

Doctoral Thesis

On the load-bearing behavior of thin-walled bridge girders with box girder cross-section

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Dissertation

Zum Tragverhalten von dünnwandigen Brückenträgern mit Hohlkastenquerschnitt

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für
Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. **Michael Rath**, BSc
Matr.Nr.: 01226639

- Betreuer: O.Univ.Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-02, A-1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. **Dirk Schlicke**
Institut für Betonbau
Technische Universität Graz
Lessingstraße 25, A-8010 Graz, Österreich
- Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Füssl**
Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/202, A-1040 Wien, Österreich

Wien, im September 2024

Vorwort

Ich möchte mich hiermit bei den vielen großartigen Menschen bedanken, die mich auf dem Weg zur Entstehung dieser Arbeit unterstützt und begleitet haben. Ohne den ständigen Rückhalt und die motivierenden Worte hätte dieses Werk nicht entstehen können.

An erster Stelle gebührt mein Dank Herrn Prof. Johann Kollegger dafür, dass er mir die Möglichkeit gegeben hat, dieses Werk unter seiner fachkundigen Leitung zu erstellen und stets mit Rat und Tat zur Seite stand. Seine Herangehensweise zur Lösung unterschiedlichster wissenschaftlicher Fragestellung kennenzulernen, sowie seinen respektvollen Umgang mit Studierenden und Kolleginnen und Kollegen zu erleben, wird mich mein Leben lang prägen. Für die vielen Gelegenheiten, die Forschungserkenntnisse auf internationaler Ebene präsentieren zu können, möchte ich mich bedanken.

Herrn Prof. Dirk Schlicke und Herrn Prof. Josef Füssl danke ich für die Begutachtung meiner Dissertation.

Bei all meinen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Tragkonstruktionen möchte ich mich für die tolle Zeit bedanken. Bei meinem Co-Autor Stephan Fasching, der mir beim Einstieg in die wissenschaftliche Forschung unglaublich viel geholfen hat. Bei meinem Co-Autor Franz Untermarzoner, meinem Bürokollegen und Zimmergenossen auf zahlreichen Konferenzen, der mir bei so vielen Versuchen im Labor gemeinsam mit meinem Diplomanden und späteren Kollegen Patrick Leitner immer zur Seite stand. Bei Clemens Proksch-Weilguni, mit dem ich gemeinsam am Institut begonnen hatte und über jedes wissenschaftliche oder gesellschaftliche Problem herzlich diskutieren konnte. Bei Wolfgang Bachofner, dem ich für zukünftige Reisen zu Konferenzen stabile Koffer und weniger Möwenangriffe wünsche. Ebenfalls möchte ich mich bei meinen Co-Autoren Tobias Huber und Kerstin Gaßner für die tolle Zusammenarbeit am Institut bedanken. Ebenfalls möchte ich mich bei Phillip Preinstorfer, Marion Decker, Hannes Wolfger, Georg Gaßner, Dominik Suza und Katharina Preis für die unglaublich schöne Zeit am Institut danken. Ein ganz großes Dankeschön gebührt unserem Laborleiter Wolfgang Träger. Ohne ihn wären die zahlreichen Versuche im Labor nicht durchführbar gewesen. Für die tolle Unterstützung bei den Versuchen und den Forschungsarbeiten danke ich all meinen Diplom- und Bachelorabsolventen und -absolventinnen.

Diese Arbeit hätte ohne die Unterstützung meiner Eltern Berta und Manfred sowie meiner Schwestern Christa und Jennifer nicht entstehen können. Durch ihre ausdauernde und stets motivierende Unterstützung fand ich immer den nötigen Antrieb und die Zuversicht meinen Weg zu verfolgen und meine Ziele zu erreichen. Ich danke euch so sehr dafür.

Kurzfassung

Eine ressourceneffiziente und zeitsparende Herstellung von Brücken ist angesichts der heutigen Anforderungen an die Reduzierung von Treibhausgasen und Nachhaltigkeit von entscheidender Bedeutung. Für den Bau von Brücken ist der Baustoff Beton trotz seines hohen CO₂ Fußabdrucks nach wie vor unerlässlich. Deshalb gab es in den letzten Jahren Bestrebungen, mit Hilfe des Einsatzes von dünnwandigen Betonfertigteilen in neu entwickelten Brückenbaumethoden, den genannten Anforderungen gerecht zu werden. Diese Arbeit soll durch die Beantwortung von Fragestellungen hinsichtlich der Tragfähigkeit von Brückenträgern, welche bei der Anwendung dieser Verfahren entstehen, einen Beitrag dazu leisten. Es soll damit der Brückenbau mit dünnwandigen Betonfertigteilen zugänglicher gemacht werden und im Vergleich zu vorigen Ansätzen neue Möglichkeiten eröffnet werden. Hierfür werden die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit Bauteilfugen sowie die Einleitung von Vorspannkräften in diese Hohlkästen untersucht.

Die hier vorliegende kumulative Dissertation setzt sich aus zwei Teilen zusammen, dem Teil I „Einleitung“ und Teil II „Publikationen“. In Teil I werden zunächst die Problemstellungen, welche sich beim Bau von Brücken mit dünnwandigen Betonfertigteilen ergeben, erläutert und anschließend die Zielsetzung und die Forschungsfragen definiert. In den Grundlagen wird ein kurzer Rückblick zur Entstehung der neuen Bauweisen und deren erste Anwendung in der Praxis gezeigt. Zudem werden die Halbfertigteil-Segmentbauweise und das LT-Brückenbauverfahren beschrieben, welche als zentraler Ausgangspunkt für die auftretenden Fragestellungen dienten. Schließlich werden noch die mechanischen Grundlagen zum Querkraft- und Torsionstragverhalten von Hohlkästen und der Einleitung von Vorspannkräften beschrieben. Diese sind essentiell für das Verständnis der in Teil II beschriebenen Untersuchungen. Die grundsätzliche Vorgangsweise zur Beantwortung der gestellten Forschungsfragen erfolgt im Kapitel Methodologie. Dabei wird speziell auf die den einzelnen Publikationen zugeordneten Fragestellungen eingegangen. Im Zuge der Zusammenfassung der Publikationen werden die wichtigsten Erkenntnisse der jeweiligen Publikation erläutert sowie die Beantwortung der Forschungsfragen übersichtlich dargestellt.

Teil II behandelt drei in internationalen Zeitschriften erschienene Publikationen. Alle drei Veröffentlichungen durchliefen dabei ein Peer-Review Verfahren. In der Publikation [1] wird die Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen aus Beton untersucht, welche eine unbewehrte Bauteilfuge in den Stegen, jedoch durchgehende Boden- und Deckplatten besitzen. Hiefür wurden zwei großformatige, experimentelle Untersuchungen

durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass die Bauteilfuge zwar zu einer Schwächung der Querkrafttragfähigkeit des Hohlkastens führt, jedoch trotzdem nennenswerte Querkräfte übertragen werden können. Weiters wurde der Einfluss einer Vorspannung untersucht, indem nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt wurden. Hierbei zeigt sich, dass mittels Vorspannung ein Träger mit Bauteilfuge in den Stegen, dem Tragverhalten eines gewöhnlichen Hohlkastenträgers weitgehend entspricht.

In der Publikation [2] wird das Torsionstragverhalten von dünnwandigen Hohlkästen aus Beton untersucht, welche eine unbewehrte und mit Querdruck belastete Bauteilfuge in den Stegen, jedoch durchgehende Boden- und Deckplatten besitzen. Hierfür wurden anhand von zwei großformatigen Versuchskörpern experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass mit ausreichendem Querdruck auf der Bauteilfuge grundsätzlich keine Schwächung im Hinblick auf die Torsionstragfähigkeit entsteht. Das aufnehmbare Torsionsmoment wird jedoch durch die maximal übertragbare Schubspannung in der Bauteilfuge beschränkt.

In der Publikation [3] wird ein neues Konzept zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen vorgestellt. Dabei wird mit Hilfe des Einsatzes von Zug- und Druckgliedern aus Stahl eine zentrische Lasteinleitung untersucht. Eine Serie aus 6 Versuchskörpern wurden im Labor der TU Wien in einer Druckprüfmaschine zur Simulation von Vorspannkräften getestet und mit nichtlinearen-Finite-Elemente Berechnungen analysiert. Dabei konnten die Lisenenlänge und die Anzahl der Stahlglieder als maßgebende Einflüsse identifiziert werden. Weiters wurde untersucht, ob die Herstellung der Lisenen in Form von Ortbeton oder als Fertigteilvariante effizienter im Hinblick auf die Krafteinleitung ist. Dabei stellte sich die Fertigteilvariante aufgrund der Möglichkeit zur direkten Kraftübertragung mittels Normalspannungen in die Platten als die bevorzugte Variante heraus.

Abstract

A resource-efficient and time-saving construction of bridges is crucial in light of today's requirements for reducing greenhouse gases and enhancing sustainability. Despite its high CO₂ footprint, concrete remains indispensable for bridge construction. In recent years, efforts have been made to meet these requirements by using thin-walled precast concrete elements in newly developed bridge construction methods. This work aims to contribute to this goal by addressing questions related to the load-bearing capacity of bridge girders that arise when applying these methods. It seeks to make bridge construction with thin-walled precast concrete elements more accessible and open up new possibilities compared to previous approaches. To achieve this, the shear and torsional load-bearing capacity of thin-walled hollow box girders with construction joints, as well as the introduction of post-tensioning forces into these hollow box girders, are investigated.

This cumulative dissertation consists of two parts: Part I, "Introduction," and Part II, "Publications." In Part I, the problems that arise in the construction of bridges using thin-walled precast concrete elements are first explained, followed by the definition of the objectives and research questions. The fundamentals section provides a brief overview of the development of new construction methods and their initial applications in practice. Additionally, the semi-precast segmental construction method and the LT bridge construction method, which serve as the central basis for the emerging questions, are described. Finally, the mechanical principles of the shear and torsional load-bearing behavior of hollow box girders and the introduction of post-tensioning forces are explained. These principles are essential for understanding the investigations described in Part II. The fundamental approach to answering the research questions is presented in the methodology chapter, with a specific focus on the questions addressed in each publication. In the summary of the publications, the main findings of each publication are explained, and the answers to the research questions are presented.

Part II addresses three publications that have appeared in international journals. All three publications underwent a peer-review process. In the publication [1], the shear capacity of thin-walled concrete hollow box girders, which have an unreinforced construction joint in the webs but continuous bottom and top plates, is investigated. For this purpose, two large-scale experimental investigations were carried out. It was found that although the construction joint weakens the shear capacity of the hollow box girder, significant shear forces can still be transmitted. Furthermore, the effect of post-tensioning was examined by performing nonlinear finite element calculations. The results showed that

with post-tensioning, a girder with a construction joint in the webs largely corresponds to the load-bearing behavior of a conventional hollow box girder.

In the publication [2], the torsional load-bearing behavior of thin-walled concrete hollow box girders, which have an unreinforced and transversely loaded construction joint in the webs but continuous bottom and top plates, is investigated. For this purpose, experimental investigations were carried out using two large-scale test specimens. It was found that with sufficient transverse pressure on the construction joint, no weakening in terms of torsional load-bearing capacity occurs. However, the torsional moment is limited by the maximum transferable shear stress in the construction joint.

In the publication [3], a new concept for the introduction of post-tensioning forces into thin-walled hollow box girders is presented. Using tensile and compressive steel members, a central load introduction is investigated. A series of six test specimens were tested in a compression testing machine at the TU Wien laboratory to simulate post-tensioning forces and analyzed with nonlinear finite element calculations. The length of the blisters and the number of steel members were identified as significant influences. Furthermore, it was investigated whether the production of the blisters in the form of in-situ concrete or as precast elements is more efficient for load introduction. The precast variant proved to be the preferred option due to the possibility of direct force transmission through normal stresses into the plates.

Inhaltsverzeichnis

Teil I - Einführung	11
1 Einleitung	12
1.1 Problemstellung	12
1.2 Zielsetzung und Forschungsfragen	14
1.3 Abgrenzung	15
2 Grundlagen	17
2.1 Bauen mit dünnwandigen Betonfertigteilen	17
2.2 Halbfertigteil-Segmentbauweise	19
2.2.1 Allgemeines	19
2.2.2 Produktion dünnwandiger Fertigteile im Werk und Transport zur Baustelle	20
2.2.3 Zusammenbauen der dünnwandigen Fertigteile auf der Baustelle zu einem Hohlkasten	21
2.2.4 Anwendung der Segmente im Brückenbau	22
2.3 LT-Verfahren	23
2.3.1 Allgemeines	23
2.3.2 Längsträger und Pfeilersegmente	24
2.3.3 Fahrbahnplattenelemente und Fertigstellung	24
2.3.4 Anwendungen des LT-Brückenbauverfahrens	25
2.4 Mechanische Grundlagen: Implikationen von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit	26
2.4.1 Querkraft	27
2.4.2 Torsion	29
2.4.3 Einleitung von Vorspannkräften in Hohlkästen	31
3 Methodologie	33
4 Zusammenfassung der Publikationen	35
4.1 Publikation [1]	35
4.2 Publikation [2]	39
4.3 Publikation [3]	44

5 Schlussfolgerungen und Ausblick	48
5.1 Schlussfolgerungen	48
5.2 Ausblick	50
Teil II - Publikationen	56
Publikation [1]	57
Publikation [2]	72
Publikation [3]	92
Publikationen und Konferenzbeiträge	104
Lebenslauf	109

Teil I - Einführung

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Erhaltung sowie der Neubau kritischer Infrastruktur stellt Ingenieure und Ingenieurinnen vor zunehmend herausfordernde Aufgabenstellungen. Beginnend mit den Sachstandsberichten der 1990er Jahre des Intergovernmental Panel on Climate Change [4] nahm die ökologische Betrachtungsweise von Bauwerken einen immer größer werdenden Stellenwert ein. So ist der zu vermeidende Ausstoß von CO_2 im Hinblick auf den menschengemachten Klimawandel [5] heutzutage von essentieller Bedeutung [6]. Brückentragwerke sind hiervon selbstverständlich nicht ausgenommen. Da der Baustoff Beton trotz seines hohen CO_2 Fußabdrucks, welcher größtenteils aufgrund des bei der Herstellung verwendeten Zements und den Zusatzstoffen entsteht, nach wie vor unverzichtbar für diese Branche ist, muss bei dessen Einsatz auf ressourcenschonende Bauweisen geachtet werden. Neben einer Reduktion der Bauteilmassen spielt zudem die nötige Bauzeit von Brückentragwerken eine wesentliche Rolle, da entstehende Verkehrsbehinderungen einen signifikanten Einfluss auf die Umweltauswirkungen haben [7].

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wird am Institut für Tragkonstruktionen, Fachbereich Stahlbeton- und Massivbau, seit einigen Jahren an Brückenbauverfahren geforscht, bei welchen dünnwandige Fertigteile aus Beton verwendet werden. Durch die Vorfertigung in Fertigteilwerken und die Kombination der Bauteile mit Ortbeton auf der Baustelle soll so im Vergleich zu herkömmlichen Bauweisen ein schnellerer Baufortschritt und ressourceneffizientere Brückenträger ermöglicht werden [8, 9]. Zwei explizit aus diesen Überlegungen entstandene Verfahren sind die Halbfertigteil-Segmentbauweise [10] und das LT-Brückenbauverfahren [11] (Abbildung 1.1), welche in Kapitel 2 näher erläutert werden. Wie das Zusammenfügen der dünnwandigen Betonfertigteile sowie die Kombination dieser mit weiteren erforderlichen Komponenten des Brückenoberbaus (z.B. Lisenen) zu einem Hohlkasten erfolgen soll, ist eine Thematik, welche beide genannten Brückenbauverfahren gemeinsam haben. Die Erarbeitung von Lösungen hierfür war abseits von konstruktiven Herausforderungen vor allem durch neu entstehende Fragestellungen hinsichtlich der Lastabtragung des zusammengefügt Brückenträgers geprägt, welche eine

wissenschaftliche Untersuchung unerlässlich machten. So entstehen beim Zusammenfügen der einzelnen dünnwandigen Betonfertigteile zu einem Hohlkastenträger Bauteilfugen, welche die Tragfähigkeit des Brückenträgers beeinflussen. Für Brückenträger mit unbewehrten Schubfugen in den Stegen, aber durchlaufenden Boden- und Deckplatten, wie sie beim LT-Verfahren und der Halfertigteil-Segmentbauweise zur Anwendung kommen, standen keine wissenschaftlichen Untersuchungen zum Querkraft- und Torsionstragverhalten zur Verfügung. Weiters fehlten Erkenntnisse zur Einleitung von Vorspannkräften in solch dünnwandige Hohlkastenträger (LT-Verfahren und Halfertigteil-Segmentbauweise). Ein Verständnis für den Einfluss der Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit zu erhalten, stellt die zentrale Problemstellung dar, welche in dieser Arbeit abgehandelt wird. Die beiden Brückenbauverfahren dienten als Inspiration und Ausgangspunkt für die im Folgenden vorgestellten Untersuchungen, dessen Erkenntnisse sich jedoch nicht nur auf die beiden Verfahren beschränken sollen, sondern allgemeine Aufschlüsse zum Bau mit dünnwandigen Fertigteilen und dem Betonbau generell liefern.



Abb. 1.1: Pilotprojekt gebaut mit dem LT-Verfahren: Pinkabachbrücke [11] ©TU Wien

1.2 Zielsetzung und Forschungsfragen

Die vorliegende Arbeit widmet sich, ausgehend von der in Abschnitt 1.1 dargestellten Problemstellung, der Untersuchung des Querkraft- und Torsionstragverhaltens von hohlkastenförmigen Brückenträgern, welche eine Fuge in den Stegen, jedoch durchgehende Boden- und Deckplatten aufweisen sowie der Untersuchung des Tragverhaltens von dünnwandigen Hohlkästen bei der Einleitung von Vorspannkräften und der Entwicklung von konstruktiven Lösungen hierfür. Die Art der wissenschaftlichen Beantwortung der Fragestellungen in dieser Arbeit wurde in Form von Grundlagenforschung konzipiert. Dadurch werden die Erkenntnisse nicht nur auf die beiden neuen Brückenbauverfahren (Halbfertig-Segmentbauweise und LT-Brückenbauverfahren) beschränkt. Die erhaltenen Aufschlüsse zum mechanischen Verhalten von dünnwandigen Hohlkästen aus Beton mit Fugen in den Stegen [1, 2] stellen Grundlagenerkenntnisse dar, die für den Betonbau allgemein von Interesse sind. Die in [3] vorgestellten Untersuchungen und Konzepte bezüglich der Einleitung von Vorspannkräften sind generell für den Bau mit dünnwandigen Betonfertigteilen von Bedeutung. Im Hinblick auf die beiden Brückenbauverfahren stellen die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen und die daraus folgenden Erkenntnisse wesentliche Aspekte dar, um eine Anwendung der Verfahren in der Praxis zu ermöglichen.

Die publikationsübergreifende Forschungsfrage lässt sich wie folgt definieren:

Welche Auswirkung haben die durch die Fügung einzelner dünnwandiger Betonfertigteile zu einem Brückenträger mit Hohlkastenquerschnitt entstehenden Bauteilfugen auf dessen Tragfähigkeit?

In jeder Publikation wird hierbei ein anderer Aspekt dieser übergeordneten Forschungsfrage beleuchtet. Die im Folgenden vorgestellten Fragestellungen werden in den drei veröffentlichten Publikationen eingehend untersucht und beantwortet. In Publikation [1] wird die Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen aber durchgehenden Boden- und Deckplatten analysiert, während in Publikation [2] deren Torsionstragverhalten untersucht wird. In Publikation [3] wird ein neues Konzept zur Einleitung von zentrischen Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen vorgestellt und untersucht sowie Herstellungsvarianten von Lisenen diskutiert. Die Forschungsfragen dazu, getrennt nach Publikationen, lauten:

Publikation [1]: Zur Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen

- *Wie wirkt sich eine unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchem jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Querkrafttragfähigkeit des Hohlkastens aus?* (Publikation [1], Rahmenschrift)
- *Kann die strukturelle Schwachstelle des Hohlkastens in Form der unbewehrten Fuge im Steg mit Hilfe von Vorspannung kompensiert werden und somit einem herkömmlichen Hohlkasten ohne Fugen im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit gleichgestellt werden?* (Publikation [1], Rahmenschrift)
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien die Querkrafttragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen in den Stegen bestimmen?* (Publikation [1], Rahmenschrift)

Publikation [2]: On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method

- *Wie wirkt sich eine mit Querdruck belastete, unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchem jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Torsionstragfähigkeit des Hohlkastens aus?* (Publikation [2], Rahmenschrift)
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien sowie Ansätzen aus der Literatur die Torsionstragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen mit Querdruck in den Stegen bestimmen?* (Publikation [2], Rahmenschrift)

Publikation [3]: Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte

- *Wie können Vorspannkräfte mittels Lisenen in dünnwandige Hohlkästen eingeleitet werden?* (Publikation [3], Rahmenschrift)
- *Ist die Konstruktion der Lisenen als Fertigteil- oder als Ortbetonvariante effizienter im Hinblick auf die Krafteinleitung?* (Publikation [3], Rahmenschrift)

1.3 Abgrenzung

Wie die in Abschnitt 1.2 dargelegte publikationsübergreifende Forschungsfrage und die anschließend beschriebene Aufgliederung in den einzelnen Publikationen bereits darlegen, behandelt diese Arbeit Detailfragen, welche im Zuge der beiden genannten neu entwickelten Brückenbauverfahren entstanden sind. Es wird jedoch in dieser Arbeit davon abgesehen,

eine grundlegende Beurteilung zu den Verfahren selbst abzuhandeln. Für die Halbfertigteil-Segmentbauweise kann dies in der Dissertation von Fasching [10] nachgelesen werden, für das LT-Verfahren geben Untermaier et al. [11] Auskunft.

Generell wurden alle in den drei veröffentlichten Publikationen vorgestellten Untersuchungen auf der Ebene der Tragfähigkeit (ULS) abgehandelt. Im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden in dieser Arbeit keine Betrachtungen durchgeführt. Die vorgestellten experimentellen Versuche wurden allesamt ohne Langzeitbetrachtungen durchgeführt, somit wurden weder Krieeffekte noch Ermüdung des Betons oder des Stahls analysiert. Die zum Zeitpunkt der Entstehung der Publikationen vorrangig vorgesehene Betongüte C40/50 wurde allen experimentellen Untersuchungen zugrunde gelegt.

Mit dieser Arbeit konnten einige wesentliche Fragestellungen, welche für eine Anwendung der beiden Brückenbauverfahren in der Praxis notwendig sind, geklärt werden. Aufgrund der Komplexität der Verfahren kann hier jedoch keineswegs ein Anspruch auf Vollständigkeit der Beantwortung aller erforderlichen Untersuchungen bestehen. Die weiteren wesentlichen Untersuchungen bezüglich der Halbfertigteil-Segmentbauweise finden sich in [12, 13, 14, 15, 16, 17], im Hinblick auf das LT-Verfahren wird auf [18, 19, 20] verwiesen.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Bauen mit dünnwandigen Betonfertigteilen

Der Einsatz von Betonfertigteilen bzw. Halbfertigteilen bietet gegenüber Ortbetonbauweisen im Bauwesen wesentliche Vorteile. Nicht ohne Grund haben sich beispielsweise Halbfertigteile mit Ortbetongergänzung für die Herstellung von Decken im Hochbau durchgesetzt. Sie ersparen den Aufbau einer Schalung, was zu einer verkürzten Bauzeit sowie geringeren Kosten führt. Generell bieten Betonfertigteile durch die witterungsunabhängige Fertigung im Werk und den dazugehörigen ständig laufenden Kontrollmechanismen eine hohe und gleichbleibende Qualität. Dennoch gibt es einige Aspekte im Umgang mit Fertigteilen, welche besondere Überlegungen erfordern. So müssen die Betonfertigteile aus dem Werk zur Baustelle geliefert werden. Da der Transport in der Regel mittels LKW bzw. Tieflader im Straßenverkehr geschieht, sind die Betonfertigteile in ihren Abmessungen und Gewicht beschränkt. Sondertransporte für einzelne große Bauteile (z.B. Windkraftanlagen) sind selbstverständlich möglich, stellen aufgrund des enormen logistischen Aufwands jedoch sicherlich nur eine Ausnahme dar. Denkt man an den Einsatz von Betonfertigteilen im Brückenbau, kommt man ohne eine Aufteilung des gesamten Brückenüberbaus in einzelne Teilabschnitte schnell an seine Grenzen. Dies führte zur Segmentbauweise [21], wie sie beispielsweise in den USA als gängige Methode zu Herstellung von Brücken eingesetzt wird [22]. Warum sich dieses Brückenbauverfahren in Österreich und anderen europäischen Ländern bis heute nicht etablieren konnte, kann mit einem weiteren Aspekt der Fertigteilbauweise erklärt werden: Die einzelnen Fertigteile oder Segmente müssen auf der Baustelle zu einem Gesamttragwerk zusammengefügt werden. Dieser Schritt geht mit der Entstehung von Bauteilfugen einher, welche nicht nur aus statischer Sicht berücksichtigt werden müssen, sondern auch im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Brückenbauwerks Einfluss nehmen [23]. Genau Letzteres ruft Bedenken hervor, da wartungsarme und langlebige Bauwerke aus Kostengründen und ökologischen Gesichtspunkten heute von besonderer Bedeutung sind.

Die Problematiken hinsichtlich Transport, Umgang mit schweren Fertigteilen auf der Baustelle und Dauerhaftigkeit des zusammengesetzten Brückenbauwerks waren die Ausgangspunkte, warum am Institut für Tragkonstruktionen der TU-Wien, Fachbereich für

Stahlbeton und Massivbau, mit der Entwicklung von alternativen Brückenbauverfahren begonnen wurde. Ziel war es, die Vorteile des Fertigteilbaus und Segmentbaus zu nutzen, jedoch die oben genannten Problematiken auszuschließen. Das erste Verfahren, mit dem dies gelang, ist das sogenannte Brückenklappverfahren [24]. Die Hauptidee des Verfahrens ist, aus dünnwandigen Betonfertigteilen ein Tragwerk zu erschaffen, welches als selbsttragende Konstruktion fähig ist, eine Ortbetonergänzung, zur Erhaltung der endgültigen Bauteildicken, aufzunehmen. Die Dünnwandigkeit des Querschnitts und damit sein geringes Gewicht erlauben den Transport von Fertigteilen mit großen Abmessungen, Bauteilfugen zwischen den einzelnen Abschnitten werden mittels Vorspannung überdrückt. Durch die nachträgliche Ortbetonergänzung kann zudem Bewehrung über den Bauteilfugen verlegt werden, es entsteht ein monolithisches Tragwerk. Dadurch wird die Thematik der Dauerhaftigkeit gelöst.

