

DIPLOMA THESIS

Study for the application of a new construction method for the erection of the deck slab of the Jauntal Bridge

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Untersuchung zur Anwendung eines neuen Bauverfahrens zur Herstellung der Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

David Schuster, BSc

Matr.Nr.: 01427029

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Franz Untermarzoner**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien

Wien, im November 2022



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

Vorwort

Eineinhalb Jahre hat mich die Erstellung dieser Diplomarbeit durch mein Masterstudium begleitet und mir dabei einen Einblick in den universitären Forschungsbetrieb im Stahlbeton- und Massivbau ermöglicht. Von der Herstellung der Versuchskörper, über die Experimentellen Untersuchungen, die statischen Berechnungen, bis zur schriftlichen Ausarbeitung dieser Arbeit konnte ich aus der investierten Zeit viele Erfahrungen und neues Wissen gewinnen. Für diese Möglichkeit, meine Diplomarbeit am Institut für Tragwerksplanung zu verfassen und an einem so spannenden und praxisnahen Forschungsthema mitarbeiten zu dürfen, möchte ich mich bei O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger M.Eng bedanken. Mein Dank gilt in diesem Sinne auch Dipl.-Ing. Franz Untermarzoner, der mir während der Erstellung der Arbeit bei all meinen Fragen und Anliegen immer unterstützend zur Seite stand.

Mit dem Abschluss dieser Diplomarbeit und der darauffolgenden Diplomprüfung am 25.11.2022 endet für mich ein achtjähriger Lebensabschnitt zum Studium des Bauingenieurwesens an der TU Wien. Eine Zeit, die vor allem von harter Arbeit geprägt war, in einem Studium, das mir selten leicht gefallen ist. Motivation und Antrieb konnte ich dabei nicht nur aus eigenem Ehrgeiz und Interesse schöpfen, sondern auch aus der Zusammenarbeit mit ausgewählten Studienkollegen, die im Laufe der Zeit zu guten Freunden wurden. Für die gegenseitige Unterstützung, die Motivation, den Zusammenhalt und auch die lustigen Zeiten möchte ich euch danken. Die begleitende Berufstätigkeit hat mir nicht nur die Finanzierung meines Studiums gesichert, sondern auch die Möglichkeit eröffnet praktische Erfahrungen in der Baustatik zu sammeln. Dabei möchte ich meinem Arbeitgeber danken, da er es mir ermöglicht hat durch die äußerst flexible Gestaltung meiner Arbeitszeiten den Spagat zwischen Studium und Beruf zu schaffen. Ein Danke möchte ich auch an all meine Freunde aus Linz richten, die trotz der wenigen Zeit, die ich in den Jahren in Wien für sie aufbringen konnte, immer an der Freundschaft festgehalten haben und mir damit auch einen gewissen Rückhalt geboten haben.

Ganz besonders hervorheben möchte ich, dass ich mit unglaublich positiven Erinnerungen auf eine äußerst erfahrungsreiche sowie spannende Studienzeit zurückblicke und vor allem dankbar bin, dass ich die Chance ergreifen durfte, an der TU Wien zu studieren. Dieser Dank richtet sich an meine Eltern. Danke, dass ihr mich immer ermutigt und an mich geglaubt habt, ich in jedem Moment auf eure Unterstützung vertrauen konnte und ihr mir nicht zuletzt auch finanziell einen großen Teil meines Studiums ermöglicht habt. Ein besonderer Gedanke im Rückblick auf den nun vergangenen Lebensabschnitt gilt auch meinem Bruder. Obwohl die gemeinsame Zeit in den letzten Jahren sehr begrenzt war, hast du es immer wieder mal geschafft mich von dem Stress zwischen Uni und Arbeit abzuholen, um mich durch lustige und entspannte Momente wieder aufzulockern. Danke, dass ihr immer für mich da wart, wenn ich euch gebraucht habe.



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

Kurzfassung

Die Neu- und Weiterentwicklung von Bauverfahren, zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit von Bauprojekten, ist eine der großen Forschungsaufgaben im wissenschaftlichen Betrieb des Bauwesens. Vor allem Brückenbauprojekte befinden sich dabei oft in einem besonderen Fokus wirtschaftlicher und auch öffentlicher Interessen. Angestrebt werden besonders kurze Bauzeiten, damit etwaige Verkehrseinschränkungen geringgehalten werden oder die Betreiber möglichst früh Einnahmen durch die Inbetriebnahme erzielen können.

Um diesen Anforderungen bei der Umsetzung eines Brückenbauprojekts gerecht zu werden, werden immer häufiger Stahl-Beton-Verbundtragwerke realisiert. Die Herstellung des Stahllängstragwerks auf den fertigen Stützen und Widerlagern geht schnell und das fertiggestellte Stahltragwerk dient zudem als Montageträger für die darauffolgende Herstellung der Verbund-Fahrbahnplatte. Zusätzliche Unterstellungen des Stahltragwerks im überbauten Bereich sind dabei in der Regel nicht nötig. Ein Nachteil dieser Bauform bildet sich allerdings in der erforderlichen Montagezeit der Stahlbetonplatte ab. Herkömmliche Bauverfahren, welche eine aufwendige Schalung zur Betonage der Fahrbahnplatte benötigen, können der schnellen Errichtung des Stahllängstragwerks nicht gerecht werden und schmälern somit die Wirtschaftlichkeit des Brückentypus in der Bauphase. Zur Verkürzung der Bauzeit, gegenüber der Herstellung mit Ortbeton, wurden verschiedene Bauverfahren entwickelt, bei denen die Verbundplatte unter Einsatz von Halb- oder Vollfertigteilen hergestellt wird. Diese kommen meist ohne bauseitige Schalungsarbeiten aus, verlangen jedoch oft nach zusätzlichen Stahlbauteilen im Längstragwerk, wie aussteifende Elemente oder Konsolträger, um das Auflegen der Fertigteile zu ermöglichen. Hinzu kommt die Notwendigkeit eines Krans, um die Fertigteile versetzen zu können. Da bei der Überbauung tiefer Täler oft keine Kranmontage möglich ist, schränkt dies die Einsatzmöglichkeiten dieser Bauverfahren ein.

Zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit der Bauphase von Stahl-Beton-Verbundbrücken, wurde am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau, der TU Wien ein neues Bauverfahren entwickelt. Die Fahrbahnplatte wird dabei unter dem Einsatz vorgefertigter Halffertigteile hergestellt. Diese Halffertigteile bestehen aus dünnen Plattenelementen und Querbalken, welche die Tragfähigkeit des Halffertigteils in Brückenquerrichtung erhöhen. Ein Großteil der erforderlichen Bewehrung der Stahlbetonplatte ist dabei ab Werk bereits in die Fertigteile eingebunden. Zur Montage werden mehrere Halffertigteile auf einem Montageplatz mit einer ersten Aufbetonschicht kraftschlüssig zu einem Bauabschnitt verbunden. Dieser Bauabschnitt wird im Anschluss von einem eigens angefertigten Versetzwagen aufgenommen und am Einbauort auf dem Längstragwerk versetzt. Die Halffertigteile liegen dabei ausschließlich auf dem Längstragwerk auf. Zusätzliche Hilfskonstruktionen zur Montage, wie Konsolträger, werden nicht benötigt. In einem nächsten Arbeitsschritt kann ein Teilverbund der dünnen Platten mit den Kopfbolzen des Längstragwerks hergestellt werden. Durch einen solchen frühen Teilverbund wirken die Halffertigteile bereits zur Lastabtragung mit und steifen das Stahltragwerk zusätzlich aus. Abschließend wird die Fahrbahnplatte durch eine zweite Aufbetonschicht auf die endgültige Höhe ergänzt.

Im Vergleich zu einer herkömmlichen Herstellung der Stahlbetonplatte mit einem Verbundschalwagen, bringt das neue Bauverfahren eine signifikante Verkürzung der Bauzeit und das damit verbundene Potential der Kosteneinsparung mit sich.



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

Abstract

New and further developments of building methods for increasing the efficiency of building projects are one of the extensive research tasks in the scientific operation of civil engineering. Bridge construction projects, in particular, are often on a special focus of economic and public interests. The aim is to achieve short construction times so that any traffic restrictions can be kept to a minimum and the operators can generate income from the operation of the infrastructure as soon as possible.

To meet these requirements in the implementation of a bridge construction project, steel-concrete composite structures are increasingly being realized. The erection of the longitudinal steel structure on the already finished piers is quick and the completed steel structure subsequently serves as mounting support for the erection of the concrete deck slab. Usually, no further assembly support of the steel structure is needed therefore. One disadvantage of this construction type is the time that is required to install the concrete deck slab. Conventional construction methods, which require an expensive formwork construction for the deck slab, cannot keep up with the fast erection time of the longitudinal steel structure and reduce the economic efficiency of the bridge type in the construction phase. Different building methods have been developed to shorten the construction time compared to the erection with in-situ concrete, in which the composite deck slab is produced by using half- or full-depth elements. These usually do not require any formwork installation on site but often require additional steel components in the longitudinal structure, like stiffening elements or cantilevering transverse steel girders, to enable the placement of the precast elements on the longitudinal steel structure. In addition, a crane is needed to place the precast components. As crane assembly is often not possible when building bridges over deep valleys, this limits the potential application of these construction methods.

To increase the economic efficiency of the construction phase of steel-concrete composite bridges, a new construction method was developed at TU Wien, Institute of Structural Engineering, Research Unit for Structural Concrete. With this method, the deck slab is produced using prefabricated semi-finished precast elements. These precast elements are made of thin plate elements stiffened by cross beams, which increase the element's load-bearing capacity in the bridge's transverse direction. A significant part of the required reinforcement of the concrete slab is already integrated into the precast elements. For the erection, several semi-finished components are connected on an assembly area with a first concrete layer on top to form a construction section. This construction section is picked up by a transportation carriage and moved to the installation site on the longitudinal steel structure. The semi-finished parts are laid on elastomeric strips on the steel structure. Additional supporting structures for assembly, such as cantilevering transverse steel girders, are not required. In the next step, the thin slabs can be partially connected with shear connectors attached to the steel structure. With such an early partial bond, the semi-finished parts already contribute to the load bearing in the longitudinal direction and stiffen the longitudinal steel structure. Finally, the deck slab can be finished with the second layer of cast-in-place concrete.

Compared to conventional construction methods of deck slabs for steel-concrete composite bridges, the new construction method brings a significant reduction in construction time and the associated potential for cost savings.



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

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	11
1.1	Problemstellung.....	11
1.2	Zielsetzung und Abgrenzung.....	13
1.3	Aufbau der Arbeit.....	13
2	Allgemeine Einführung zu Stahl-Beton-Verbundbrücken.....	14
2.1	Einsatz von Stahl-Beton-Verbundbrücken.....	14
2.2	Wirkungsweise von Stahl-Beton-Verbundbrücken.....	15
2.3	Vorteile einer Stahl-Beton-Verbundbrücke.....	19
3	Stand der Technik zur Herstellung von Stahl-Beton-Verbundbrücken.....	21
3.1	Herstellung des Stahltragwerkes.....	21
3.1.1	Einheben.....	21
3.1.2	Längsverschub.....	22
3.1.3	Querverschub.....	23
3.2	Herstellung der Betonplatte.....	24
3.2.1	Ortbeton mit ortsfester Schalung.....	24
3.2.2	Ortbeton mit Schalwagen.....	26
3.2.3	Vollfertigteile.....	27
3.2.4	Halbfertigteile als integrierte Schalung.....	31
3.2.5	VTR-Bauweise.....	32
3.2.6	VFT-Bauweise.....	34
4	Beschreibung des neuen Bauverfahrens.....	36
4.1	Idee des neuen Bauverfahrens.....	36
4.2	Anwendungsbereich.....	37
4.3	Beschreibung des Bauverfahrens am Beispiel der Jauntalbrücke.....	38
4.3.1	Beschreibung der Jauntalbrücke.....	38
4.3.2	Vorbereitende Maßnahmen.....	39
4.3.3	Bauablauf.....	42
4.3.4	Einhaltung des Tagestaktes.....	46
5	Experimentelle Untersuchungen.....	49
5.1	Grundlagen.....	49
5.1.1	Versuchsprogramm.....	49
5.1.2	Materialien.....	49
5.1.3	Messkonzept.....	50
5.2	Querbalken.....	53
5.2.1	Versuchskörper.....	54
5.2.2	Versuchsaufbau.....	54
5.2.3	Versuchsdurchführung.....	55
5.2.4	Versuchsergebnisse.....	57
5.2.5	Interpretation.....	72

5.3	Längsbalken	72
5.3.1	Versuchskörper	72
5.3.2	Versuchsaufbau	73
5.3.3	Versuchsdurchführung.....	74
5.3.4	Versuchsergebnisse	75
5.3.5	Interpretation.....	85
6	Ausgewählte statische Nachweise	86
6.1	Grundlagen	86
6.1.1	Allgemeine Berechnungsparameter	86
6.1.2	Ergebnisdarstellung und -interpretation.....	87
6.2	Montagezustand – 1. Aufbetonschicht	88
6.2.1	Lastannahmen.....	89
6.2.2	GZT-Bemessung der Platte	90
6.2.3	GZT-Bemessung des Balkens.....	92
6.2.4	GZG-Bemessung des Balkens.....	97
6.3	Montagezustand - Versetzen auf dem Längstragwerk.....	98
6.4	Montagezustand - 2. Aufbetonschicht	100
6.4.1	Lastannahmen.....	101
6.4.2	GZT-Bemessung der Platte	102
6.4.3	GZT-Bemessung des Balkens.....	104
6.4.4	GZG-Bemessung des Balkens.....	106
6.5	Fertige Fahrbahnplatte - Betriebslastfall.....	106
6.5.1	Lastannahmen.....	107
6.5.2	GZT-Bemessung der Fahrbahnplatte	110
6.5.3	GZG-Bemessung der Fahrbahnplatte.....	112
6.6	Fertige Fahrbahnplatte - außergewöhnliche Lastfälle.....	116
6.6.1	Entgleisung I	117
6.6.2	Entgleisung II.....	120
7	Zusammenfassung	123
	Literaturverzeichnis	125

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Weltweit wird das Bauwesen heutzutage bei Planung, Ausführung, Erhaltung und Betrieb von dem Bestreben nach Wirtschaftlichkeit geprägt. Dabei kann die geforderte Wirtschaftlichkeit vor allem in zwei Hauptargumente zerlegt werden. Zum einen verlangen Bauherren zumeist ein Maximum an Kosteneinsparung über den gesamten Lebenszyklus des Bauwerks. Zum anderen wird oftmals sowohl von Bauherrenseite als auch von den Auftragnehmern eine möglichst kurze Bauzeit für die Realisierung des Projektes angestrebt. Spielt bei privat finanzierten Projekten meist die Kostenfrage die wesentlichere Rolle, so ist die Gewichtung der Wirtschaftlichkeitskriterien gerade bei Infrastrukturprojekten sehr oft zugunsten einer möglichst kurzen Bauzeit verteilt. Insbesondere können hier Projekte ins Auge gefasst werden, die in bereits bestehende Verkehrsstrukturen eingreifen und bei denen jede Baumaßnahme eine negative Auswirkung für den Verkehrsbetrieb während der Bauzeit mit sich bringt. Die Neuerrichtung einer Brücke in einem bestehenden Verkehrsweg geht unweigerlich mit zumindest zeitweisen Totalsperren und längerfristigen Verkehrseinschränkungen einher. Zudem können durch die Baumaßnahmen die überbauten Verkehrswege gestört, eingeschränkt oder unterbrochen werden.

