlitzen zu berücksichtigen. An die eine Ankerbox wurde der Füllschlauch der Verpresspumpe angeschlossen und an die Ankerbox am anderen Ende des 29 m langen Hüllrohrs wurde ein Schlauch, aus dem der Verpressmörtel abfließen kann, angeschlossen. Beide Ankerboxen sind über einen Kugelhahn verschließbar. Der Beginn und das Ende des Versuchsaufbaus mit den zugehörigen Ankerboxen ist in Abb. 4.17 ersichtlich. Um bei einem möglichen Versagen des Hüllrohrs oder der Hüllrohrstöße ein Auslaufen des Verpressmörtels zu verhindern, wurden die Hüllrohre in PVC-Rohre gesteckt und die PVC-Rohre wurden mit Endkappen verschlossen. Im Bereich der Hüllrohrstöße wurden die PVC-Rohre an den Oberseiten aufgeschnitten, um Veränderungen während der Versuche oder ein mögliches Auslaufen zu beobachten. Als Verpressmörtel für die Versuche wurde der Injektionsmörtel IJM 40 GK 0,1 C3A-frei hochsulfatbeständig [31] der Firma Moldan Baustoffe GmbH & CO KG verwendet. Das Anmischen erfolgte mit der Injektionsstation IS-35 der Firma Gertec Maschinen- und Anlagenbau GmbH. Zuerst wurde aufgrund der mit 27,36 l geringen benötigten Menge Injektionsmörtel die Verwendung eines Drucktopfes angedacht. Die Injektionsstation wurde jedoch verwendet, da diese später auf den Baustellen oder in den Fertigteilwerken zum Einsatz kommt. Der Verpressdruck wird mit einem Drucksensor bei der Verpressmörtel-einleitung gemessen. An der Einleitung wurde noch ein weiterer Schlauch angebracht, über den sich ein möglicher Überdruck durch zu schnelles Befüllen abbauen kann und der Injektionsmörtel in die Injektionsstation zurückgeführt wird. Dieser Schlauch zur Injektionsmörtelrückführung kann zum Druckaufbau im Hüllrohr geschlossen werden.

4.2.2 Versuchsdurchführung

Für den Versuch wurden vier Säcke des Injektionsmörtels [31] in der Injektionsstation mit den laut [31] benötigten neun Litern Wasser pro Sack für drei Minuten gemischt. Die benötigte Wassermenge wurde mithilfe einer Waage ermittelt. Der fertig gemischte Injektionsmörtel ist in Abb. 4.18 abgebildet. Anschließend wurde das Hüllrohr mit dem Injektionsmörtel über die Injektionsstation befüllt, wobei zu Beginn der Schlauch zur Injektionsmörtelrückführung komplett geöffnet war und erst falls benötigt zum Druckaufbau geschlossen wurde. Die Zeit, die für das Befüllen des Hüllrohrs benötigt wird, wurde dabei mit gestoppt.

4.2.3 Versuchsergebnisse

Bereits drei Minuten und 40 Sekunden nach Beginn des Verpressens des Hüllrohrs wurde der Versuch, bei einem Druck von 0,4 bar nach Verschließen der Injektionsmörtelrückführung, aufgrund von Mörtelaustritten an einigen Stoßstellen abgebrochen. Der Versuch hat gezeigt, dass die Stoßstellen des Blechhüllrohrs bereits bei geringem Druck versagen. Die Verschlechterung der Stoßstellen bei den Verpressversuchen gegenüber den Druckluftversuchen, bei denen bei niedrigen Drücken der Druckverlust noch gering war, kann auf die erhöhte Belastung der Stoßstellen durch den Zusammenbau mehrerer Stöße und den damit verbundenen Bewegungen der bereits verbundenen Stoßstellen und der Belastung der Stoßstellen durch das Einführen der Spannlitzen zurückgeführt werden. Diese Belastungen führen zu einer Beschädigung der Stoßstellenabdichtung aus Montagekleber und Gewebeband. Trotz der kurzen Verpressdauer und der Mörtelaustritte

wurde der Verpressmörtel bis zum zehnten Stoß sprich rund 22,5 m weit gefördert. Beim zehnten Stoß bei rund 22,5 m war das Hüllrohr halbgefüllt mit Mörtel. Beim neunten Stoß bei rund 19,5 m war das Hüllrohr bereits komplett mit Mörtel gefüllt. Der Versuch hat eindeutig gezeigt, dass eine Verwendung des Blechhüllrohrs für das Verpressen ohne vorherige Herstellung des umgebenden Betons, mit den verwendeten Maßnahmen nicht sinnvoll möglich ist. Aufgrund des gering benötigten Drucks zum kompletten Verpressen des Hüllrohrs auf einer Länge von 19,5 m kann davon ausgegangen werden, dass das Verpressen des HDPE-Hüllrohr vor Herstellung des umgebenden Betons möglich ist. Denn bei HDPE-Hüllrohren gibt es keine Stöße, an denen der Injektionsmörtel austreten kann und die HDPE-Hüllrohre können, wie die Vorversuche mit Druckluft gezeigt haben, Drücke von mindestens 5,2 bar aufnehmen. Für das Verpressen des Hüllrohrs wird jedoch, wie sich aus der Verpressung des Blechhüllrohrs gezeigt hat, kein so hoher Druck benötigt werden.