Erstmals angewendet wurde das Verfahren 2019 bei dem Bau zweier Brücken im Verlauf der S7 Fürstenfelder Schnellstraße. Für deren Errichtung wurden 36 m lange Fertigteile mit dünnwandigem Trogquerschnitt (Stege 7 cm, Bodenplatte 12 cm) hergestellt. Diese wurden im Werk vorgespannt und anschließend zur Baustelle geliefert. Vor Ort wurden jeweils zwei dieser Fertigteile vertikal an einem Betonpfeiler sowie Fertigteile, welche später als Stützen fungieren, montiert und oben mit einem Gelenk verbunden (Abbildung 2.1a). Mittels Spanngliedern und Litzenhebern wurden die Träger abgesenkt bis sie die horizontale Lage erreicht hatten (Abbildung 2.1b). Zwischen Widerlager und Ende der Trogträger wurden Einhängeträger (ebenfalls Trogquerschnitt) mittels Kran eingehoben. Anschließend wurde der gesamte Überbau nochmals vorgespannt.



Abb. 2.1: Brückenklappverfahren: a) Vertikales Aufstellen der dünnwandigen, trogförmigen Fertigteile; b) Absenken mittels Litzenhebern; c) Auffüllen der Trogquerschnitte mit Ortbeton zur Erhaltung eines monolithischen Tragwerks ©Johann Kollegger

Dieser Vorgang wurde pro Brücke viermal durchgeführt. Danach wurde mittels Ortbeton der Trogquerschnitt gefüllt und somit ein monolithisches Bauwerk geschaffen (Abbildung

2.1c). Abschließend erfolgte die Betonage der Fahrbahnplatte mit einem konventionellen Schalwagen.

Die erfolgreiche erste Anwendung von dünnwandigen Betonfertigteilen im Zuge des Brückenklappverfahrens schuf die Ausgangslage, weitere Einsatzmöglichkeiten im Rahmen von Forschungsprojekten zu untersuchen. Um auch Brücken mit größeren Spannweiten zu realisieren, sollte der beim Brückenklappverfahren eingesetzte Trogquerschnitt durch einen Hohlkasten ersetzt werden. Die grundsätzliche Idee des Erschaffens eines dünnwandigen Tragwerks, welches sich selbst und eine ergänzende Ortbetonschicht tragen kann, sollte zudem für alle gängigen Brückenbauverfahren (Taktschiebeverfahren, Freivorbauverfahren etc. [25]) anwendbar gemacht werden. Daraus entstand die Halbfertigteil-Segmentbauweise (Abschnitt 2.2). Als Weiterentwicklung entstand schließlich das LT-Brückenbauverfahren (Abschnitt 2.3) Wie in den Forschungsfragen in Kapitel 1 dargelegt, stellen die bei diesen beiden Verfahren bei der Fügung der Betonfertigteile zu einem Hohlkastenquerschnitt entstehenden Bauteilfugen und dessen Auswirkung auf die Tragfähigkeit, den Ausgangspunkt für die Entstehung dieser Arbeit dar. Aus diesem Grund werden diese beiden Verfahren in den nächsten Abschnitten genauer erklärt.

2.2 Halbfertigteil-Segmentbauweise

2.2.1 Allgemeines

Die Halbfertigteil-Segmentbauweise entstand aus dem Wunsch, das Brückenklappverfahren für größere Spannweiten zu ertüchtigen. Dies erforderte die Schaffung einer Methode, einen dünnwandigen Hohlkasten zu erstellen, welcher anstatt dem bei den S7 Brücken verwendeten Trogquerschnitt zum Einsatz kommen soll. Die Anwendung dieser dünnwandigen Hohlkästen sollte sich jedoch nicht nur auf das Brückenklappverfahren beschränken, sondern auch für gängige Brückenbaumethoden (Taktschieben, Freivorbau) möglich sein. Die Grundidee des Verfahrens besteht darin, handelsübliche Halbfertigteil-Elemente, welche für die Herstellung von Decken im Hochbau angewendet werden, in Kombinationen mit Stahleinbauteilen und Schraubverbindungen für die Konstruktion eines zunächst dünnwandigen Hohlkastensegments einzusetzen. Die Abmessungen der Elemente werden so gewählt, dass die Fertigteile eines Segments über den Straßenverkehr an die Baustelle geliefert werden können. Die Hohlkastensegmente können dann für die verschiedensten Brückenbauverfahren eingesetzt werden. Nach der Vorspannung mehrerer Segmente zu einem Brückenträger ist dieser selbsttragend und wird nach dem Einbau in seiner endgültigen Lage ohne zusätzliche Stützungsmaßnahmen mittels Ortbeton zu einem monolithischen Tragwerk ergänzt. Der dünnwandige Hohlkasten kann somit als selbsttragende Schalung, welche nach der Ortbetonerfüllung immer noch als statisch wirksam angesetzt werden kann, interpretiert werden.

2.2.2 Produktion dünnwandiger Fertigteile im Werk und Transport zur Baustelle

Zunächst werden im Werk dünnwandige Betonfertigteile mit einer Plattenstärke von etwa 70 mm hergestellt. Es wird jeweils ein eigenes Fertigteil für die Bodenplatte, Deckplatte, Kragarm und Steg angefertigt. In den Platten wird ein Stahlträger mit vorbereiteten Schraubverbindungen an den Enden für den späteren Zusammenbau der einzelnen Platten zu einem Hohlkasten miteinbetoniert (Abbildung 2.2a). Es entsteht somit ein dünnwandiger Betonhohlkasten, welcher durch einen innenliegenden Stahlrahmen ausgesteift wird. In den Stahlträgern sind zudem Ausnehmungen vorgesehen, durch welche später Litzen bzw. Hüllrohre für die Vorspannung hindurchgeführt werden können. Zusätzlich kann Bewehrung, welche in dem am endgültigen Einbauplatz gegossenen Ortbeton zu liegen kommt, bereits im Fertigteilwerk in den dünnwandigen Elementen integriert werden. Wichtig für die Halbfertigteil-Segmentbauweise ist die Einhaltung von Herstelltoleranzen, insbesondere im Hinblick auf die Schraubverbindung. Durch die geregelte Produktion im Werk kann die geforderte Genauigkeit sichergestellt werden [10]. Die produzierten Elemente werden nach ausreichender Erhärtung mittels LKW bzw. Tieflader zur Baustelle geliefert (Abbildung 2.2b) .

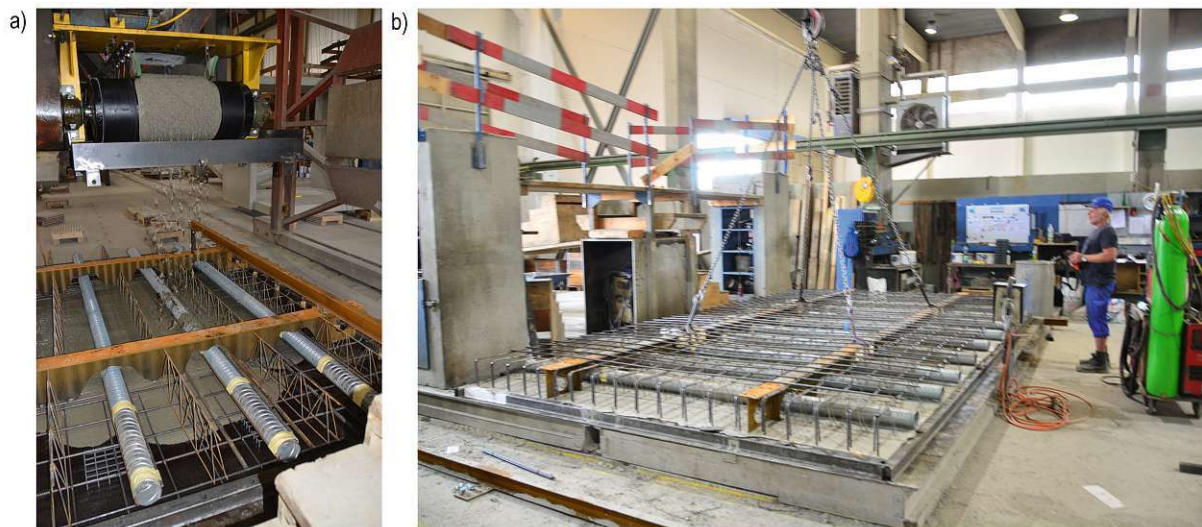


Abb. 2.2: Halbfertigteil-Segmentbauweise: Herstellung dünnwandiger Platten im Werk a) Betonieren eines Halbfertigteils: integrierter Stahlträger mit Ausnehmungen für Hüllrohre; b) Fertiges Element bereit für den Transport zur Baustelle ©Stephan Fasching

2.2.3 Zusammenbauen der dünnwandigen Fertigteile auf der Baustelle zu einem Hohlkasten

Auf der Baustelle angekommen können die einzelnen Fertigteile mittels den Stahl- Eckverbindern zu einem Hohlkastensegment zusammengebaut werden. Hierfür werden zunächst die beiden Stegelemente vertikal an der liegenden Bodenplatte angeschlossen. Im nächsten Schritt wird die Deckplatte zwischen den beiden Stegen angeschraubt. Schlussendlich werden die beiden Fertigteile für die Kragarme montiert (Abbildung 2.3). Der Zusammenbau der einzelnen Platten zu einem Hohlkastensegment kann von einem erfahrenen Team innerhalb weniger Stunden mit Hilfe eines Krans durchgeführt werden.

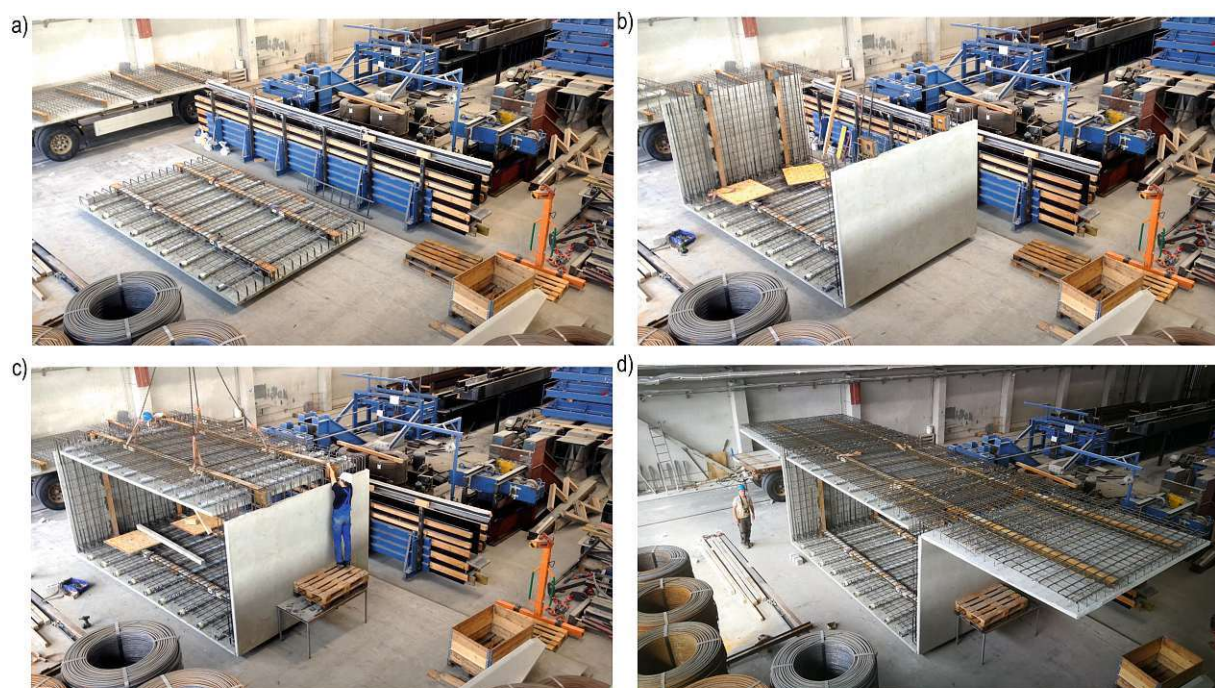


Abb. 2.3: Halbfertigteil-Segmentbauweise: Zusammenbau der einzelnen Elemente zu einem Hohlkasten a) Bodenplatte; b) Anschluss der Stege an die Bodenplatte; c) Montage der Deckplatte zwischen den Stegen; d) Anschrauben der Kragarme [12]

Nach dem Zusammenbau kann weitere Bewehrung auf den Elementen verlegt werden. Zwischen den einzelnen Platten entstehen Bauteilfugen, welche mit schnell erhärtendem, hochfestem Mörtel ausgegossen werden. Die so entstehenden Hohlkastensegmente können nun für verschiedenste Baumethoden eingesetzt werden. Grundsätzlich werden die Segmente unabhängig von der Baumethode vorgespannt und anschließend die Bodenplatte, Deckplatte und Stege mit Ortbeton ergänzt, wodurch ein monolithisches, fugenloses Tragwerk entsteht. Da in diesem Bauverfahren der gesamte Hohlkasten mit Ortbeton verstärkt wird, kann auch über die Fugen zwischen den Segmenten Bewehrung verlegt werden. Für die Einleitung von Vorspannkräften in Hohlkästen werden allgemein Lisenen (Konsolen)

eingesetzt [26]. Wie diese Lisenen in einem dünnwandigen Hohlkasten eingesetzt werden können, ob eine Ortbetonvariante oder Fertigteile eingesetzt werden, wird in Publikation [3] nachgegangen. Dort wird der Einsatz von Eckkonsolen mit zentrischer Vorspannung des Hohlkastens im Hinblick auf den Einsatz der Segmente im Taktschiebverfahren analysiert. Da die Vorspannung im Hohlkasten jedenfalls extern geführt werden muss, sind hierbei insbesondere die durch die Exzentrizität entstehenden Biegemomente zu berücksichtigen.

2.2.4 Anwendung der Segmente im Brückenbau

Die zusammengebauten Segmente können für die verschiedensten etablierten Brückenbauverfahren [21, 22, 25] eingesetzt werden:

- Taktschiebverfahren
- Freivorbau
- Brückenklappverfahren
- Segmentbauweisen mit Fertigteilen
 - Einheben von Brückenträgern bestehend aus bereits zusammengespannten Segmenten
 - Bauweisen mit Vorbaugerüst: z.B. feldweises Zusammenspannen mehrerer Segmente

Der Vorteil bei der Verwendung dünnwandiger Hohlkastensegmente gegenüber Brückenträgern mit gewöhnlichen Querschnittsabmessungen bzw. Plattenstärken ist das geringe Bauteilgewicht. Dadurch können die bei den oben genannten Brückenbauverfahren eingesetzten Baugeräte als kleinere Varianten und somit kostengünstiger dimensioniert werden. Wie bereits in Kapitel 1 beschrieben, wurden in der Vergangenheit in europäischen Ländern wie Österreich und Deutschland Segmentbauweisen mit Fertigteilen nur in seltenen Einzelfällen eingesetzt. Dies ist durch Bedenken zur Dauerhaftigkeit der den gesamten Querschnitt durchlaufenden Bauteilfugen begründet. Weiters kann in solchen Segmentbrücken keine Bewehrung über den Fugen verlegt werden. Mit der Halbfertigteil-Segmentbauweise können diese Bedenken aufgrund der ergänzenden Ortbetonschicht beseitigt und ein Einsatz dieser Bauverfahren ermöglicht werden. Durch die Vorfertigung im Werk kann unabhängig von der Baustelle produziert werden. In Kombination mit dem einfachen, modulhaften Zusammenbau der einzelnen Elemente zu einem Hohlkasten kann diese Bauweise zudem zu einer verkürzten Bauzeit beitragen.

2.3 LT-Verfahren

2.3.1 Allgemeines

Eine weiteres Bauverfahren, dessen Basis durch dünnwandige Betonfertigteile begründet wird, wird LT-Brückenbauverfahren (L: Longitudinal, T: Transversal) genannt (Abbildung 2.4) [11]. Hierbei werden zunächst dünnwandige Segmente mit Hohlkastenquerschnitt in einem Fertigteilwerk hergestellt und zur Baustelle geliefert. Anschließend werden entsprechend viele Segmente, deren Länge von den Transportbedingungen abhängig ist, zu einem Brückenträger zusammengespant, dessen Spannrichtung in longitudinaler (L) Richtung verläuft. Nach dem Vorspannen wird Ortbeton zur Herstellung der endgültigen Plattenstärke der Bodenplatte eingesetzt. In dieser Ortbetonergänzung wird eine Längsbewehrung vorgesehen, welche über die Fugen der einzelnen Segmente verläuft. Im Anschluss werden dünnwandige Fahrbahnplattenelemente mit Spannrichtung transversal (T) zur Brückenlängsrichtung, welche als selbsttragende Schalung für die später in Ortbeton ergänzte Fahrbahn dienen, auf den Brückenträgern aufgelegt. Vor dem Ortbetonverguss wird Längsbewehrung in der Deckplatte, welche die Fugen zwischen den Segmenten und den Fahrbahnplattenelementen kreuzt, eingelegt. Somit entsteht ein Brückentragwerk, welches zwar segmentweise hergestellt wird, aber aufgrund der Ortbetonschichten keine durchgehenden Fugen aufweist. In den Stegen entstehen jedoch unbewehrte Schubfugen, welche auch im endgültigen Brückenträger verbleiben. Bei der Verwendung von mehreren hohlkastenförmigen Längsträgern nebeneinander entspricht der fertige Brückenquerschnitt einem Plattenbalken mit hohlkastenförmigen Stegen.

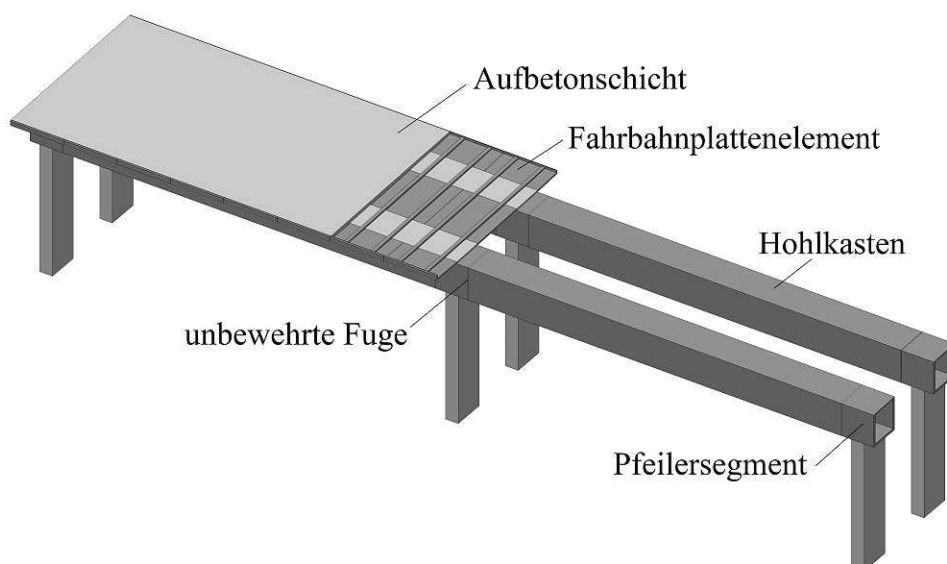


Abb. 2.4: LT-Bauverfahren: Übersicht, vgl. [1]

2.3.2 Längsträger und Pfeilersegmente

Die Längsträger werden mit Hohlkastenquerschnitt, Stegdicken von 120-150 mm und Boden- und Deckplattenstärken von 70 mm bzw. 60 mm, im Fertigteilwerk segmentweise produziert. Hierfür werden zunächst die Stege in liegender Position betoniert. Dabei wird bereits die Anschlussbewehrung für die Verbindung mit der Boden- und Deckplatte vorgesehen und dieser Bereich zur Erhöhung der Schubfestigkeit aufgeraut. Nach ausreichender Erhärtungszeit werden die Stegplatten vertikal aufgerichtet. Anschließend erfolgt die Betonage der Bodenplatte und schließlich der Deckplatte zwischen den beiden Stegen. Querscheiben und Konsolen für die Einleitung bzw. Umlenkung von Vorspannkräften werden ebenfalls im Werk bereits betoniert. Danach sind die Längsträger bereit für den Transport. Die Längsträger werden auf der Baustelle angekommen zu einem Brückenträger zusammengespant. Dies kann am endgültigen Einbauort mit Hilfe von Vorbaugerüsten geschehen. In Abhängigkeit der Abmessungen und dem Gewicht kann der Brückenträger auch mittels Kränen nach dem Vorspannen versetzt werden. Für kleinere Brücken kann die Vorspannung auch entfallen, wie es am Beispiel der im Kapitel 1 vorgestellten Pinkabachbrücke (Abbildung 1.1) umgesetzt wurde. Die Längsträger werden neben sogenannten, auf den Brückenpfeilern platzierten, Pfeilersegmenten platziert. Diese sind ebenfalls hohlkastenförmig ausgebildet, besitzen jedoch im Unterschied zu den Segmenten im Feldbereich dickere Plattenabmessungen bzw. Stegscheiben für die Verankerung der Vorspannung. Nach der endgültigen Positionierung wird gegen die Pfeilersegmente bzw. den zuvor gebauten Brückenabschnitt vorgespannt, um eine Kontinuität und somit statisch gesehen ein Durchlaufsystem zu erzeugen. Zwischen den einzelnen Segmenten und den Pfeilersegmenten wird eine Fugenverzahnung mit Vergussmörtel vorgesehen. Auf der Bodenplatte wird Bewehrung verlegt, welche die Fuge zwischen den Segmenten kreuzt. Anschließend wird eine Ortbetonschicht auf die Bodenplatte aufgebracht. Somit befindet sich in der Bodenplatte eine durchgehende Längsbewehrung.

2.3.3 Fahrbahnplattenelemente und Fertigstellung

Für das LT-Brückenbauverfahren wurden Fahrbahnplattenelemente entwickelt, welche als Fertigteile im Werk produziert werden. Ein Fahrbahnplattenelement besteht aus mehreren getrennten, dünnwandigen Platten, welche durch transversal verlaufende Querbalken verbunden werden. Die Fertigteile werden auf den bereits an ihrer endgültigen Position befindlichen Längsträgern aufgelegt. Die Elemente beinhalten den Großteil der Bewehrung, auf der Baustelle muss lediglich die obere Längsbewehrung sowie die Kontinuitäts- bzw. Stoßbewehrung über den Fugen eingelegt werden. Der freie Bereich zwischen den einzelnen Platten der Elemente über den Längsträgern wird nun mit einer ersten Aufbetonschicht ausgefüllt. Somit entsteht statisch in Längsrichtung ein Plattenbalkensystem und es kann ein weiteres Mal vorgespannt werden. Die Fahrbahnelemente werden so konzipiert, dass

sie die nun folgende zweite Aufbetonschicht, welche bis zur Höhe der fertigen Fahrbahnplatte geführt wird, aufnehmen können. In dieser Aufbetonschicht befindet sich ebenfalls Längsbewehrung, welche über die Fugen geführt wird. Abschließend wird nochmals in Längsrichtung vorgespannt. Somit beinhaltet der endgültige Querschnitt eine durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatte, in den Stegen in Form der Hohlkästen verbleiben jedoch unbewehrte Bauteilfugen. Der fertige Querschnitt einer LT-Brücke ist in Abbildung 2.5 dargestellt.

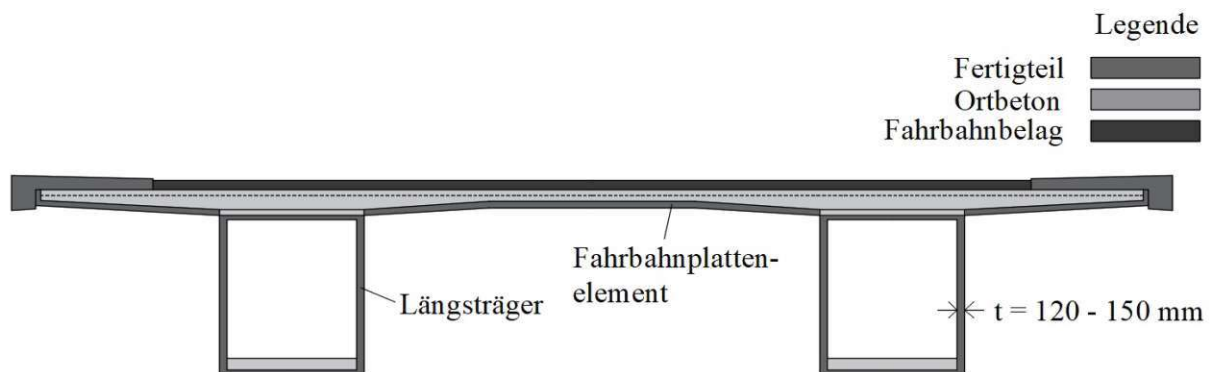


Abb. 2.5: LT-Brückenbauverfahren: Querschnitt der fertigen Brücke, vgl. [11]

2.3.4 Anwendungen des LT-Brückenbauverfahrens

Das LT-Brückenbauverfahren wurde grundsätzlich für den Bau von mehrfeldrigen Brücken, mit einer feldweisen Spannweite von 30-50 m, entwickelt. Durch den Einsatz von Fertigteilen für die Längsträger und die Fahrbahnplatte ist es möglich, Brücken in sehr kurzer Bauzeit zu errichten. Das Verfahren positioniert sich als Konkurrent zu den etablierten Brückenbauverfahren und hat die Bestrebung, die Segmentbauweise in Kombination mit Ort beton für den europäischen Markt zugänglich zu machen. Wird das Verfahren eingesetzt, um ein älteres Brückenbauwerk durch ein neues zu ersetzen, können so die Verkehrsbehinderungen gering gehalten werden. Dies wird insbesondere für die Umweltauswirkungen im Rahmen des in Zukunft zu führenden Climate Limit State [6] Nachweises von Bedeutung sein. Im Rahmen einer Vergleichsberechnung [11] konnte zudem gezeigt werden, dass aufgrund der Verwendung von dünnwandigen Bauteilen in Kombination mit Vorspannung und hochfestem Beton gegenüber einer herkömmlichen Ort betonbrücke ein Einsparungspotential im Hinblick auf die CO₂ Emissionen aufgrund des geringeren Materialverbrauchs von etwa 36% erreicht werden kann. Dabei wurde hier der schnellere Baufortschritt noch nicht berücksichtigt. Das Verfahren kann jedoch auch für kleinere Brücken angewendet werden, wie es am Beispiel der in Kapitel 1 genannten Pinkabachbrücke gezeigt wurde. Abbildung 2.6 zeigt das Einheben eines Fahrbahnplattenelements. Der gesamte Überbau konnte innerhalb von 3,5 Tagen errichtet werden, die gesamte Streckensperre betrug 5 Wochen (inklusive Abriss des alten Brückentragwerks). Da der Längsträger dieser Brücke

nicht segmentweise hergestellt werden musste und aufgrund der kurzen Spannweite auch keine Vorspannung erforderlich war, war sie von den in dieser Arbeit behandelten Themen nicht betroffen.