Collin und Johannson [1] berechnen in ihrem Artikel *Wettbewerbsfähige Brücken im Verbundbau* den gesamtwirtschaftlichen Schaden, der durch ein Brückenbauprojekt auf einer überbauten Straße entstanden ist. Nahe dem Stockholmer Zentrum wurde eine Brücke über einem Hauptverkehrsweg neu errichtet. Der Bau der Ort betonbrücke löste teilweise Straßensperren des überbauten Hauptverkehrsweges aus. Das tägliche Verkehrsaufkommen auf der betroffenen Straße umfasste 48 000 Fahrzeuge. Für die Berechnung wurde die Annahme getroffen, dass den Verkehrsteilnehmern eine verlorene Stunde jeweils 10 € kostet. Bei einem sehr sparsamen Ansatz von zwei Minuten Zeitverlust je betroffenem Verkehrsteilnehmer ergibt sich ein täglicher Gesamtschaden von 16 000 €. Die acht Monate lang andauernden Verkehrseinschränkungen lösten damit einen berechneten Verlust von 3 840 000 € für die Verkehrsteilnehmer aus [1].

Die schwedische Straßenbauverwaltung hat 1989 das gesamtwirtschaftliche Kosteneinsparungspotential für die Herstellung einer neuen Brücke berechnet. Durch die neu hergestellte Brücke wurde eine Zeitersparnis von fünf Minuten Fahrzeit für jeden Verkehrsteilnehmer angesetzt, der den Verkehrsweg benutzt. Das Verkehrsaufkommen wurde mit 2 000 Fahrzeugen pro Tag abgeschätzt und es wurde wiederum ein zeitlich äquivalenter Stundensatz von 10 € pro Person bzw. Fahrzeug angenommen. Für jeden Tag, den die Baustelle früher fertiggestellt worden wäre, hätte das ein gesamtwirtschaftliches Kosteneinsparungspotential von 1 667 € für die betroffenen Verkehrsteilnehmer ergeben.

Zusätzlich werden die Zeiteinsparungspotentiale eines Bauverfahrens mit Betonfertigteilen zu einem herkömmlichen Bauverfahren mittels Lehrgerüste und Ort betonbauweise verglichen. Die in der zweiten Berechnung untersuchte Brücke ist eine dreifeldrige Stahl-Beton-Verbundbrücke. Eine Ausführung in Ort beton hätte laut dem damals ausführenden Bauunternehmer eine Bauzeit von 22 Wochen in Anspruch genommen. Bei der Wahl eines Bauverfahrens mit Fertigteilen, bei denen die Anschlüsse der Betonfertigteile nach dem Verlegen ausbetoniert werden, wurde eine Bauzeit von 16 Wochen berechnet. Die Ausführung des Oberbaus mit Anschlüssen in trockener Bauweise hätte eine weitere Bauzeitverkürzung auf 12 Wochen ergeben [1]. Verglichen mit den oben berechneten Kosten, kann das gesamte Einsparungs- bzw. Schadenspotential der betroffenen Verkehrsteilnehmer durch die Wahl der Herstellungsmethode abgeschätzt werden. Die groben Bauzeitpläne für den Vergleich der drei genannten Herstellungsverfahren sind in den nachfolgenden Abbildungen 1.1 bis 1.3 dargestellt.

Wochen	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Unterbauten	■	■	■	■	■	■																
Montage der Stahlträger						■	■															
Betonieren der Fahrbahnplatte								■	■	■	■	■	■	■	■	■						
Abdichten der Oberfläche																				■	■	■

Abbildung 1.1: Grober Bauzeitplan, Ortbeton-Verbundbrücke. Bildquelle: [1]

Wochen	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Unterbauten	■	■	■	■	■	■																
Montage der Stahlträger						■	■															
Montage der vorgefertigten Fahrbahnplatten								■														
Betonieren der Anschlüsse und Schubverbindungen									■	■												
Abdichten der Oberfläche												■	■	■	■							

Abbildung 1.2: Grober Bauzeitplan, Fertigteil-Verbundbrücke mit betonierten Anschlüssen. Bildquelle: [1]

Wochen	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Unterbauten	■	■	■	■	■	■																
Montage der Stahlträger						■	■															
Montage der vorgefertigten Fahrbahnplatten								■														
Abdichten der Oberfläche									■	■	■	■										

Abbildung 1.3: Grober Bauzeitplan, Fertigteil-Verbundbrücke mit trockenen Anschlüssen. Bildquelle: [1]

Nicht nur die Benutzer der Verkehrswege, sondern auch Bauherren und ausführende Firmen werden möglichst kurze Bauzeiten anstreben. Erreicht werden können diese vor allem durch die Anwendung von Bauverfahren mit großem Vorfertigungsgrad, zum Beispiel durch den Einsatz von Halbfertig- bzw. Fertigteilen, wie das oben angeführte Beispiel zeigt. Obwohl bei solchen Herstellungsmethoden mit vorgefertigten Bauteilen der Aufwand und die Kosten für Planung, vorbereitende Maßnahmen und Vorfertigung höher sind als bei herkömmlichen Ortbeton-Bauverfahren, können durch einen hohen Vorfertigungsgrad die bauseitigen Montagearbeiten minimiert und die Gesamtkosten deutlich positiv beeinflusst werden [2]. Besonders in Hochlohnländern wie Österreich, in denen die Lohnkosten den erheblichsten Teil der Gesamtkosten eines Bauprojektes ausmachen [3], sind effiziente und schnelle Bauverfahren anzustreben. Der Einsatz von vorgefertigten Bauteilen schafft zudem eine größere Unabhängigkeit von Witterungseinflüssen während der Bauphase und hilft den ausführenden Unternehmen straffe Bauzeitpläne einzuhalten. Nicht zuletzt bringt eine raschere Baufertigstellung eine frühere Inbetriebnahme der Brücke mit sich. Ein Argument kann dies besonders für Bauherren und Betreiber von Straßen- oder Eisenbahnverkehrswegen sein, die mit dem Betrieb der Strecke Einnahmen erzielen wollen.

Um den Ansprüchen des sparsamen Material- und Arbeitszeiteinsatzes sowie der möglichst einfachen, schnellen und störungsfreien Überbauung gerecht zu werden, gewinnt vor allem eine spezielle Brückenbauform nach und nach an Bedeutung, die Stahl-Beton-Verbundbrücke. Speziell Bauherren und Straßenbauverwaltungen entwickeln ein klares Bekenntnis zum Verbundbrückenbau, weshalb die Bauform in jüngster Zeit auch verstärkt ausgeschrieben wird [4]. In technischer und wirtschaftlicher Hinsicht wird der Bau von Verbundtragwerken durch die besonders gute Einsatzmöglichkeit von Bauteilen mit einem hohen Vorfertigungsgrad noch interessanter. Die Aufgabe der technischen Weiterentwicklung von Bauverfahren im Verbundbrü-

ckenbau ist es somit, dem wirtschaftliche Verlangen nach schnellen, effizienten und dauerhaften Lösungen nachzugehen. Dabei sollte auch aus ökologischer Sicht ein ressourcenschonender Einsatz von Baustoffen, Arbeits- und Betriebsmitteln angestrebt werden.

1.2 Zielsetzung und Abgrenzung

Diese Arbeit widmet sich einem neuen Bauverfahren im Stahl-Beton-Verbundbrückenbau, mit dem vorrangigen Ziel einer erheblichen Bauzeiterparnis, unter Einsatz von vorgefertigten Bauteilen, welches am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien entwickelt wurde. Ziel ist es zu zeigen, dass die entwickelte Baumethode hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit dem Stand der Technik entspricht und aus wirtschaftlicher Betrachtung den erwarteten Vorteil in Bezug auf die Bauzeiterparnis bringen kann. Im institutseigenen Prüflabor an der TU Wien wurden dazu Versuche mit Probekörpern durchgeführt, um das Tragverhalten spezieller werkseitig gefertigter Halbfertigteile mit Ortbetoneergänzung zu untersuchen. Durch einen Bauablauf mit der zeitgleichen Herstellung verschiedener Arbeitsschritte und der Einsparung sämtlicher Schalungsarbeiten soll der wirtschaftliche Vorteil erreicht werden.

Im Zuge der Ausarbeitung dieser Diplomarbeit wird auf das entwickelte Bauverfahren zur Herstellung des Betontragwerkes, die durchgeführten Versuche und deren Auswertung sowie die statische Bemessung umfassend eingegangen. Die Versuchsdurchführung mit der Auswertung der Ergebnisse und die Beschreibung des Bauverfahrens können als allgemeingültig betrachtet werden. Die Bemessung des Tragwerkes wird am Beispiel der Jauntalbrücke geführt. Dabei beschränken sich die geführten Nachweise auf die Quertragwirkung der Betonplatte in den einzelnen Montaguständen und den verschiedenen Betriebslastfällen. Eine Ausweitung der Untersuchungen auf die Einflüsse auf die Betonplatte aus dem Längstragverhalten wird hier nicht betrieben, da dies den Umfang der Arbeit bei weitem übersteigen würde.

1.3 Aufbau der Arbeit

Um die oben genannten Ziele innerhalb dieser Arbeit unter Einhaltung eines angemessenen Rahmens zu erreichen, wurde der folgende Aufbau für die weiteren Ausarbeitungen gewählt.

Das zweite Kapitel gibt einen generellen Überblick über Stahl-Beton-Verbundbrücken. Es zeigt die Wirkungsweise des Tragwerkes, die möglichen Einsatzbereiche und die damit einhergehenden Vorteile auf.

In Kapitel 3 wird der momentane Stand der Technik zur Herstellung von Stahl-Beton-Verbundbrücken dargelegt. Die Herstellung der Stahllängstragwerke und der Betonplatte werden dabei unabhängig voneinander betrachtet. Zu Beginn wird ein kurzer Einblick in die gängigsten Montageverfahren der Stahllängstragwerke gegeben. Dem folgend werden die verschiedenen Montageverfahren der Betonplatten eingehend beschrieben.

Kapitel 4 zeigt die detaillierte Beschreibung des auf der TU-Wien durch Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger neu entwickelten Bauverfahrens auf.

In Kapitel 5 wird das angewendete Versuchskonzept ausgeführt. Dabei werden die Versuchskörper, der Versuchsaufbau, das Messkonzept und der Versuchsablauf beschrieben. Die gewonnenen Ergebnisse und deren Auswertung werden für die einzelnen Versuchskörper dargestellt und miteinander verglichen. Abschließend folgt eine Interpretation der Ergebnisauswertung.

Kapitel 6 beschreibt die Anwendung des Bauverfahrens am Beispiel der Jauntalbrücke. Einer kurzen Beschreibung der Jauntalbrücke folgen ausgewählte statische Nachweise der Betonplatte und abschließend das Ablaufschema sowie der zeitliche Aufwand der einzelnen Arbeitsschritte.

Das letzte Kapitel fasst die gewonnenen Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und bietet einen Ausblick auf die weiteren Möglichkeiten des entwickelten Bauverfahrens.

Im Anhang der Arbeit sind die Statikpläne für die Herstellung der Versuchskörper sowie Fotos zu den durchgeführten experimentellen Untersuchungen enthalten.

2 Allgemeine Einführung zu Stahl-Beton-Verbundbrücken

2.1 Einsatz von Stahl-Beton-Verbundbrücken

Grundsätzlich ist der Ausführung als Verbundbrücke keine spezielle Bauform vorbehalten. Bogenbrücken mit aufgeständerten oder abgehängten Fahrbahnplatten, Konstruktionen im Zuge eines Langerschen Balkens, Fachwerkbrücken in Trog- oder Deckbauweise und Schrägkabel- oder Hängebrücken können Stahl-Beton-, Stahl-Stahlbeton- oder Stahl-Spannbeton-Verbundbauteile unterschiedlichster Ausführung aufweisen [4]. Der konventionelle und heute am weitesten verbreitete Einsatz von Verbundtragwerken im Brückenbau findet sich jedoch in der Anwendung von vollwandigen Balkenbrücken [3]. Abbildung 2.1 zeigt eine Skizze des schematischen Aufbaus von Verbundbrücken in Balken-, Hohlkasten- und Fachwerkträgerausführung in Querschnitt und Ansicht. Die klassische Bauform der Balkenbrücke wird unter möglichst wirtschaftlichen Faktoren üblicherweise für kleine bis mittlere Spannweiten von ca. 150 m eingesetzt [4]. Werden die Vollwandträger durch Fachwerkträger ersetzt, die meist eine deutlich größere Konstruktionshöhe aufweisen, können wirtschaftliche Spannweiten von 80 bis 250 m überbaut werden [4].

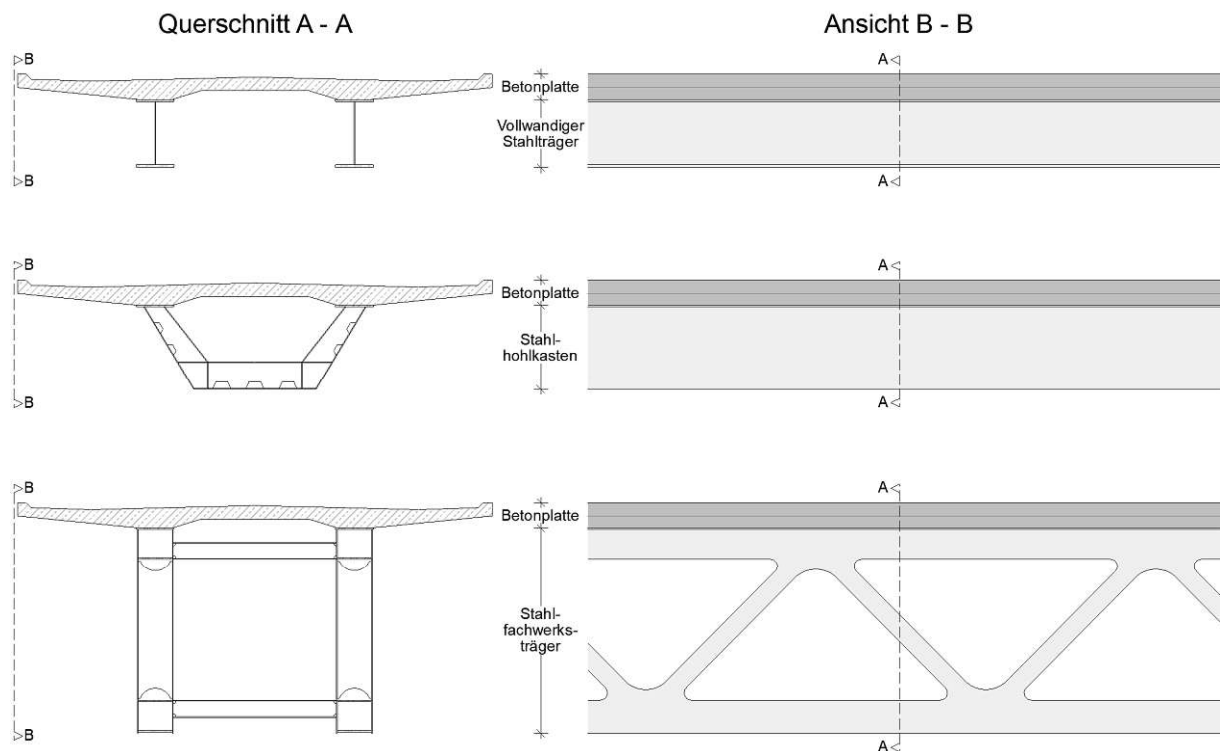


Abbildung 2.1: Schematischer Aufbau von Verbundbrückentypen.
 Oben: Zweistegige vollwandige Verbund-Balkenbrücke.
 Mitte: Einzellige Hohlkasten-Verbundbrücke.
 Unten: Zweistegige Fachwerkträger-Verbundbrücke.