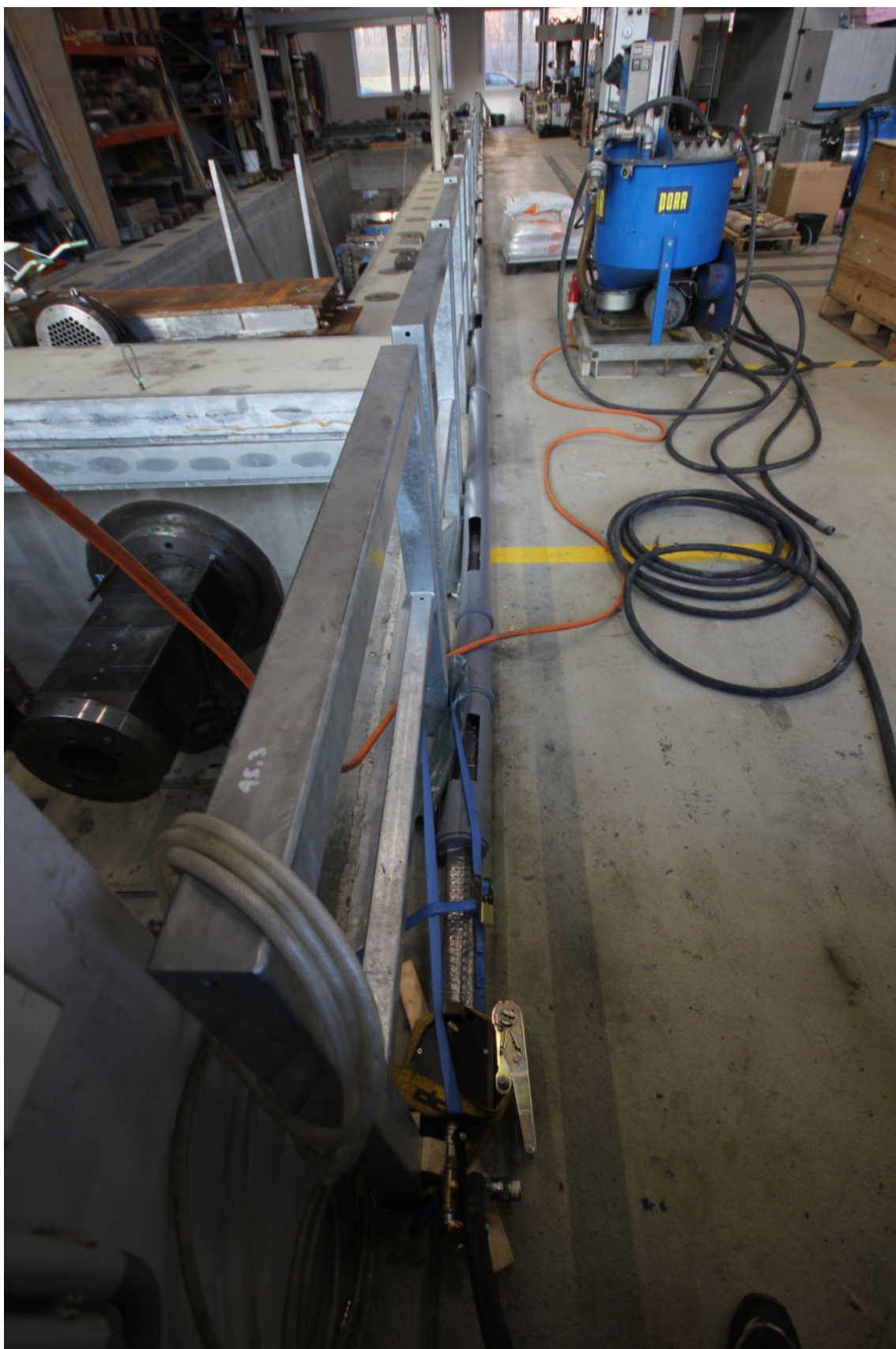


Abb. 4.13: Versuchsaufbau des 29 m langen Blechhüllrohrs in PVC-Schutzrohren vor dem Versuchsbeginn