Abb. 2.6: Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens am Beispiel der Pinkabachbrücke: Einheben eines Fahrbahnplattenelements auf dem bereits positionierten hohlkastenförmigen Längsträger ©Johann Kollegger

2.4 Mechanische Grundlagen: Implikationen von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit

Ein grundlegendes Verständnis für die Tragmechanismen Querkraft und Torsion im Betonbau sowie fundamentale Überlegungen zur Einleitung von Vorspannkraften in Hohlkästen sind essentiell, um im weiteren Sinn die Auswirkung von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit zu verstehen. In diesem Kapitel sollen daher die mechanischen Grundlagen für Querkraft, Torsion und die Einleitung von Vorspannkraften im Betonbau erläutert werden, um im Anschluss die Auswirkungen von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit deutlich machen zu können. Dies stellt die Grundlage für die in den Publikationen [1], [2] und [3] behandelten Themen dar.

2.4.1 Querkraft

Betrachtet man einen ungerissenen Balken aus Beton (Zustand I), entstehen Querkräfte V immer dann, wenn ein an dem Balken einwirkendes Biegemoment M seine Größe entlang der Stablänge dx ändert, resultierend in der allgemein bekannten Beziehung [27]:

$$V = \frac{dM}{dx} \quad (2.1)$$

Anschaulich kann die Querkraft V anhand eines Hohlkastens interpretiert werden als Verknüpfung der infolge eines Biegemoments M in der Deckplatte (Obergurt) sowie Bodenplatte (Untergurt) entstehenden, im Balkenlängsrichtung veränderlichen, Gurtkräfte. Diese ist notwendig, um Gleichgewicht zwischen den zwei benachbarten Schnitten im Abstand dx herzustellen (Abbildung 2.7).

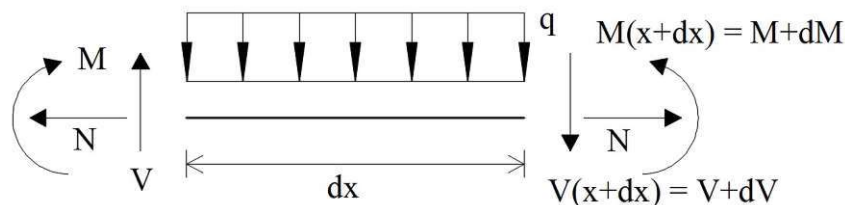


Abb. 2.7: Querkraft: Gleichgewicht am infinitesimalen Balkenelement
vgl. [27]

Die Verbindung zwischen der Bodenplatte und Deckplatte wird durch die Stege realisiert, in welchen dementsprechend die Querkräfte wirken. Solange die Stege bzw. der Betonquerschnitt ungerissen sind, können aus der Querkraft $V(x)$ an der Stelle x die im Steg wirkenden Schubspannungen τ_{zx} gemäß der technischen Biegelehre wie folgt ermittelt werden:

$$\tau_{zx} = \frac{V(x) \cdot S(z)}{I_y \cdot b} \quad (2.2)$$

Dabei beschreibt $S(z)$ das statische Moment, I_y das Trägheitsmoment, b die Querschnittsbreite und z ist der Abstand zur betrachteten Querschnittsfaser gemessen von der Schwerlinie. Weiters kann die Normalspannung σ_{zx} an der Stelle x auf Höhe z im Querschnitt ermittelt werden:

$$\sigma_{zx} = \frac{N(x)}{A} + \frac{M_y(x)}{I_y} \cdot z \quad (2.3)$$

Dabei beschreibt $N(x)$ die Normalkraft und $M_y(x)$ das Biegemoment an der Stelle x und A die Querschnittsfläche. Mit diesen beiden Spannungen kann die Hauptzugspannung σ_t bestimmt werden:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{zx}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{zx}}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad (2.4)$$

Überschreitet nun diese Hauptzugspannung σ_t die Zugfestigkeit des Betons, so kommt es bei nennenswerten Schubspannungen τ_{zx} zu schräg zur Bauteilachse verlaufenden Rissen. In Stahlbetontragwerken werden mittels allgemein schräg geneigten, aber in der Regel vertikal angeordneten Bügeln die Risse überbrückt und somit eine weitere Laststeigerung ermöglicht (Zustand II). Gemäß der gängigen Modellvorstellung [28, 29] entsteht ein Fachwerk aus schräg verlaufenden Betondruckstreben, vertikalen Stahlzugstreben (Bügeln), und einem horizontalen Druck- und Zuggurt, welches die Querkraft von der Lasteinleitung bis zu den Auflagern weiterleitet (Abbildung 2.8).

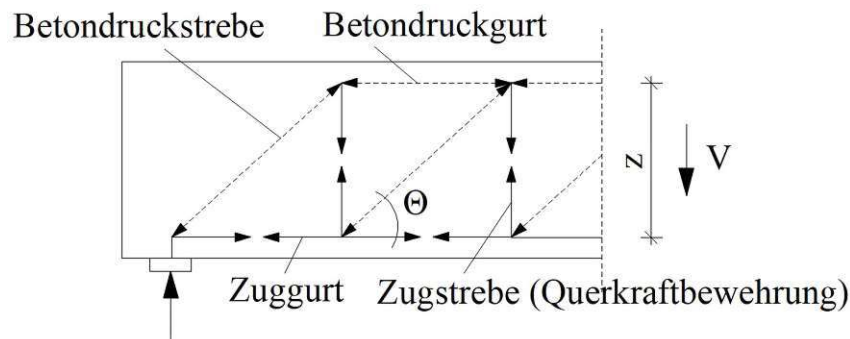


Abb. 2.8: Fachwerkmodell zur Beschreibung der Lastabtragung von Querkraften in Betontragwerken vgl. [27]

Die Menge an erforderlichen Bügeln a_{sw} in $[\text{cm}^2/\text{m}]$ kann gemäß folgender Formel bestimmt werden:

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad (2.5)$$

Hierin beschreibt V_{Ed} den Designwert der Querkraft, z den inneren Hebelarm, f_{ywd} den Designwert der Fließgrenze des verwendeten Stahls und θ den Neigungswinkel der Druckstreben, welcher zwischen $30,96^\circ$ und 45° gewählt werden kann [29]. Die Druckstreben müssen bezüglich ihrer Druckfestigkeit in Abhängigkeit des verwendeten Betons nachgewiesen werden:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_{bw} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (2.6)$$

Dabei beschreibt α_{cw} die Berücksichtigung von Normalspannungen, ν_1 mindert die Druckfestigkeit des Betons unter Einfluss von Querkraft ab und f_{cd} ist der Designwert der Druckfestigkeit.

Im Hinblick auf das Bauen mit dünnwandigen Bauteilen entstehen beispielsweise beim LT-Verfahren nun Bauteilfugen in den Hohlkästen. Diese Bauteilfugen durchtrennen

die Stege über die gesamte Bauteilhöhe. Betrachtet man nun das Fachwerkmodell, so wird offensichtlich, dass aufgrund der Fuge, wenn sich diese unter Biegebeanspruchungen öffnet, der natürliche Verlauf der Druckstreben unterbrochen wird. Mittels Vorspannung kann der Öffnung der Bauteilfuge entgegengewirkt werden. Welche Auswirkungen diese Gegebenheiten auf die Querkrafttragfähigkeit der dünnwandigen Hohlkästen hat, wird in Publikation [1] untersucht.

2.4.2 Torsion

Torsionsmomente entstehen in Balken immer dann, wenn Kräfte außerhalb des Schubmittelpunktes des Querschnitts angreifen. Die resultierenden Torsionsmomente verdrehen den Stab um seine eigene Achse. In ungerissenen Betonbauteilen wird die Lastabtragung bei reiner Torsion, solange sich die Querschnittspunkte frei in Längsrichtung des Stabes verschieben können (unbehinderte Verwölbung), durch die sogenannte Saint-Venant'sche Torsion beschrieben. Die maximalen Schubspannungen τ_{max} berechnen sich hierfür im allgemeinen wie folgt [27]:

$$\tau_{max} = \frac{T}{W_t} \quad (2.7)$$

Hierin bezeichnet T das einwirkende Torsionsmoment und W_t das Torsionswiderstandsmoment [30, 31]. Betrachtet man einen Kreisquerschnitt, verlaufen die Schubspannungen linear über den Radius verteilt, wobei das Maximum am Querschnittsrand erreicht wird. Im Falle eines Rechteckquerschnitts verlaufen die Spannungen zwar nicht mehr linear, erreichen ihr Maximum aber ebenfalls am Querschnittsrand. Für Hohlkastenquerschnitte kann, wenn die Plattendicken klein gegenüber den Abmessungen des Hohlkastens selbst sind, von einer über die Plattendicke konstanten Schubspannung ausgegangen werden 2.9.

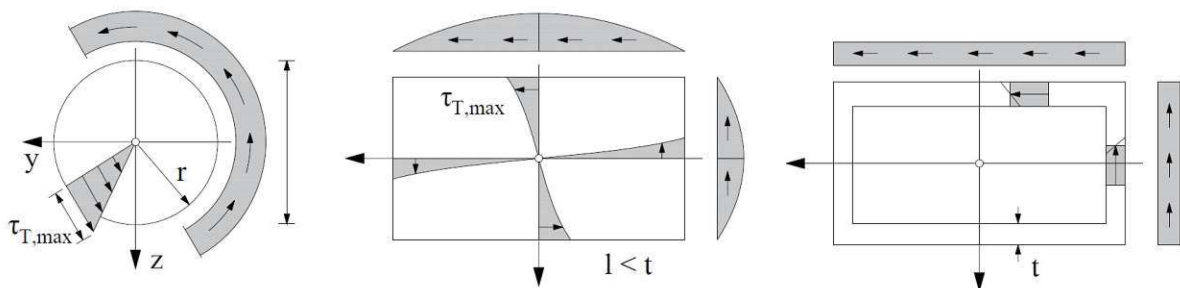


Abb. 2.9: Saint-Venant'sche Torsion, vgl. [27]

Verwölben sich Querschnitte unter Torsionsbelastung, so verschieben sich die Querschnittspunkte entlang der Stabrichtung. Wird diese Verschiebung jedoch beispielsweise durch eine Einspannung des Stabs verhindert, entstehen Längsspannungen und Schubspannungen. Beim Übergang zum Zustand II nehmen diese Spannungen mit Entstehung der Risse jedoch ab. Im Falle von torsionssteifen Hohlkästen sind diese Wölbspannungen

im Vergleich zu jenen aus Saint-Venant'scher Torsion generell klein und werden aus den oben genannten Gründen in der Regel nicht gesondert berücksichtigt [27]. Um nach der Rissbildung infolge der Torsion noch weiterhin die Lastabtragung gewährleisten zu können, wird Bewehrung notwendig. Ähnlich wie bei der Querkraftbemessung, geht man im Falle der Torsion ebenfalls von einem Fachwerkmodell aus (Abbildung 2.10) [29]. Dieses setzt sich gemäß der Hauptzugspannungen im Idealfall aus wendelförmigen Druckstreben und Zugstreben zusammen. Da der Einbau einer dafür geeigneten Bewehrung schwierig ist, wählt man stattdessen vertikal geführte Zugstreben an allen Balkenseiten, bedingt aus Gleichgewichtsgründen an den Knoten zudem eine Längsbewehrung in allen Ecken des Balkens.

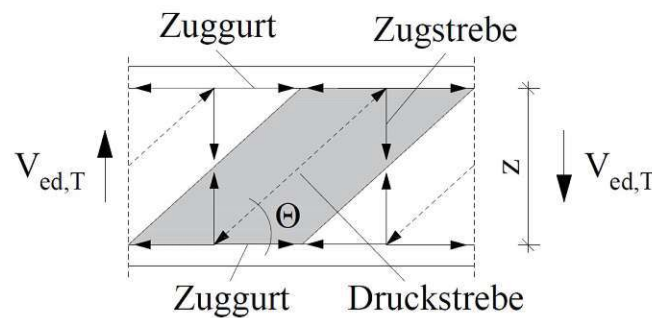


Abb. 2.10: Torsion: Fachwerkmodell [27]

Der Kern eines Rechteckquerschnitts beteiligt sich nicht nennenswert an der Torsionslastabtragung. Insbesondere nach der Rissbildung in rechteckigen Stahlbetonquerschnitten werden die äußeren Bereiche aktiviert [32, 33]. Für die in dieser Arbeit betrachteten Hohlkästen ist dies aufgrund des fehlenden Kerns ohnehin gegeben. Die Menge der infolge eines reinen Torsionsmoments T_{Ed} erforderlichen Bügel a_{sw} in $[\text{cm}^2/\text{m}]$ berechnet sich wie folgt:

$$a_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \tan(\theta) \quad (2.8)$$

Dabei beschreibt A_k die Kernfläche eines fiktiven Hohlkastens. Die Wandstärke dieses Hohlkastens hängt von der Fläche des Querschnitts, dessen Umfang sowie dem Abstand der Bewehrung vom Querschnittsrand ab. Sie ist jedoch durch die realen Abmessungen des Hohlkastens begrenzt. Beispielsweise stimmt für die in Publikation [2] durchgeführten Versuche der fiktive Hohlkasten mit den tatsächlichen Abmessungen überein. Weiters ist eine Längsbewehrung a_{sl} in $[\text{cm}^2/\text{m}]$, über den Umfang des fiktiven Hohlkastens zu verlegen:

$$a_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} \cdot \cot(\theta) \quad (2.9)$$

Untersuchungen von [32, 33] haben gezeigt, dass die Längsbewehrung auch konzentriert in den Ecken des Querschnitts eingelegt werden kann. Während sich in diesem Fall zwar das Verformungsverhalten ändert, wird in etwa das selbe maximale Torsionsmoment erreicht. Schließlich muss noch nachgewiesen werden, dass die Spannungen in den Betondruckstreben die zulässige Betondruckfestigkeit f_{cd} nicht überschreiten. Dies wird ausgedrückt über das maximal aufnehmbare Torsionsmoment $T_{Rd,max}$, mit t_{eff} als der Wandstärke des fiktiven Hohlkastens:

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{eff}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (2.10)$$

Für die gleichzeitige Wirkung von Querkraft und Torsion können die ermittelten Bewehrungsmengen addiert werden, insofern derselbe Druckstrebenwinkel zugrunde gelegt wurde. Ebenso müssen die kombinierten Beanspruchungen der Druckstreben überprüft werden [29, 34].

Bauteilfugen in den Stegen, welche keine durchgängige Längsbewehrung in diesen erlauben, stellen im Hinblick auf die Lastabtragung von Torsionsmoment Probleme dar. Denn wie oben beschrieben, wird für das zugrundegelegte Fachwerkmodell eine durchgängige Längsbewehrung [35] zur Wahrung des Gleichgewichts an den Knotenpunkten erforderlich. Die genauen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit und ob es möglich ist, mit durchgängigen Längsbewehrungen in den Boden- und Deckplatten nahe den Ecken die Bauteilfugen zu kompensieren, wird in Publikation [2] untersucht. Im Speziellen wird dort auf jene Bauteilfuge eingegangen, welche zwischen dem Pfeilersegment und dem ersten Segment des Hohlkastenträgers bei der LT-Brücke entsteht. Diese steht aufgrund der Umlenkung der Spannglieder in diesem Bereich unter Querdruckspannungen und stellt daher einen Sonderfall dar.

2.4.3 Einleitung von Vorspannkräften in Hohlkästen

Bei der Vorspannung kann grundsätzlich zwischen interner Vorspannung und externer Vorspannung unterschieden werden. Bei der internen Vorspannung werden die Spannglieder innerhalb des Betonquerschnitts selbst geführt, bei der externen Vorspannung hingegen außerhalb. Werden Spannglieder im freien, inneren Bereich eines Hohlkastens geführt, spricht man nach dieser Definition ebenfalls von einer externen Vorspannung. Da bei dünnwandigen Hohlkästen aufgrund der Plattendicke nur eine externe Vorspannung möglich ist, soll der Fokus dieses Kapitels darauf gelegt werden. Für die Einleitung von Vorspannkräften in Hohlkästen werden Stegscheiben oder Konsolen (Lisenen) angewendet, in welchen die Spannglieder verankert werden. Die Konsolen können grundsätzlich über den gesamten Umfang eines Hohlkastens verteilt werden, besonders günstig ist jedoch die Platzierung in den Ecken des Querschnitts (Abbildung 2.11) [26, 36].

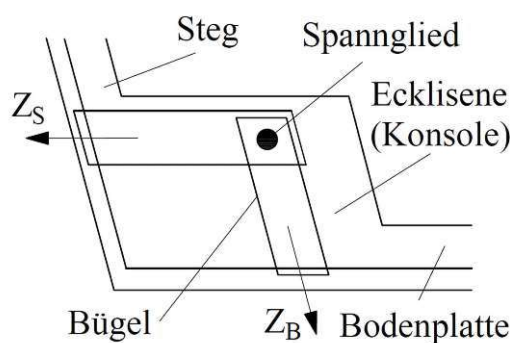


Abb. 2.11: Darstellung einer Eckkonsole, vgl. [36]

Dort bietet sich mehr Querschnittsfläche (Steg und Boden- oder Deckplatte) zur Aufnahme der entstehenden Druckspannungen an. Im Weiteren können die aufgrund der Exzentrizität der Spanngliedführung zur Schwerlinie der Platten des Hohlkastens entstehenden Biegemomente konstruktiv einfacher aufgenommen werden. Bei der Einleitung von Vorspannkräften entstehen meist große konzentrierte Einzelkräfte, welche zudem Spaltzugkräfte in den Konsolen verursachen. Zur Aufnahme dieser Spaltzugkräfte wird Bewehrung in Form von Wendeln und zusätzlichen Bügeln eingebaut. Konstruktiv werden die Konsolen mittels diesen Bügeln in den Platten der Hohlkästen verankert.

Will man Vorspannkräfte in dünnwandige Hohlkästen einleiten, werden die oben genannten Biegemomente aufgrund der Exzentrizität für die Platten problematisch. Stellt man die Konsolen nachträglich in Form von Ortbeton her, stellt sich zudem die Frage, wie die Verankerung dieser in den dünnwandigen Platten realisiert werden kann. Wie man bei zentrischer Vorspannung mit diesen Problemen umgehen kann, wird in Publikation [3] untersucht.

Kapitel 3

Methodologie

In der vorliegenden Rahmenschrift wird durch die Definition der übergeordneten Fragestellung und der Darlegung der theoretischen Grundlagen die Verknüpfung der drei veröffentlichten Publikation [1], [2] und [3] geschaffen. Die grundlegende Vorgangsweise, wie die in Kapitel 1 angeführten, publikationsspezifischen Forschungsfragen beantwortet wurden, wird im Folgenden erläutert.

Publikationsübergreifend wurde zunächst der jeweils vorliegende Untersuchungsgegenstand analysiert und mittels Literaturrecherche der Stand der Technik abgebildet. Hiervon ausgehend wurden experimentelle Untersuchungen konzipiert, welche als Grundlage für die Beantwortung der Forschungsfragen dienten. Das Ziel dieser Untersuchungen war es, die realen Gegebenheiten möglichst genau widerzuspiegeln. Aus diesem Grund wurden die experimentellen Untersuchungen mit großformatigen Versuchskörpern durchgeführt. Die Ergebnisse hiervon wurden dann mit existierenden mechanischen Modellen verglichen oder mit nichtlinearen Finite-Elemente-Methoden analysiert, um so weitere Aufschlüsse zur Beantwortung der Forschungsfragen zu erhalten.

In Publikation [1] wird demzufolge zunächst die Problemstellung der Bauteilfuge in dünnwandigen Hohlkästen im Hinblick auf dessen Querkrafttragfähigkeit dargestellt. Die wissenschaftliche Untersuchung beruhte hier auf experimentellen Versuchen im Labor einerseits sowie deren Analyse mittels nichtlinearen Finite-Elemente-Methoden andererseits. Die Versuche bestanden aus einem Versuchskörper ohne Bauteilfugen und einem mit Bauteilfugen. Mit dieser Vorgangsweise konnte der Einfluss der Bauteilfuge direkt experimentell bestimmt werden. Anhand des an den Versuchen kalibrierten Berechnungsmodells konnten weitere Fragestellungen, welche mit den experimentellen Versuchen nicht abgedeckt werden konnten, beantwortet werden.

In Publikation [2] wird zunächst die Problemstellung der Bauteilfuge in dünnwandigen Hohlkästen im Hinblick auf dessen Torsionstragfähigkeit dargestellt. Die Grundlage zur Beantwortung der Forschungsfragen in dieser Publikation bilden experimentelle Versuche im Labor und deren Analyse anhand von bestehenden mechanischen Modellen. Hierfür wurden zwei großformatige Versuchskörper mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen experimentell untersucht und mit gängigen Fachwerkmodellen rechnerisch analysiert. So konnte der Einfluss der Bauteilfuge auf die Torsionstragfähigkeit bestimmt werden.

In Publikation [3] wird zunächst die Problemstellung der Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen dargelegt. Mittels Literaturrecherche wurde die herkömmliche Berechnungsmethode in dickwandigen Hohlkästen in Form des hierfür verwendeten Fachwerkmodells analysiert. Für die Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen wurden zwei unterschiedliche Methoden, Ortbeton- oder Fertigteilvariante, experimentell untersucht. Zudem wurde ein neues Konzept zur Aufnahme der entstehenden Biegemomente aus der Lastexzentrizität in diesen Versuchen analysiert. Diese Versuche dienten als Grundlage zur Beantwortung der gestellten Forschungsfragen. Weiters erfolgte eine Analyse der Versuchsergebnisse mit nichtlinearen Finite-Elemente Methoden.

Kapitel 4

Zusammenfassung der Publikationen

4.1 Publikation [1]: Zur Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen

In der Publikation [1] werden folgende Forschungsfragen analysiert:

- *Wie wirkt sich eine unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchem jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Querkrafttragfähigkeit des Hohlkastens aus? (Publikation [1], Rahmenschrift)*
- *Kann die strukturelle Schwachstelle des Hohlkastens in Form der unbewehrten Fuge im Steg mit Hilfe von Vorspannung kompensiert werden und somit einem herkömmlichen Hohlkasten ohne Fugen im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit gleichgestellt werden? (Publikation [1], Rahmenschrift)*
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien die Querkrafttragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen in den Stegen bestimmen? (Publikation [1], Rahmenschrift)*

Zu Beginn wird in Publikation [1] als Motivation eine kurze Zusammenfassung zum Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen gegeben. Anschließend wird das LT- Brückenbauverfahren vorgestellt, wobei der Fokus darauf liegt, die Entstehung der Bauteilfuge im Hohlkasten zu erläutern, welche im Zentrum der Forschungsfragen steht. Die wesentliche Charakteristik, dass der Hohlkasten durchgehende Boden- und Deckplatten aufweist, jedoch unbewehrte Bauteilfugen in den Stegen aufweist, wird herausgearbeitet. Nach der Beschreibung des Brückenbauverfahrens wird die Problemstellung und die Methodik erläutert. Zunächst wird der Unterschied zwischen dem Segmentbrückenbau und dem LT-Verfahren hervorgehoben und warum die im Folgenden vorgestellten experimentellen Untersuchungen notwendig sind. Dabei wird auf den Umstand der fehlenden durchgehenden Längsbewehrung im Steg und der Problematik für die Querkraftabtragung eingegangen. Bezüglich

der Methodik werden experimentelle Versuche und anschließende Untersuchungen mittels nichtlinearer-Finite-Elemente Methoden genannt.

Im zweiten Abschnitt der Publikation [1] werden die experimentellen Versuche vorgestellt. Einleitend wird auf die beiden Versuchskörper und deren Herstellung eingegangen. Bei diesen handelte es sich um zwei bezüglich den Abmessungen identische Hohlkästen (Länge: 9,20 m, Breite 1,00 m, Höhe 1,30 m, Stegdicke 0,10 m, Boden- und Wandplatte 0,08 m). Für alle Bauteile wurde hierfür Beton C40/50 und Bewehrungsstahl B550 eingesetzt. Einer der beiden Versuchskörper wies eine unbewehrte Bauteilfuge in den Stegen auf (Bügelbewehrung $\varnothing 8/25$ im Fugenbereich, sonst $\varnothing 10/25$). Die Fuge wurde mittels hochfestem Vergussmörtel ausgegossen. Der andere Versuchskörper wies hingegen durchgehende Stege mit durchgehender Längsbewehrung auf (Bügelbewehrung $\varnothing 10/25$). Durch die beiden unterschiedlichen Bauweisen (mit und ohne Bauteilfuge) kann die Auswirkung der Bauteilfuge experimentell bestimmt werden.

Es folgt die Beschreibung des Versuchsaufbaus und der Messtechnik. Der Versuchsaufbau entsprach einem Träger auf zwei Stützen mit Einzelkraft in Feldmitte (Abbildung 4.1). Die Messtechnik bestand im Wesentlichen aus Kraftmessdosen, Wegaufnehmern zur Messung der Verschiebungen sowie einem optischen Messsystem zur Aufzeichnung des Rissverlaufs.

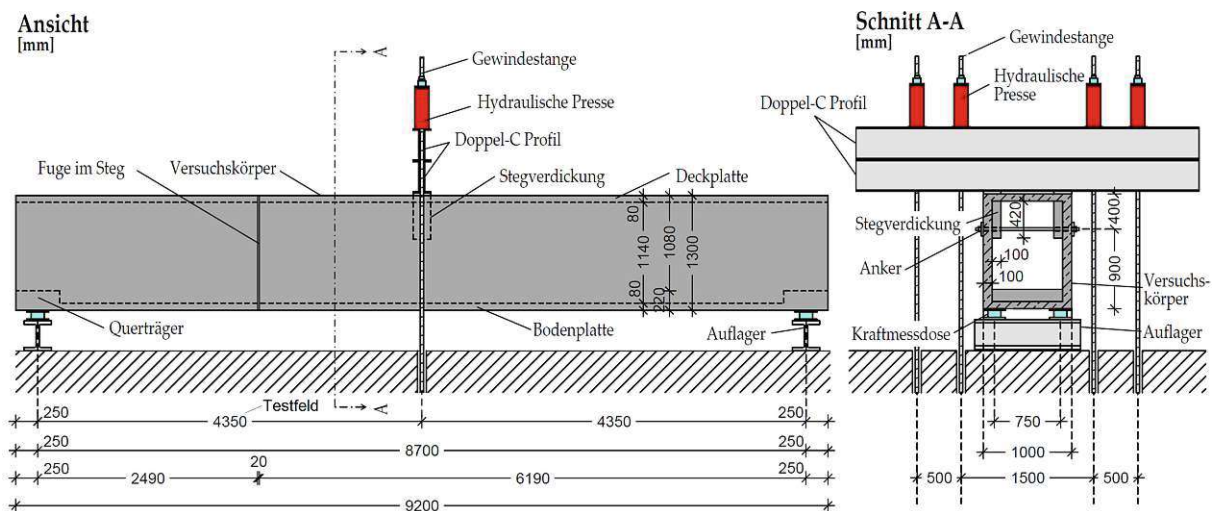


Abb. 4.1: Versuchsaufbau der Querkraftversuche [1]

Im Weiteren folgt eine Beschreibung der Vorgangsweise bezüglich der nichtlinearen Finite-Elemente Berechnungen. Dazu wurde das Programm Abaqus (Simulia) unter Anwendung des Concrete damaged plasticity models [37, 38] verwendet. Zunächst wurden die Modelle an den Ergebnissen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen kalibriert. Anschließend konnten Modifizierungen vorgenommen werden, um somit Situationen, welche nicht mit den Versuchen abgedeckt wurden, analysieren zu können. Darunter fällt eine veränderte Bewehrungsmenge und insbesondere der Einfluss von Vorspannkraften.