Der Bauablauf bei der Herstellung einer Verbund-Balkenbrücke kommt in der Regel vollkommen ohne Hilfsgerüste und zusätzliche Unterstellungen aus [4]. Eine genaue Beschreibung der anwendbaren Bauverfahren zur Herstellung des Längs- und Quertragwerkes wird in Kapitel 3 gegeben. Durch diese Eigenschaft im Bauablauf bieten sich Verbundbrücken besonders gut für die Überbauung hoher Täler an, bei denen eine Kranmontage nicht möglich ist und das Herstellen von Montagegerüsten unverhältnismäßig aufwendig und teuer wäre. Ebenso für die Errichtung von Brücken über bereits bestehenden Verkehrswegen eignen sich die beschriebenen

Verbundtragwerke hervorragen, da sie einen möglichst störungsfreien Bauablauf für den zu überbauenden Verkehrsträger ermöglichen.

2.2 Wirkungsweise von Stahl-Beton-Verbundbrücken

Die Stahl-Beton-Verbundbauweise bezeichnet Tragwerke, bei denen warmgewalzte oder kaltverformte Stahlbauteile mit Beton oder Stahlbetonbauteilen kraft- und formschlüssig verbunden werden. Der Verbund erfolgt dabei mittels Verbundmitteln, die den Schlupf und die Trennung der Bauteile begrenzen [5]. Solche Verbundbauteile werden in der Regel so eingesetzt, dass die materialspezifischen Vorteile dort ausgenutzt werden, wo sie gebraucht werden. Stahlkomponenten finden sich demnach vorwiegend in jenen Bereichen des Tragwerkes, in denen große Zugkräfte auftreten. Betonkomponenten dort, wo Widerstand gegen große Druck- und stabilitätsgefährdende Kräfte benötigt wird.

Werden Balkenbrücken als Stahl-Beton-Verbundbrücken ausgeführt, setzt sich der reguläre Verbundquerschnitt aus meist zwei unten liegenden Stahlträgern und einer oben liegenden Betonplatte zusammen. Die Stahlträger können dabei als vollwandige Balken, Fachwerksträger oder Hohlkästen ausgeführt werden. Einzellige Hohlkästen oder mehrere nebeneinander liegende Träger können gleichermaßen realisiert werden.

Im Montagezustand wirken die Stahl-Längsträger über ein oder mehrere Felder in der Form einfacher Biegeträger als eigenes Tragwerk. Sie spannen zwischen den Stützpunkten des Unterbaus und können je nach Bauverfahren im Herstellungsverlauf über diese auch zeitweise auskragen. Belastet werden die Stahlträger während der Herstellung selbst meist nur durch deren Eigengewicht und geringe Montagelasten. Da im Montagezustand die Betonplatte als aussteifendes Quertragwerk noch fehlt, können zur Aussteifung gegen Stabilitätsprobleme Querrahmen oder Montageverbände zwischen den einzelnen Stahlbauteilen angeordnet werden [6]. Nach dessen Fertigstellung dient das Längstragwerk zugleich als Montageträger für die Herstellung des Quertragwerkes. In diesem Zustand werden die Stahlträger zusätzlich mit den Montagelasten zur Herstellung der Betonfahrbahn sowie dem Gewicht des aufgebracht Frischbetons belastet. Nach dem Erstarren des Betons wirkt dieser in Längs- und Querrichtung sofort für die Lastabtragung des Gesamttragwerkes mit.

Nach Fertigstellung des Quertragwerkes wirkt die Gesamtkonstruktion als Biegeträger in Form eines ein- oder mehrstegigen Plattenbalkens. Besonders in den Feldbereichen mit positiver Momentenbeanspruchung werden dabei die materialspezifischen Eigenschaften der Verbundkonstruktion optimal ausgenutzt. Die Betonplatte nimmt die im oberen Querschnittsbereich des Verbundträgers auftretenden Druckspannungen auf. Die Zugkräfte im unteren Querschnittsbereich werden von der Stahlkonstruktion abgetragen. Die Betonplatte übernimmt zusätzlich die lastabtragende Wirkung in Brückenquerrichtung auf die Stahlträger und steift die gesamte Konstruktion aus. Die gesamten Querkräfte werden von den Stegen der Stahlträger abgetragen [7].

Bei Tragwerken mit Durchlaufwirkung bilden sich über den Innenstützen negative Momente aus. Die dabei im Querschnitt des Tragsystems auftretenden Druckkräfte, müssen vom unten liegenden Stahlquerschnitt übernommen werden. Dieser kann sehr einfach lokal verstärkt und mit Querträgern ausgesteift werden, um einen ausreichenden Widerstand gegen Stabilitätsprobleme aufzuweisen. Die Zugkräfte, die im oberen Bereich des Brückenquerschnittes auftreten, werden von der Bewehrung in der Betonplatte aufgenommen. Je nach Querschnittsgeometrie des Plattenbalkens können Zugkräfte zum Teil auch zusätzlich vom Obergurt des Stahltragwerkes aufgenommen werden. Bei solchen Durchlauftragwerken kann sich eine Herstellung der Betonkomponenten im Pilgerschrittverfahren [6] anbieten. Dabei wird die Betonplatte zuerst in den Feldbereichen fertiggestellt. Die Stützbereiche werden erst im Anschluss an die bereits fertiggestellten Feldbereiche betoniert. Während der Betonage der Feldbereiche werden die über den Stützbereichen auftretenden Zugkräfte allein von den Obergurten des Stahltragwerkes ab-

getragen. Die Zugkräfte in der Betonplatte über dem Stützbereich reduziert sich damit auf den Anteil der später aufgebrachtten Ausbau- und Nutzlasten [4, 6].

Das Beispiel der Innbrücke in Neuötting [3] zeigt die Möglichkeit der Ausbildung eines Doppelverbundquerschnittes zur Aufnahme der negativen Stützmomente. Der einzellige Hohlkastenquerschnitt ist dabei im Bereich der negativen Stützmomente über den Innenstützen auch am Untergurt mit einem Beton-Verbund verstärkt. Dieser nimmt die dort auftretenden Druckkräfte im Untergurt auf und steift den Verbundquerschnitt aus. Die Stege und Untergurtbleche können durch die Betonverstärkung in geringen Dicken ausgeführt werden. In den Feldbereichen ist der Verbundquerschnitt durch den regulären Aufbau mit unten liegendem Stahl- und oben liegendem Betonbauteil ausgebildet [3]. Die längste Spannweite der Brücke beträgt 154 m [8]. Der Doppelverbundquerschnitt reicht dabei ca. 40 m von den Auflagerpunkten in die Feldbereiche hinein und ist in einer variablen Dicke von 40 cm bei Beginn bis 1,20 m über den Stützen ausgeführt [3]. Die Abbildung 2.2 zeigt links den einfachen Verbundquerschnitt im Feldbereich und rechts den Doppelverbundquerschnitt im Bereich über den Innenstützen.

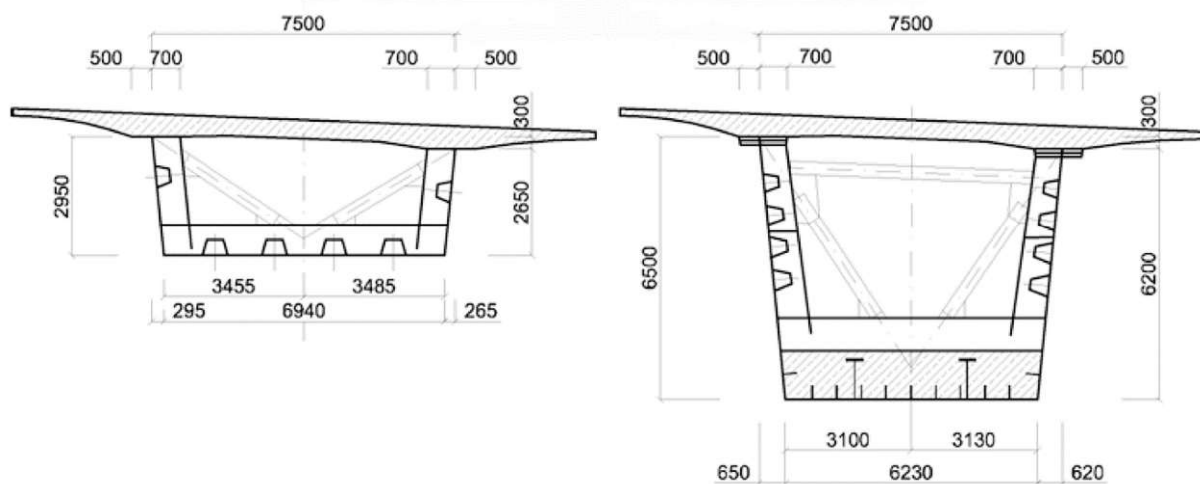


Abbildung 2.2: Innbrücke in Neuötting. Links: Einzelliger Hohlkasten-Verbundquerschnitt. Rechts: Einzelliger Hohlkasten-Doppelverbundquerschnitt. Bildquelle: [3]

Die Betondeckplatten im Verbundbrückenbau können wie klassische Spannbetonkonstruktionen mit einer Vorspannung hergestellt werden. Die Spannglieder werden dabei in Tragwerkslängsrichtung, Tragwerksquerrichtung oder in beide Richtungen angeordnet. Kommt eine Vorspannung zum Einsatz, sollte jedoch nur eine Spannrichtung für die Führung von Spanngliedern gewählt werden. Bei einer Spanngliederführung in beide Richtungen, müsste die übliche wirtschaftliche Plattendicke von 30 bis 35 cm erhöht werden [6], um mit der zusätzlich erforderlichen schlaffen Bewehrung ein einwandfreies Einbringen und Verdichten des Betons zu gewährleisten. In Längsrichtung können Vorspannungen nicht nur durch den Einsatz von Spanngliedern, sondern auch durch konstruktive Montagemaßnahmen erzeugt werden. Ein solches Montageverfahren kann die überhöhte Betonage über den Innenstützen mit späterem Absenken auf die Auflager sein. Dabei haben die Längsvorspannungen zum Ziel, die im Betonquerschnitt des Obergurtes auftretenden Zugspannungen über den Innenstützen zu reduzieren oder vielleicht sogar zu überdrücken. Vorspannungen in Längsrichtung können so die erforderliche Bewehrungsmenge zur Aufnahme der Zugkräfte in den Bereichen negativer Stützmomente reduzieren. Die durch eine Längsvorspannung aufgebrachtten Druckkräfte im Beton lösen gegenläufig Zugspannungen im Stahlquerschnitt aus, die sich nicht nur über den Stützen ausbilden, sondern auch in die ohnedies zugbeanspruchten Feldbereiche fortsetzen. Eine Verstärkung der zugbeanspruchten Stahluntergurte kann dadurch erforderlich werden [6]. Vorspannungen in Querrichtung bringen die Möglichkeit, die Abstände der Längsträger sowie die Längen der seitlichen Auskragungen zu vergrößern. Die breiteren Überbauten und größeren seitlichen Ausladungen lassen das Tragwerk dadurch im Gesamtbild schlanker wirken. Im Vergleich zu rein

schlaff bewehrten Betonplatten kann eine Quervorspannung bei gleicher Überbaubreite das Einsparungspotential eines zusätzlich erforderlichen Längsträgers ergeben. Jüngere Erkenntnisse im Zusammenhang mit Schadensfällen an Spannbetonbrücken sind jedoch auch auf die Spannbetonausführungen bei Verbundkonstruktionen anzuwenden. Probleme mit der Dauerhaftigkeit sowie ein hoher Unterhaltungsaufwand und die damit verbundene Kosten zeichnen sich nachteilig auf den Einsatz von Vorspannungen ab. Ebenso zeigt ein Vergleich der Herstellungskosten mit Einheitspreisen von schlaff bewehrten und quer vorgespannten Betonplatten, dass die Spannbetonplatten sowohl bei Einfeld- als auch Durchlaufsystemen um ca. 10 % teurer sind [3].

Um im Verbundbau ein Zusammenwirken der Stahl- und Betonkomponenten zu erzielen, ist eine kraftschlüssige Kopplung dieser erforderlich. Die einzelnen Bauteile werden dazu an der gemeinsamen Verbundfuge durch eigens dafür angeordnete Verbundmittel dauerhaft miteinander verbunden. Die Verbundmittel erfüllen dabei die Aufgabe die Schubspannungen zu übertragen, welche aus den Normalkraftdifferenzen in den Stahl- und Betonbauteilen, ausgelöst durch die Biegebeanspruchung des Tragwerkes, entstehen. Gleichzeitig sorgen die Verbindungsmittel dafür, dass sich die einzelnen Bauteile lagemäßig nicht voneinander lösen oder abheben.

Bei frühen Projekten im Stahl-Beton-Verbundbrückenbau wurden als Verbindungsmittel zwischen dem Stahl-Unterbau und dem Beton-Oberbau üblicherweise Schrauben, Schubknaggen oder Hohldübel eingesetzt [1, 9]. In den Abbildungen 2.3 bis 2.5 sind diese drei Verbundmethoden schematisch dargestellt. Durch die Verbindung mittels HV-Schrauben wurde ein Reibungsverbund erzeugt, indem die Betonplatte mit dem Stahlträger durch die Schrauben verspannt wurde. Probleme bei dieser Verbundmethode ergaben sich vor allem aus der niedrigen Verbundwirkung und der Notwendigkeit des Vor- und Nachspannens sowie dem damit einhergehenden hohen Zeit- und Wartungsaufwand [9]. Als Schubknaggen wurden quer zur Längstragrichtung angeordnete U-Profile liegend auf den Obergurt des Stahllängstragwerkes angeschweißt. In Stahl-Beton-Fertigteilplatten war in den Bereichen der Schubknaggen eine Aussparung freigelassen, die nach dem Verlegen der Fertigteile mit Epoxidharzbeton vergossen wurde [1]. In ähnlicher Weise funktionierten die großformatigen Stahl-Hohldübel. In vier Aussparungen je Fertigteil waren jeweils ein Hohldübel angeordnet, der mit dem Obergurt des Stahllängstragwerkes verschweißt war. Die Verbundwirkung wurde wiederum durch Verguss der Aussparung mit einem Vergussmörtel erzielt. Schubknaggen und Hohldübel ermöglichen eine bessere Verbundwirkung [9]. Die Schubkraftübertragung findet jedoch sehr diskontinuierlich über wenige konzentrierte Lasteinleitungspunkte statt.