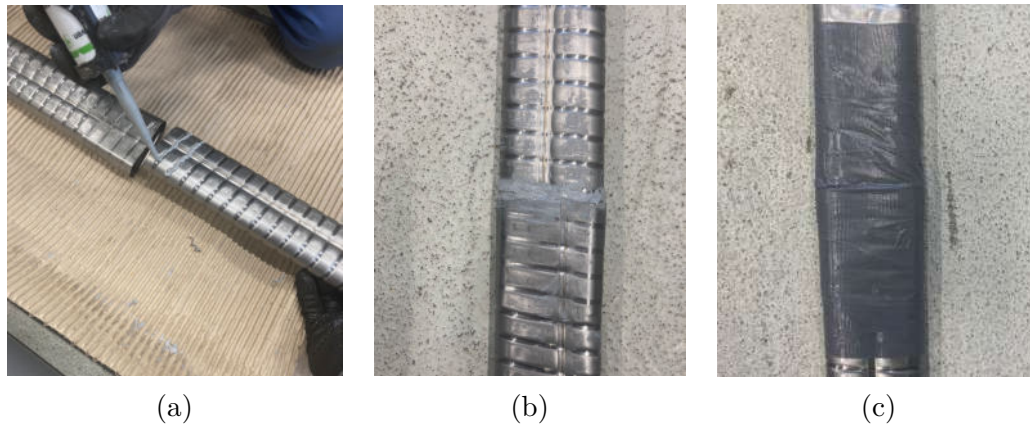


Abb. 4.14: Herstellung der Hüllrohrstöße: (a) Aufbringen des Montageklebers, (b) Zusammengeschobenes Hüllrohr mit Montagekleber und (c) Fertiger Stoß mit Gewebekband verklebt

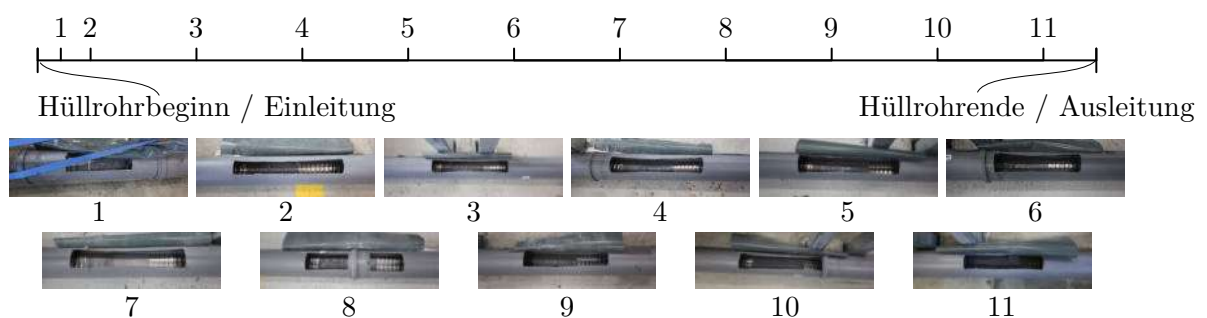
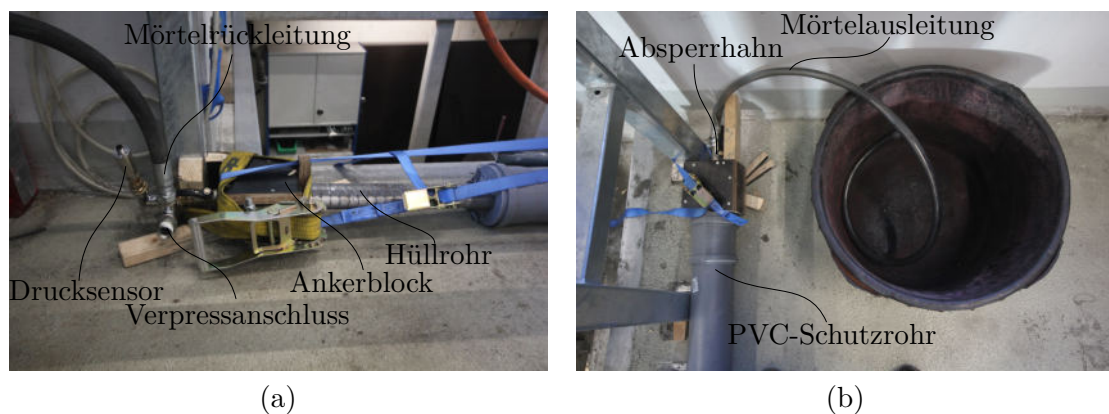


Abb. 4.15: Herstellung der Hüllrohrstöße: (a) Aufbringen des Montageklebers, (b) Zusammengeschobenes Hüllrohr mit Montagekleber und (c) Fertiger Stoß mit Gewebekband verklebt



Abb. 4.16: Einführen der Spannglieder in die Hüllrohre



(a)

(b)

Abb. 4.17: Hüllrohrbeginn und Hüllrohrende mit den fixierten Ankerboxen: (a) Hüllrohrbeginn an der Mörtelreinleitung und (b) Hüllrohrende an der Mörtelausleitung



Abb. 4.18: Injektionsmörtel nach dem 3 Minuten langen Mischen

Kapitel 5

Fugenabdichtung zwischen Längsträger und Fahrbahnplattenelement

In diesem Kapitel wird die Problemstellung aufgezeigt, werden mögliche Lösungsansätze analysiert und gewählte Lösungsmöglichkeiten mit Versuchen erprobt.