Die Kalibrierung selbst erfolgte anhand des Vergleichs der Maximallast und zugehöriger Verschiebung und des Versagensmechanismus des Modells mit der Realität.

In den nächsten beiden Kapiteln werden die experimentellen Ergebnisse sowie die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen analysiert. Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 4.2 dargestellt.

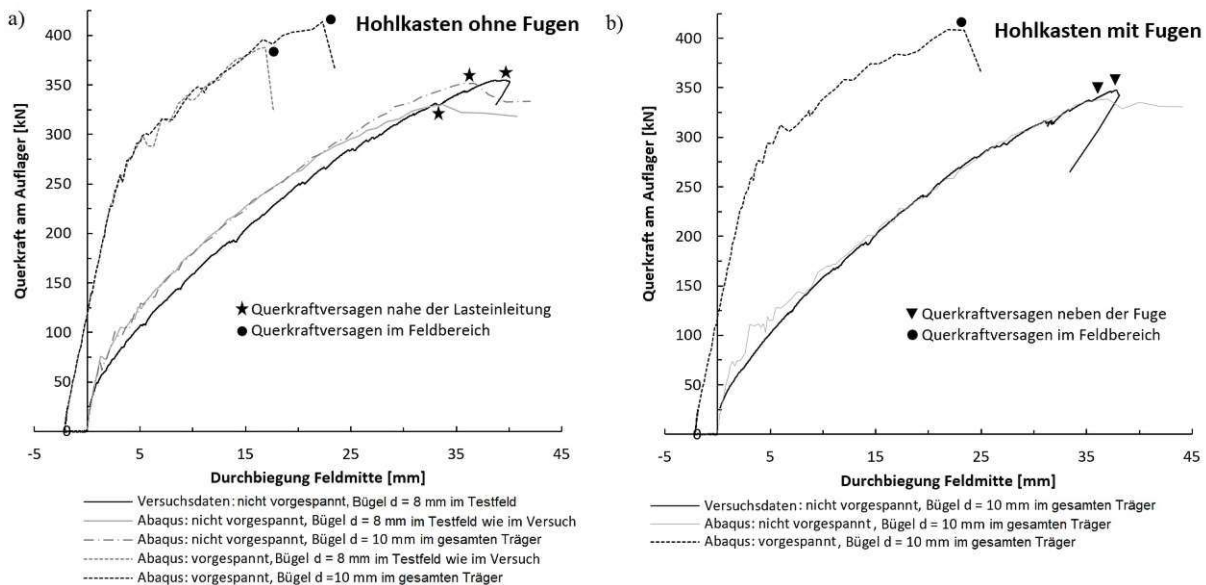


Abb. 4.2: Ergebnisse der Querkraftversuche und der nichtlinearen Finite-Elemente Berechnungen: a) Hohlkasten ohne Fugen; b) Hohlkasten mit Fugen [1]

Durch den Vergleich der experimentellen Ergebnisse des Hohlkastens mit Bauteilfuge mit jenem ohne Fuge konnte festgestellt werden, dass beide Versuchskörper etwa die gleiche Maximallast erreichten. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass der Hohlkasten ohne Fugen nur mit $\varnothing 8/25$ Bügeln bewehrt war, während in jenem mit Fugen $\varnothing 10/25$ Bügeln verbaut wurden. Das Versagen trat bei beiden Versuchskörpern durch Fließen der Bügelbewehrung ein. Beim Träger mit Bauteilfuge versagten die direkt an die Fuge angrenzenden Bügel, während mit numerischen Berechnungen die Bügel in Feldmitte beim Träger ohne Fugen als maßgebend für das Versagen bestimmt wurden. Die erhöhte Beanspruchung der Bügel des Trägers mit Fuge konnte darauf zurückgeführt werden, dass die angrenzenden Bügel wie eine Aufhängebewehrung agierten, da die Druckstreben infolge Querkraftbeanspruchung aufgrund der Fugenöffnung unterbrochen werden. Dieses Verhalten konnte durch die numerischen Ergebnisse bestätigt werden. Aufgrund der guten Übereinstimmung der experimentellen Ergebnisse und nichtlinearen Finite-Elemente Methoden, wurde der Einfluss von Vorspannung numerisch untersucht. Hier konnte gezeigt werden, dass durch die Vorspannung eine annähernd gleich große Querkrafttragfähigkeit des Versuchskörpers mit Fugen im Vergleich zu jenem ohne Fugen erreicht werden kann, wobei jedoch Einflüsse auf das Rissbild und Spannungsverteilung in der Bewehrung erkennbar sind.

Am Ende der Publikation wird noch eine Vergleichsberechnung mit dem Querkraftmodell nach fib Model Code 2010 [28] vorgestellt. Es konnte festgestellt werden, dass die Berechnungen in guter Übereinstimmung mit den experimentellen und numerischen Ergebnissen lagen. Zur Berücksichtigung einer möglichen Öffnung der Fuge wurde das Konzept zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Segmentbrücken nach Eurocode 2 [39] angewendet. Hiermit konnte eine notwendige Aufhängebewehrung bestimmt werden, welche durch die real verbaute Bewehrung nicht abgedeckt wurde. Dadurch konnten die abgerissenen Bügel im Versuch erklärt werden.

Zusammenfassend konnten folgende Erkenntnisse zur Beantwortung der eingangs gestellten Forschungsfragen ermittelt werden:

- *Wie wirkt sich eine unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchen jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Querkrafttragfähigkeit des Hohlkastens aus?* Anhand der beiden durchgeführten, großformatigen Versuche konnte bestätigt werden, dass die Bauteilfuge zu einer Verringerung der Querkrafttragfähigkeit führt. Zur Erreichung derselben Traglast eines Trägers ohne Fugen mit $\varnothing 8/25$ Bügel waren bei jenem mit Bauteilfuge $\varnothing 10/25$ Bügel notwendig. Die Bauteilfuge unterbricht aufgrund der Fugenöffnung die Druckstreben, wodurch die angrenzende Bügelbewehrung wie eine Aufhängebewehrung wirken muss.
- *Kann die strukturelle Schwachstelle des Hohlkastens in Form der unbewehrten Fuge im Steg mit Hilfe von Vorspannung kompensiert werden und somit einem herkömmlichen Hohlkasten ohne Fugen im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit gleichgestellt werden?* An den mit experimentellen Versuchen kalibrierten Modellen konnten Adaptierungen vorgenommen werden, um den Einfluss der Vorspannung zu bestimmen. Die numerischen Ergebnisse zeigten, dass der Hohlkasten mit Bauteilfuge in den Stegen annähernd die gleiche Querkrafttragfähigkeit wie ein gewöhnlicher Hohlkasten erreicht. Im Hinblick auf das Rissbild und die Spannungsverteilung in der Bewehrung nimmt die Fuge dennoch Einfluss.
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien die Querkrafttragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen in den Stegen bestimmen?* Grundsätzlich bieten Normen und Richtlinien für die definierte Fugenanordnung keine direkte Berechnungsmöglichkeit. Herkömmliche Methoden nach ModelCode 2010 und der Ansatz zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Segmentbrücken nach Eurocode 2 zur Berücksichtigung einer möglichen Fugenöffnung lieferten dennoch Ergebnisse, welche in guter Übereinstimmung mit den experimentellen und numerischen Untersuchungen sind.

4.2 Publikation [2] On The Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method

In der Publikation [2] werden folgende Forschungsfragen analysiert:

- *Wie wirkt sich eine mit Querdruck belastete, unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchem jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Torsionstragfähigkeit des Hohlkastens aus?* (Publikation [2], Rahmenschrift)
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien sowie Ansätzen aus der Literatur die Torsionstragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen mit Querdruck in den Stegen bestimmen?* (Publikation [2], Rahmenschrift)

Zur Einleitung wird in Publikation [2] eine kurze Einführung zum Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen gegeben. Anschließend wird das LT-Brückenbauverfahren vorgestellt, wobei der Fokus darauf liegt, die Entstehung der Bauteilfuge im Hohlkasten zu erläutern, welche im Zentrum der Forschungsfragen steht. Die wesentliche Charakteristik, dass der Hohlkasten durchgehende Boden- und Deckplatten besitzt, jedoch unbewehrte Bauteilfugen in den Stegen aufweist, wird herausgearbeitet. Es wird dargelegt, dass mit den im Folgenden vorgestellten experimentellen Torsionsversuchen die im LT-Verfahren entstehende Fugenkonstellation abgebildet werden soll. Auf eine Längsvorspannung wurde verzichtet, um grundlegend den Einfluss der Bauteilfuge auf die Torsionstragfähigkeit zu ermitteln. Im Speziellen sollte die Fugenkonstellation bei dem Anschluss eines Hohlkastensegments zu einem Pfeilersegment unter Berücksichtigung der durch die Umlenkung der Spannlitzen entstehenden Querdruckspannung analysiert werden. Torsionsversuche ohne Querdruck und unter Berücksichtigung von Vorspannung sollten in einer weiteren Versuchsserie, die nicht Teil der Publikation [2] sind, untersucht werden.

Es folgt eine Literaturrecherche zum Torsionstragverhalten von Hohlkästen. Dabei werden die Erkenntnisse verschiedener durchgeführter Torsionsversuche erläutert, unter anderem von Mitchell und Collins [35] und Lampert et al. [32, 33]. Wesentlich ist hieraus der Aufschluss, dass die Längsbewehrung zur Aufnahme der Torsion entweder über den Umfang des Hohlkastens verteilt oder in den Ecken konzentriert angeordnet werden kann. Da aufgrund der Bauteilfuge in den Stegen die Längsbewehrung nur in der Boden- und Deckplatte durchgehend verlegt werden kann, sollte im Rahmen der Versuche analysiert werden, ob eine zusätzliche Längsbewehrung in den Ecken dieser Platten nahe den Stegen zu einer erhöhten Torsionstragfähigkeit führen kann.

Im nächsten Kapitel erfolgt die Beschreibung der experimentellen Torsionsversuche. Einleitend werden die beiden Versuchskörper beschrieben. Bei diesen handelte es sich um

zwei bezüglich den Abmessungen identische Hohlkästen (Länge: 9,20 m, Breite 1,00 m, Höhe 1,30 m, Dicke aller Platten 0,10 m). In der Mitte und den beiden Enden der Hohlkästen wurden Querscheiben betoniert, welche für die Lasteinleitung und Auflager erforderlich waren. Im Anschluss zu der Querscheibe in Feldmitte, welche das Pfeilersegment der LT-Brücke repräsentierte, wurden in den Stegen von einem der beiden Versuchskörper Bauteilfugen angeordnet. Jene Längsbewehrung, welche aufgrund dieser Fuge nun nicht mehr durchlaufend eingelegt werden konnte, wurde hingegen mengenmäßig äquivalent zusätzlich in den durchlaufenden Boden- und Deckplatten, nahe den Ecken, platziert.

Anschließend wird der Versuchsaufbau erläutert. Mit dem gewählten Aufbau war es möglich, zwei Versuche pro Versuchskörper durchzuführen. Hierfür wurden die Versuchskörper mittels Gewindestangen und Pressen an der mittleren Querscheibe (Pfeilersegment) gegen den Boden des Labors der TU Wien gespannt, wodurch auch die Fuge unter Querdruck gesetzt wurde. Es wird erläutert, dass der Querdruck so gewählt wurde, dass es der realen Situation im Zuge des LT-Verfahren entspricht. Die Versuchskörper wurden an einem Ende zusätzlich im Boden verankert, das andere blieb ein freier Kragarm, an welchem das Torsionsmoment mittels gegenseitig gerichteten Pressen eingeleitet wurde 4.3.

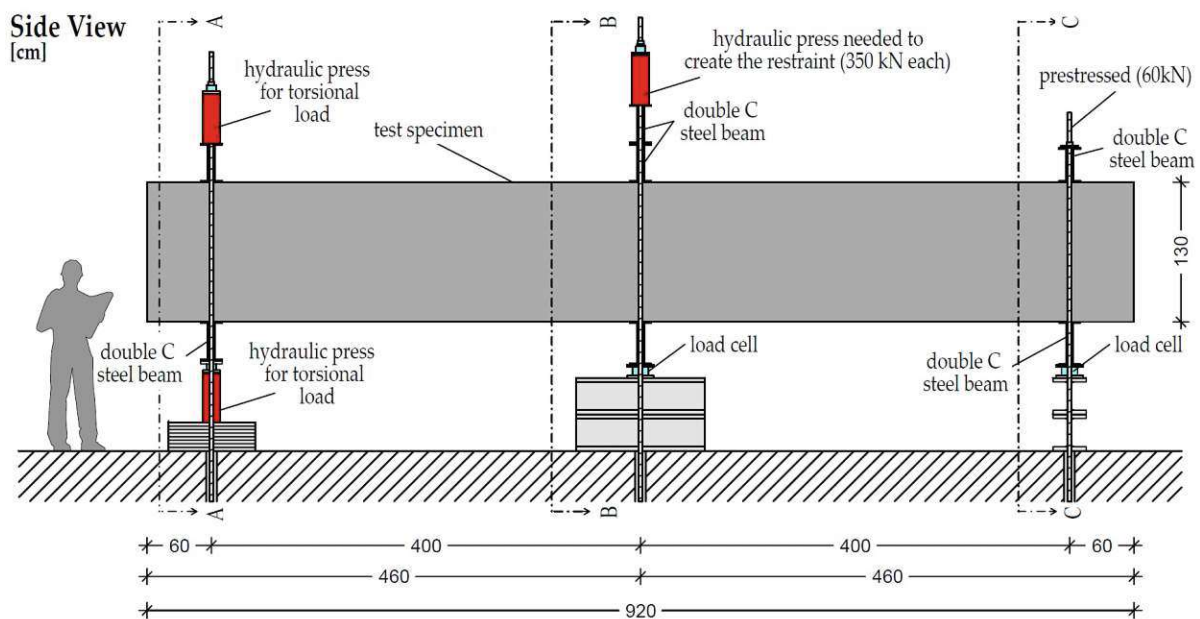


Abb. 4.3: Torsionsversuche: Seitenansicht des Versuchsaufbaus [2]

Es folgt die Beschreibung des Versuchsablaufs und der Ergebnisse. Der Versuchskörper mit Fugen in den Stegen erreichte trotz der Fugen ein deutlich größeres Torsionsmoment, bis schließlich das Versagen durch Abscheren der Fuge eingeleitet wurde. Der Träger ohne Fugen versagte durch Fließen der Längsbewehrung. Warum dieses Verhalten eingetreten ist, wird im Zuge der Nachrechnungen im nachfolgenden Kapitel erörtert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.4 dargestellt. Weiters wurde festgestellt, dass im Rissbild Risse erkennbar

sind, welche steiler als 45° verlaufen. Dies sollte für die nun im Folgenden durchgeführten Berechnungen anhand von etablierten Fachwerkmodellen von Bedeutung sein.

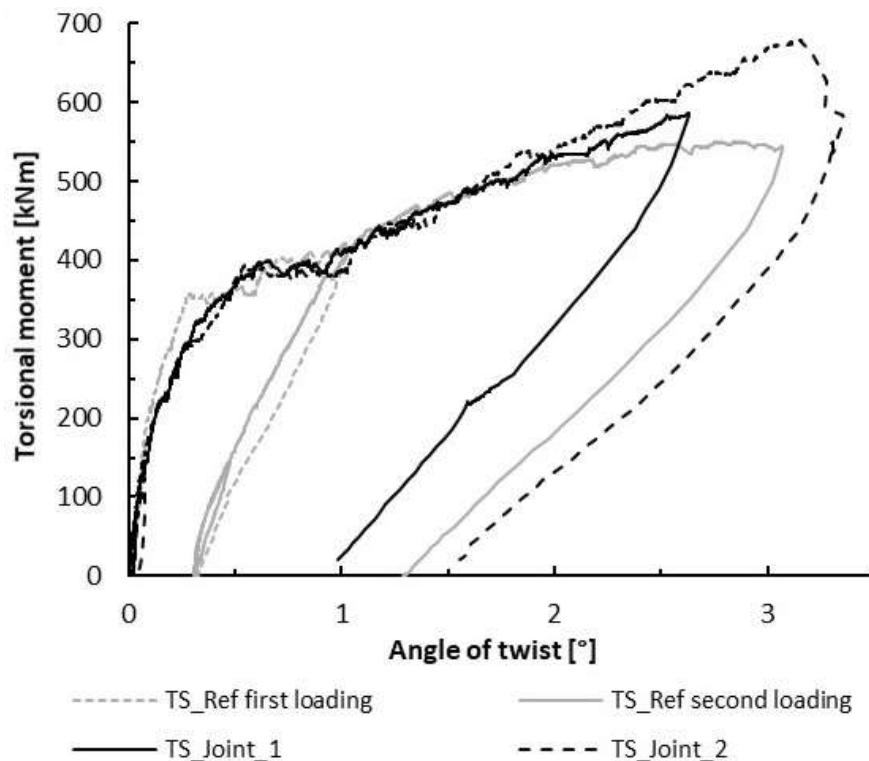


Abb. 4.4: Ergebnisse der experimentellen Torsionsversuche: TS Ref beschreibt den Versuchskörper ohne Fugen, welcher aus versuchstechnischen Gründen nach der ersten Belastungsphase (first loading) entlastet und anschließend (second loading) bis zum Versagen belastet wurde; TS Joint 1 und 2 beschreiben die Versuchskörper mit Fugen [2]

Im nächsten Kapitel werden die Ergebnisse der Versuche mit Nachrechnungen gemäß Berechnungsmodellen (Fachwerkmodelle) verglichen. Die aus der Literaturrecherche [32, 33] gewonnene Erkenntnis, dass die Tragfähigkeit bei der Erreichung der Fließgrenze der Längsbewehrung oder Bügelbewehrung noch nicht erreicht ist, sondern mit einer Neigung der Druckstreben eine Umlagerung zu dem noch nicht fließenden Bewehrungsanteil stattfindet, konnte rechnerisch bestätigt werden. Dies wurde auch durch die zuvor genannten, im Rissbild steiler geneigten, Risse bestätigt. Unter zusätzlicher Berücksichtigung des Biegemoments konnte so für den Träger ohne Fugen eine sehr genaue Übereinstimmung zwischen Berechnung und experimentellen Versuch erzielt werden. Dieser versagte jedoch nicht direkt beim Auflager, wo das Biegemoment eigentlich am größten war. Dies wird darauf zurückgeführt, dass der Querdruk ausgehend von der Querscheibe lokal die Torsionstragfähigkeit erhöht, da der Träger in diesem Bereich ungerissen bleibt. Im Hinblick auf den Träger mit Bauteilfugen in den Stegen wurde zunächst angenommen, dass die im Steg befindliche Bewehrung keinen Beitrag zur Torsionstragfähigkeit liefert, da sie

aufgrund der Bauteilfuge nicht durchlaufend verlegt werden kann. Eine Nachrechnung ohne diese Bewehrung unterschätzte das in den Versuchen erzielte Torsionsmoment jedoch deutlich. Berücksichtigt man dieses jedoch, so stimmen die erreichten Versuchslasten mit der Berechnung sehr gut überein (unter Annahme, dass die Bewehrung unmittelbar nach dem Versagen der Fuge auf Schub eingetreten wäre). Erklärt werden kann dies durch den Querdruck, welcher auf die Querscheibe zur Simulation der Umlenkung der Spannglieder über den Pfeilersegmenten erzeugt wurde. Der Querdruck breitet sich ausgehend von der Querscheibe zu den direkt angrenzenden Bauteilfugen aus, bis in die Stege hinein. Dadurch wird die dort endende Längsbewehrung im Regelbereich dennoch aktiviert. Die erhöhte Last im Vergleich zum Träger ohne Fugen kam zustande, da im Träger mit Bauteilfugen zusätzliche Bewehrung in den Ecken der Boden- und Deckplatten vorgesehen wurde. Im Bereich der Bauteilfuge blieb der Träger ohne Risse, wodurch die Torsionstragfähigkeit auch nicht von der dort befindlichen Bewehrung abhängig war. Da direkt in der Bauteilfuge aufgrund des Querdrucks keine Risse aufgetreten sind, kann mit diesen Versuchen jedoch keine Aussage getroffen werden, welche Torsionstragfähigkeit bei zu geringem oder keinem Querdruck erreicht werden würde.

Zusammenfassend konnten folgende Erkenntnisse zur Beantwortung der eingangs gestellten Forschungsfragen ermittelt werden:

- *Wie wirkt sich eine mit Querdruck belastete, unbewehrte Fuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, bei welchem jedoch durchgehend bewehrte Boden- und Deckplatten vorliegen, auf die Torsionstragfähigkeit des Hohlkastens aus?* Anhand der beiden durchgeführten, großformatigen Versuche konnte gezeigt werden, dass bei ausreichend großem Querdruck die im Steg aufgrund der Fugen endende Längsbewehrung aktiviert wird. Aus diesem Grund stellt die Fuge nur insofern eine Schwäche dar, indem sie nur begrenzt Schubspannungen aufnehmen kann. Eine zusätzliche Längsbewehrung in der Boden- und Deckplatte kann daher voll genutzt werden. Generell erhöht der Querdruck lokal die Torsionstragfähigkeit, auch unabhängig von der Bauteilfuge, wie an der Versagensstelle des Trägers ohne Fuge gezeigt werden konnte.
- *Lässt sich mit aktuellen Normen und Richtlinien sowie Ansätzen aus der Literatur die Torsionstragfähigkeit eines Hohlkastens mit unbewehrten Fugen mit Querdruck in den Stegen bestimmen?* Grundsätzlich bieten Normen und Richtlinien für die definierte Fugenanordnung keine direkte Berechnungsmöglichkeit. Da eine Bauteilfuge in den Stegen unter ausreichendem Querdruck die Torsionstragfähigkeit nur mit ihrer begrenzt aufnehmbaren Schubspannung einschränkt, wie in den Versuchen gezeigt werden konnte, kann mit gängigen Stabwerkmodellen und mechanischen Modellen die Tragfähigkeit ermittelt werden. Wichtig ist hier die Betonung auf ausreichenden Querdruck. Öffnen sich Risse im Bereich der Bauteilfuge, kann mit

den hier dargestellten Versuchen keine Aussage über die Torsionstragfähigkeit getroffen werden.

4.3 Publikation [3] Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte

In der Publikation [3] werden folgende Forschungsfragen analysiert:

- *Wie können Vorspannkräfte mittels Lisenen in dünnwandige Hohlkästen eingeleitet werden?* (Publikation [3], Rahmenschrift)
- *Ist die Konstruktion der Lisenen als Fertigteil- oder als Ortbetonvariante effizienter im Hinblick auf die Krafteinleitung?* (Publikation [3], Rahmenschrift)

Einleitend wird in Publikation [3] eine Einführung zum Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen gegeben. Anschließend wird die Halbfertigteil-Segmentbauweise beschrieben. Es wird auf die Problematik der Einleitung von Vorspannkräften in Hohlkästen eingegangen, welche im Zentrum der Forschungsfragen dieser Publikation steht. Es wird dargelegt, dass die Untersuchung für eine zentrische Vorspannung vorgenommen wird, wie sie beispielsweise beim Taktschieben angewendet wird. Es folgt eine Erläuterung zur gängigen Vorgangsweise bei der Einleitung von Vorspannkräften in dickwandige Brückenquerschnitte (Hohlkastenträger). Hierfür werden Stegscheiben oder die hier im Fokus stehenden Lisenen (Konsolen) eingesetzt. Diese werden oft in Form von Eckkonsolen ausgeführt. Resultierend aus einer Literaturrecherche wurde ein gängiges Fachwerkmodell [26] vorgestellt, welches zur Bemessung der Konsolen und der zugehörigen Bewehrung herangezogen werden kann. Hierbei wird von zwei Druckstreben ausgegangen, welche einerseits in den Steg und andererseits in die Boden- oder je nach Lage der Konsole in der Deckplatte endet. Dadurch werden neben Normalkräften auch lokale Biegemomente in die Platten eingeleitet.

Es folgt eine Beschreibung der Problemstellung. Es wird deutlich gemacht, dass die zuvor genannten Biegemomente, welche von dickwandigen Querschnitten aufgenommen werden können, bei dünnwandigen Hohlkästen nicht mehr ohne weiteres bewältigt werden können. Deshalb wird ein neues Konzept zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen vorgestellt. Dieses sieht Stahl-Zugglieder vor, welche über die gesamte Querschnittshöhe bzw. Breite hindurchgeführt werden und außerhalb mittels Stahlplatten auf Höhe der Konsolen verankert werden. Die Platzierung erfolgt am hinteren Ende der Lisenen, wo die Druckstreben auf die Platten treffen. Somit sollen die Zugglieder die Platten entlasten und die Entstehung von großen Biegemomenten verhindern. Die Lisenen werden zudem mit Stahl-Druckgliedern gegenseitig abgestützt (Abbildung 4.5).