Heutzutage erfolgt die kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Stahllängstragwerk und dem Beton-Oberbau weltweit üblicherweise mit auf dem Stahlträger angeordneten Kopfbolzendübeln [9]. Diese werden in der Regel senkrecht zum Obergurt des Stahlträgers auf diesen aufgeschweißt. Dabei werden die auftretenden Schubspannungen zwischen Betonplatte und Stahlträger über Lochlaibung und Abscheren vom Beton auf die Kopfbolzen übertragen. Die Kopfbolzen können dabei kontinuierlich über die Tragwerkslänge, in Gruppen oder dem Schubkraftverlauf angepasst angeordnet werden. Zum späteren Verbund nach dem Verlegen der Fertigteile oder Halfertigteile sind in diesen Öffnungen ausgespart, die sich an der Anordnung der Kopfbolzendübel orientieren. Die Öffnungen in den Fertig- oder Halfertigteilen sind bereits ab Werk bewehrt oder werden vor Ort auf der Baustelle noch mit Bewehrung ergänzt, um eine Kraftübertragung zwischen Fertigteil und Vergussmörtel herzustellen [9]. Der Vorteil der Kopfbolzendübel liegt im hohen Vorfertigungsgrad bei der Herstellung des Stahltragwerkes. Bauseitig müssen die Öffnungen mit den darin angeordneten Dübeln nur noch vergossen werden. Bei der Montage auf der Baustelle kann somit eine Zeitersparnis gewonnen werden. Es sind auch keine späteren Arbeiten oder Nachjustierungsmaßnahmen nötig. Ein weiterer Vorteil der Kopfbolzendübel ist die Möglichkeit der sehr einfachen Anpassung der Dübelausteilung an den Schubkraftverlauf, um auch beim Materialeinsatz eine noch höhere Wirtschaftlichkeit zu erzie-

len. Eine herkömmliche Herstellungsvariante mit Kopfbolzendübeln in einer Gruppenanordnung ist in der Abbildung 2.6 dargestellt.

In der Entwicklung zur heute gängigen Praxis mit Kopfbolzendübeln wurden auch andere Ideen zur Herstellung eines wirtschaftlich und technisch vorteilhaften Verbundes erprobt, wie nach *Lechner et al.* in [9] beschrieben wird. In Frankreich wurde ein System mit kreisrunden Öffnungen mit 80 mm Durchmesser in den Fertigteilen entwickelt, in denen erst nach dem Verlegen der Fertigteile die Kopfbolzen von oben auf den Stahlträger aufgeschweißt wurden. Die Öffnungen wurden anschließend mit selbst verdichtendem Beton verfüllt. Für eine dichte und kontinuierliche Austeilung der Kopfbolzendübel, wurde in Schweden eine Herstellungsmethode erprobt, bei der die Fertigteilplatte einen umgedrehten U-förmigen Kanal an der Unterseite aufweist, welcher das Fertigteil nicht in der vollen Höhe unterbricht und in dem die Kopfbolzen Platz finden. Die Aussparung in der Platte schließt mit dem Obergurt des Längstragwerkes ab und durch kleine Öffnungen an der Oberseite der Platte, kann der Vergussmörtel nach dem Verlegen in den entstandenen Hohlraum eingebracht werden.

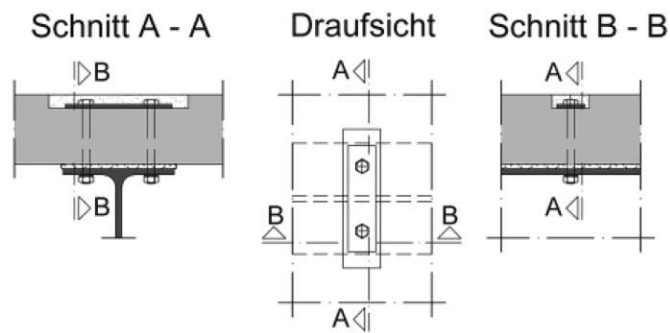


Abbildung 2.3: HV-Schrauben. Bildquelle: [9]

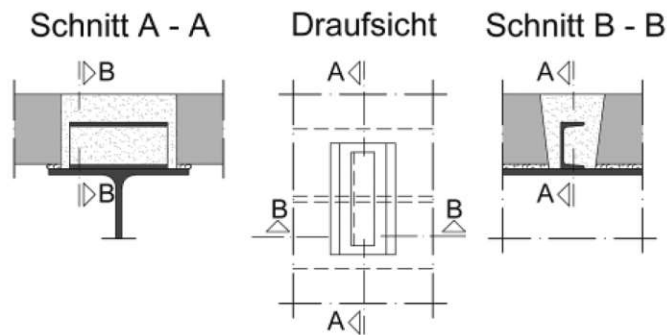


Abbildung 2.4: U-Profil Schubknagge. Bildquelle: [9]

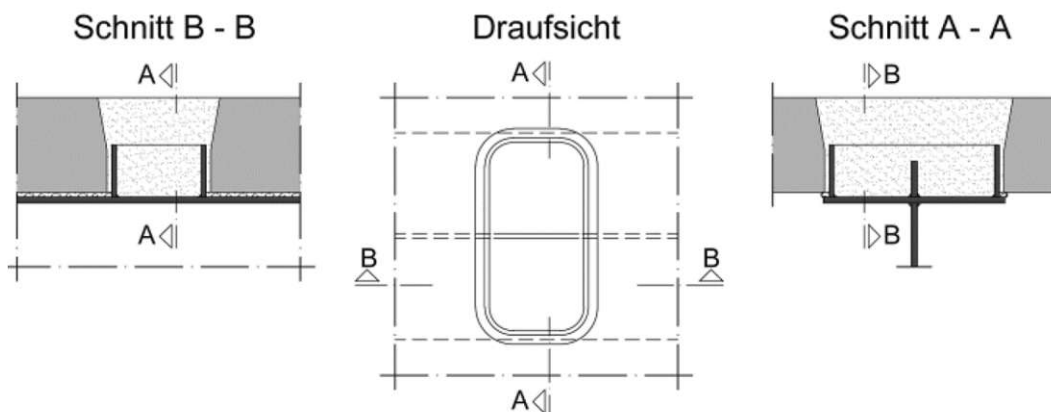


Abbildung 2.5: Großformatiger Hohlübel. Bildquelle: [9]

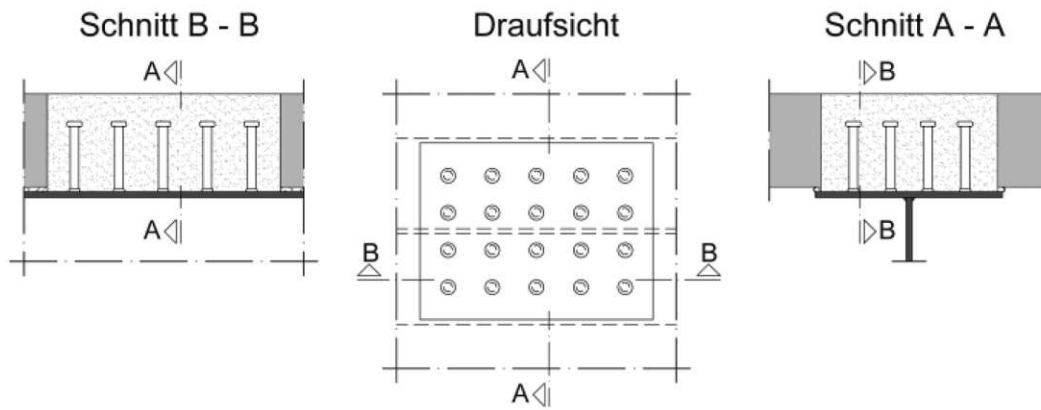


Abbildung 2.6: Kopfbolzendübel in Gruppenanordnung. Bildquelle: [9]

2.3 Vorteile einer Stahl-Beton-Verbundbrücke

Die großen Vorteile von Verbundbrücken werden besonders im Vergleich mit reinen Stahl- oder Betonbrücken erkennbar. Reine Betonbrücken sind massive und schwere Konstruktionen, die aufwendige Schalungsarbeiten und meist den Einsatz von Montagegerüsten und Unterstellungen verlangen. Stahlbrücken erfordern durch ihre orthotrope Fahrbahnplatte eine Vielzahl an Schweißnähten und sind daher in der Herstellung mit sehr hohen Kosten verbunden [3]. Verbundbrücken vereinen den Vorteil der leichten Stahlkonstruktion, die unterstellungsfrei hergestellt werden kann, mit der günstig und flexibel herstellbaren Betonfahrbahnplatte.

Im Detail können die technischen Vorteile der Stahl-Beton-Verbundbrücke wie folgt beschrieben werden:

- Gewichtsreduktion der Gesamtkonstruktion im Vergleich zu Spannbeton- oder Stahlbetonkonstruktionen. Diese wirkt sich deutlich bei der Herstellung, dem Transport und der Montage der Bauteile aus [9].
- Niedrige Bauhöhe in Bezug auf die große Spannweite. Damit verbundene Möglichkeiten der optisch-ästhetischen Formgebung [4].
- Einfache und schnelle Herstellung und Montage des Stahltragwerkes [4]
- Geringere bauseitige Witterungsabhängigkeit durch erhöhten Einsatz vorgefertigter Bauteile. Zudem keine Witterungseinflüsse bei der Betonage der Fertigteile in der geschlossenen Werkshalle [10].
- Höhere Qualität der fertigen Betonteile durch die sorgfältigere und genauere Arbeit im Werk [10] und damit einhergehende bessere Dauerhaftigkeit des Bauwerkes [9].
- Gute Einsatzmöglichkeit von Hochleistungsbetonen im Fertigteilwerk. Dadurch geringere Bauteildicken, Gewichtersparnis, bessere Oberflächenbeschaffenheit und die Möglichkeit der direkten Benutzung der Betonplatte ohne Isolierung und Belag [10].
- Einfache Möglichkeiten der Überwachung, Prüfung und Erhaltung des Tragwerkes [4].
- Stahl-Beton-Verbundbrücken bieten generell gute Um- und Rückbaumöglichkeiten [9].

Aus der wirtschaftlichen Betrachtungsweise bieten die Verbundbrücken vor allem jene Vorteile:

- Bauzeiterparnis durch den Wegfall des sonst erforderlichen Lehrgerüsts [10].
- Bauzeiterparnis durch die zeitgleiche Herstellung des Tragwerkes im Werk und des Unterbaus auf der Baustelle [10].
- Bauzeiterparnis durch den Einsatz vorgefertigter Bauteile [4].
- Geringere Baukosten im Vergleich zu Ortbeton-, Spannbeton- oder Stahlbrücken [4].
- Geringe Störung des kreuzenden, zu überbauenden Verkehrsstromes [4].
- Geringere Baukosten durch die verkürzte Bauzeit sowie erhöhte gesellschaftliche Akzeptanz gegenüber den Baumaßnahmen durch rasche Fertigstellung und geringe Verkehrsbehinderungen [9].

- Möglichkeit der Verlängerung der Lebensdauer der Verbundbrücke durch Austausch der alten Fahrbahnplatte durch eine neue [4].
- Möglichkeit der späteren Verbreiterung der Brücke durch Ersatz der Betonplatte mit einer breiteren Stahlleichtplatte [4].
- Möglichkeit des Ersatzes von Spannbetontragwerken durch leichtere Verbundbauwerke bei der Weiterverwendung von bestehenden Pfeilern und Widerlagern [4].
- Höhere Wirtschaftlichkeit bei Betrachtung der gesamten Lebenszykluskosten im Vergleich zu Ortbeton- Spannbeton- oder Stahlbrücken möglich [4].

Der Einsatz von Stahl-Beton-Verbundbrücken beschränkt sich auf kleine bis mittlere Spannweiten, die Bandbreite der möglichen Spannweiten und Belastungsgrenzen von Verbundtragwerken ist jedoch sehr groß. Eine technisch und wirtschaftlich ausführliche Planung ist für den Gesamterfolg des Projektes allerdings immer entscheidend. Diese umfasst das Tragwerk selbst, das dazu gewählte Herstellungsverfahren und den im Laufe des Betriebs zu erwartenden und üblichen Aufwands für Inspektion, Wartung und Instandhaltung sowie den Rückbau der Brücke nach Ende der Lebensdauer. Ebenso ist die Bemessung des Tragwerkes umfangreich, nicht zuletzt wegen den verschiedenen möglichen Montage- und Endzuständen. Der Planungsaufwand erhöht sich zudem durch den Einsatz von Fertigteilen [2]. Bei einigen Bauverfahren zur Herstellung des Oberbaus mit Einsatz von Fertigteilen werden bauseitig eine große Anzahl an Fugen und Stößen ausgebildet. Diese erfordern ein hohes Maß der Qualitätssicherung bei der Herstellung, um in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit den hohen Ansprüchen der angrenzenden Fertigteile gerecht zu werden [9]. Die umfangreichen Vorbereitungsmaßnahmen zum Bau einer Verbundbrücke unter Einsatz von Bauteilen mit möglichst hohem Vorfertigungsgrad rentieren sich jedoch in Bezug auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes immer [2]. Besonders wenn die steigende Baupreisentwicklung mit den wachsenden Lohn- und Materialkostenentwicklungen der letzten Jahre berücksichtigt wird.

3 Stand der Technik zur Herstellung von Stahl-Beton-Verbundbrücken

3.1 Herstellung des Stahltragwerkes

Beim Bau von Stahl-Beton-Verbundbrücken kann das stählerne Haupttragwerk in Längsrichtung der Fahrbahn unabhängig von der Fahrbahnplatte hergestellt werden. Angepasst an die Rahmenbedingungen des jeweiligen Brückenbauprojektes sind verschiedene Verfahren zur Montage des Längstragwerkes möglich. Zusätzliche Unterstellungen oder Hilfsgerüste während der verschiedenen Montagezustände sind dabei in der Regel nicht nötig. Aus wirtschaftlicher Sicht ist die Wahl des Montageverfahrens von großer Bedeutung für den Gesamterfolg des Projektes. Montagemaßnahmen können je nach den Rahmenbedingungen des Projektes sehr aufwendig und damit kosten- und zeitintensiv werden. Die möglichen Montagetechniken sowie der gesamte Montageablauf sind deshalb sorgfältig und rechtzeitig zu planen [4]. Die weitverbreitetsten Herstellungsmethoden für das Primärtragwerk von Stahl-Beton-Verbundbrücken sind das Einheben, der taktweise Längsverschub und der Querverschub [4]. In den folgenden Unterkapiteln wird ein Überblick über diese gegeben.

3.1.1 Einheben

Lassen es die Projektrahmenbedingungen zu, ist das Einheben des Primärtragwerkes mit einem Mobilkran das meist wirtschaftlichste Montageverfahren [11]. Gerade bei einfeldrigen Brücken mit kleiner bis mittlerer Spannweiten wird das Einheben der Stahlträger in Länge der gesamten Spannweite häufig angewendet. Die Bauteile kommen dazu in großen vorgefertigten Montageeinheiten über Sondertransporte zum Bauplatz. Am Entladeort werden die Bauteile von einem Mobilkran übernommen und auf dem Unterbau versetzt [6]. Tragwerke über größere Spannweiten und mehrere Felder können segmentweise montiert werden. Begonnen wird dabei mit dem Einheben der Tragwerksteile über den Stützen oder Pfeilern. Mit den folgenden Hüben werden die ergänzenden Feldbereiche montiert [4].