5.1 Problemstellung

Die Fuge zwischen Längsträger und Fahrbahnfertigteile muss zur Herstellung der Aufbetonschicht abgedichtet werden. Die abzudichtenden Fugen zwischen Fahrbahnplattenelementen und Längsträgern befinden sich, wie in Abb. 5.1 ersichtlich, an den oberen Ecken der Längsträger. Wenn die Abdichtung der Fuge durch einen innenliegenden Dichtstoff erfolgt, soll dieser, wie in [6] beschrieben, die gleichen Festigkeitseigenschaften wie der Aufbeton aufweisen, um die statische Nutzhöhe in Querrichtung der fertigen Brücke nicht zu reduzieren. Weiters muss ein innenliegender Dichtstoff die gleichen Eigenschaften bezüglich der alkalischen Bewehrungskonservierung wie der Aufbeton aufweisen, da ansonsten die Betondeckung reduziert wird. Aufgrund der für die aus dem Längsträger herausragende Bewehrung benötigten Betondeckung kann die Platte des Fahrbahnplattenelements, ohne eine Verbreiterung der Hohlkastenwände des Längsträgers, nicht über den Längsträger, sondern nur wie in Abb. 5.2 dargestellt, neben dem Längsträger sitzen. Zusätzlich liegen die Platten der Fahrbahnplattenelemente planmäßig 5 mm unter der Oberkante der Längsträger. Eine weitere Herausforderung bei der Abdichtung ergibt sich daraus, dass die Fugen nur von der Innenseite, ohne aufwendige Gerüste oder Hubeinrichtung, zugänglich sind.

5.2 Lösungsansätze

Grundsätzlich kommen zur Abdichtung von Fugen einige Lösungsmöglichkeiten infrage. In dem Patent [32] werden bereits Abdichtungsmöglichkeiten dargestellt. Aufgrund der Anforderung an die gleichen Festigkeitseigenschaften und der Korrosionsschutzanforderung können Abdichtmassen wie Silikon oder ähnliche Produkte ausgeschlossen werden, wenn diese an der Fugeninnenseite aufgebracht werden. Eine Anbringung an der Fugenaußenseite erweist sich aufgrund der Montage von der Oberkante der Fertigteile grundsätzlich als sehr aufwendig. Weiters müsste bei außen angebrachten Abdichtungen sichergestellt werden, dass sich diese nicht lösen und eine Gefahr für den Bereich unter der Brücke darstellen. Eine weitere Möglichkeit, die Abdichtung der Fuge zu vereinfachen und die bevorzugte Variante ist, einen Stufenfalz zwischen Fahrbahnplattenelement und Längsträger anzuordnen. Neben dem erhöhten Schalungsaufwand für diesen Stufenfalz gibt es noch weitere Randbedingungen zu beachten. Um diesen Stufenfalz anzuordnen, müsste

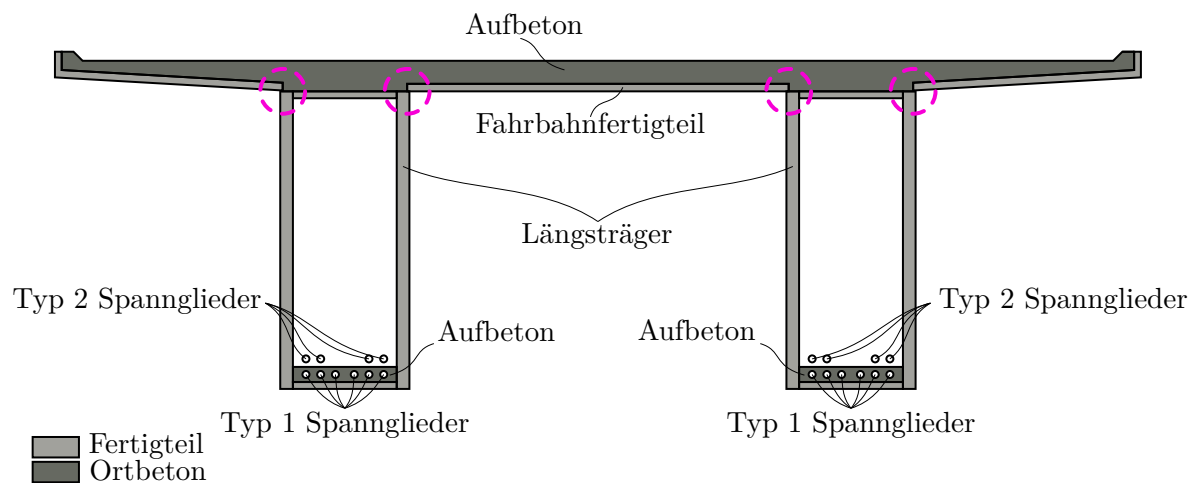


Abb. 5.1: Brückenquerschnitt einer Brücke nach dem LT-Brückenbauverfahren mit in Pink markierten Fugen zwischen Fahrbahnplattenelement und Längsträger aus [5] (grafisch überarbeitet und ergänzt)