Im nächsten Kapitel werden experimentelle Untersuchungen und zugehörige Finite-Elemente-Simulationen vorgestellt. Diese dienen dazu, das neue Konzept zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen zu untersuchen. Hierfür wurden insgesamt 6 Versuchskörper hergestellt, welche sich in der Art der Konstruktion der Lisenen unterscheiden. Grundsätzlich werden zwei unterschiedliche Varianten vorgestellt. Dabei handelt es sich einerseits um eine Ortbetonvariante und andererseits um eine Konstruktion

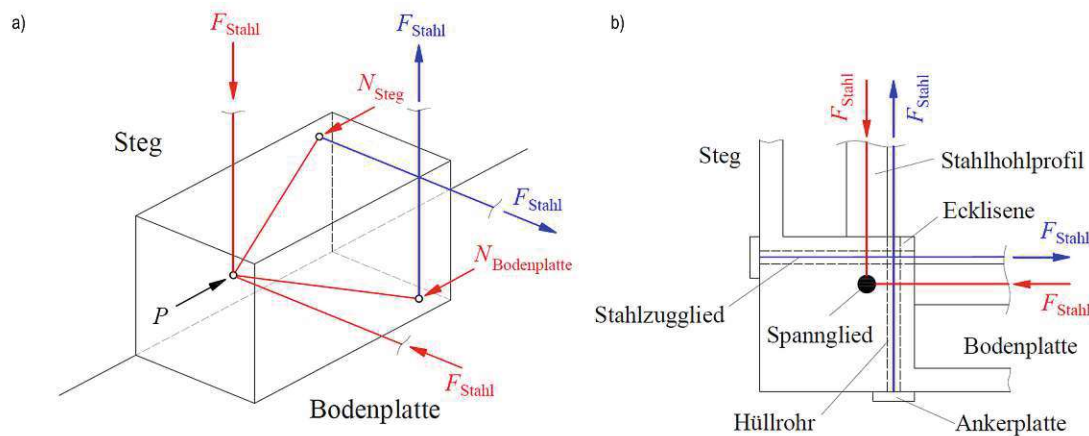


Abb. 4.5: Neues Konzept zur Lastabtragung von Ecklisenen in dünnwandigen Querschnitten [3]

der Lisenen aus Fertigteilen. Es folgt eine Beschreibung der Abmessungen und Herstellung der Versuchskörper. Dabei handelte es sich um dünnwandige Hohlkästen mit Lisenen in allen vier Ecken. Die Abmessungen, Bauweisen und Anordnung der Zugglieder ist in den Abbildungen 4.6 und 4.7 ersichtlich.

Versuchskörper	Herstellungsart der Lisene	Abmessungen des Hohlkastens [mm]	Abmessungen der Lisenen [mm]	Litzenanzahl (pro Lisene) des Vorspannsystem	Anzahl Zugglieder pro VK	Bewehrungsgrad der Schubfuge	Beton
VK1	Fertigteil	980×980×1670	280×280×670	7	12	–	SCC
VK2	Fertigteil	980×980×1800	280×280×670	7	0	–	Rüttelbeton
VK3	Fertigteil	980×980×1800	250×250×465	4	8	–	Rüttelbeton
VK4	Ortbeton	980×980×1670	280×280×670	7	12	0,94%	SCC
VK5	Ortbeton	980×980×1800	280×280×670	7	12	0,94%	Rüttelbeton
VK6	Ortbeton	980×980×1800	250×250×465	4	8	0,86%	Rüttelbeton

Abb. 4.6: Abmessungen der Versuchskörper [3]

Bei der Ortbetonvariante entstehen im Zuge der Herstellung Bauteilfugen zwischen den Lisenen und den Platten in Form von Schubfugen. Bei der Fertigteilvariante werden die Lisenen zunächst als Fertigteile hergestellt und anschließend in die Schalung der Platten eingestellt. Somit entsteht im Zuge der Betonage eine direkte Stirnflächenpressung zwischen Lisenen und den Platten, während bei der Ortbetonvariante die gesamte Vorspannkraft über Schub in die Platten eingeleitet werden muss.

Anschließend wird die Versuchsdurchführung beschrieben. Anstatt tatsächlich Vorspannkraft mittels Litzen in die Hohlkästen einzuleiten, wurden die Versuche anhand einer Druckprüfmaschine durchgeführt. Hierfür wurde die Belastung zentrisch an den vier Lisenen über aufgeschweißte Ankerkörper eingeleitet, die Rückseite des Hohlkastens wurde

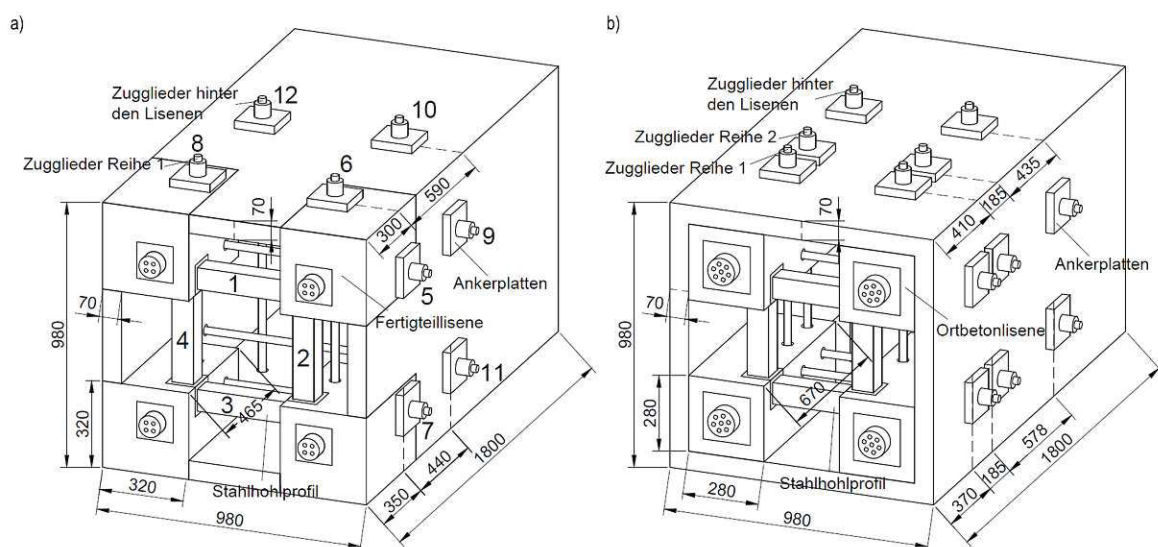


Abb. 4.7: Darstellung der Versuchskörper: a) Lisenen als Fertigteile (Stabnummerierung zum Vergleich mit den numerischen Ergebnissen); b) Lisenen als Ortbetonvariante [3]

vollflächig auf der Stahlwiderlagerplatte aufgelagert. Die Last wurde solange gesteigert, bis die Versuchskörper versagten.

In den nächsten beiden Abschnitten werden die Versuchsergebnisse zunächst dargelegt und anschließend analysiert. Um das Tragverhalten besser zu verstehen, wurden hierfür zusätzlich nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Eine Zusammenstellung der experimentellen Ergebnisse im Hinblick auf die erreichten Belastungen und Versagensmechanismen ist in Abbildung 4.8 dargestellt.

Versuchs- körper	Versagensmechanismus	Erreichte Kraft zum Zeitpunkt des Versagens [kN]	Max. zul. Vor- spannkraft für 4 bzw. 7 Litzen (für: 150 mm ² , $f_{p01,k} = 1640 \text{ N/mm}^2$, $k_2 = 0,9$) lt. EC2 [kN]	Schubspannung in der Schub- fuge (gemittelt) [N/mm ²]	Kraft in maximal belastetem Zugglied zum Zeitpunkt des Versagens [kN]		
					in Lisene Reihe 1	in Lisene Reihe 2	hinter den Lisenen
VK1	Druckversagen Steg	9659	6200 (7 Litzen)	–	56	79	56
VK2	Fließen der Bewehrung auf- grund fehlender Zugglieder	6371	6200 (7 Litzen)	–	–	–	–
VK3	Fließen der Bewehrung hinter den Zuggliedern	5422	3544 (4 Litzen)	–	96	–	50
VK4	Schubversagen im Lastein- leitungsbereich/Schubfuge	7485	6200 (7 Litzen)	5,0	94	160	29
VK5	Druckversagen Steg	8626	6200 (7 Litzen)	5,8	31	35	27
VK6	Fließen der Bewehrung hinter den Zuggliedern	5738	3544 (4 Litzen)	6,2	117	–	35

Abb. 4.8: Zusammenfassung der Ergebnisse [3]

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass der Versagensmechanismus und die maximal übertragbare Vorspannkraft maßgeblich von der Länge der Lisenen und der Anzahl der verwendeten Stahl-Zugglieder abhängt. Als wesentlicher Faktor ist zudem die übertragbare Schubspannung zwischen Ortbetonlisenen und den Platten des Hohlkastens identifiziert worden. Hierbei ist auf eine ausreichende Rauigkeit zu achten. Da die Fertigteilvariante ohne diese Bauteilfuge hergestellt werden kann, wird diese im Hinblick auf die Lastübertragung bevorzugt.

Zusammenfassend konnten folgende Erkenntnisse zur Beantwortung der eingangs gestellten Forschungsfragen ermittelt werden:

- *Wie können Vorspannkkräfte mittels Lisenen in dünnwandige Hohlkästen eingeleitet werden?* Für die zentrische Einleitung von Vorspannkkräften in dünnwandige Hohlkästen wurde ein Konzept aus Stahl-Zuggliedern und Stahl-Druckgliedern entwickelt, welche die ansonsten auftretenden Biegemomente in den Platten verhindern. Dieses Konzept wurde durch eine experimentelle Versuchsserie hinsichtlich der erreichbaren Höchstlasten und Versagensmechanismen analysiert. Hierbei wurden die Lisenenlänge und Anzahl von Stahlgliedern als maßgebende Einflüsse identifiziert.
- *Ist die Konstruktion der Lisenen als Fertigteil- oder als Ortbetonvariante effizienter im Hinblick auf die Krafteinleitung?* Für die Krafteinleitung hat sich die Fertigteilvariante als effizienter erwiesen. Bei der Ortbetonvariante entsteht bei der nachträglichen Betonage der Lisenen auf den dünnen Platten eine Bauteilfuge, welche durch die Vorspannkkräfte mit Schubspannungen beansprucht wird. Da dies bei der Herstellung mittels Fertigteilvarianten entfällt und stattdessen die Kräfte direkt über Normalspannungen in die Platten eingeleitet werden können, ergibt sich eine effizientere, zu bevorzugende Kraftübertragung.

Kapitel 5

Schlussfolgerungen und Ausblick

5.1 Schlussfolgerungen

In dieser Arbeit wird der Einfluss von Bauteilfugen, welche im Zuge des Brückenbaus mit dünnwandigen Betonfertigteilen entstehen, auf die Tragfähigkeit von Hohlkästen untersucht. Im Zentrum der Untersuchungen steht die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit [1] und Torsionstragfähigkeit [2] von dünnwandigen Hohlkästen, welche zwar durchgehende Boden- und Deckplatten aufweisen, jedoch unbewehrte Fugen in den Stegen besitzen sowie die Beantwortung der Fragestellung, wie Vorspannkräfte [3] in diese dünnwandigen Hohlkästen eingeleitet werden können. Die Methodik erfolgte grundsätzlich nach dem Schema Literaturrecherche, experimentelle Versuche im Labor und schließlich deren Analyse mit mechanischen Modellen und nichtlinearen Finite-Elemente-Methoden. Dabei wurde der Ansatz verfolgt, möglichst großformatige Versuchskörper für die Untersuchungen heranzuziehen.

Eine unbewehrte Bauteilfuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, welcher jedoch durchlaufende Boden- und Deckenplatten aufweist, reduziert die Querkrafttragfähigkeit des Brückenträgers. Dies konnte durch zwei experimentelle Versuche und einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung festgestellt werden. Aufgrund der Bauteilfuge und deren Öffnung bei zunehmender Belastung werden die Druckstreben, welche Teil des Fachwerkmodells zur Querkraftabtragung sind, unterbrochen. Deshalb müssen die an die Bauteilfuge angrenzend befindlichen Bügel wie eine Aufhängebewehrung agieren. Bei den durchgeführten Versuchen waren zum Erreichen derselben Tragfähigkeit beim Träger mit Fugen eine Bügelbewehrung von $\varnothing 10/25$ im Vergleich zu $\varnothing 8/25$ beim Träger ohne Fugen notwendig. Es ist möglich, den nachteiligen Effekt der Bauteilfuge auf die Querkrafttragfähigkeit durch den Einsatz von Vorspannung zu kompensieren. Die an den experimentellen Versuchen kalibrierten Modelle haben gezeigt, dass durch ausreichende Vorspannung dieselbe Traglast wie bei einem Hohlkasten ohne Bauteilfugen erreicht werden kann. Die Fuge bewirkt jedoch eine Änderung der Spannungsverteilung in der Bewehrung und beeinflusst die Rissbildung. Eine direkte Berechnungsmöglichkeit zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit für solche Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen,

aber durchlaufenden Boden- und Deckplatten, bieten Normen und Richtlinien nicht. Nachrechnungen, welche für herkömmliche Hohlkästen konzipiert sind, überschätzen daher die Tragfähigkeit von Trägern mit Fugen. Der Ansatz zur Berechnung von Segmentbrücken nach Eurocode 2 unter Berücksichtigung der Fugenöffnung stimmten gut mit den beobachteten Ergebnissen der experimentellen Versuche sowie den numerischen Berechnungen überein.

Eine unbewehrte Bauteilfuge in den Stegen eines dünnwandigen Hohlkastens, welcher jedoch durchlaufende Boden- und Deckplatten aufweist, reduziert bei ausreichendem Querdruck die Torsionstragfähigkeit nur insofern, dass die Tragfähigkeit zusätzlich durch die maximal übertragbare Schubspannung in der Bauteilfuge eingeschränkt wird. Der Querdruck unterstützt die Stege unabhängig von der Bauteilfuge, da Torsionsrisse erst nach Überwindung des Querdrucks entstehen können. Soweit der Querdruck groß genug angesetzt wird, bleibt der Querschnitt in diesem Bereich im Zustand I. Eine direkte Berechnungsmöglichkeit zur Bestimmung der Torsionstragfähigkeit für solche Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen aber durchlaufenden Boden- und Deckplatten bieten Normen und Richtlinien nicht. Der Regelbereich kann mit herkömmlichen Fachwerkmodellen bemessen werden. Im Bereich der Bauteilfuge sollte nachgewiesen werden, dass keine Torsionsrisse auftreten, da mit den durchgeführten Versuchen keine Aussagen über die sich ansonsten einstellende Torsionstragfähigkeit gemacht werden können. Verhindert der Querdruck die Entstehung von Torsionsrissen lokal im Bereich der Bauteilfuge und findet somit kein Übergang in den Zustand II statt, werden die auftretenden Schubspannungen in der Bauteilfuge maßgebend und müssen daher auf die nach Norm gültigen Maximalwerte beschränkt werden. Zusätzliche Längsbewehrung in den Boden- und Deckplatten wirkt daher im Regelbereich mit, im Bereich der Bauteilfuge ist sie aufgrund der nicht entstehenden Risse auch nicht von Bedeutung.

Die Einleitung von Vorspannkraften kann für den Spezialfall zentrische Vorspannung, wie sie beispielsweise beim Taktschiebverfahren angewandt wird, durch ein neu entwickeltes Konzept mit Zug- und Druckgliedern aus Stahl durchgeführt werden. Die Idee dahinter ist, die über Ecklisenen (Eckkonsolen) in die Platten eingeleiteten Kräfte gegenseitig kurzzuschließen, um somit das Auftreten von großen Biegemomenten einzuschränken bzw. zu verhindern. Diese würden ansonsten von den dünnwandigen Platten der Hohlkästen nicht aufgenommen werden können. Maßgebend für die Maximallast, die so in die Hohlkästen eingeleitet werden kann, ist die Lisenenlänge und die Anzahl an Stahlgliedern. Bei der nachträglichen Betonage der Lisenen in Form von Ortbeton auf die Platten entstehen Bauteilfugen. In diesem Fall muss die gesamte Vorspannkraft über Schubspannungen in der Bauteilfuge in die Platten weitergeleitet werden. Bei der Variante mit Fertigteilisenen, welche vor der Betonage der Platten in dessen Schalung eingestellt werden, kann die Kraft direkt über Normalspannungen weitergeleitet werden, was als günstigere Kraftübertragung angesehen wird.

5.2 Ausblick

Durch die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen konnten einige wesentliche Fragestellungen zum Einfluss von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen beantwortet werden. Dennoch gibt es einige weitere Problemstellungen, welche aufgrund der Entstehung dieser Arbeit aufgekommen sind oder aber auch bereits davor schon bekannt waren:

- **Durchführung von experimentellen Torsionsversuchen mit Platzierung der Bauteilfuge in Feldmitte**

Es ist von essentiellm Interesse, insbesondere für das LT-Brückenbauverfahren, Kenntnis darüber zu erlangen, wie sich eine in Feldmitte platzierte, unbewehrte Bauteilfuge im Steg bei durchgehenden Boden- und Deckplatten auf die Torsionstragfähigkeit von Hohlkästen auswirkt. Hierfür wurden am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien bereits großformatige Versuche durchgeführt, welche sich jedoch zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit noch in Auswertung befanden und noch nicht veröffentlicht wurden.

- **Durchführung von experimentellen Querkraft- und Torsionsversuchen mit Vorspannung**

Im LT-Brückenbauverfahren werden die Hohlkästen grundsätzlich vorgespannt. Zur Bestätigung der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen im Hinblick auf den Einfluss dieser Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit wäre es von Interesse, experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Zum Einfluss der Vorspannung auf die Torsionstragfähigkeit von Hohlkästen mit in Feldmitte befindlichen, unbewehrten Bauteilfugen in den Stegen wurden am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien bereits Versuche durchgeführt. Diese befanden sich jedoch zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit noch in Auswertung und sind daher unveröffentlicht.

- **Konzept für exzentrische Vorspannungskonzepte**

Das in dieser Arbeit vorgestellte Konzept zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkästen wurde für eine zentrische Vorspannung konzipiert. Dies schränkt dessen Anwendung im Zuge des Halbfertigteil-Segmentverfahrens auf das Taktschiebeverfahren ein. Ein Verfahren für eine exzentrische Lasteinleitung wäre daher erstrebenswert. Alternativ können Querscheiben eingesetzt werden, welche jedoch mit zusätzlichem Gewicht einhergehen und Fragen bezüglich des Bauablaufs offen lassen. Beim LT-Verfahren, bei welchem die Hohlkästen im Endquerschnitt als Stege eine Plattenbalkens fungieren, sind die erforderlichen Kräfte geringer als bei der Vorspannung des gesamten Hohlkastens der Halbfertigteil-Segmentbauweise. Hier kann eine ausreichende Begrenzung der Betonspannungen im Zuge des Vorspannens mit den zur Krafteinleitung eingesetzten Pfeilersegmenten erreicht werden.

Mit dieser Arbeit soll ein weiterer Grundstein für das Bauen von Brücken mit dünnwandigen Betonfertigteilen gelegt werden. Durch die Herstellung der beiden Brücken entlang der S7 Fürstenfelder Schnellstraße im Zuge des Brückenklappverfahrens und die mit dem LT-Brückenbauverfahren (nicht vorgespannt, keine unbewehrte Bauteilfuge) gebaute Pinkabachbrücke konnten in Österreich die ersten Projekte realisiert werden. Die nun neu vorliegenden Erkenntnisse sollen zu einem erweiterten Einsatz von dünnwandigen Betonfertigteilen im Brückenbau, auch auf internationaler Ebene, beitragen.

Literatur

- [1] RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; HUBER, T.; KOLLEGGGER, J. Zur Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen. *Beton- und Stahlbetonbau*. April 2024, vol. 119, no. 6, S. 431–444. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202400010>.
- [2] RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGGER, J. On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method. *Appl. Sci.* May 2023, vol. 13, no. 6656. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.3390/app13116657>.
- [3] RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; KOLLEGGGER, J. Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte. *Beton- und Stahlbetonbau*. February 2022, Jg. 117, Nr. 4, S. 245–255. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202200004>.
- [4] IPCC. *Climate Change: The 1990 and 1992 IPCC Assessments*. June, 1992.
- [5] IPCC. *Climate Change 2023: Synthesis Report (Full Volume) Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. 2023. Abger. unter DOI: [10.59327/IPCC/AR6-9789291691647](https://doi.org/10.59327/IPCC/AR6-9789291691647).
- [6] HAIST, M. et al. Climate Limit State (CLS) for Building Structures - A Possible Companion of ULS, SLS and Durability Limit States. *Proceedings for the 6th fib International Congress*. Norway, Oslo, 2022, S. 143–152.
- [7] GSCHÖSSER, F.; SCHNEIDER, R.; TAUTSCHNIG, A.; FEIX, J. Retrofitting Measure vs. Replacement - LCA Study for a Railway Bridge. *International Symposium of the International Federation for Structural Concrete, Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient*. Zurich, June 2016, S. 1673–1680. Abger. unter DOI: [10.1007/978-3-031-32511-3172](https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3172).
- [8] WIMMER, D. *Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung*. Technische Universität Wien, [Dissertation], 2016. Abger. unter DOI: [10.34726/hss.2016.37186](https://doi.org/10.34726/hss.2016.37186).

- [9] REICHENBACH, S. *Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges*. Technische Universität Wien, [Dissertation], 2019. Abger. unter DOI: 10.34726/hss.2019.63136.
- [10] FASCHING, S. *Die Halbfertigteil-Segmentbauweise: Entwicklungsschritte zu einer neuen Brückenbaumethode*. Technische Universität Wien, [Dissertation], 2022. Abger. unter DOI: 10.34726/hss.2022.102781.
- [11] UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Das LT-Brückenbauverfahren zur materialsparenden und schnellen Errichtung von Spannbetonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 119. April 2024. Abger. unter DOI: 10.1002/best.202400007.
- [12] FASCHING, S.; HUBER, T.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements. *Structural Concrete*. March 2021. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.202000474>.
- [13] FASCHING, S.; HUBER, T.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction. *Appl. Sci.* 2021, Jg. 11, Nr. 12. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.3390/app11125502>.
- [14] FASCHING, S.; STOIBER, M.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2021, Jg. 116, Nr. 12. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202100078>.
- [15] FASCHING, S. et al. *Endbericht erstes Forschungsjahr: Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen*. 2020. Bericht für Forschungsförderungsgesellschaft.
- [16] FASCHING, S. et al. *Endbericht zweites Forschungsjahr: Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen*. 2021. Bericht für Forschungsförderungsgesellschaft.
- [17] FASCHING, S. et al. *Endbericht drittes Forschungsjahr: Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen*. 2023. Bericht für Forschungsförderungsgesellschaft.
- [18] UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. New Modular Construction Method for the Erection of Multispan Concrete Bridges. *International Symposium of the International Federation for Structural Concrete, Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient*. Istanbul, June 2023, S. 1673–1680. Abger. unter DOI: 10.1007/978-3-031-32511-3172.

- [19] UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. LT-Brücke: Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen. *32. Dresdner Brückenbausymposium*. January 2023. Abger. unter DOI: 10.25368/2023.204.
- [20] UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Thin-walled concrete bridges - a new construction method for sustainable bridge structures. *fib Congress 2022 in Oslo*. June 2022, S. 926–934. ISBN 978-2-940643-15-8.
- [21] GEISLER, K. *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. 2014. Abger. unter DOI: 10.1002/9783433603437.
- [22] GIRMSCHIED, G. *Handbuch Brücken Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. 2007, S.777. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-540-29661-4>.
- [23] SPECKER, A. *Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*. Technische Universität Hamburg-Harburg, [Dissertation], 2001. Abger. unter DOI: 10.15480/882.1060.
- [24] KOLLEGGGER, J.; SUZA, D.; PROKSCH-WEILGUNI, C.; TRÄGER, W. Entwicklung und erste Anwendung des Brückenklappverfahrens. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2020, Jg. 115, Nr. 7. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202000010>.
- [25] DE BOER, J. et al. *Bridge Deck Erection Equipment: A best practice guide*. London: ICE Publishing, 2018. ISBN 9780727761934.
- [26] NEUSER, J. *Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung*. Technische Hochschule Aachen, [Dissertation], 2003.
- [27] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. 2. Auflage. Berlin: Springer-Verlag, 2010. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>.
- [28] *fib: Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.
- [29] *ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2015.
- [30] KOLLBRUNNER, C.; BASLER, K. *Torsion*. 1966. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-662-29648-6>.
- [31] GRUTTMANN, K.; WAGNER, W.; SAUER, R. Zur Berechnung von Wölbfunktion und Torsionskennwerten beliebiger Stabquerschnitte mit der Methode der finiten Elemente. *Bauingenieur*. 1998, Jg. 73.

- [32] LAMPERT, P.; THÜRLIMANN, B. Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. *ETH Zürich, Schweiz*. 1968, Jg. 6506.
- [33] LAMPERT, P.; THÜRLIMANN, B. Torsions-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken. *ETH Zürich, Schweiz*. 1969, Jg. 6506.
- [34] *ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut, 2018.
- [35] MITCHELL, D.; M., C. Detailing for Torsion. *ETH Zürich, Schweiz*. 1976.
- [36] HEGGER, J.; NEUSER, J. Zur Verankerung externer Spannglieder an Eckkonsolen. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2002, Jg. 97, Nr. 10. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.200202450>.
- [37] LUBLINER, J.; OLIVER, J.; ONATE, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*. 1989, vol. 25, no. 3. Abger. unter DOI: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)-90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)-90050-4).
- [38] LEE, J.; FENVES, G. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*. 1998, vol. 124, no. 8. Abger. unter DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)).
- [39] *ÖNORM EN 1992-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung)*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2018.

Teil II - Publikationen

Publikation [1]

Titel: Zur Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen
Autoren: Michael Rath, Franz Untermarzoner, Tobias Huber, Johann Kollegger
Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums: Beton- und Stahlbetonbau
ISSN (Online): 1437-1006
ISSN (Print): 0005-9900
DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202400010>
Ausgabe: Volume 119, Issue 6
Chefredakteur: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn. Konrad Bergmeister
Verlag: Ernst & Sohn
Erscheinungsjahr: 2024
Peer Reviewed: Ja, Impact Factor (Zitate/Artikel) 1,09 im Jahr 2024
Status: Veröffentlicht
Formatierung: Veröffentlichtes Original

Publikation [2]

Titel: On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders
Used in the LT-Bridge Construction Method

Autoren: Michael Rath, Franz Untermarzoner, Johann Kollegger

Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift

Titel des Mediums: Applied Sciences

ISSN (Online): 2076-3417

ISSN (Print): -

DOI: <https://doi.org/10.3390/app13116657>

Ausgabe: Volume 13, Issue 11

Chef-Redakteur: Prof. Dr. Takayoshi Kobayashi

Verlag: MDPI (Multidisciplinary Digital Publishing Institute)

Erscheinungsjahr: 2023

Peer Reviewed: Ja, Impact Factor (Zitate/Artikel) 2,5 im Jahr 2023

Status: Veröffentlicht

Formatierung: Veröffentlichtes Original

Article

On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method

Michael Rath *, Franz Untermarzoner and Johann Kollegger

Institute of Structural Engineering, TU Wien, 1040 Vienna, Austria; franz.untermarzoner@tuwien.ac.at (F.U.); johann.kollegger@tuwien.ac.at (J.K.)