Mobile Schwerlastkrane können in Form von Auto- oder Raupenkranen eingesetzt werden, wenn die Montage vom befestigten Untergrund aus erfolgen kann. Bei Brücken über schiffbaren Flüssen kann sich oft der Einsatz von Schwimmkranen anbieten. Als Alternative zum Schwimmkran ist das Einschwimmen des Tragwerksteiles auf einem Ponton mit dem Einheben über Litzenhebern möglich. Die Hebevorrichtung für die Litzenheber ist dabei auf den Pfeilern bzw. Stützen oder den bereits hergestellten Längstragwerksteilen angeordnet [4]. Abbildung 3.1 zeigt die Montage der einfeldrigen Teichlücke in Oberösterreich, mit einer Spannweite von 94 m. Hier wurden die Fachwerksträger der neuen Eisenbahnbrücke unter Einsatz eines Raupenkrans eingehoben [12]. In Abbildung 3.2 wird die Montage der Schiersteiner Brücke in Mainz gezeigt, die den Rhein mit einem mehrfeldrigen Durchlauftragwerk mit maximaler Spannweite von 205 m überbaut [13]. Der mit einem Ponton eingeschwommene einzellige Stahlhohlkasten wird über Litzenheber in seine Endlage eingehoben und mit den bereits fertiggestellten Tragwerksteilen verbunden.



Abbildung 3.1: Teichlbrücke - Einheben mittels Mobilkran. Bildquelle: [14]



Abbildung 3.2: Schiersteiner Brücke - Einheben mittels Litzenhebern. Bildquelle: [15]

3.1.2 Längsverschub

Der Längsverschub, auch Lanzieren oder Taktschiebverfahren genannt, wird vor allem bei der Errichtung von langen Brückentragwerken mit mehreren Feldern eingesetzt. Auch die Topografie und Zugänglichkeit des Bauplatzes kann den Einsatz dieses Montageverfahrens erfordern, wie es zum Beispiel bei der Überbauung sehr hoher Täler der Fall ist. Für die Anwendung dieses Bauverfahrens sind über die gesamte Länge des Tragwerkes konstant bleibende Querschnitte und ein geradliniger Verlauf der Brücke von Vorteil. Unter erhöhtem Aufwand sind auch gevoutete oder konstant gekrümmte Primärtragwerke mittels Längsverschub montagefähig [4].

Zur Tragwerksherstellung werden vorgefertigte Montageeinheiten zum Bauplatz geliefert. An einem Vormontageplatz hinter einem der Widerlager werden diese nach und nach zum fertigen Stahltragwerk zusammengesetzt. Ein fertiggestellter Takt des Stahltragwerkes von mehreren zehn Metern Länge wird dann mittels eines Vorschubgerätes über Gleitlager auf den Brückenunterbau geschoben. Zur Lagesicherung während des Verschubvorganges sind Seitenführungselemente und eine Rückhaltesicherung angeordnet [4]. Die Abbildung 3.3 zeigt die Talbrücke Nuttlar während des Längsverschubes des Stahltragwerkes. Das Primärtragwerk bildet ein 600 m langer Stahlhohlkasten, der bei einer maximalen Stützweite von 115 m über 7 Felder spannt. Die Brücke verläuft in einem horizontalen Krümmungsradius von 1 000 m [16].



Abbildung 3.3: Talbrücke Nuttlar – Längsverschub des Stahlhohlkastens. Bildquelle: [17]

3.1.3 Querverschub

Der Querverschub von Tragwerken bietet sich vor allem zur Erneuerung bestehender Brücken im Betrieb an. Verkehrsbeeinträchtigungen können durch den Einsatz dieses Bauverfahrens bestmöglich minimiert werden. Als erster Arbeitsschritt wird ein provisorischer Unterbau neben der Bestandsbrücke errichtet. Auf diesem wird das neue Brückentragwerk verkehrsbereit fertiggestellt. Nach der Fertigstellung kann der Verkehr auf das neue Tragwerk umgeleitet und das alte Tragwerk abgebrochen werden. In diesem Montagezustand können auch erforderliche Erneuerungsarbeiten am Bestandsunterbau durchgeführt werden. Während einer Sperre des Verkehrs wird das neue Tragwerk auf den Bestandsunterbau querverschoben und die Fahrbahnübergänge werden hergestellt [4]. Danach kann der Verkehr über die fertiggestellte Brücke wieder freigegeben werden. Die Abbildung 3.4 zeigt erneut die Teichlbrücke. Nach dem Versetzen der Fachwerkträger auf den temporären Auflagern und der Fertigstellung der Betonplatte wurde das alte Tragwerk gesprengt und das neue Tragwerk in die Endposition querverschoben [12].



Abbildung 3.4: Teichlbrücke – Querverschub (von rechts nach links). Bildquelle: [18]

3.2 Herstellung der Betonplatte

Das fertiggestellte Stahllängstragwerk dient im weiteren Baufortschritt als Montageträger für die Herstellung des Sekundärtragwerkes in Form der Betonfahrbahnplatte. Es stehen dazu verschiedene Bauverfahren zur Auswahl, die sich in Planungs-, Vorbereitungs-, Arbeits-, und Zeitaufwand stark unterscheiden. Im Vergleich zur raschen Herstellung des Stahltragwerkes ist der Bau der Betonplatte zeit- und damit kostenintensiv. Das gewählte Bauverfahren zur Herstellung der Fahrbahnplatte bestimmt die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes somit wesentlich [19].

Grundsätzlich können die Bauverfahren der Fahrbahnplatte in zwei Kategorien unterteilt werden. Die Herstellung einer Ortbetonplatte unter Einsatz einer Schalung oder die Herstellung unter Zuhilfenahme von Fertig- und Halbfertigteilen. Die aufgebrachten Lasten im Montagezustand werden dabei in beiden Fällen allein vom Stahllängstragwerk abgetragen [6]. Zusätzliche Unterstellungen des Stahltragwerkes sind in der Regel bei keinem der heutzutage angewendeten Bauverfahren nötig. Die dem momentanen Stand der Technik entsprechenden Bauverfahren zur Herstellung der Betonfahrbahnplatte werden in den folgenden Unterkapiteln eingehend beschrieben.

3.2.1 Ortbeton mit ortsfester Schalung

Bei diesem Bauverfahren werden ortsfeste Schalungselemente auf die Stahlträger aufgebaut. Dieser Arbeitsvorgang ist als zeitintensiv anzusehen, da die Schalung vor Ort über die gesamte Brückenlänge an die Geometrie des Betonquerschnittes angepasst werden muss. Die Schalelemente bzw. die Schalungsträger stützen sich dabei nur am Stahltragwerk ab. Neben den vertikalen Montagelasten treten auch horizontale Lasten durch Windkräfte, Lasteinleitungspunkte aus der Schalungskonstruktion und dem seitlichen Frischbetondruck auf. Zur Aufnahme dieser Horizontallasten sind oft verstärkende Quertragwerke, Verbände oder Rahmen anzuordnen, da die aussteifende Wirkung der Betonplatte noch fehlt. Aussteifungen sind dabei möglichst nah an die stabilitätsgefährdeten Bauteile, meist die Obergurte der Stahltragwerke, zu setzen, dürfen aber den erforderlichen Arbeitsraum zum Aufbau der Schalung nicht einschränken [6]. Die verschiedenen Stahllängstragwerke bieten unterschiedliche Möglichkeiten die Schalung aufzubauen. Vollwandige Stahlträger oder Fachwerksträger ermöglichen den Einsatz eines Lehrgerüstträgers. Auf diesen können sowohl die Schalung zwischen den Trägern als auch die Kragarmschalung aufgebaut werden. Abbildung 3.5 zeigt ein solches System eines Lehrgerüstträgers. Ist der Einsatz eines Lehrgerüstträgers nicht möglich, wie zum Beispiel bei Stahlhohlkästen, muss die Kragarmschalung außen an die Stahlkonstruktion angehängt werden. Innerhalb des Hohlkastens kann die Schalung auf den Untergurt aufgebaut werden. Die Abbildung 3.6 zeigt ein solches System des Schalungsaufbaues am Beispiel einer Brücke mit doppeltem Hohlkastenquerschnitt. Dargestellt ist der spiegelgleiche halbe Querschnitt der Brücke mit Kragarmschalung, aufgeständerter Schalung im Bereich des Hohlkastens und eingehängter Schalung zwischen den beiden Hohlkästen [6]. Die Abbildung 3.7 zeigt erneut die Teichlücke in Oberösterreich. Zu sehen ist der fertige Aufbau der unteren Schalungselemente über die gesamte Brückenlänge. Über den Fachwerkträgern ist die Schalung ausgespart, um das Einbinden der Kopfbolzendübel in den Ortbeton zu ermöglichen [12]. Die Dübelausteilung ist dabei kontinuierlich über die gesamte Trägerlänge möglich und stellt damit eine statisch hochwertige Verbundlösung dar [20].

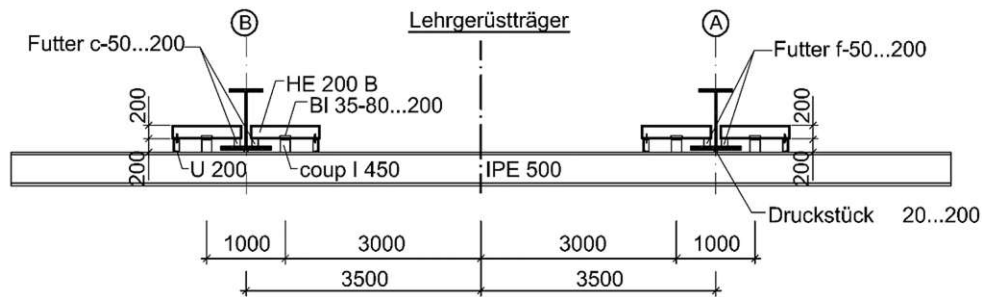


Abbildung 3.5: Lehrgerüst zur ortsfesten Schalung. Bildquelle: [6]

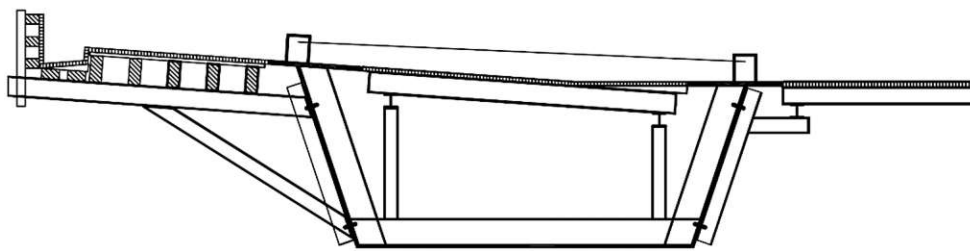


Abbildung 3.6: Ortsfeste Schalung bei Hohlkastenquerschnitten. Bildquelle: [6]



Abbildung 3.7: Teichlücke – ortsfeste Schalung. Bildquelle: [12]

Die aufgebauten Schalungskonstruktionen werden meist gleichzeitig als Arbeitsbühnen und zum Anbau der Schutzgerüste verwendet, wie auch in Abbildung 3.7 gezeigt wird. Auf die fertiggestellte Schalung wird die Bewehrung der Verbundplatte eingebunden. Im Anschluss folgt die Betonage der Brücke. Der Beton kann dabei abschnittsweise oder aus einem Guss über die gesamte Länge eingebracht werden. Nach dem Erhärten des Betons kann die Schalung abgebaut und der Fahrbahnaufbau ausgebaut werden [6].

Die Betonage des Sekundärtragwerkes unter Einsatz von Ort beton und ortsfester Schalung stellt allgemein eine technisch einfache Gesamtlösung dar. Die Schalung kann flexibel an sich verändernde Formgebung, Querschnitte oder Kurvenradien angepasst werden. Öffnungen und Aussparungen sind beliebig herstellbar. Eventuelle geometrische Imperfektionen des Längstragwerkes werden durch den bauseitig hergestellten direkten Aufbau der Schalung auf den Stahlträger ausgeglichen [21]. Die generellen Vorteile des Verbundbrückenbaues werden durch dieses konservative Bauverfahren jedoch nicht richtig ausgenutzt. Der aufwendige und zeitintensive Bau der ortsfesten Schalung steht in keinem Vergleich zu der schnellen und einfa-

chen Montage des Stahltragwerkes [19]. Unter wirtschaftlichen Rahmenbedingungen wird das Herstellungsverfahren heutzutage bei Brücken mit kurzer Gesamtlänge unter 100 m angewendet, die in einem Zug betoniert werden können [6, 19].

3.2.2 Ortbeton mit Schalwagen

Bei diesem Bauverfahren muss in einer vorbereitenden Maßnahme ein Schalwagen gebaut werden, der an die Geometrie des Längstragwerkes und der herzustellenden Fahrbahnplatte angepasst ist. Dieser trägt die Schalung zur abschnittswise Herstellung der Betonplatte. In einer üblichen Ausführungsform besteht der Schalwagen aus zwei Teilen. Innerhalb der Längsträger wird eine schienengeführte Schalung auf den aussteifenden Querträgern aufgebaut. Die Schalung der Kragarme wird vom sogenannten Konsolschalwagen getragen. Der Konsolschalwagen bewegt sich über Aufständungen an den Obergurten, die jeweils über den Querrahmen angeordnet sind [6]. Diese sogenannten Schalwagenstühle [22] werden im Zuge der Plattenherstellung einbetoniert [6]. Die erforderliche Bewehrung für die Verbundplatte wird direkt auf dem Schalwagen abschnittsweise eingebunden. Danach kann der geschalte und bewehrte Bereich betoniert werden. Sobald der eingebrachte Beton eine ausreichende Tragfähigkeit aufweist, um nicht mehr von der Schalung unterstützt werden zu müssen, kann der Schalwagen versetzt werden. Ein solcher Herstellungstakt nimmt üblicherweise die Dauer einer Arbeitswoche in Anspruch. Die Taktlängen der Betonierabschnitte liegen dabei in etwa zwischen 10 und 40 m [19]. Die Abbildung 3.8 zeigt einen Schalwagen nach der hier beschriebenen Bauform.

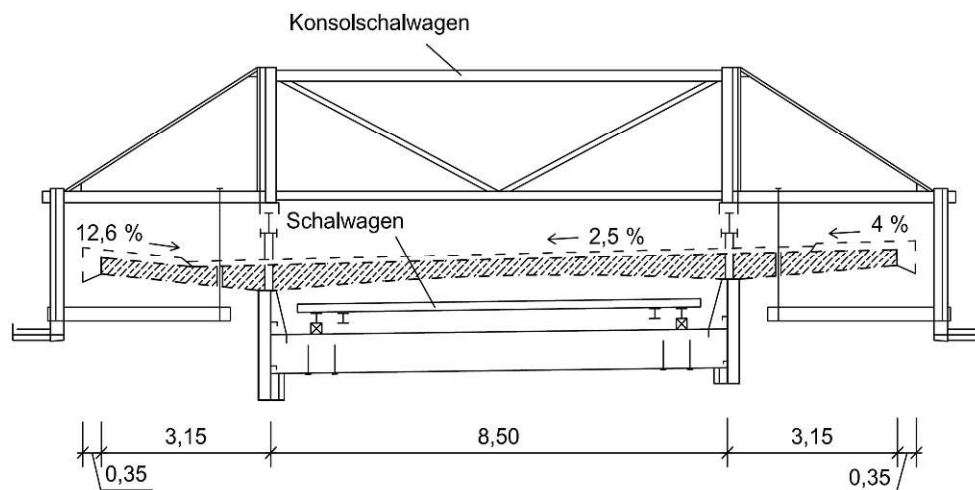


Abbildung 3.8: Schalwagen und oben fahrender Konsolschalwagen. Bildquelle: [6]

Wie bei der Ortbetonbauweise mit ortsfester Schalung ist auch beim Herstellungsverfahren mittels Schalwagen eine kontinuierliche Dübelausstellung über die gesamte Trägerlänge möglich. Das volle Ausbetonieren des Stahlobergurtes stellt damit eine qualitativ hochwertige Lösung für den Verbund und den Korrosionsschutz dar [23].