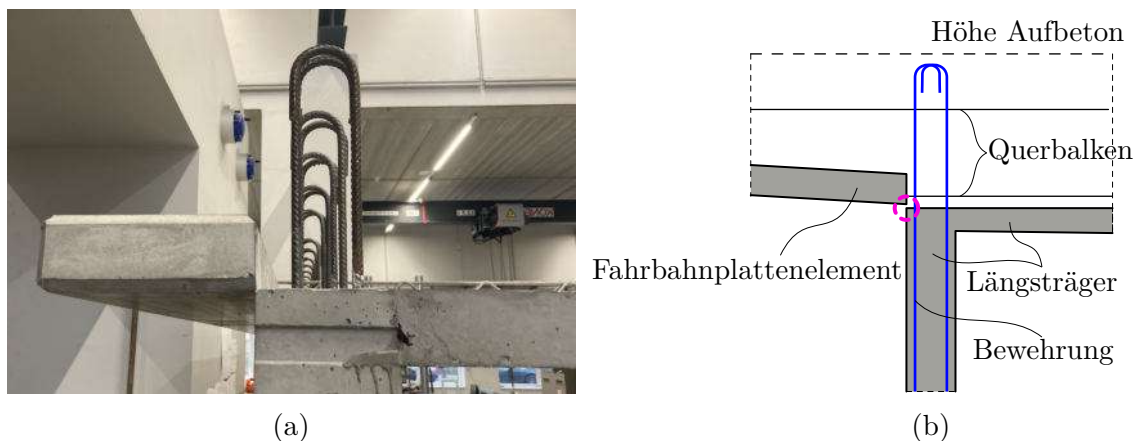


Abb. 5.2: Fugenproblematik zwischen Längsträger und Fahrbahnplattenelement: (a) Längsträger mit einem vereinfachten und verkürzten Fahrbahnplattenelement zur Durchführung von Versuchen und (b) Skizze der Fugenproblematik

jedoch der vertikale Teil des Längsträgers zumindest im Bereich des Stufenfalzes verbreitert werden, um bei Ausführung eines Stufenfalzes die Betondeckung der in die Fahrbahnstehenden Längsträgerbewehrung zu gewährleisten. Eine Verbreiterung des vertikalen Teils der Längsträger nur im oberen Bereich führt zu einem erhöhten Schalungsaufwand und eine Verbreiterung der gesamten vertikalen Teile des Längsträgers führt zu einer nicht unerheblichen Gewichtserhöhung. Bei einer angenommenen Längsträgerhöhe von 2 m, einer angenommen notwendigen Verbreiterung von 2 cm und einem Betongewicht von 2500 kg/m^3 , würde die Verbreiterung eine Gewichtserhöhung von 200 kg pro Laufmeter bedeuten. Eine Möglichkeit, die Fuge in der derzeitigen Bauform abzudichten, ist die Verwendung eines innenliegenden Dichtstoffes, der die gleichen Festigkeitseigenschaften und Korrosionsschutzeigenschaften wie der Aufbeton aufweist und entsprechend formstabil ist, um den Spalt ohne Auslaufen abzudichten. Ein Dichtstoff, der diesen Anforderungen entspricht, ist eine Mörtelfuge, wobei hier die Formstabilität die größte Herausforderung ist.

5.2.1 Mörtelfuge

Wie zuvor beschrieben, ist eine innenliegende Mörtelfuge, wie in Abb. 5.3 schematisch dargestellt, eine Lösungsmöglichkeit, wobei der Mörtel zumindest die gleichen Festigkeitseigenschaften wie der Aufbeton aufweisen sollte. Eine weitere Anforderung an den Mörtel ist, dass er so formstabil ist, dass er nicht durch den rund 5 mm großen Spalt fällt. Daher wurden für die Versuche mit einer Mörtelfuge der faserverstärkte PCC-Betonreparaturmörtel ARDEX B 16 [33] verwendet. Bei diesem Produkt handelt es sich um einen faserverstärkten kunststoffmodifizierten Mörtel, welcher grundsätzlich zum Ausbessern, Auffüllen und Glätten von Fehlstellen mit freiliegender Bewehrung in tragenden Bauteilen aus Beton gedacht ist [33]. Er weist laut [33] eine hohe Standfestigkeit auf, ist schwundarm, hochbelastbar, schützt die Bewehrung vor Korrosion und ist beständig gegen Frost, Tausalze und Sulfate sowie chlorfrei. Diese Eigenschaften in Kombination mit einer Druckfestigkeit von ca. 48 N/mm² nach 28 Tagen laut [33] machen den Reparaturmörtel jedoch auch zu einer möglichen Fugenabdichtung für das LT-Brückenbauverfahren.