* Correspondence: michael.rath@tuwien.ac.at

Abstract: A new bridge construction method, combining semi-precast elements and in situ concrete, has been developed at TU Wien, with the aim of decreasing erection time. In the course of construction using this new method, structural conditions arise that render a more detailed investigation necessary. By connecting a precast, thin-walled box girder to a bridge segment located on a pier by means of post-tensioning, a joint is created. By casting in situ concrete on the bottom and top slabs, the joint can be bridged with longitudinal reinforcement; however, the unreinforced vertical joints in the webs remain. This detail is a specific characteristic of the LT-bridge construction method and needs to be further investigated and assessed, as the question arises as to how this circumstance affects the torsional bearing behavior of the bridge superstructure. Torsion tests described in the literature consider ordinary box girders with longitudinal reinforcement or post-tensioned segmental bridges without longitudinal reinforcement at the joints. Therefore, the new reinforcement layout at the joints had to be investigated experimentally. Two large-scale thin-walled box girders—one without joints in the webs and the other with unreinforced joints in the webs—were tested, allowing for a direct comparison of conventionally manufactured bridges and those erected with the new bridge construction method. Furthermore, we investigated whether the results of common calculation methods corresponded to the experimental findings.

Keywords: concrete bridge construction; hollow box girder; new LT-bridge construction method; thin-walled precast elements; torsion; torsional testing; shear joints



Citation: Rath, M.; Untermarzoner, F.; Kollegger, J. On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method. *Appl. Sci.* **2023**, *13*, 6657. <https://doi.org/10.3390/app13116657>

Academic Editors: Junwon Seo and Jong Wan Hu

Received: 26 April 2023

Revised: 26 May 2023

Accepted: 29 May 2023

Published: 30 May 2023



Copyright: © 2023 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

1. Introduction

The use of thin-walled prefabricated concrete elements in bridge engineering has played a major role in the relevant research activities of the Institute of Structural Engineering of TU Wien in recent years [1,2]. The implementation of such lightweight structural elements allows for the development of new approaches for the construction of bridges, as was impressively demonstrated when the balanced lowering method [3–5] was used to build two bridges over the Lafnitz and Lahnbach Rivers in Austria. Another application concerns the semi-precast segmental bridge construction method [6–8], in which thin-walled precast concrete elements are assembled to form a box girder with the aid of steel components.

The latest development to emerge from this research area is the new LT-bridge construction method, which combines hollow box girders and special deck slab elements (both components made of thin-walled precast elements), focusing yet again on erecting bridges in a very short construction time [9,10]. The term “LT-bridge construction method” originates from the span directions of the individual elements, with the hollow box girders spanning longitudinally (L) and the deck slab elements spanning transversally (T). Currently, the method has only been developed for single-cell box girders. This paper focuses on the torsional bearing behavior of the resulting bridge superstructure, as it presents peculiarities that require a detailed scientific investigation. The uniqueness of the finished

bridge superstructure stems from the fact that it has continuous deck and bottom slabs, with regard to the longitudinal direction of the bridge, while simultaneously working with vertical shear joints without longitudinal reinforcement in the webs. This circumstance results directly from the bridge construction process, which is depicted in Figure 1a. A hollow box girder with a wall thickness of around 100–200 mm is lifted in between two already-placed pier segments. In this construction phase, horizontal and vertical joints are still existent between the girder and pier segments. Within the next construction step, special deck slab elements are placed on top of the previously mounted girder. With the use of in situ concrete layers, the deck and bottom slabs attain their final thicknesses. This subsequently cast concrete allows for the placement of continuous longitudinal reinforcement in the deck and bottom slabs, whereby rebar couplers are used in the latter (Figure 1b). Furthermore, post-tensioning is used to connect the girder to the pier segment. The result is a bridge superstructure with unreinforced joints in the webs at the connection to the pier segment and continuous longitudinally reinforced bottom and deck slabs. The LT-bridge construction method is therefore the motivation for the investigation of box girders with this unique reinforcement arrangement at the joints.

The purpose of this paper was to analyze how the unreinforced joints in the webs affect the torsional load-bearing behavior. Compared to a superstructure of a bridge erected with the LT-bridge construction method, simplifications—which are discussed in more detail in Section 2—were made. As the investigation was seen as fundamental, post-tensioning was omitted. This resulted in the shear joints not being under longitudinal compressive stresses, possibly reducing the transmission of shear stresses. In further test series, the influence of post-tensioning will be considered in detail, including long-term effects, e.g., as described by Huang et al. [11]. The main objective of the research presented in this paper was to gain an understanding of how reinforced concrete box girders resist torsion when unreinforced joints are present in the webs. Of particular interest is the comparison to the behavior of regular girders with continuous longitudinal reinforcement throughout the entire cross-section. Furthermore, it was important to clarify which calculation methods can accurately describe the occurring behavior and, thus, whether it is covered by normative standards. In order to obtain answers to these questions, large-scale experimental torsion tests replicating the conditions described above were carried out in the laboratory of the Institute for Structural Engineering of TU Wien.

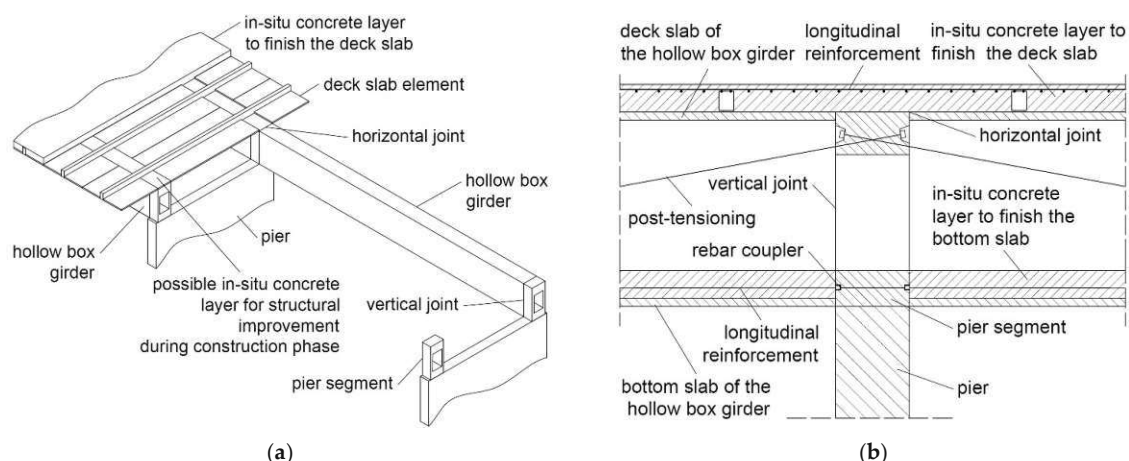


Figure 1. Concept of the new LT-bridge construction method (drawings based on [12]): (a) construction process, showing the resulting horizontal and vertical joints; (b) longitudinal section over the pier, highlighting the continuous reinforcement in the deck and bottom slabs due to the in situ layers.

It is also conceivable that the hollow box girder itself consists of several segments that are connected to one another by post-tensioning. This would result in further joints without continuous reinforcement in the webs. However, the connection to the pier segment is subjected to vertical compressive stresses resulting from the vertical part of the anchorage forces of the post-tensioning tendons (Figure 1b), as well as from self-weight and torsion at the support (pier). This circumstance was taken into account in the experimental test program, with an investigation of joints without vertical compression of the webs planned in further related test series.

Typical torsional reinforcement is composed of longitudinal reinforcement and stirrups with the individual load-bearing distribution described by Mitchell and Collins [13,14]. The load transfer is characterized by a strut-and-tie model after crack formation (Eurocode 2 [15]). The distribution of the longitudinal reinforcement along the perimeter of the cross-section can be arranged in different ways. It is therefore possible to either distribute the reinforcement evenly around the perimeter or to concentrate it in the corners of the box girder. This is confirmed by the test series described in detail and performed by Lampert et al. [16–19], where these two reinforcement arrangements led to different crack and deformation behaviors during loading but showed no difference in the ultimate torsional moment [20]. Due to peculiarities of the LT-bridge construction method, a concentrated, continuous torsional reinforcement cannot be located exactly in the corners of the cross-section. The continuous longitudinal reinforcement in the bottom slab—crossing the joint to the pier segment—can only be embedded in the in situ concrete layer. As a result, the concentrated corner reinforcement has a lateral offset. This circumstance, along with the unreinforced vertical joints in the webs, leads to the essential differences between the experimental torsion tests described here and those presented by Lampert [20]. Furthermore, a large-scale test with a thin-walled box girder cross-section was carried out during the development of the balanced lift method, but joints in the cross-section were not considered [21]. A comprehensive review of torsion tests found in the literature is presented by Humer [22]. In addition, various torsion tests have been carried out on hollow box girders in recent years, e.g., as presented by Lopes and Bernardo [23], where high-strength concrete was used and the ductility behavior was studied in more detail. Further investigations by Jeng et al. [24] and Specker [25] verified the so-called “Softened Membrane Model Theory” and assessed the influence of joints on the torsional capacity of externally prestressed box girders, respectively. The latter analyzed girders both with and without unreinforced joints. The unique arrangement of unreinforced joints occurring only in the webs—as is the case within the LT-bridge construction method—therefore requires a new experimental investigation, which is presented from Section 2 onwards.

In general, concrete struts resulting from torsional loading occur at an angle of 45° to the longitudinal axis of the girder if the design is set on yielding of both longitudinal and stirrup reinforcement at the same torsional moment. If this is not the case, the inclination of the compression struts θ deviates from the 45° angle, as documented by Lampert [20]. The forces are redistributed to the unyielding components (i.e., either the longitudinal reinforcement or the stirrups), leading to a subsequent change in the inclination of the concrete compression struts. This phenomenon is highly relevant for the recalculation of the experimental investigations described in Section 3.

Naturally, the applied shear force and the bending moment also have an influence on the torsional load-bearing capacity. As such, the additional shear stresses must be considered in the design of the stirrups, while the longitudinal forces resulting from the bending moment are added to those from the torsional moment. Additional reinforcement is therefore required on the side subjected to tension, while the forces resulting from torsion counteract on the compression side.

2. Experimental Investigations on the Torsional Behavior of Hollow Box Girders with Joints in the Webs

2.1. Basic Concept of the Experimental Program

The experimental investigations considered two large-scale test specimens, resulting in four possible torsion tests with the selected test setup. Both test specimens had a total length of 9.20 m, cross-sectional dimensions of 1.30 m by 1.00 m (height to width), and a wall thickness of 100 mm. The basic concept of the experimental investigations was to conduct a torsion test with a static system (Figure 2a,b) of a cantilever with a length of 4.60 m (corresponding to half the length of the test specimens), allowing two tests per test specimen. By applying the torsional load at the end of the test specimen (cantilever end) and creating a restraint in the middle to absorb the applied load, it was possible to leave the other half of the test specimen undamaged. Through modification of the test setup or rotation of the test specimen, a second torsion test was then performed on the undamaged half.

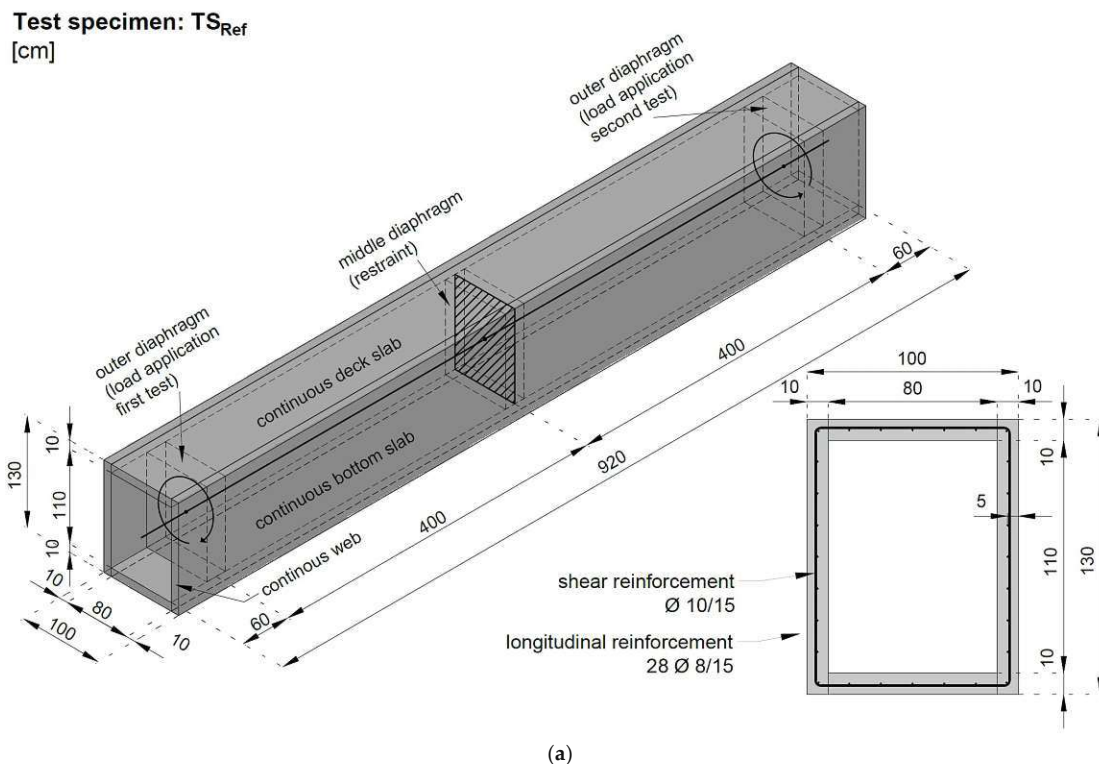


Figure 2. Cont.

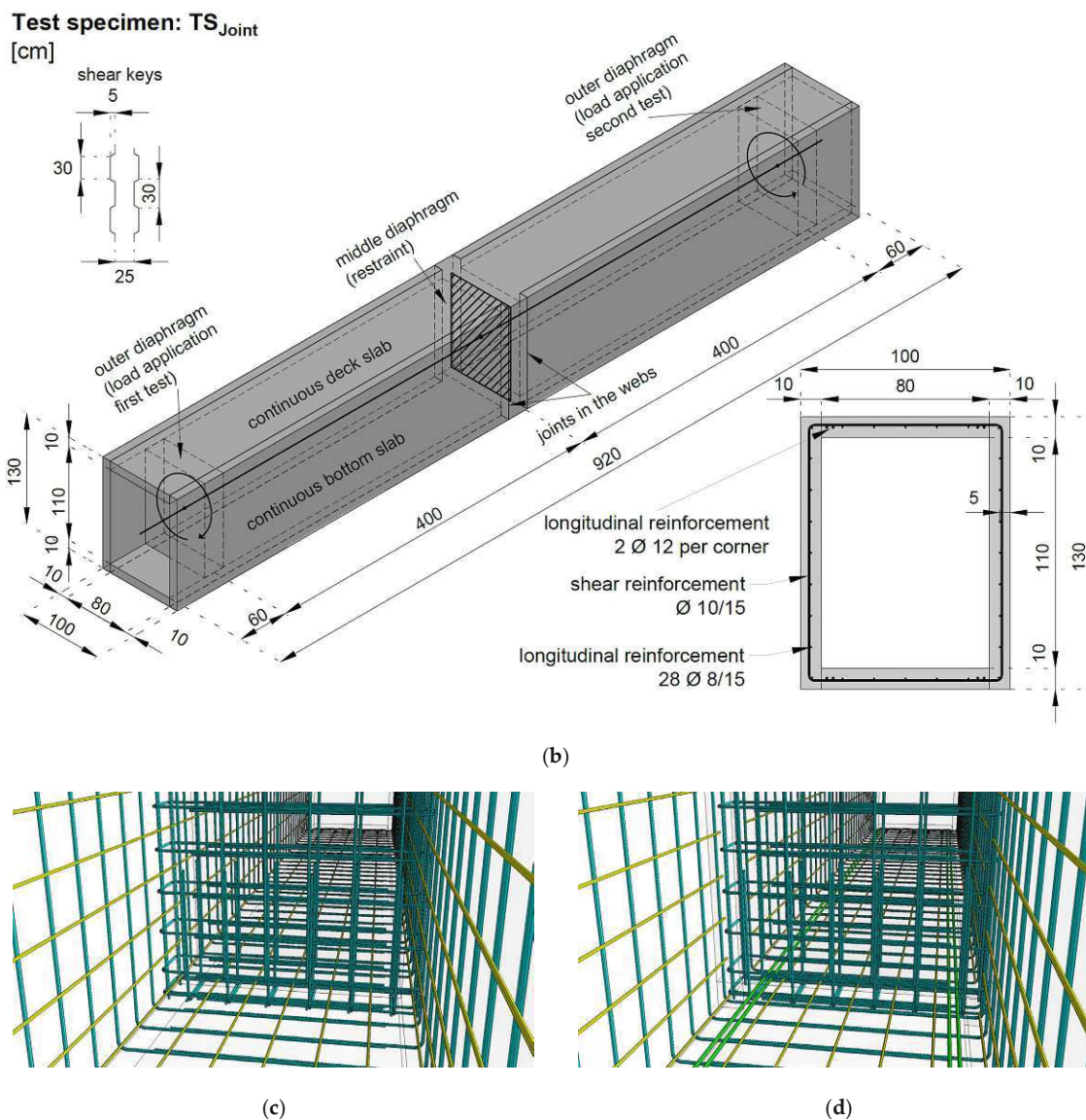


Figure 2. Overview, dimensions, and reinforcement layout of the two test specimens: (a) static system, dimensions, and cross-section of TS_{Ref}; (b) static system, dimensions, and cross-section of TS_{Joint}; (c) reinforcement details for TS_{Ref}, showing the bottom slab, webs, and middle diaphragm. Yellow: Ø8 continuous longitudinal reinforcement in bottom slab and webs, cyan: Ø10 stirrups; (d) reinforcement details for TS_{Joint}, showing the bottom slab, webs, and middle diaphragm. Yellow: Ø8 continuous longitudinal reinforcement in the bottom slab and longitudinal reinforcement abutting the joint in the webs; green: Ø12 continuous longitudinal reinforcement in the bottom slab; cyan: Ø10 stirrups.

One of the two test specimens was a hollow box girder with continuous longitudinal torsion reinforcement without joints in the webs (named TS_{Ref}; shown in Figure 2a,c), while the other represented the unique connection between the hollow box girder and the pier segment of the novel bridge construction method (named TS_{Joint}; shown in Figure 2b,d).

The test bodies were fitted with a total of three diaphragms with a thickness of 0.25 m each; while the outer two were necessary for the safe introduction of the torsional loads, the middle diaphragm was required for the restraint, which was achieved by applying a large vertical force to counteract the initiated loads. In the case of TS_{Joint} , the middle diaphragm—with a height of 1.10 m and width of 1.00 m—additionally represented the pier segment of the LT-bridge construction method, with the unreinforced joints situated between the webs and the middle diaphragm itself. The bottom and top slabs of TS_{Joint} were cast continuously over the whole length of 9.20 m. The webs, bottom slab, and deck slab of TS_{Ref} , on the other hand, were cast continuously over the whole length of 9.20 m, which was made possible by reducing the width of the middle diaphragm to 0.80 m.

According to Lampert et al. [18], post-tensioning tendons can be considered as reinforcement in terms of torsional resistance if they are bonded; however, careful considerations have to be made regarding the external post-tensioning used in the new construction method. Considering this fact, it was decided to omit the post-tensioning for the time being, which also led to a simpler test procedure and a more conclusive evaluation of the results. The effects of external post-tensioning will be evaluated in a further test series. Due to the anchoring of the post-tensioning tendons at the pier segment, vertical compressive stresses occur, which also locally influence the webs and, thus, the joint. This vertical pressure was automatically generated in the test program when the vertical loads on the middle diaphragm (representing the pier segment) were applied for the creation of the restraint. The force was selected in such a way that the resulting compressive stress in the webs and joint approximately corresponded to a realistic bridge design. The exact test setup is discussed in more detail in Section 2.2.

2.1.1. Test Specimen without Joints in the Webs (TS_{Ref})

The purpose of this test specimen was to serve as a reference girder, in the sense that it was a classically reinforced box girder without joints and with continuous longitudinal reinforcement—both in the bottom and top slabs and in the two webs—facilitating comparison with the bridge superstructure of the new LT-bridge construction method.

The longitudinal reinforcement had a diameter of 8 mm, with a spacing of 150 mm between the bars. One bar was always placed exactly in each corner of the box girder. The longitudinal reinforcement had a concrete cover of 46 mm; therefore, it was located along the centerline of the webs, deck slab, and bottom slab. The stirrups surrounding the longitudinal reinforcement had a diameter of 10 mm, with a spacing of 150 mm. Due to the manufacturing process of the test specimens, the stirrups consisted of two U-shaped reinforcement elements, which overlapped across the entire cross-sectional width of the bottom and top slabs.

The construction process consisted of several steps, as shown in Figure 3. First, the two webs with a length of 9.20 m were cast in a horizontal position. Figure 3a shows the formwork before concreting, with the longitudinal reinforcement and the U-shaped stirrup reinforcements visible. In the next step, the two webs were set up vertically, and the reinforcement for the bottom slab and the 0.25 m thick middle diaphragm was installed (Figure 3b). The bottom slab between the webs was then cast continuously over the length of 9.20 m. The top slab between the webs and the middle diaphragm was cast in one pour (Figure 3c). The finished test specimen is shown in Figure 3d. The production of the two 0.25 m thick outer diaphragms was carried out subsequently, as otherwise the formwork of the deck slab could not have been removed. The position of these diaphragms was chosen in such a manner that their centerline was 4.00 m from the center of the girder, based on the equipment of the laboratory where the experimental investigations were carried out. The formwork for the outer diaphragms was produced and wedged in the finished box girder. Fast-setting grout with a compressive strength of 30 N/mm² was used to cast the diaphragms, using filler holes in the top slab. The reinforcement consisted of formwork anchors that were guided through prepared holes around the cross-section and anchored from the outside. The inner formwork wall remained in the finished test specimen.

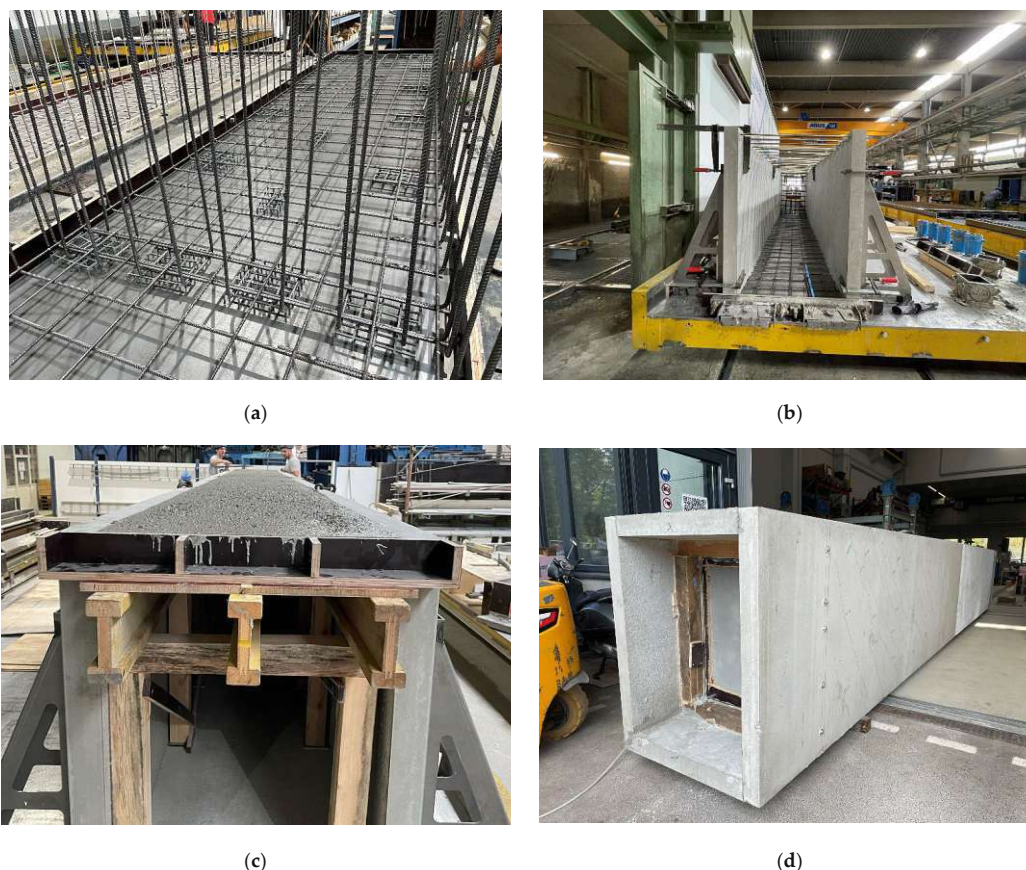


Figure 3. Construction process of the test specimen serving as the reference girder (TS_{Ref}): (a) reinforcement of the 9.20 m long webs and parts of the middle diaphragm before casting; (b) reinforcement of the 9.20 m long bottom slab between the webs before casting; (c) casting of the deck slab and the diaphragm in the middle of the girder; (d) completed test specimen.

2.1.2. Test Specimen with Unreinforced Joints in the Webs (TS_{Joint})

In contrast to the reference girder described above, this test specimen had unreinforced joints in the webs, representing the bridge superstructure of the presented bridge construction method. Compared to the actual bridge superstructure, the following simplifications—in addition to the ones described in the Introduction—were made for the test program: Instead of producing an in situ concrete layer on the bottom and top slabs and placing the continuous longitudinal reinforcement there, it was decided to produce the bottom and top slabs as a whole in one pour. Compared to the real bridge superstructure, the reinforcement in the vertical position could thus be laid somewhat closer to the outer edge of the concrete, while the horizontal distance to the corner remained consistent.

The test specimen was designed with the same amount of continuous longitudinal reinforcement as the reference beam. As the longitudinal reinforcement of the webs should not be effective due to the joints in the webs as torsional reinforcement, an equivalent amount of additional longitudinal reinforcement was placed in the bottom and top slabs. This meant that, in addition to the $\varnothing 8/150$ of the reference girder, two $\varnothing 12$ bars were placed in each corner of the deck and bottom slabs. The position of this additional reinforcement was chosen to be as close as possible to the edge of the corners. In the actual bridge superstructure with in situ concrete layers, this would be the case for the bottom slab (apart

from the abovementioned vertical distance). The total area of continuous longitudinal reinforcement in this girder, with 10 Ø8 mm and 8 Ø12 mm (total 14.074 cm²), was equal to that of the reference specimen with 28 Ø8 mm.