Der taktweise Baufortschritt bietet die Möglichkeit des Vorbereitens der Bewehrungskörbe für den nächsten Betonierabschnitt. Die vorgebundenen Bewehrungskörbe können mit Hilfe eines Krans oder Wagens zum Einbauort transportiert und dort verlegt werden. Eine solche Maßnahme kann die Fertigstellung eines Taktes beschleunigen [21].

Die Herstellung mittels Schalwagen kann auch mit dem Einsatz von Halbfertigteilen kombiniert werden. Dabei werden die Innenbereiche zwischen den Längsträgern mit dünnen Halbfertigteilplatten ausgelegt, die als verlorene Schalung dienen und zur späteren Lastabtragung mitwirken. Die Kragarme werden mittels Konsolschalwagen hergestellt [21].

Eine alternative Möglichkeit zur Herstellung der Kragarme ist der Einsatz eines abgehängten Schalwagens. Dieser wird an den Streben der Kragarmstützen geführt. Der Vorteil gegenüber dem obenlaufenden Schalwagen ist der Verzicht auf die Schalwagenstühle und damit die durch-

dringungsfreie Betonage der Platte [6]. Abbildung 3.9 zeigt einen unten geführten Schalwagen am Beispiel der bereits erwähnten Nuttlar Brücke.



Abbildung 3.9: Talbrücke Nuttlar – unten fahrender Konsolschalwagen. Bildquelle: [24]

Anwendung findet dieses Bauverfahren bei langen Brücken, die in mehreren Abschnitten betoniert werden müssen. Der Querschnitt der Betonplatte sollte dabei über die Brückenlänge konstant bleiben, um ein Umbauen des Schalwagens zu vermeiden. Die Längsachse der Brücke sollte geradlinig oder in einem konstanten Kreisbogen mit großem Radius verlaufen. Sich ändernde Krümmungen würden ein ständiges Umrüsten des Schalwagens verlangen. Unter diesen Rahmenbedingungen kann die Wirtschaftlichkeit der Betonplattenherstellung im Vergleich zur ortsfesten Schalung erhöht werden [6, 19].

3.2.3 Vollfertigteile

Entgegen den Ortbetonverfahren umfasst die Herstellungsvariante mit Stahlbeton-Vollfertigteilen den größtmöglichen Vorfertigungsgrad. Die Platten werden im Fertigteilwerk bewehrt und auf ihre endgültigen Querschnittsabmessungen betoniert. Die Werksfertigung bietet die Möglichkeit der Vorproduktion, um die Elemente gleich nach Fertigstellung des Längstragwerkes auf die Baustelle zu liefern und einzubauen [25]. Die Betonage in der geschützten Werkshalle verspricht zudem Betonbauteile in hoher Qualität mit guter Dauerhaftigkeit [9, 10]. Versetzt werden die Fertigteile üblicherweise mit einem Kran. Bei niedrigen Brücken über festem Untergrund kann dieser neben der Brücke stationiert werden. Auch der Einsatz eines Schwimmkranes bei der Überbauung von Gewässern oder die Positionierung des Kranes auf dem Brückentragwerk sind möglich [22]. Alternativ zum Einheben kann die Positionierung der Fertigteile mit Hilfe eines Versetzwagens erfolgen. Hierfür nimmt ein an die Brückengeometrie angepasster Versetzwagen die Fertigteile am Anlieferungsort auf und transportiert sie zum Einbauort. Der Wagen muss dabei sowohl auf den bereits montierten Fertigteilen als auch dem Stahltragwerk fahren können. Die Spurführung des Versetzwagens wird durch U-Profile gewährleistet, in denen die Räder des Wagens laufen [21].

Abgesehen von der Art und Weise des Versetzens unterscheiden sich die verschiedenen Bauverfahren zur Fahrbahnplattenherstellung mit Vollfertigteilen vor allem in der Ausführung der

Querfugen zwischen den Plattenelementen. Die verschiedenen Ausführungsmethoden sind ausbetonierte Fugen und geklebte bzw. trockene Fugenausbildungen. Im Folgenden sind die Eigenschaften der einzelnen Fugenausbildungsvarianten eingehend beschrieben.

Ausbetonierte Fugen

Die Betonfertigteile sind größtenteils auf ihre fertige Querschnittshöhe betoniert, weisen jedoch Aussparungen im Grundriss auf, wie in einer schematischen Darstellung eines Vollfertigteils in Abbildung 3.10 zu sehen ist. Über die angeordneten Aussparungen wird der erforderliche Verbund zum Stahltragwerk und zu den angrenzenden Fertigteilplatten hergestellt. Der Verbund der Fertigteile mit dem Stahltragwerk erfolgt über Kopfbolzendübel. Diese sind üblicherweise konzentriert in Dübelgruppen angeordnet. Die Fertigteile sind dafür in den Bereichen der Dübelgruppen ausgespart. Die Querbewehrung der Platte wird durch die Aussparungen für die Dübel durchgeführt. Für die Verbindung der Fertigteile in deren Querstoßfugen sind Anschlussbereiche vorgesehen. Dieser Anschlussbereich ist an der Unterseite und den Rändern durch dünne Elemente der Fertigteilplatte selbst abgeschlossen, sodass für die spätere Betonage keine zusätzlichen Schalungsarbeiten nötig sind. Um die Zugkraftübertragung der Längsbewehrung zu gewährleisten, muss in der Verbundfuge ein Vollstoß der Längseisen ausgeführt werden. Dazu sind schlaufenförmige Anschlusseisen in den Fertigteilen angeordnet, die sich im Fugenraum überlappen. Bauseitig wird die Bewehrung der Fuge in Brückenquerrichtung ergänzt. Zur Querkraftübertragung zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung sind die der Fuge zugewandten Flanken der Fertigteile verzahnt ausgeführt. Druckkräfte können direkt über den Betonkontakt zwischen Fertigteil und Ortbeton übertragen werden. Nach dem Versetzen und der bauseitigen Bewehrungsergänzung werden die Aussparungen und die Anschlussbereiche mit Beton vergossen, um den nötigen Verbund herzustellen [26]. Abbildung 3.11 zeigt das Schema einer solchen Verbundfuge im Brückenlängsschnitt. Bei der beschriebenen Ausführung ist besonders auf die Herstellungsqualität der Ortbetonergänzung zu achten. Die Erfahrung zeigt, dass sich in den Bereichen der Aussparungen und Querstoßfugen Schwindrisse ausbilden können [19]. Mit dem Einsatz eines schwindarmen Betons [26] und einer sorgfältigen Nachbehandlung kann diesen jedoch entgegengewirkt werden.

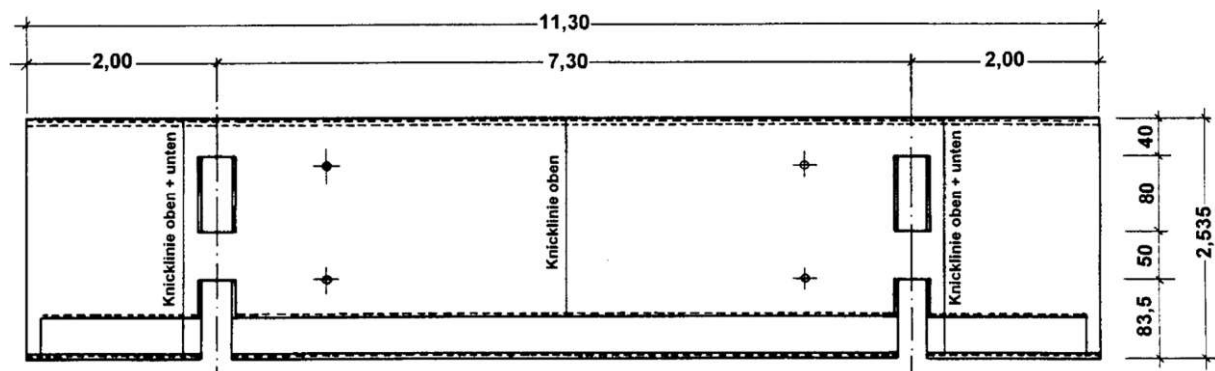


Abbildung 3.10: Vollfertigteil – Grundriss. Bildquelle: [26]

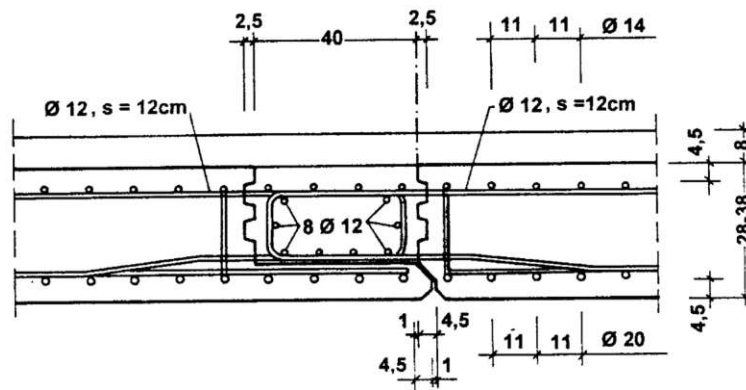


Abbildung 3.11: Verbundfuge Vollfertigteile – Längsschnitt. Bildquelle: [26]

In einem abgewandelten Bauverfahren wurden Vollfertigteile beim Bau der Bahretalbrücke in Deutschland eingesetzt. Das Stahl-Längstragwerk bildet ein geschlossener, luftdicht verschweißter Hohlkasten mit seitlich angeschweißten Konsolträgern. Zur Herstellung der Betonplatte wurde eine Kombination aus Vollfertigteilen und Ortbetonherstellung gewählt. Auf den Konsolträgern wurden 3,5 m breite Vollfertigteile versetzt. Über dem durchgehenden Obergurtblech des Hohlkastens wurde die Betonplatte durch eine 3,1 m breite Ortbetonerfüllung komplettiert. Die Fertigteile liegen jeweils über vier Stellschrauben auf der Stahlkonstruktion auf, um eventuelle geometrische Imperfektionen des Stahltragwerkes auszugleichen. Ein umlaufender Elastomerstreifen dichtet Fertigteile und Obergurte für die Betonage ab. Zum kraftschlüssigen Anschluss zwischen den Fertigteilen und zur Ortbetonmatrix ragen schlaufenförmige Anschlussseisen aus den Fertigteilen. Bauseitig werden die Anschlussbewehrungen ergänzt und die Ortbetonbereiche bewehrt. Hier ergibt sich durch den breiten Ortbetonabschnitt über dem Hohlkasten der Vorteil, die erforderliche Längsbewehrung in einem kontinuierlichen Bereich ohne Quertugen zu führen und an den Spannungsverlauf anzupassen [26]. In Abbildung 3.12 ist der Regelquerschnitt der Brücke dargestellt. Abbildung 3.13 zeigt einen Schnitt in Längsrichtung, im Bereich der Fugenausbildung über einem Konsolträger.

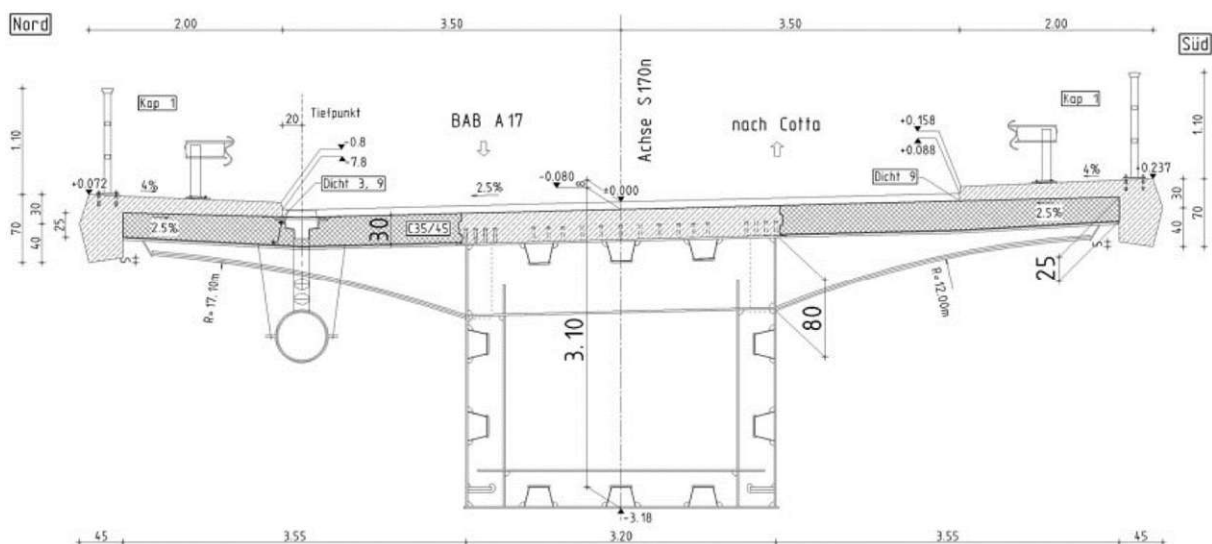


Abbildung 3.12: Bahretalbrücke – Regelquerschnitt. Bildquelle: [25]

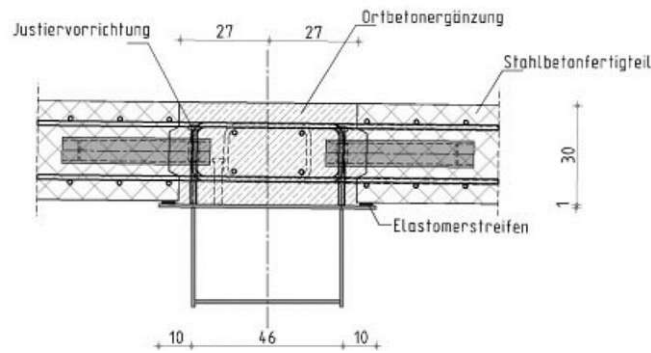


Abbildung 3.13: Bahretalbrücke – Fugenausbildung über Konsolträger. Bildquelle: [25]

Geklebte Fugen

Wie bei der betonierten Fugenausbildung werden auch hier die Fertigteile vorproduziert und angeliefert. Der Einsatz der Klebtechnik verlangt jedoch andere Montageabläufe. Die Fertigteile liegen über Gleitschuhe auf den Stahlträgern auf. Diese ermöglichen das Einschieben oder Verschieben in ihre Endlage [19, 23]. Die Plattenelemente werden dazu vorab an der Stoßfläche einseitig mit Epoxidharzmörtel bestrichen und gegeneinander verpresst. Durch den Verzicht auf die Betonfuge werden auch mögliche Schwindrisse im Bereich der Plattenstöße vermieden. Ist eine Längsvorspannung für die Betonplatten vorgesehen, wird diese nachträglich innerhalb einer Leerverrohrung in den Fertigteilen installiert. Eine Vorspannung der gut ausgehärteten Betonelemente, welche auf den Gleitschuhen beweglich gelagert sind, hat den Vorteil sehr geringer Kraftumlagerungen auf die Stahlträger aus dem Spannvorgang. Eine solche Vorspannung ohne Verbund ist zudem nachspannbar und die einzelnen Litzen können bei Bedarf ausgetauscht werden. Der Verbund zwischen Stahl- und Betonbauteilen wird erst nach der Verklebung und eventuellen Vorspannung der Platten hergestellt [23]. Bei einer französischen Entwicklung wurde der Verbund zum Stahltragwerk über Kopfbolzen hergestellt, welche nachträglich durch runde Aussparungen in der Betonplatte, mit 80 mm Durchmesser, an den Stahlträger angeschweißt wurden. Im Anschluss wurden die Aussparungen sowie die Fugen zwischen Fahrbahnplatte und Obergurt des Stahlträgers mit selbstverdichtendem, schwindarmen Fließbeton ausbetoniert [19]. Beim Bau der Autobahnbrücke Dättwil in der Schweiz wurden die Kopfbolzen bereits im Werk in die Fertigteile miteingebunden. Die Kopfbolzen sitzen dabei auf einer Stahlleiste, die mit der Unterkante der Betonplatte abschließt. Nach dem Spannvorgang wurde die Stahlleiste bauseitig an das Längstragwerk angeschweißt, um den Verbund zwischen Stahl- und Betonbauteilen herzustellen. Abbildung 3.14 zeigt die beiden beschriebenen Verbunddetails [19].