Der Mörtel wurde entsprechend dem Verhältnis von 4-4,25l Wasser zu 25 kg ARDEX B 16 aus dem technischen Merkblatt für die Versuche mit einem Handrührwerk angerührt. Dabei wurde der Mörtel wie beschrieben komplett verrührt und nach einer zwei Minuten dauernden Reifezeit noch einmal durchgerührt. Der fertig angemischte Mörtel ist in Abb. 5.4(a) ersichtlich. Der Mörtel ist laut Datenblatt 60 Minuten verarbeitbar und kann in Schichtdicken von bis zu 70 mm in einem Arbeitsgang aufgetragen werden. Dabei ist der Mörtel an den befeuchteten Untergrund schichtweise satt anzudrücken. Um den Mörtel zwischen den in Abb. 5.2(a) ersichtlichen Bewehrungsstäben einzubringen, wird der Mörtel mithilfe des in Abb. 5.4(b) (c) ersichtlichen Spritzsackes eingebracht. Mit dem Spritzsack wurde, wie in Abb. 5.5(a) ersichtlich, auf den zuerst angefeuchteten Beton neben die befeuchtete Fuge ein Mörtelwulst gelegt. Dieser Mörtelwulst wurde anschließend mit den Fingern leicht in die Fuge gedrückt und anschließend wurde der Mörtel mit einem nassen Malerpinsel abgezogen. Die fertige Fuge ist von innen in Abb. 5.5(b) und von außen in Abb. 5.5(c) ersichtlich. Grundsätzlich funktioniert das Herstellen der Fugenabdichtung mit dem Mörtel sehr einfach. Es ist darauf zu achten, den Mörtel erst nach einer kurzen Reifezeit an die Fuge zu drücken, um ein Hinausfallen des Mörtels zu verhindern. Diese Vorgangsweise ist vor allem bei Fugenhöhen von mehr als 5 mm, welche durch Fertigungsungenauigkeiten oder Montageungenauigkeiten auftreten können, von besonderer Bedeutung. Im Allgemeinen gilt, dass mit zunehmender Größe des Fugenspalts der Mörtel mit erhöhter Sorgfalt an die Fuge gedrückt werden muss. Dies bedeutet, dass größere Fugen zu einem höheren Zeitaufwand führen. Eine weitere Idee das Auslaufen des Mörtels zu verhindern wäre das Abkleben des Spalts mit Klebebändern vor Herstellung der Mörtelfuge. Der Gedanke ist, dass durch das verhinderte Auslaufen des Mörtels die Einbaugeschwindigkeit des Mörtels erhöht werden kann. Diese Idee wurde verworfen, da das Klebeband den Betonkörper genauso wie eine Silikonfuge unterbrechen würde. Abschließend kann gesagt werden, dass die Fugenabdichtung mit dem PCC-Betonreparaturmörtel ARDEX B 16 funktioniert und für das LT-Brückenbauverfahren anwendbar ist. Eine Möglichkeit die Einbaugeschwindigkeit zu erhöhen, wäre anstelle des Spritzsackes mit Mörtel befüllte Leerkartuschen mit Kartuschenpressen zu verwenden. Die Verarbeitung des Mörtels mit diesen Leerkartuschen müsste jedoch noch mit weiteren Versuchen untersucht werden.

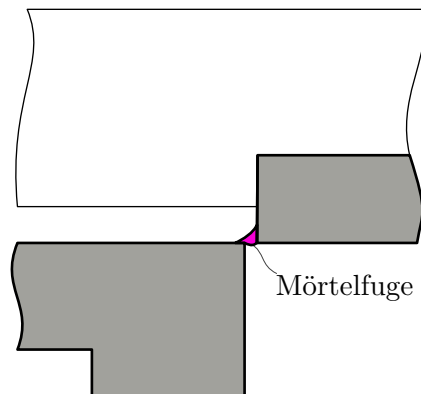


Abb. 5.3: Schematische Darstellung der fertigen Mörtelfuge vor Herstellung des Aufbetons



Abb. 5.4: Vorbereitungen für die Herstellung der Mörtelfuge: (a) Angemischter PCC-Betonreparaturmörtel ARDEX B 16, (b) Spritzsack zum Aufbringen des Mörtels und (c) Einfüllen des Mörtels in den Spritzsack

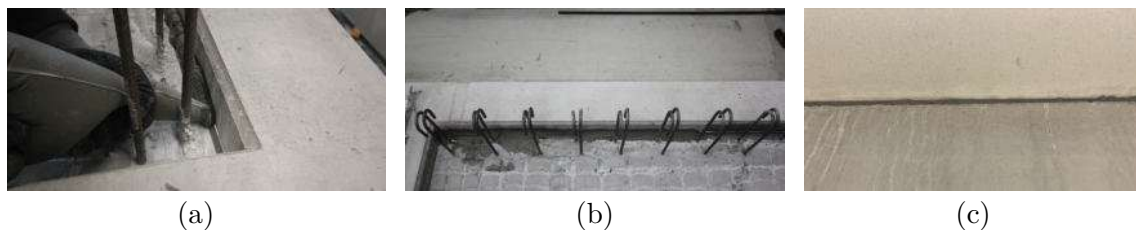


Abb. 5.5: Herstellung der Mörtelfuge: (a) Einbringen des PCC-Betonreparaturmörtel ARDEX B 16, (b) Eingebrachter Mörtel nach der Behandlung mit dem Malerpinsel und (c) Die mit Mörtel verfüllte Fuge von außen