The production process of the specimen with joints (Figure 4) was essentially the same as for the reference beam, with the only difference being that the webs were not produced in one step. Instead, each web was divided into two partial plates, which were concreted separately (Figure 4a depicts the unreinforced joints between the webs). At the ends of the slabs, where the joints were to be created, shear keys—based on [7]—with a depth of 5 mm and a height of 30 mm were placed over the entire height of the web (Figure 2b). The sections with a length of 4.475 m were then moved to a vertical position, with a 0.25 m gap left between them for the middle diaphragm, representing the pier segment. As previously described, the unreinforced vertical shear joints in the webs were located at the transition between the webs and the middle diaphragm, as would be the case with a pier segment and the hollow box girder in the novel bridge construction method. In contrast to the joints studied by Fasching et al. [7], no special mortar was used for filling the joints, as the concrete of the diaphragm itself served this purpose. Before the diaphragm was cast, the entire bottom slab with a length of 9.20 m was concreted between the webs (Figure 4b shows the reinforcement of the bottom slab and middle diaphragm, as well as the joint). Afterwards, the middle diaphragm was cast together with the deck slab in one step (Figure 4c shows the reinforcement before casting). As was the case for the reference girder, concreting of the outer diaphragms was carried out subsequently, at a distance of 4.00 m from the center of the girder, using a fast-setting grout. Figure 4d shows the final test specimen.

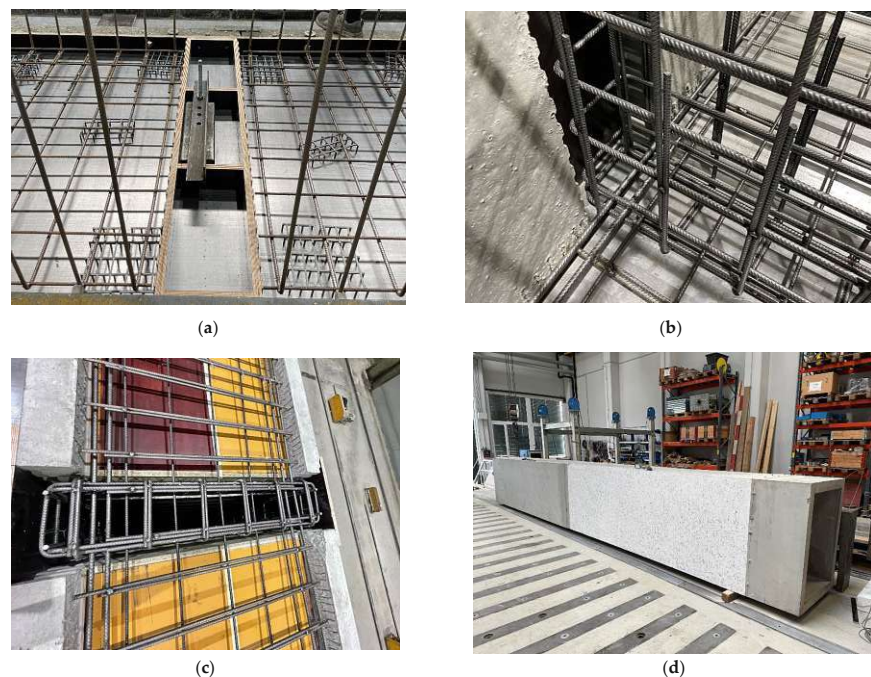


Figure 4. Construction process of the test specimen serving as a representation of the superstructure of the novel bridge construction method (TS_{joint}): (a) reinforcement of the four parts of webs with a length of 4.475 m, showing the shear joints before casting; (b) reinforcement of the 9.20 m bottom slab and middle diaphragm, highlighting the continuous reinforcement in the bottom slab and shear joints in the webs before casting; (c) reinforcement of the deck slab and the diaphragm in the middle of the girder before casting; (d) finished test specimen.

2.1.3. Materials

As the two test specimens had to be produced over several days, considering the manufacturing steps, the individual components had slightly different material properties. In general, the aim was to achieve an average cylinder compressive strength $f_{cm,cyl}$ of at least 48 N/mm² (C40/50). Concrete with a maximum grain size of 16 mm was compacted with the aid of a vibrating table and, if necessary, hand vibrators. A list of the various properties—such as the age of the concrete at the time of the material test (carried out shortly after the torsional tests), the cubic ($f_{cm,cube}$) and cylindrical ($f_{cm,cyl}$) compressive strengths, and the tensile strength (f_{ctm}), of all individual components—is provided in Table 1. The values listed are the average values from the conducted material tests (i.e., three cubic compression tests, six cylindrical compression tests, and three splitting tests for tensile strength). Tensile strength tests from previous test series indicated that the yield plateau for the 8, 10, and 12 mm diameter reinforcements was reached at stresses in the range of 640–680 N/mm². Although these material tests are from previous batches, experience has shown that they rarely deviate from this range of values.

Table 1. Material properties of the different components of the two test specimens.

Concrete Mixture	Concrete Age (Days)	$f_{cm,cube}$ (N/mm ²)	$f_{cm,cyl}$ (N/mm ²)	f_{ctm} (N/mm ²)	Associated Components
1	41	61.2 (±1.0%)	49.5 (±1.5%)	3.32 (±8.1%)	TS _{Ref} : webs
2	30	60.8 (±2.7%)	50.2 (±4.7%)	2.91 (±10.6%)	TS _{Ref} : bottom slab
3	28	74.5 (±3.7%)	64.3 (±5.3%)	3.19 (±8.4%)	TS _{Ref} : deck slab
4	44	62.5 (±1.8%)	52.3 (±2.0%)	3.23 (±9.6%)	TS _{Joint} : webs
5	40	65.8 (±0.2%)	55.1 (±2.7%)	3.59 (±5.8%)	TS _{Joint} : bottom slab
6	38	80.9 (±6.7%)	64.7 (±3.2%)	3.59 (±7.9%)	TS _{Joint} : deck slab

2.2. Methodology: Test Setup, Load Application, and Measurement Setup

The test setup required to create the static system described in Section 2.1 is shown in Figure 5.

In a first step, the test specimen was vertically prestressed at the three locations of the diaphragms. This was carried out by using double-C steel beams on the top and bottom of the beam, through which threaded rods were passed, tensioned, and anchored. This step was necessary to avoid gaps between the steel beams and the specimen during torsional loading—applying in particular to the load application area, where a preload of up to 250 kN was generated by means of hydraulic presses. Next, the prepared test specimen was placed onto load cells (see Sections B–B and C–C), which, in turn, were placed on steel beams. As the restraint was to be created in the center of the girder (i.e., Section B–B), the load cells and steel beams were placed as far out as possible, in order to increase the lever arm and, thus, reduce the occurring forces. To generate the restraint, the test specimens were anchored against the strong floor of the test area (Section B–B), where the middle diaphragm (representing the pier segment of the new construction method) was situated. This was also carried out with threaded rods, which were passed through the double-C beams and anchored to the floor of the testing area. The rods were then prestressed to 350 kN by means of hydraulic presses. This not only created the restraint needed to take on the torsional load, but also simulated the vertical forces from the anchorage of the post-tensioning tendons that would arise in a real bridge project. The force was chosen so that, scaled to the size of the test body, it corresponded to the deviation forces of the post-tensioning tendons of a bridge project designed alternatively with the new method. To prevent tipping, threaded rods were also attached to the unloaded ends of the test specimens (Section C–C); however, these were only tensioned by hand to 60 kN, resulting in a small torsional moment transmitted to the unloaded area of the beam. As this torsional moment was of small magnitude and no torsional cracks occurred in this area, any influence on the following torsion test could be excluded. To apply the torsional

load (Figure 5a,b: Section A–A; Figure 6a), a press was first placed between the lower steel girder and the bottom of the testing area. This press was hydraulically coupled with another press, which was placed on the opposite side of the cross-section at the top of the steel girder, so that exactly the same pressure—and, thus, force—was applied at all times. The activation of the two presses created a torsional moment that twisted the girder around its axis. Large bending of the threaded rod was prevented by a calotte in the press assembly. As the torsional load increased, the lower press tended to slide laterally outwards. This displacement was made possible by introducing a sliding surface (PTFE) between the steel plates and the press, in order to avoid undesirable stresses. The displacement was kept low by using a wedge plate positioned between the press and the upper steel beam.

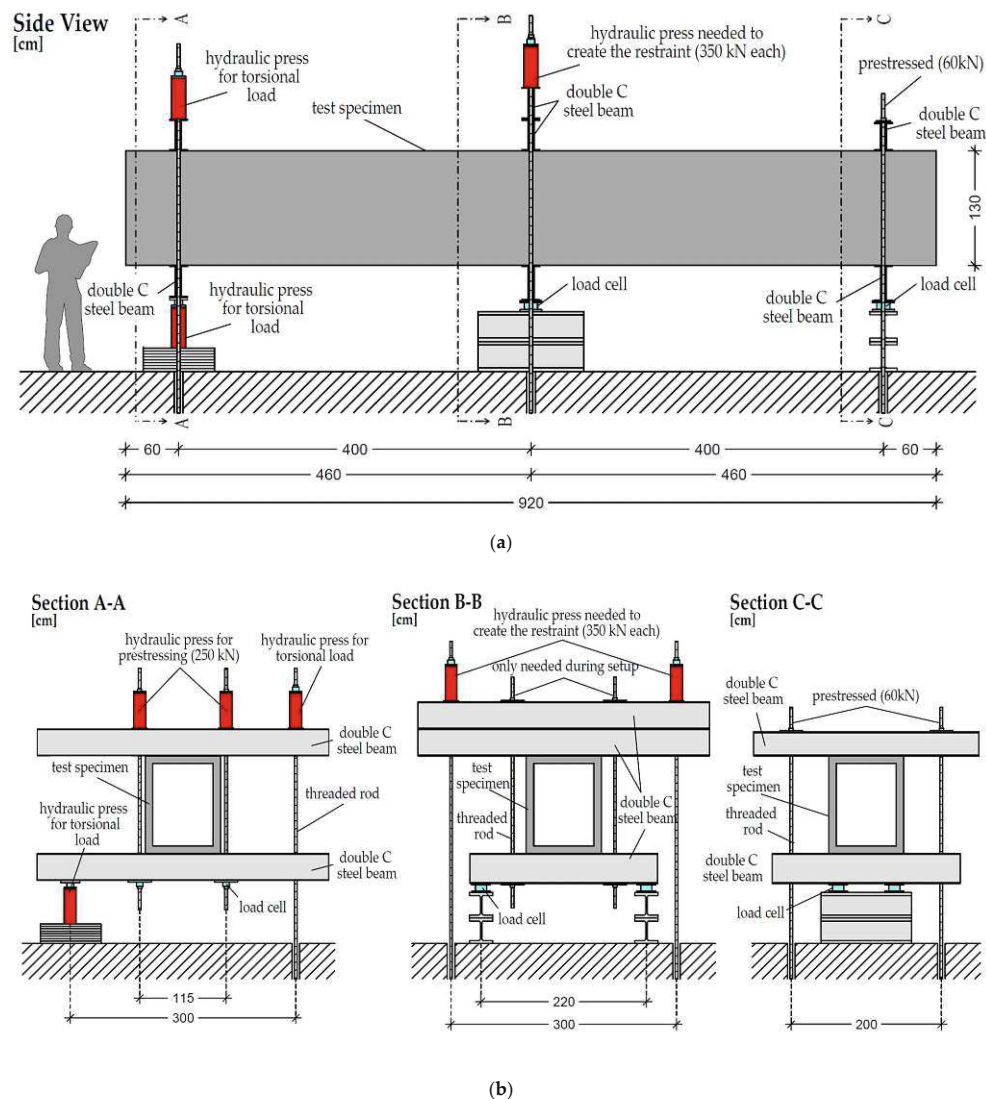


Figure 5. Illustration of the test setup: (a) view of the test body from the side onto the web. (b) Section A–A: torsional load application area; Section B–B: prestressing against the strong floor using hydraulic presses to achieve the restraint; Section C–C: additional restraint to avoid tipping of the specimen.



Figure 6. Test setup and measuring equipment: (a) View of the load application area (Section A–A). Hydraulic presses in red, including loading cells. (b) View of Sections B–B and C–C. Transducers placed on yellow wooden panels to measure the deflection of the webs.

The measuring equipment consisted of load cells (Lorenz K18 1000 kN and HBM RTN100T/C3 1000 kN (Lorenz Messtechnik GmbH, Alfdorf, Germany), maximum relative error of indication $< \pm 1\%$, measurement frequency 5 Hz) (Figure 6a) used to document the reaction forces in Sections B–B and C–C, as well as all forces in the used hydraulic presses. To measure displacements, transducers (Solartron BS50 100 mm (Solartron Metrology, West Sussex, UK), maximum relative error of indication $< \pm 1\%$, measurement frequency 5 Hz) were attached to the undersides of both webs (Figure 6b). An optical measuring system (Aramis 4M, resolution 2352/1728 pixels, GOM, measurement frequency 1/4 Hz) was used for crack documentation (Figure 6a). As the area of and around the vertical joint of TS_{Joint} was of particular interest, this area was also recorded using the optical measuring system. The lateral displacement of the lower press was determined using transducers (Schreiber SM22.20.2SX79 20 mm (Schreiber Messtechnik GmbH, Oberhaching, Germany), maximum relative error of indication $< \pm 1\%$, measurement frequency 5 Hz).

For the test sequence itself, the force in the two presses of Section A–A was increased until torsional failure of the beam occurred. After documentation, the body was then rotated and reinstalled for the next test.

2.3. Results

As mentioned in the previous sections, a total of four torsion tests were carried out. The reference test specimen TS_{Ref} was produced with one of the two outer diaphragms made from wood instead of mortar. As this allowed for too large cross-sectional distortions, a significantly earlier failure occurred, making the results irrelevant for the discussion. For this reason, the results of only one test are presented for the TS_{Ref} specimen—namely, the one with the mortar diaphragm. With reference to TS_{Joint} , both tests provided relevant results and are documented below.

2.3.1. Course of Experiments and Maximal Torsional Moments

The maximum torsional moment achieved highlighted the differences between the two test specimen variants. Figure 7 shows the torsional moment curve as a function of the cross-sectional angle of twist measured at the load application point (Section A–A) for the three viable tests. The torsional moment was calculated as the measured force in the hydraulically coupled presses multiplied by their distance from one another. The displacement of the lower press (approx. 2–5 cm), as explained in Section 2.2, had to be added to the planned distance (300 cm) between the two presses.

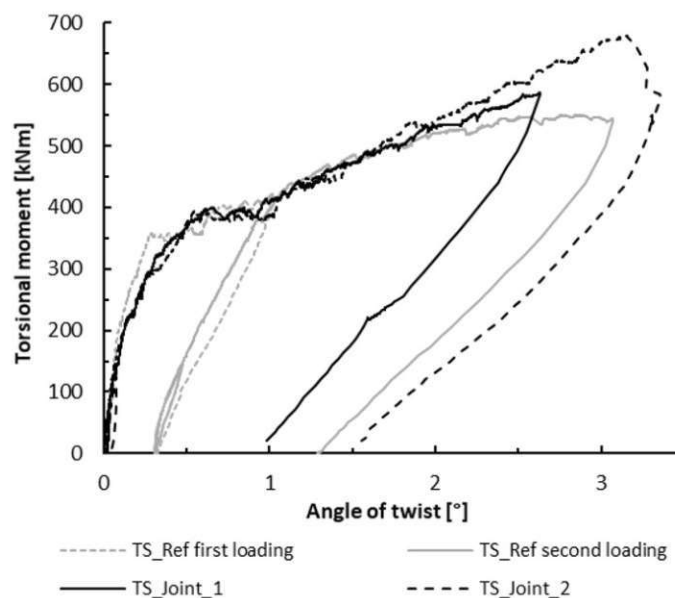


Figure 7. Torsional moment plotted against the angle of twist.

In the course of initially loading TS_{Ref} , a gap was observed between the test specimen and the steel girders at the load application point at a torsional moment of 420 kNm. This was due to the insufficient preload (150 kN/threaded rod). It was decided to unload the test specimen, increase the prestressing to 250 kN/threaded rod, and restart the test, explaining the division of the curves in Figure 7 into TS_{Ref} first loading and TS_{Ref} second loading. The initial crack within the specimen occurred at around 375 kNm. At an almost-constant load, a complete crack pattern formed at this point; thus, the transition to state II was complete. The load could then be further increased until a maximum value of 551 kNm. As a yield plateau was reached and no further load increase was possible yet the twist angle steadily increased, the test was stopped.

Within the TS_{Joint_1} test, the initial crack and subsequent transition to state II occurred at around 380 kNm. In contrast to TS_{Ref} , no yield plateau occurred after further load increase. At around 580 kNm, the concrete began to spall due to compression in the area of the middle diaphragm, without any major load drop. A further increase in the load was considered possible; however, it was decided to stop the test at this point to prevent damage to the second test area. The test TS_{Joint_2} performed almost identically up to the maximum load of TS_{Joint_1} , but without spalling. At a load of 678 kNm, sudden failure of the unreinforced vertical shear joint between the web and the diaphragm occurred.

2.3.2. Crack Patterns

The crack pattern results were derived from measurements taken on the specimens themselves, photos taken by the optical measuring system, and additional photos taken in the areas not covered by the optical measuring system. A compilation of the crack patterns is shown in Figure 8. As TS_{Joint_1} was not tested until failure, yet the crack pattern (crack inclination) was very similar to that of TS_{Joint_2} , only the results of the latter are shown. The crack inclination angle α , as defined in Figure 8a, was determined by linearly connecting the start and end points of a crack and then determining their inclination with respect to the longitudinal axis. As most cracks had an approximately straight course, this procedure seemed to be rational. For cracks with more pronounced curvature, the crack was divided into subsections, and the mean angle of the individual partial lines was used. The crack with the largest width (i.e., the one ultimately resulting in failure) was marked

with a thicker line. In general, the mean crack inclination angles α_{avg} on the webs and bottom plate for all test specimens ranged from 47° to 51° , while those of the top plates were steeper, reaching values of 52° to 55° . The two almost-vertical cracks in Figure 8b were already formed when the specimen was lifted; therefore, they were not considered for the calculation of α_{avg} . In addition to the α_{avg} , the steepest angle α_{max} and flattest angle α_{min} are listed for each surface.

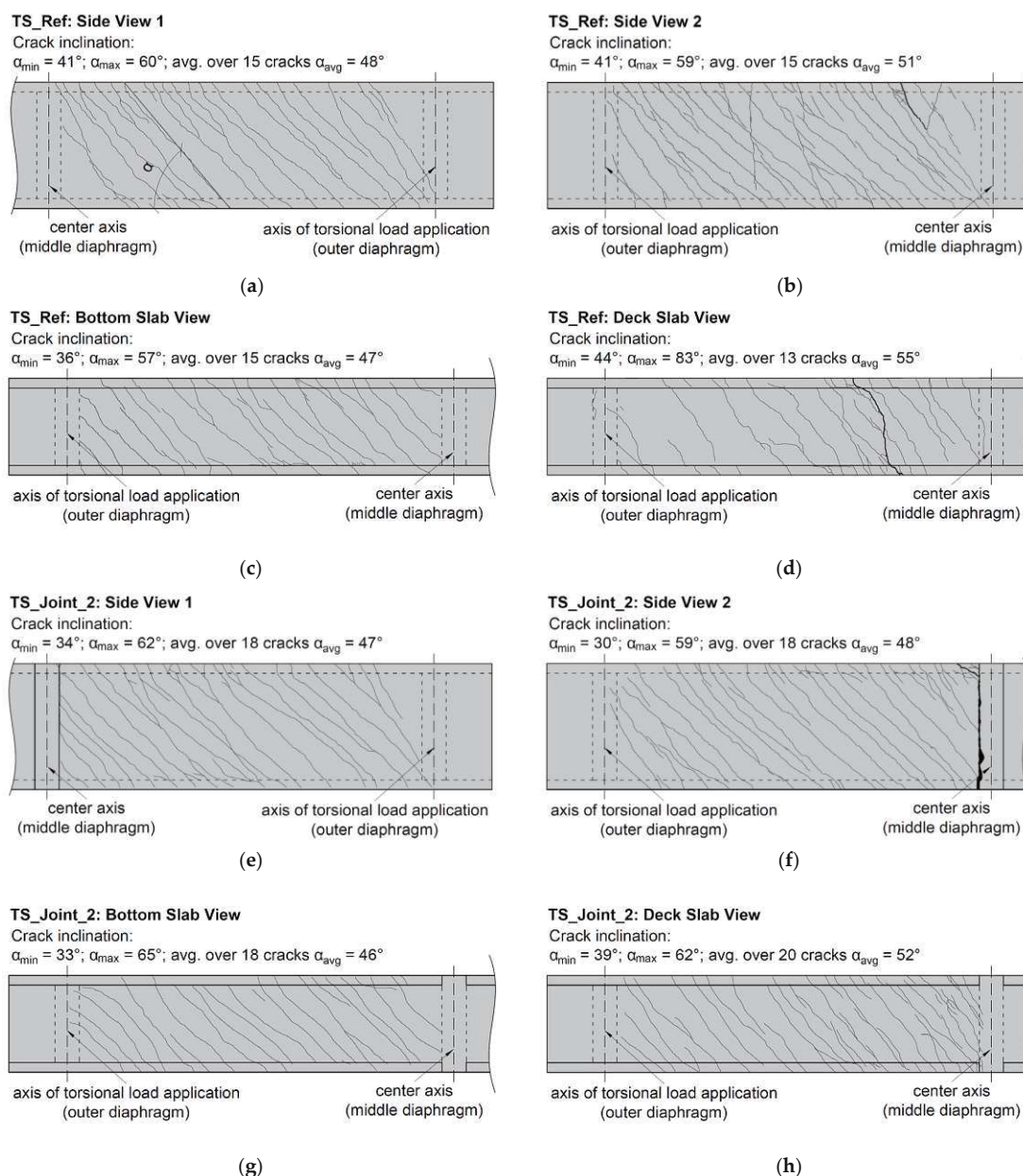


Figure 8. Crack patterns for TS_Ref and TS_Joint_2: (a) TS_Ref, side view 1; (b) TS_Ref, side view 2; (c) TS_Ref, bottom slab view; (d) TS_Ref, deck slab view; (e) TS_Joint_2, side view 1; (f) TS_Joint_2, side view 2; (g) TS_Joint_2, bottom slab view; (h) TS_Joint_2, deck slab view.

3. Comparison of the Experiments with Analytical Models and Discussion of the Results

3.1. Calculation for Pure Torsion and Combination of Torsion and Bending

After testing, we attempted to confirm the experimental results mathematically using the truss model found in common standards (e.g., Eurocode 2 [15]). Here, the stirrup reinforcement (1) and the longitudinal reinforcement (2) for pure torsion are determined separately:

$$\frac{A_{sw}}{s_w} = \frac{T}{2 \cdot A_k \cdot f_{y,s}} \cdot \tan(\theta), \quad (1)$$

$$\frac{A_{sl}}{u_k} = \frac{T}{2 \cdot A_k \cdot f_{y,l}} \cdot \cot(\theta), \quad (2)$$

where T is the torsional moment; A_{sw} is the diameter of a stirrup; s_w is the distance between the stirrups in the longitudinal direction of the beam; A_{sl} is the total area of longitudinal reinforcement installed in the beam; u_k is the circumference of the centerline of the equivalent box girder, which coincides with the real cross-section for the tests performed; A_k is the area inside the centerlines of the equivalent box girder; $f_{y,s}$ and $f_{y,l}$ are the yield stresses of the stirrup (s) and the longitudinal reinforcement (l), respectively; and θ is the inclination of the compression strut. Table 2 lists the parameters of the two test specimens for pure torsion. For TS_{Joint}, two calculation variants were analyzed: one considering only the continuous longitudinal reinforcement in the deck and bottom slabs within A_{sl} (representing the cross-section at the restraint), and the second also considering the longitudinal reinforcement of the webs ending at the joint (representing the cross-section in the field).

Table 2. Parameters for pure torsion.

Test Specimen	A_{sw} (cm ²)	s_w (cm)	A_{sl} (cm ²)	u_k (cm)	A_k (cm ²)	$f_{y,s}$ (N/mm ²)	$f_{y,l}$ (N/mm ²)
TS _{Ref}	0.79	15.0	14.07	420.0	1080.0	680	652
TS _{Joint} w/o web-reinf.	0.79	15.0	14.07	420.0	1080.0	680	652
TS _{Joint} w/web-reinf.	0.79	15.0	23.12	420.0	1080.0	680	652

The fact that the ultimate load capacity has not yet been reached when the yield point of one of the two reinforcements is reached (cf. Section 1) was previously described by Lampert et al. in 1968 [16]. The force is redirected by a change in the inclination of the compression struts to the reinforcement that has not yet yielded. This is considered by equating the maximum torsional moment due to longitudinal reinforcement with that of the stirrup reinforcement, and then solving the equation according to the compression strut inclination (3):

$$\theta = \tan^{-1} \left(\sqrt{\frac{\frac{A_{sw} \cdot f_{y,s}}{s_w}}{\frac{A_{sl} \cdot f_{y,l}}{u_k}}} \right). \quad (3)$$

If the compression strut inclination obtained from Equation (3) is substituted into Equation (1) or (2) and the equation is solved for T , a much more accurate value—when compared to the real ultimate torsion load—can be obtained, even though certain limits are set regarding the force redistribution [15,19].

An extension to the equations for the combined loading from torsion and bending was developed in 1970 [17,20]. In order to keep the calculation simple, the test specimens investigated by Lampert and Thürlimann [17,20] were converted into cross-sections that only had reinforcement in the corners. The resulting minor inaccuracy with respect to the lever arm for the bending moment can be considered acceptable. In order to compare the experiments determined here with those investigated by Lampert and Thürlimann [17,20], the same procedure was followed. The 28 Ø8 mm longitudinal bars of TS_{Ref} were thus converted into corner bars with an equivalent area of 7 Ø8 mm each. In TS_{Joint}, a distinction

was again made between the field section and the restraint, resulting in corner bars with an equivalent area of 7 Ø8 mm + 2 Ø12 mm in the field section and 2.5 Ø8 mm + 2 Ø12 mm (=7 Ø8 mm) for the restraint. This area had to be reduced by the area required to take on the bending moment. For this purpose, the lever arm was selected as described in [16,17,20] and defined as the distance between the chord lines (i.e., at 1.20 m). The weakest side of a cross-section is decisive for failure [16,17,20]. In the case shown here, this concerns the deck slab, which is under tensile stress due to torsion and bending. In order to continue using Equations (1)–(3), the corner bars in the bottom slab—which are actually under compressive stress as a result of bending—had to be reduced by the same amount. Alternatively, Equations (1)–(3) could also be adapted to determine the torsional resistance of each individual slab, which would ultimately lead to the same result. The first approach was chosen, and the reduced area $A_{sl,red}$ was used to replace A_{sl} in Equations (1)–(3). The occurring bending moment to be considered—resulting from the cantilever system of the test setup (the dead weight of the box girder, the diaphragm at the load introduction point, the steel girders, and the presses)—differed for the two specimens. While the moment at the crack leading to failure was chosen for TS_{Ref} , the maximum bending moment at the restraint was used for TS_{Joint} . The parameters for the calculation of the combined loading of torsion and bending resulting from the previously discussed assumptions are listed in Table 3. The values for A_{sw} , s_w , u_k , A_k , $f_{y,s}$, and $f_{y,l}$ can be taken directly from Table 2 as no alteration were made.