Die Querkraftübertragung zwischen den Fertigteileplatte wird durch ein Nut-Feder-System in den Stoßfugen ermöglicht. Damit die Nut- und Federelemente zueinander passen, werden diese im sogenannten Match-Casting-Verfahren hergestellt. Dabei werden die Fertigteile gegeneinander betoniert, nummeriert und auf der Baustelle in der gleichen Anordnung montiert. Zugkräfte können in den geklebten Fugen nur in dem Ausmaß der aufnehmbaren Betonzugkräfte übertragen werden. Durch eine Vorspannung können die sonst auftretenden Zugkräfte überdrückt werden, um die Mitwirkung der Fahrbahnplatte auch über den Stützbereichen voll auszunutzen [23].

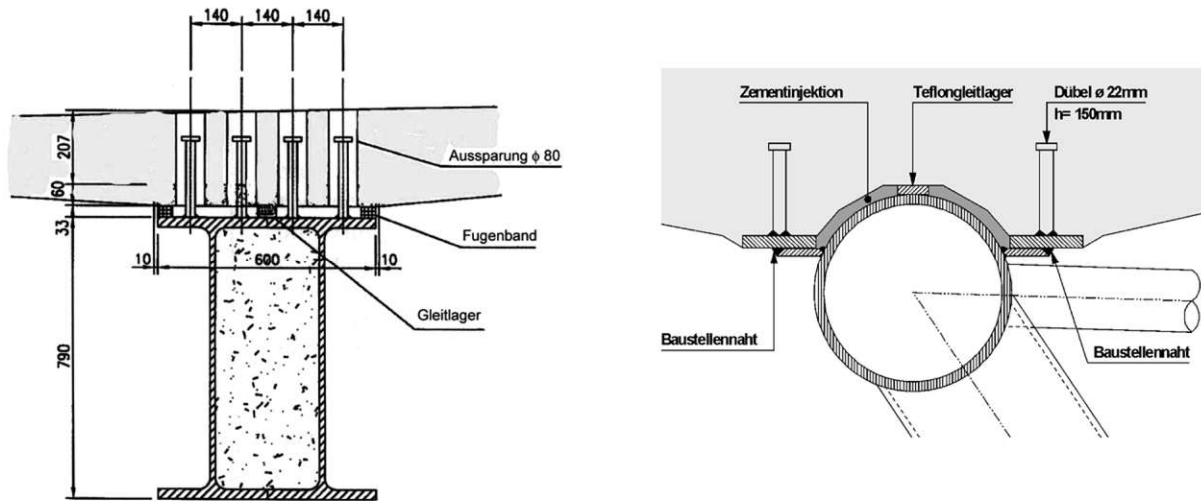


Abbildung 3.14: Kopfbolzendübel bei geklebten Fugen. Links: Nachträglich angeschweißte Dübel. Rechts: Im Werk einbetonierte Dübel. Bildquelle: [19]

Grundsätzlich betrachtet verspricht der Einsatz von Vollfertigteilen im Vergleich zur Ortbetonherstellung mittels Schalwagen eine signifikante Bauzeiterparnis. So konnte zum Beispiel die 352 m lange Fahrbahnplatte der Bahretalbrücke in etwas mehr als vier Wochen fertiggestellt werden [25]. Nach *Dauner* [23] bringt die geklebte Fugenherstellung eine weitere Bauzeiterparnis. Bei der Talbrücke Dättwil konnte durch den Bau einer Verbundbrücke mit Einsatz von Klebetechnik und Vorspannung die Bauzeit im Vergleich zum Bau einer Spannbetonbrücke von zwölf auf acht Monate reduziert werden [23].

3.2.4 Halbfertigteile als integrierte Schalung

Der Einsatz von Halbfertigteilen kombiniert Vorteile der Fertigteil- und der Ortbetonausführung. In einem Werk werden dünne Halbfertigteilplatten vorproduziert, die auf dem Stahltragwerk montiert werden und dabei als Schalung dienen. Im Endzustand sind die Halbfertigteile in den Querschnitt der Fahrbahnplatte integriert und wirken statisch mit. Die übliche Versetzmethode ist wie bei den Vollfertigteilen das Einheben mit Hilfe eines Krans. Zwischen den Längsträgern werden die Fertigteile auf den Obergurten dieser aufgelegt und spannen dabei in Brückenquerrichtung. Für die Kragarme der Fahrbahnplatte werden die Fertigteile in gedrehter Spannrichtung auf einer auskragenden Stützkonstruktion aufgelegt. Die Kopfbolzendübel können dabei kontinuierlich über die gesamte Trägerlänge angeordnet werden [6]. In Form von Großflächenelementen können die Fertigteile auch über die Längsträger hinaus als auskragende Platten ausgeführt werden. Dafür sind die Dübel konzentriert in Gruppen anzuordnen und in den Fertigteilen die passenden Aussparungen vorzusehen [27]. Die Fertigteilplatten liegen über Elastomerstreifen auf den Rändern der Obergurte auf, um bei der Betonage einen dichten Abschluss zu erhalten und mögliche Herstellungsungenauigkeiten auszugleichen [6]. Die erforderliche Plattenbewehrung ist ab Werk bereits teilweise in den etwa 10 cm starken Fertigteilen enthalten. Die restliche Bewehrung, insbesondere die oberen Lagen, ist bauseitig zu verlegen und kann an den Spannungsverlauf der Brücke angepasst werden. Im Anschluss kann die Fahrbahnplatte auf ihre endgültige Dicke betoniert werden. Geplant wird die Ausführung mit den Halbfertigteilen dabei so, dass keine zusätzlichen, herkömmlichen Schalungsarbeiten für die Betonage mehr nötig sind. Nach dem Aushärten des aufgetragenen Ortbetons wirkt der gesamte Betonquerschnitt inklusive der Fertigteilplatten sofort voll zur Lastabtragung mit [6]. Der Einsatz von Halbfertigteilen wird in Abbildung 3.15 am Beispiel der Donaubrücke Lauingen in Deutschland gezeigt. Im Bild sind die Halbfertigteile erst teilweise versetzt. Die Kopfbolzendübel sind kontinuierlich am Obergurt des Längstragwerkes angeordnet und die Fertigteillemente für die Kragarme auf Konsolträgern aufgelegt.



Abbildung 3.15: Donaubrücke Lauingen – Einsatz von Halbfertigteilen. Bildquelle: [6]

Gaßner beschreibt in [22] ein alternatives Verfahren zur Montage der Fahrbahnplatte mit Halbfertigteilen, welches 2020 am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien entwickelt wurde. Es werden dabei Halbfertigteile entweder in einem Werk hergestellt und zum Bauort geliefert oder vor Ort in einer mobilen Fertigungsstation hergestellt. Die statisch erforderliche untere Querbewehrung für den Betonoberbau ist bereits gänzlich in den Fertigteilen verlegt. In einem ersten bauseitigen Arbeitsschritt werden an einem Montageplatz mehrere Fertigteile aneinandergereiht und die benötigte untere Längsbewehrung auf dem Halbfertigteil verlegt. Durch eine erste dünne Aufbetonschicht werden die einzelnen Plattenelemente inklusive der Längsbewehrung miteinander verbunden. Nach dem Erhärten dieser ersten Aufbetonschicht, wird das so hergestellte größere Halbfertigteil von einem Versetzwagen aufgenommen, über Schalwagenstühle (wie im Unterkapitel 3.2.2 beschrieben) auf dem Längstragwerk an den Einbauort transportiert und dort hydraulisch auf die Stahlkonstruktion abgeseht. Das Halbfertigteil bleibt dabei mittels mehrerer Abhängungen mit dem Versetzwagen verbunden. Die Betonelemente liegen nur wenige cm über Elastomerstreifen auf dem Obergurt des Stahltragwerkes auf. Dazwischen sind sie über die gesamte Trägerlänge ausgenommen, um das spätere Einbinden der kontinuierlich auf dem Stahlträger verteilten Kopfbolzendübel zu ermöglichen. In einem nächsten Arbeitsschritt werden die oberen Bewehrungslagen verlegt und eine zweite Aufbetonschicht aufgebracht, die den Querschnitt auf die endgültige Plattenstärke ergänzt. Nachdem diese zweite Aufbetonschicht so weit ausgehärtet ist, dass sich der neu hergestellte Abschnitt des Oberbaus selbst trägt, werden die Abhängungen gelöst, der Versetzwagen kann vom Montageplatz das nächste Halbfertigteil aufnehmen und zum Einbauort transportieren [22].

Der Vorteil, dieser beiden beschriebenen Bauverfahren mit Halbfertigteilen, besteht aus dem Wegfallen der herkömmlichen Schalungsarbeiten. Im Vergleich zu Ortbetonausführungen, kann der Einsatz von Halbfertigteilen als verlorene Schalung eine signifikante Bauzeitverkürzung und Kostenersparnis in der Oberbauherstellung ermöglichen [9]. *Kretz* und *Muermans* beschreiben in [27] die Herstellung der Fahrbahnplatte mit Großflächenschalelementen sogar als die wirtschaftlichste Form des Verbundbrückenbaus.

3.2.5 VTR-Bauweise

Die Verbundträgerrost-Bauweise (VTR-Bauweise) kombiniert den Einsatz mehrerer verschiedener Halb- oder auch Vollfertigteile. In einem Werk werden schmale Stahlbeton-Querträger vorgefertigt und auf die Baustelle geliefert. Auf den bereits fertiggestellten Längsträgern werden diese in geringem Abstand verlegt. Üblicherweise erfolgt eine Anordnung von 60 cm breiten Querträgern in einem Abstand von 2,4 m. Diese Werte haben sich aus den Erfahrungen mit der Anwendung des Herstellungsverfahrens entwickelt [9]. Der schubfeste Anschluss der Beton-

struktur an das Stahltragwerk wird mit Kopfbolzendübeln hergestellt. Diese sind zwischen den Querträgern kontinuierlich und in den Aussparungen der Querträger konzentriert in Gruppen angeordnet. Für den kraftschlüssigen Verbund aller Bauteile ist der gesamte Trägerrost bauseitig mit einer Anschlussbewehrung zu ergänzen [28]. Nach dem Verlegen der Querträger und dem Einbau der Anschlussbewehrung folgt ein erster Betonagevorgang. Dabei werden die noch freien Bereiche über dem Längstragwerk bis auf die Höhe der Querträger betoniert. An den Obergurten der Stahllängsträger sind dazu kleinräumige Abschalungen nötig. Die dafür benötigten Schalungselemente und Dichtleisten, können bereits werkseitig an den Stahllängsträger angebracht werden. Im Bereich der direkt aufgelegten Querträger ist die Schalung ausgespart [28]. Der so hergestellte Trägerrost wirkt nun bereits zur Aussteifung des Gesamtsystems mit. Auf eine zusätzliche Montageaussteifung kann weitestgehend verzichtet werden. In weiterer Folge werden dünne Halfertigteile mit ca. 10 cm Stärke oder Vollfertigteile mit ca. 20cm Stärke auf dem Trägerrost versetzt [9]. Die Fertigteil- oder Halfertigteilelemente liegen dabei über Elastomerstreifen nur wenige Zentimeter auf den Rändern des Trägerrostes auf [28]. Bei einer Herstellung mit Halfertigteilen ist die obere Bewehrungslage der Fahrbahnplatte noch bauseitig zu ergänzen. Danach folgt die Betonage auf die endgültige Höhe der Fahrbahnplatte bzw. das vollständige Schließen der Roststruktur beim Einsatz von Vollfertigteilen. Die Ortbetonergänzungen werden dabei mit einem selbstverdichtenden Beton hoher Güte (z.B. C50/60) hergestellt [9]. Die Abbildung 3.16 stellt die VTR-Bauweise im Verlauf des Baufortschrittes dar. Von vorne nach hinten zeigt die Abbildung das Längstragwerk, die Abschalung, den versetzten Querträger, die bauseitige Bewehrungsergänzung, die erste Betonage zur Herstellung des Trägerrostes, die versetzten Fertigteile, die zweite Betonage zum Schließen des Trägerrostes und abschließend die Ausbaurbeiten auf der fertiggestellten Tragstruktur.