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Das LT-Brückenbauverfahren liefert eine moderne Antwort auf die Anforderungen des Brückenbaues. Das Bauverfahren bietet die Möglichkeit neue Brückentragwerke schnell und ohne ökologische Einbußen im Gegensatz zu konventionellen Brückenbauverfahren zu errichten und bestehende Brückentragwerke mit geringen Standzeiten zu ersetzen. Dabei ist das Bauverfahren nur, wie aus dem Kapitel Vorspannung hervorgeht, eine Anwendung der bereits vor über 100 Jahre entwickelten Spannbetonbauweise. Das Kapitel LT-Brückenbauverfahren hat gezeigt, dass das Verfahren bereits erfolgreich bei der Pinkabachbrücke eingesetzt wurde und der Ausblick auf die Projekte Überfahrtsbrücke in St. Martin am Grimming und die Brücke über die B37 bei Krems zeigen die Nachfrage und die Möglichkeiten des Verfahrens. Eine Herausforderung des Bauverfahrens ist das Gewicht der Längsträger beim Versetzen, dies bedingt einerseits Einschränkungen der Spannweiten bei der Montage mit Kränen und andererseits erhöhte Anforderungen an Vorbau-gerüste. Um das Gewicht im Montagezustand zu reduzieren, wurde im Kapitel Experimentelle Untersuchungen zum Verpressen vor Herstellung des Betonbauteils untersucht, das Hüllrohr der Typ 1 Spannglieder nicht wie gewöhnlich nach Herstellung eines ummantelnden Betons zu verpressen, sondern ohne ummantelnden Beton zu verpressen und erst in der Endlage den umhüllenden Beton als Aufbeton herzustellen. Die Versuche haben gezeigt, dass die Blechhüllrohre aufgrund der Stöße nicht für diese Bauweise geeignet sind. Die HDPE-Hüllrohre müssten jedoch für das Bauverfahren geeignet sein, da sie keine offenen Stöße aufweisen und den beim Verpressen auftretenden Drücken standhalten. Eine weitere Herausforderung der Bauweise, die im Kapitel Fugenabdichtung zwischen Längsträger und Fahrbahnplattenelement bearbeitet wurde, liegt in der Schnittstelle Längsträger und Fahrbahnplattenelementen. Hierbei besteht die Herausforderung, die Fuge zwischen Längsträger und Fahrbahnplattenelementen gegen das Herausfließen des Aufbetons abzudichten. Es können jedoch aufgrund der geringen Bauteilstärken keine gewöhnliche Lösungen mit Stufenfalz ausgeführt werden und konventionelle Abdichtungsmittel sind aufgrund der Anforderung an die Festigkeitseigenschaften und den Korrosionsschutz, da die Fuge den Betonquerschnitt nicht schwächen darf, nicht möglich. Bei der entwickelte Lösung wird die Fuge mit einem Mörtel der die gleichen Festigkeitseigenschaften wie der Aufbeton aufweist, mithilfe eines Spritzsackes abgedichtet.

Zukünftige Forschungen und Weiterentwicklungen am Bauverfahrens sollten, für das Verpressen der HDPE-Hüllrohre, Verpressversuche über eine einem Träger entsprechende Strecke, wie der Versuch des Verpressen der Blechhüllrohre in dieser Arbeit durchführen. Diese Versuche können die aus den Versuchsergebnissen abgeleitete angenommene Verwendbarkeit der HDPE-Hüllrohre weiter bestätigen. Ein weitere Entwicklungspunkt wäre die Verbesserung der Applikation der Mörtelfuge, um den Arbeitsaufwand dieses Arbeitsschrittes zu verkürzen.

Trotz des noch vorhandenen Verbesserungspotential des Bauverfahren stellt es bereits jetzt ein wirtschaftliches und ökologisch vertretbares Bauverfahren dar.

Literatur

- [1] *Sustainable and Smart Mobility Strategy*. Europäische Kommission, 2021. 26 S.
- [2] B. für Verkehr und digitale Infrastruktur. *Bericht Stand der Modernisierung von Brücken der Bundesfernstraßen*. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2020. 30 S.
- [3] *Klimaschutzbericht 2023*. Umweltbundesamt GmbH, 2023. 17 S.
- [4] J. Kollegger, F. Untermarzoner und M. Rath. „Das LT-Brückenbauverfahren für die schnelle und materialsparende Errichtung von Brücken“. In: Tagungsband zum 27. Münchener Massivbau Seminar (24. Nov. 2023). München, Deutschland, 2023, S. 65–73.
- [5] F. Untermarzoner, M. Rath und J. Kollegger. „New Modular Construction Method for the Erection of Multi-span Concrete Bridges“. In: Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient (5.–7. Juni 2023). Istanbul, Türkei, 2023, S. 1673–1680.
- [6] F. Untermarzoner, J. Kollegger, M. Rath, K. Gaßner und T. Huber. „Deck Slab Elements for the Accelerated Construction of Steel–Concrete Composite Bridges“. In: *Applied Sciences* 13 (2023). DOI: 10.3390/app13137825.
- [7] R. Holst und K. H. Holst. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton Entwurf, Konstruktion und Berechnung*. Berlin, Deutschland: Wilhelm Ernst & Sohn, 2014.
- [8] *ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsch. Wien: Austrian Standards Institut, Feb. 2015.
- [9] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin Heidelberg, Deutschland: springer, 2006.
- [10] S. Geßner, R. Niedermeier, M. A. Ahrens, J. Hegger, F. Oliver und P. Mark. *Spannbetonbau - Entwicklung, Bemessung und Konstruktion*. Berlin, Deutschland: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., 2017.
- [11] D. P. Billington. „Historical perspective on prestressed concrete“. In: *PCI journal* 49 (2004), S. 14–31.
- [12] G. Rombach. *Spannbetonbau*. Berlin, Deutschland: Wilhelm Ernst & Sohn, 2010.
- [13] *ÖNORM B 1992-1-1:2018 01 01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1992-1-1 nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Deutsch. Wien: Austrian Standards Institut, Jan. 2018.
- [14] *ÖNORM EN 1992-2:2010 12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Deutsch. Wien: Austrian Standards Institut, Dez. 2010.