Table 3. Additional parameters needed for combined torsion and bending.

Test Specimen	$M_{experiment}$ (kNm)	$A_{s,corner}$ (cm ²)	$A_{s,corner,red}$ (cm ²)	$A_{sl,red} = 4 \cdot A_{sl,corner,red}$ (cm ²)
TS_{Ref}	96	3.52	2.91	11.62
TS_{Joint} w/o web-reinf.	161	3.52	2.49	9.96
TS_{Joint} w/web-reinf.	161	5.78	4.75	19.01

For TS_{Joint} , the shear joint can be regarded as an upper boundary for the maximum torsional moment. The stress is determined by means of the first Bredt's formula added to the average shear stress resulting from the shear force (4):

$$\tau_{web} = \frac{V_{experiment}}{2 \cdot h_{web} \cdot b_{web}} + \frac{T_{experiment}}{2 \cdot A_k \cdot b_{web}}. \quad (4)$$

The calculated results for all variants under the load case torsion and bending are listed in Table 4 and are directly compared to the results obtained from the experimental tests. The shear stress τ_{web} was evaluated at the restraint for all variants.

Table 4. Comparison of the computational analysis with the experimental results for the load case torsion and bending.

Test Specimen	$T_{max,experiment}$ (kNm)	$M_{experiment}$ (kNm)	$V_{max,experiment}$ (kN)	Θ (°)	$T_{max,calculated}$ (kNm)	$T_{max,experiment}/T_{max,calculated}$	τ_{web} (N/mm ²)
TS_{Ref}	551	96	61	54.6	548	1.01	2.80
TS_{Joint} w/o web-reinf.	678	161	61	56.6	507	1.34	3.39
TS_{Joint} w/web-reinf.	678	161	61	47.7	700	0.97	3.39

3.2. Discussion and Interpretation of the Results

For the analysis of the results, the test specimen TS_{Ref} is discussed first. In addition to the results, Table 4 shows the ratio of the measured torsional moment in relation to the calculated results, with the deviation of only 1% demonstrating a particularly good agreement. This confirms the force redistribution from the longitudinal bars (which began to yield first) to the stirrups, accompanied by the inclination of the compression struts from

45° to the calculated 54.6°. It is important to note that the failure did not occur at the place with the highest bending moment—the restraint ($M = 161 \text{ kN}$)—but rather at a distance of 1.20 m ($M = 96 \text{ kN}$). The rationale for this behavior, as described below, is of utmost relevance for the further understanding of the load-bearing behavior of TS_{joint} .

According to Lampert et al. [16,17,20], it is not sufficient for one side of a box girder to have reached its torsional load capacity to lead to a failure of the entire girder, as the load-bearing reserves of the remaining sides of the box girder are activated. This theorem was proven by Lampert and Thürlimann [16,17,20] by comparing girders with bending reinforcement on one side with ones with distributed reinforcement around the cross-section. Additional load reserves in the girder with bending reinforcement, with regard to torsion, were determined, allowing for an increase in load beyond the theoretically possible, according to the truss model. Coming back to TS_{Ref} , with equal longitudinal reinforcement around the cross-section, other load reserves must have been active in order for the girder not to fail at the restraint. A plausible explanation could be the vertical compressive stress in the webs, resulting from two sources: the downward tensioning of the middle diaphragm simulating the vertical forces of the prestressing, and the reaction forces resulting from the concrete compression struts at the restraint. As these compressive stresses decrease with increasing distance from the restraint, a failure in the field occurs in accordance with the truss model.

With regard to TS_{joint} , the field section is considered first, i.e., the area where the effectiveness of the longitudinal reinforcement in the webs can be assumed ($TS_{\text{joint w/web-reinf.}}$). Table 4 shows that failure due to yielding of the reinforcement can be expected at 700 kNm. As the test specimen failed at 680 kNm due to shear failure in the joint, this value was not reached. The question still arises as to how such high values could be achieved at all if the longitudinal reinforcement ends directly at the restraint and, thus, is not supposed to be effective. The exact same explanation as for TS_{Ref} must be considered. The vertical compressive stress must have been sufficient to strengthen the webs at the restraint to an extent of making it equal to the field section. In addition, the vertical compressive stress reduced the required anchorage length for the longitudinal reinforcement abutting the joint, making it fully effective after a short distance. However, the exact influence of the compressive stresses will have to be determined in further experimental investigations in order to make a definite statement. A possible test setup could be the placement of the joint directly in the field area. Similar tests, but with the joint reaching across the entire cross-section (i.e., including the bottom and top plates), are presented by Specker [25]. The maximum torsional load was limited by the shear stress in the joint, with an average calculated shear stress in the web of 3.39 MPa according to Equation (4) (without the consideration of a reduction due to the interlocked joint).

As indicated by the analysis results listed in Table 4, a redistribution of forces from the longitudinal reinforcement to the stirrups can be concluded for TS_{joint} . In this context, it is important to mention that the redistribution was still achieved even though the additional longitudinal reinforcement (in the form of Ø12 mm bars) was not placed exactly in the corners. The plastic compression strut angle $> 45^\circ$ further indicates that both variants are above the load predicted by standards (e.g., Eurocode 2 [15]), where failure is assumed to occur when the yield stress of either the longitudinal or stirrup reinforcement is reached. In addition, it can be stated that the test specimen TS_{joint} was at least equivalent—and, in the present case, even superior—to the reference girder TS_{Ref} , due to the adapted reinforcement layout with additional corner bars in combination with the local vertical compressive stresses.

4. Conclusions

In this paper, investigations of the torsional load-bearing behavior of hollow box girders—which exhibit unique design properties due to the new LT-bridge construction method—are presented. A comparison was made between a reference girder, based on a conventional bridge design, and a girder designed according to the newly developed

bridge building method, incorporating vertical joints without longitudinal reinforcement in the webs directly at the connection to the pier segment. This comparison was made to distinguish the torsional load-bearing behavior of the novel bridge superstructure from that of conventional designs. Since the torsion tests found in the literature only consider hollow box girders without joints or girders in segmental construction with unreinforced joints, a new scientific investigation was necessary. The presented analyses are intended to lay the foundation for further application of the LT-bridge construction method. Within this paper, the experimental investigations were first presented before being verified using mathematical methods. The following conclusions were drawn from these investigations:

- The reference test specimen TS_{Ref} failed at a torsional moment of 551 kNm and an associated bending moment of 96 kNm, with the decisive crack occurring at a distance of 1.20 m from the restraint. The computational analysis presented almost exact agreement with the experimental investigations. However, it was observed that the girder did not fail at the restraint, where the associated bending moment was significantly higher (i.e., 161 kNm). It can be assumed that the vertical compressive stresses in the web—resulting on the one hand from the simulated deflection force of the prestressing and, on the other hand, from the reaction forces resulting from the compression struts from the webs on the restraint—increase the torsional load-bearing capacity.
- The test specimen TS_{Joint} , which represents the bridge superstructure of the new bridge construction method, was able to withstand higher torsional loads (i.e., up to 681 kNm) than the reference girder. This was only due to the adapted reinforcement layout with additional bars in the corner areas of the deck and bottom slabs. The fact that no premature failure occurred, despite the unreinforced joints at the connection to the restraint, can again be attributed to the vertical compressive stresses in the joints and webs which, on the one hand, hinder crack opening due to torsion and, on the other hand, ensure a shorter anchorage length of the longitudinal reinforcement abutting the joint.
- Further investigations will focus on the influence of the vertical compressive stresses. Thus, for the next test series, it is planned to move the joint into the span section.
- Another important point to be analyzed in future experimental studies is the influence of post-tensioning on the torsional behavior of girders according to the LT-bridge construction method. Since this investigation is beyond the scope of this paper, the analysis of the effects of post-tensioning was excluded for the time being. However, experiments with longitudinal post-tensioning will be carried out in the near future.

Author Contributions: Development of new bridge construction method, J.K., F.U. and M.R.; torsion tests on hollow box girders, test conceptualization, M.R., F.U. and J.K.; methodology, M.R.; investigation, M.R.; analysis, M.R.; writing, M.R.; supervision, J.K. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

Funding: This research was funded by FFG, grant number 880272. Open-access funding by TU Wien.

Institutional Review Board Statement: Not applicable.

Informed Consent Statement: Not applicable.

Data Availability Statement: The data that support the findings of this study are available from the corresponding author upon reasonable request.

Acknowledgments: The research project “Bridge construction with thin-walled segments out of pre-fabricated elements” was organized by the Austrian Society for Construction Technology (ÖBV) and financially supported by the Austrian Research Promotion Agency (FFG) through the following companies: ÖBB, ASFINAG, Porr, Strabag, Swietelsky, Habau, Implenla, Hochtief, Zeman, Östustettin, Leyrer & Graf, Oberndorfer, ANP-Systems, VÖB, VÖZ, FCP, Baucon, Schimetta, Öhlinger & Partner, ZT Mayer. The authors express their sincere gratitude for the financial support. The authors are thankful for the open-access funding by TU Wien.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

Abbreviations

α_{avg}	Average crack angle (°)
α_{max}	Steepest crack angle (°)
α_{min}	Flattest crack angle (°)
A_k	Area inside the centerlines of the equivalent box girder (cm ²)
$A_{s,corner}$	Area of the longitudinal reinforcement in the corner (cm ²)
$A_{s,corner,red}$	Area of the longitudinal reinforcement available for torsion in the corner (cm ²)
A_{sl}	Total area of longitudinal reinforcement installed in the beam (cm ²)
$A_{sl,red}$	Total area of longitudinal reinforcement available for torsion (cm ²)
A_{stw}	Diameter of the stirrup (cm ²)
b_{web}	Width of the web (m)
f_{yl}	Yield stress of the longitudinal reinforcement (N/mm ²)
f_{ys}	Yield stress of the stirrup (N/mm ²)
h_{web}	Height of the web (m)
$M_{experiment}$	Bending moment occurring in the experimental investigations (kNm)
s_w	Distance between the stirrups in longitudinal direction of the beam (cm)
$T_{max,calculated}$	Maximum torsional moment according to the calculations (kNm)
$T_{max,experiment}$	Maximum torsional moment assessed within the experimental investigations (kNm)
τ_{web}	Shear stress in the webs (N/mm ²)
θ	Inclination of the compression strut (°)
u_k	Circumference of the centerline of the equivalent box girder (cm)
$V_{experiment}$	Shear force occurring in the experimental investigations (kN)
$V_{max,experiment}$	Maximum shear force occurring in the experimental investigations (kN)

References

1. Reichenbach, S. Areas of Application of Thin-Walled Precast Concrete Elements: From Integral Bridges with Short and Medium Spans to Multi-Span Bridges. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2019.
2. Wimmer, D. Entwicklung Eines Neuen Brückenbauverfahrens Durch Die Kombination von Dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2016.
3. Kollegger, J.; Foremniak, S.; Suza, D.; Wimmer, D.; Gmainer, S. Building bridges using the balanced lift method. *Struct. Concr.* **2014**, *15*, 281–291. [\[CrossRef\]](#)
4. Kollegger, J.; Suza, D.; Proksch-Weilguni, C.; Träger, W. Entwicklung und erste Anwendung des Brückenklappverfahrens. *Beton Stahlbetonbau* **2020**, *115*, 484–494. [\[CrossRef\]](#)
5. Kollegger, J.; Proksch-Weilguni, C.; Träger, W.; Fasching, S.; Rath, M.; Untermarzonner, F. Balanced Lift and Balanced Lowering Methods for Cost and Material Efficient Concrete Bridges. In Proceedings of the 6th Fib International Congress—Concrete Innovation for Sustainability, Oslo, Norway, 12–16 June 2022; pp. 2468–2477.
6. Fasching, S.; Huber, T.; Rath, M.; Kollegger, J. Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements. *Struct. Concr.* **2021**, *22*, 1561–1573. [\[CrossRef\]](#)
7. Fasching, S.; Huber, T.; Rath, M.; Kollegger, J. Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction. *Appl. Sci.* **2021**, *11*, 5502. [\[CrossRef\]](#)
8. Fasching, S.; Suza, D.; Stoiber, M.; Rath, M.; Kollegger, J. Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halffertigteilwände. *Beton Stahlbetonbau* **2021**, *116*, 958–968. [\[CrossRef\]](#)
9. Untermarzonner, F.; Rath, M.; Kollegger, J. Thin-Walled Concrete Bridges—A New Construction Method for Sustainable Bridge Structures. In Proceedings of the 6th Fib International Congress—Concrete Innovation for Sustainability, Oslo, Norway, 12–16 June 2022; pp. 926–934.
10. Untermarzonner, F.; Rath, M.; Kollegger, J. Thin-Walled Concrete Bridges—Fast Erection of Deck Slabs for Steel-Concrete-Composite Bridges. In Proceedings of the 6th Fib International Congress—Concrete Innovation for Sustainability, Oslo, Norway, 12–16 June 2022; pp. 920–925.
11. Huang, H.; Huang, S.S.; Pilakoutas, K. Modeling for Assessment of Long-Term Behavior of Prestressed Concrete Box-Girder Bridges. *J. Bridge Eng.* **2018**, *23*. [\[CrossRef\]](#)
12. Kollegger, J.; Untermarzonner, F.; Rath, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Pfeilersegmenten, Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen. Austrian Patent Application A225-2022, 2 December 2022.
13. Mitchell, D.; Collins, M.P. Detailing for Torsion. *J. Proc.* **1976**, *73*, 506–511.
14. Collins, M.P.; Mitchell, D. Shear and torsion design of prestressed and non prestressed concrete beams. *PCI J.* **1980**, *25*, 32–100. [\[CrossRef\]](#)
15. EN 1992-1-1:2015; Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken—Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Konsolidierte Fassung). Austrian Standards International: Vienna, Austria, 2015.

16. Lampert, P.; Thürlimann, B. *Torsionsversuche an Stahlbetonbalken*; Institut für Baustatik, ETH Zürich: Zürich, Switzerland, 1968; Volume 6506. [CrossRef]
17. Lampert, P.; Thürlimann, B. *Torsions-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken*; ETH Zürich: Zürich, Switzerland, 1969; Volume 6506. [CrossRef]
18. Lampert, P. Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung. Ph.D. Thesis, ETH Zürich, Zürich, Switzerland, 1970.
19. Lampert, P.; Thürlimann, B.; Lüchinger, P. *Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken*; Institut für Baustatik, ETH Zürich: Zürich, Switzerland, 1971; Volume 6506-4. [CrossRef]
20. Lampert, P. Torsion und Biegung von Stahlbetonbalken: Vortrag. Schweizerische Bauzeitung, Band 88, Heft 5, Verlags-AG der Akademischen Technischen Vereine. 1970. Available online: <https://www.e-periodica.ch/digbib/view?pid=sbz-002:1970:88::100> (accessed on 10 January 2023).
21. Kromoser, B. Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen: Großversuch zur Herstellung und zum Torsionswirkungsverhalten. Bridge Building with Thin Walled Concrete Parts—Large Scale Experiment about the Production and about the Torsional Characteristics. Master's Thesis, TU Wien, Wien, Austria, 2011.
22. Humer, A. Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Torsionsbeanspruchung. Master's Thesis, TU Wien, Wien, Austria, 2015.
23. Bernardo, L.F.; Lopes, S.M. Torsion in High-Strength Concrete Hollow Beams: Strength and Ductility Analysis. *Struct. J.* **2009**, *106*, 39–48. [CrossRef]
24. Jeng, C.-H.; Peng, S.; Chiu, H.-J.; Hsiao, C.-K. New Torsion Experiment on Large-Sized Hollow Reinforced Concrete Beams. *ACI Struct. J.* **2014**, *111*, 1469. [CrossRef]
25. Specker, A. Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit Extern Vorgespannter Segmentbrücken. Ph.D. Thesis, Technische Universität Hamburg, Hamburg, Germany, 2001.

Disclaimer/Publisher's Note: The statements, opinions and data contained in all publications are solely those of the individual author(s) and contributor(s) and not of MDPI and/or the editor(s). MDPI and/or the editor(s) disclaim responsibility for any injury to people or property resulting from any ideas, methods, instructions or products referred to in the content.

Publikation [3]

Titel: Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige
Hohlkastenquerschnitte
Autoren: Michael Rath, Stephan Fasching, Kerstin Gaßner, Johann
Kollegger
Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums: Beton- und Stahlbetonbau
ISSN (Online): 1437-1006
ISSN (Print): 0005-9900
DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202200004>
Ausgabe: Volume 117, Issue 4
Chefredakteur: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. MSc. Ph.D. Dr.phil. Dr.techn. Konrad
Bergmeister
Verlag: Ernst & Sohn
Erscheinungsjahr: 2022
Peer Reviewed: Ja, Impact Factor (Zitate/Artikel) 1.1 im Jahr 2022
Status: Veröffentlicht
Formatierung: Veröffentlichtes Original

Publikationen und Konferenzbeiträge

Dieser kumulativen Dissertation liegen die folgenden drei Publikationen zugrunde:

- Publikation [1] RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; HUBER, T.; KOLLEGGGER, J. Zur Querkrafttragfähigkeit von dünnwandigen Hohlkästen mit unbewehrten Fugen in den Stegen. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2024, Volume. 119, Issue 6. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202400010>.
- Publikation [2] RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGGER, J. On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method. *Appl. Sci.*. 2023, Volume 13, Issue 11. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.3390/app13116657>.
- Publikation [3] RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; KOLLEGGGER, J. Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2022, Volume 117, Issue 4. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202200004>.

Darüber hinaus sind im Rahmen der Forschungstätigkeit des Autors noch weitere Publikationen entstanden, welche sowohl im Forschungsgebiet der Dissertation als auch außerhalb davon liegen.

Zeitschriftenartikel

1. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGGER, J. Das LT-Brückenbauverfahren zur materialsparenden und schnellen Errichtung von Spannbetonbrücken *Beton- und Stahlbetonbau*. 2024, Volume 119, Issue 6. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202400007>.
2. UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGGER, J.; RATH, M.; GASSNER, K.; HUBER, T. Deck Slab Elements for the Accelerated Construction of Steel–Concrete Composite Bridges. *Appl. Sci.*. 2023, Volume 13, Issue 13. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.3390/app13137825>.

3. GASSNER, K.; RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGER, J. Einleitung von Schubkräften in dünnwandige Fertigteilträger bei der Erstanwendung des Brückenklappverfahrens *Bauingenieur*. 2022, BD 97, Nr. 11. Abger. unter DOI: <http://dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2022-11-56>.
4. FASCHING, F.; HUBER, T.; RATH, M.; KOLLEGGER, J. Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction *Appl. Sci.* 2021, Volume 11, Issue 12. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.3390/app11125502>.

Konferenzbeiträge

Der/Die jeweils vortragende Autor:in ist unterstrichen

5. RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGER, J. Building bridges with thin-walled semi-precast concrete elements – experimental torsional investigations *13th - Japanese-German Bridge Symposium* Osaka, Japan, 2023.
6. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGER, J. New Modular Construction Method for the Erection of Multi-span Concrete Bridges In: *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023* Istanbul: fib, 2023. Abger. unter DOI https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_172
7. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. LT-Brücke : Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen. In: *Tagungsband zum 32. Dresdner Brückenbausymposium* Dresden, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2023. Abger. unter DOI <https://doi.org/10.25368/2023.204>.
8. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGER, F. New modular construction method for multi-span concrete bridges with reduced material consumption. In: *Engineering for Sustainable Development. IABSE Congress New Delhi*: IABSE, 2023. Abger. unter DOI: <https://doi.org/10.2749/newdelhi.2023.0086>
9. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGER, J. Combination of precast bridge girders and deck slab elements for accelerated bridge construction *2022 International Accelerated Bridge Construction Conference* Miami, USA, 2022.
10. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGER, F. Fast erection of deck slabs for steel-concrete-composite bridges. In: *Tagungsband zum fib International Congress 2022* Oslo: fib, 2022.

11. RATH, M.; UNTERMARZONER, F.; KOLLEGGER, J. Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Post-Tensioning of Thin-Walled Box Girders. In: *Tagungsband zum fib International Congress 2022* Oslo: fib, 2022.
12. KOLLEGGER, J.; PROKSCH-WEILGUNI, C.; TRÄGER, W.; FASCHING, S.; RATH, M.; UNTERMARZONER, F. Balanced Lift and Balanced Lowering Methods for Cost and Material Efficient Concrete Bridges. In: *Tagungsband zum fib International Congress 2022* Oslo: fib, 2022.
13. FASCHING, S.; RATH, M.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.; Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: construction of a prototype and shear tests on cross-frames. In: *Tagungsband zum IABSE Symposium Prague 2022* Prag: IABSE, 2022.
14. UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; KOLLEGGER, F. Thin-Walled Concrete Bridges – A New Construction Method For Sustainable Bridge Structures. In: *Tagungsband zum IABSE Symposium Prague 2022* Prag: IABSE, 2022.
15. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M.; FASCHING, S.; HUBER, T. Building bridges from thin-walled precast elements. In: *Tagungsband zum IABSE Symposium Prague 2022* Prag: IABSE, 2022.

Patente

16. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patent AT526252 (A4), erteilt am 15.01.2024.
17. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patentanmeldung PCT/AT2023/060349, eingereicht am 13.10.2023.
18. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen. Patent AT526142 (A4), erteilt am 15.12.2023.
19. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen. Patentanmeldung PCT/AT2023/060405, eingereicht am 21.11.2023.
20. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Pfeilersegmenten, Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen. Patentanmeldung AT526724 (A1), eingereicht am 02.12.2022.

21. KOLLEGGER, J.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Pfeilersegmenten, Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen . Patentanmeldung PCT/AT2023/060406, eingereicht am 21.11.2023.
22. KOLLEGGER, J.; GASSNER, K.; SUZA, D.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen. Patent AT524664 (A4), erteilt am 15.08.2022.
23. KOLLEGGER, J.; GASSNER, K.; SUZA, D.; UNTERMARZONER, F.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen. Patentanmeldung PCT/AT2022/060079, eingereicht am 15.12.2022.
24. KOLLEGGER, J.; FASCHING, S.; HUBER, T.; RATH, M. Verfahren zur Herstellung einer Verankerung für ein Zugglied in einer Betonplatte. Patent AT521549 (A1) erteilt am 15.02.2020.
25. KOLLEGGER, J.; RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; UNTERMARZONER, F. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patentanmeldung PCT/AT2021/060100, Patentamt Vereinigte Staaten von Amerika, Nationale Identifikationsnummer 17995375, veröffentlicht am 25.05.2023.
26. KOLLEGGER, J.; RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; UNTERMARZONER, F. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patentanmeldung PCT/AT2021/060100, Europäisches Patentamt (EPA), Nationale Identifikationsnummer 21717305, veröffentlicht am 15.02.2023.
27. KOLLEGGER, J.; RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; UNTERMARZONER, F. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patentanmeldung PCT/AT2021/060100, Patentamt China, Nationale Identifikationsnummer 202180027720.5, veröffentlicht am 02.12.2022.
28. KOLLEGGER, J.; RATH, M.; FASCHING, S.; GASSNER, K.; UNTERMARZONER, F. Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Patentanmeldung PCT/AT2021/060100, Patentamt Indien, Nationale Identifikationsnummer 202217062610 veröffentlicht am 03.02.2023.

Betreute Diplomarbeiten

29. LEITNER, P. *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Vorspannung von Segmenten aus dünnwandigen Hohlkästen*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2024.

30. BURTSCHER, M. *Entwicklung eines Brückenträgers mit dünnwandigen Halbfertigteilen für das Freivorbauverfahren*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2023.
31. RASNER, T. *Dünnwandige Hohlkastenträger unter Torsionsbeanspruchung*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2023.
32. HLAVKA, D. *Numerische Untersuchungen zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Betonbrückensegmente*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2023.
33. GRASL, M. *Ausbildung von Umlenkstellen in Brücken aus dünnwandigen Platten-elementen*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2022.
34. OTTO, M. *Entwicklung der Modelle zur Beschreibung des Kriech- und Schwindverhaltens von Beton*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2019.
35. SPLITEK, D. *Verankerung von Zuggliedern in Brücken aus dünnwandigen Platten-elementen*. Betreuer: Kollegger, J. und Rath, M. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien: Wien, 2019.

Lebenslauf

Persönliche Daten:

Name: Michael Rath
Geburtsdatum: 13.07.1992
Geburtsort: Neunkirchen
Staatsbürgerschaft: Österreich

Ausbildung:

07/2019 - heute Dr.-Studium der techn. Wissenschaften Bauingenieurwesen,
Technische Universität Wien
10/2012 - 06/2019 Studium Bauingenieurwesen (BSc, Dipl.-Ing.), Technische
Universität Wien
09/2006 - 06/2011 HTL Matura Höhere technische Bundes-Lehr- und
Versuchsanstalt - Bautechnik (Hochbau) Wr. Neustadt
09/2002 - 06/2006 Gymnasium BG/BRG Neunkirchen

Berufserfahrung

06/2023 – 08/2024 TU Wien: Projektassistent am Institut für
Tragkonstruktionen
06/2019 – 06/2023 TU Wien: Universitätsassistent am Institut für
Tragkonstruktionen
10/2017 – 06/2019 TU Wien: Tutor am Institut für Tragkonstruktionen
05/2012 – 09/2012 Tennislehrer im Rahmen des Tennisvereins TC Sparkasse
Neunkirchen
07/2011 – 03/2012 Zivildienst NÖ Pflege- und Betreuungszentrum Neunkirchen
07/2010 GWS Neunkirchen Kommunal Planungs- Errichtungs- und
Servicegesellschaft m.b.H.: Ferialmitarbeiter
07/2009 Arch. Büro DI Kurt Karhan: Ferialmitarbeiter
07/2007 Firma Kremsner & Co. Gesellschaft m.b.H.
Bauunternehmng: Ferialmitarbeiter

Auszeichnungen und Preise

2022	Best ABC Project International - Florida International University, 2022, Miami. Projekt: Pinkabachbrücke
2022	Innovation Award 2022 in der Kategorie: Open class, fib International Congress 2022, Oslo. Titel der Publikation: „Balanced lift and balanced lowering methods for cost and material efficient concrete bridge”