- [15] *ÖNORM B 1992-2:2019 10 01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.* Deutsch. Wien: Austrian Standards Institut, Mai 2019.
- [16] *DIN EN 1992-2/NA:2013 04 : Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.* Deutsch. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Apr. 2013.
- [17] Lugitsch und Partner Ziviltechniker GmbH. *Überfahrtsbrücke und Wellstahlrohrdurchlass B320 Technischer Bericht.* ÖBB-Infrastruktur GmbH, 2023. 16 S.
- [18] Lugitsch und Partner Ziviltechniker GmbH. *Überfahrtsbrücke Vordimensionierung.* ÖBB-Infrastruktur GmbH, 2023. 110 S.
- [19] Schneider Consult Ziviltechniker GmbH. *1. Feldwegüberführung bei Gneixendorf Technischer Bericht.* Amt der Niederösterreichischen Landesregierung Gruppe Straße - Abteilung Brückenbau, 2023. 14 S.
- [20] *DIN EN 15978:2012 10: Nachhaltigkeit von Bauwerken- Bewertung der umweltbezogenen Qualität von Gebäuden- Berechnungsmethode; Deutsche Fassung EN 15978:2011.* Deutsch. DIN: Deutsches Institut für Normung e.V., Okt. 2012.
- [21] *UMWELT-PRODUKTDEKLARATION nach ISO 14025 und EN 15804+A2 Beton der Druckfestigkeitsklasse C25/30.* Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). Okt. 2023.
- [22] *UMWELT-PRODUKTDEKLARATION nach ISO 14025 und EN 15804+A2 Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37.* Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). Okt. 2023.
- [23] M. Peck, C. Dauberschmidt, A. Wolfrum, S. Engelsmann, S. Peters, V. Spalding, F. Forstlechner, U. Fröschler, T. Förster, P. Lieblang und T. Wallisser. *Moderner Betonbau Atlas Konstruktion Material Nachhaltigkeit.* München, Deutschland: Institut für internationale Architektur-Dokumentation, 2013.
- [24] *UMWELT-PRODUKTDEKLARATION nach ISO 14025 und EN 15804+A2 Betonstahl in Ringen und Betonstabstahl.* Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). März 2022.
- [25] *Environmental Product Declaration In accordance with ISO 14025 and EN 15804 for: For PC-strand: Prestressed steel for reinforcement of concrete from Severstal-metiz.* EPD International AB. Juli 2021.
- [26] *Environmental Product Declaration as per ISO 14025 and EN 15804+A1 PC Strand Construction steel products.* Kiwa BCS Öko-Garantie GmbH - Ecobility Experts. Mai 2020.
- [27] *ENVIRONMENTAL PRODUCT DECLARATION in compliance with ISO 14025 and EN 15804:2012+A1:2013 Stabilized wires and strands for prestressing of concretes.* EPDItaly. Feb. 2020.
- [28] *Environmental Product Declaration In accordance with ISO 14025 and EN 15804:2012+A2:2019 for: PC-strand – Prestressed steel for reinforcement of concrete from Hjälsbro Steel AB.* EPD International AB. Dez. 2020.
- [29] *UMWELT-PRODUKTDEKLARATION nach /ISO 14025/ und /EN 15804/ Baustähle: Offene Walzprofile und Grobbleche.* Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). Okt. 2018.
- [30] F. Untermarzoner, M. Rath und J. Kollegger. „Das LT-Brückenbauverfahren zur materialsparenden und schnellen Errichtung von Spannbetonbrücken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 119 (Apr. 2024), S. 11. DOI: 10.1002/best.202400007.

- [31] *MOLDAN Injektionsmörtel IJM 40 GK 0,1 C3A-frei Hochsulfatbeständig*. MOLDAN Baustoffe GmbH & Co KG. Mai 2022.
- [32] J. Kollegger, F. Untermarzoner und M. Rath. *Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen*. Österreichisches Patent AT 526142, 2023.
- [33] *ARDEX B 16 PCC-Betonreparaturmörtel*. ARDEX Baustoff GmbH. Apr. 2023.