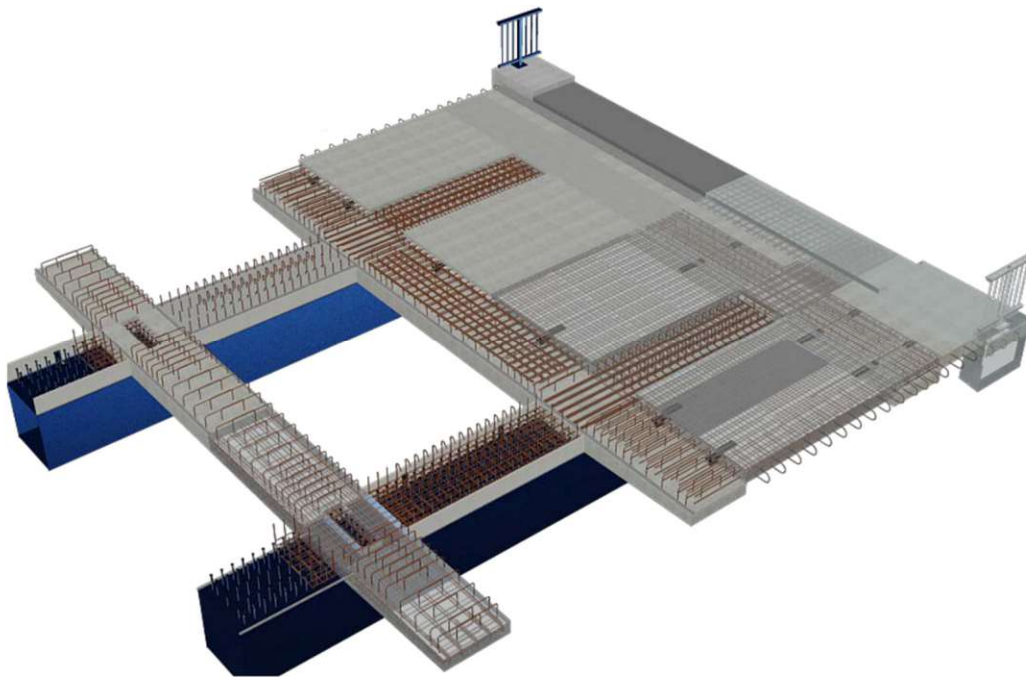


Abbildung 3.16: VTR-Bauweise im Verlauf des Baufortschrittes. Bildquelle: [28]

Die Vorteile dieses Herstellungsverfahrens liegen wiederum in der Bauzeitersparnis durch den Einsatz von Bauteilen mit hohem Vorfertigungsgrad und dem Wegfall der herkömmlichen Schalungsarbeiten. Gerade beim Bau von mehrfeldrigen Brücken in Form eines zweistegigen Plattenbalkens bis etwa 100 m Spannweite gewinnt die Anwendung der VTR-Bauweise international an Bedeutung. Mit diesem Bauverfahren errichtete Brücken zeigen, dass eine erhebliche Bauzeitersparnis im Vergleich zur Ortbetonbauweise mit Schalwagen möglich ist. So konnte

nach *Lechner et al.* [9] ein 240 m langer Überbau mit 15 m Breite ($3\,600\text{ m}^2$) in 30 Arbeitstagen hergestellt werden.

3.2.6 VFT-Bauweise

Ein Herstellungsverfahren mit besonders hohem Vorfertigungsgrad stellt die Verbundfertigträger-Bauweise (VFT-Bauweise) dar. In einem Werk werden Stahlträger hergestellt, an deren Obergurt bereits eine dünne, bis etwa 3 m breite Betonplatte sitzt und schubfest verbunden ist. Der Verbund zwischen Stahlträger und im Werk hergestellter Betonplatte erfolgt üblicherweise mit Kopfbolzendübel. Dabei kommen unterschiedlich lange oder Doppelkopfbolzendübel zum Einsatz, um sowohl einen Verbund mit der Fertigteilplatte als auch mit dem bauseitig aufgebrauchten Aufbeton zu gewährleisten [6]. Die Verbundträger werden in der vollen Länge der zu überspannenden Stützweite hergestellt, zur Baustelle geliefert und auf die Auflager eingehoben. Mehrere Fertigteilträger bilden so, Element an Element verlegt, das Tragwerk der zu errichtenden Brücke. Auf Grund der hohen Steifigkeit des Trägers durch die Betonfertigteilplatte kann auf eine zusätzliche Queraussteifung im Montagezustand weitgehend verzichtet werden [29]. Bauseitig wird auf den Fertigteilplatten die nötige Bewehrung ergänzt und die Fahrbahnplatte auf ihre volle Höhe betoniert. Der Verbund zwischen der Fertigteilplatte und der Ortbetonergänzung kann durch herkömmliche Bewehrungselemente wie einer Bügelbewehrung oder durch den Einsatz verschiedener Schubsicherungselemente erreicht werden [30]. Abbildung 3.17 zeigt den Querschnitt eines solchen Tragwerkes in VFT-Bauweise am Beispiel einer Straßenbrücke.

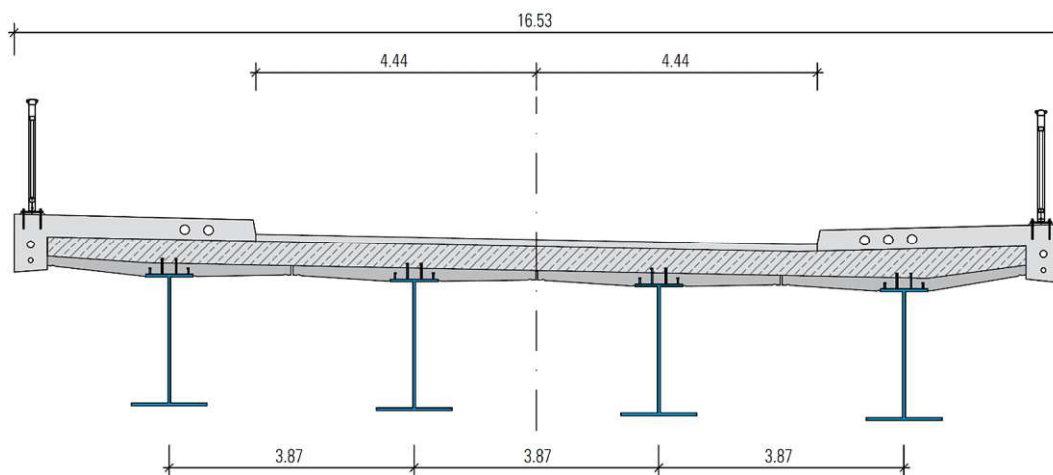


Abbildung 3.17: VFT-Tragwerk am Beispiel einer Straßenbrücke. Bildquelle: [29]

Eine alternative Bauform des VFT findet sich in der Anwendung eines Stahlträgers, bei dem der Stahl-Obergurt gänzlich weggelassen und durch eine dünne, werksseitig hergestellte Betonplatte ersetzt wird. Die Betonplatte übernimmt dabei vollständig die Aufgaben des Obergurtes. Der Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte erfolgt direkt über den einbetonierten Steg. Die benötigte Verbundwirkung kann durch horizontal am Steg angeschweißte Kopfbolzendübel aber auch durch andere Schubkraftübertragungselemente, wie am Steg ausgeschnittene Puzzle- oder Finnengeometrien mit ergänzender Bewehrungsführung, erzielt werden [30]. Eine solche Ausführungsform des Stegbleches wird auch Kronendübel genannt. Der erweiterte Vorteil dieser Verbund-Fertigteil-Träger-Variante liegt in der Einsparung der teuren Längsnähte zwischen Steg- und Obergurtblech und der damit einhergehenden Montagezeit-, Ressourcen- und Kosteneinsparungspotentiale. Wie bei der Standardform des VFT ist auch hier auf Grund der hohen aussteifenden Wirkung der Betonplatte eine zusätzliche Montageaussteifung in der Regel nicht mehr erforderlich [6].

Abbildung 3.18 zeigt die beiden vorgestellten Varianten der VFT im Detail. Im linken Schnitt ist der Träger mit Obergurt und unterschiedlich hohen Kopfbolzen dargestellt. Das rechte Detail zeigt die Ausführung ohne Obergurt und einer Verbundleiste in Puzzle-Geometrie.

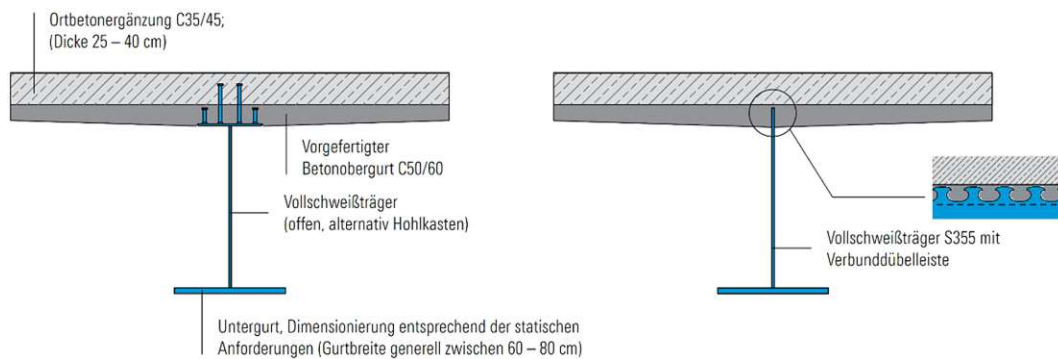


Abbildung 3.18: Details Verbund-Fertigteil-Träger. Links: Schnitt – Träger mit Kopfbolzen. Rechts: Schnitt – Träger mit Verbundleiste. Bildquelle: [29]

Die FVT-Bauweise bietet sich vor allem im mittleren Spannweitenbereich von etwa 25 bis 50 m als sehr wirtschaftliche Baumethode an [6]. Dabei bezieht sich die angesprochene Wirtschaftlichkeit nicht wie bei den anderen Bauverfahren hauptsächlich auf das Einsparungspotential von Montagezeit und -kosten, sondern auch auf den stark optimierten und sparsamen Materialeinsatz [29]. Die Einsatzmöglichkeiten dieses Bauverfahrens werden, in Bezug auf die möglichen Trägerlängen, jedoch von der Transportlogistik beschränkt. Beim Straßentransport sind maximale Trägerlängen von 60 m möglich. Der Transport am Wasserweg lässt, abhängig von den Schleusenlängen, Längen bis etwa 100 m zu [29].

4 Beschreibung des neuen Bauverfahrens

Im Streben nach der Findung wirtschaftlicher Möglichkeiten zur Herstellung der Betonfahrbahnplatten bei Brückentragwerken wurde an der TU Wien ein neues Bauverfahren entwickelt [31]. Dabei zielt die Wirtschaftlichkeit vor allem auf eine signifikante Zeiteinsparung bei der bauseitigen Montage der Fahrbahnplatte ab. Bei Anwendung des neuen Bauverfahrens ist die Fertigstellung eines Bauabschnittes in etwa einem Arbeitstag möglich [32]. Die Herstellung eines vergleichbaren Bauabschnittes mittels Schalwagen nimmt, wie in Kapitel 3.2.2 erläutert, in etwa eine Arbeitswoche in Anspruch. Die zur Anwendung des neuen Bauverfahrens eingesetzten Halbfertigteilelemente weisen zudem ein höheres Tragvermögen in Brückenquerrichtung auf als die herkömmlich eingesetzte Halbfertigteile [31]. Sie können dadurch direkt auf dem Längstragwerk aufgelegt werden und deutlich über dieses auskragen, ohne dafür die Anordnung von Konsolträgern, Montagegerüsten oder anderen Hilfskonstruktionen zu verlangen, wie dies bei den bekannten Ausführungen mit Halb- und Vollfertigteilen der Fall ist.

4.1 Idee des neuen Bauverfahrens

Beim neu entwickelten Bauverfahren [31] wird die Fahrbahnplatte unter Einsatz von Halbfertigteilen mit Ortbetonergänzungen hergestellt. Jedes Halbfertigteil setzt sich dabei aus mindestens zwei Plattenelementen und mindestens einem Querbalken zusammen. Die Plattenelemente sind so angeordnet, dass sie nur wenige Zentimeter auf den Rändern des Längstragwerks aufliegen. Dazwischen sind die Platten über die gesamte Tragwerkslänge unterbrochen, um in diesem Bereich einen Verbund zwischen Längstragwerk und Fahrbahnplatte herstellen zu können. Durch die Querbalken werden die einzelnen Plattenelemente über die gesamte Breite des Halbfertigteils miteinander verbunden. Die Plattenelemente stützen sich über die Auflageflächen auf den Längsträgern und auf den Querbalken ab. Eine ausgeprägte Biege- und Schubtragfähigkeit der Querbalken ermöglicht deutliche Auskragungen über die äußeren Auflagepunkte auf den Längsträgern hinaus. Die Halbfertigteile sind dabei so bemessen und aufgeführt, dass sie ihr Eigengewicht und die Last des aufgetragenen Frischbetons abtragen können, ohne dabei zusätzlich unterstützt werden zu müssen. Abbildung 4.1 zeigt eine Skizze einer möglichen Ausführungsform eines solchen Halbfertigteils.

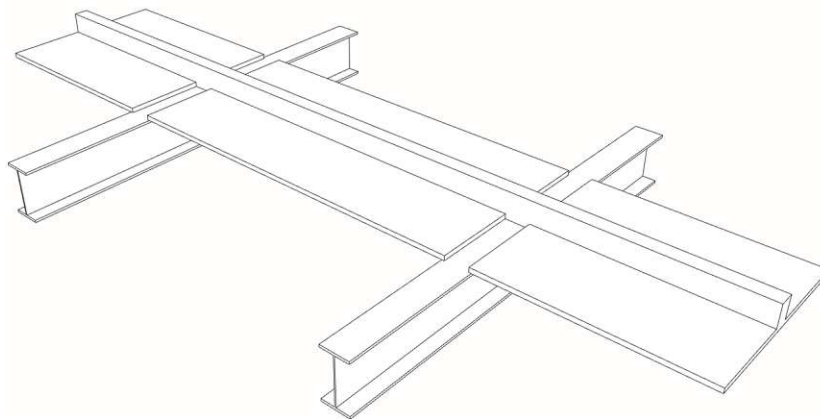


Abbildung 4.1: Skizze einer möglichen Ausführungsform eines Halbfertigteils mit Querbalken.

Wie bei anderen Bauverfahren mit Fertigteilen können die benötigten Halbfertigteilelemente auch hier in einem Werk vorproduziert werden, um sie nach Fertigstellung des Längstragwerkes planmäßig auf die Baustelle zu liefern. Dabei kann bereits der Großteil der benötigten Beweh-

rung im Werk in das Fertigteil eingebunden werden, um die zeitaufwendigen und damit teuren Bewehrungsarbeiten nicht bauseitig ausführen zu müssen. Dies beschränkt sich nicht nur auf die unteren Bewehrungslagen der Platte, die sich in der Lage der dünnen Fertigteilplatten befinden. Auch die obere Querbewehrung sowie die erforderliche Schubbewehrung der Platte kann bereits ab Werk in das Halbfertigteil miteingebaut werden. Bauseitig sind im Wesentlichen die Anschlussbewehrungen der Plattenstöße und die erforderliche Längsbewehrung zu ergänzen [32]. Die Integration von Spanngliedern in den Querschnitt der Fahrbahnplatte ist bei diesem Bauverfahren ebenfalls möglich [31].

Die Montage der angelieferten Halbfertigteile erfolgt in einem ersten Arbeitsschritt auf einem Montageplatz unmittelbar neben dem Widerlager der Brücke. Hier werden mehrere angelieferte Elemente auf einer Hilfskonstruktion aneinandergereiht und durch eine erste, dünne Aufbetonschicht kraftschlüssig miteinander verbunden. Ein so hergestellter Bauabschnitt, bestehend aus Halbfertigteilen und erster Aufbetonschicht, kann dann von einer Versetzeinheit aufgenommen und am Einbauort auf dem Längstragwerk versetzt werden. Folgt nach dem Versetzen ein kraftschlüssiger Verbund des Bauabschnittes mit dem Längstragwerk, wirkt dieser im weiteren Bauverlauf zur Lastabtragung in Brückenlängsrichtung bereits mit. Durch eine zweite Aufbetonschicht werden die Halbfertigteile auf die fertige Höhe der Fahrbahnplatte komplettiert [32]. Wurden Spannglieder vorgesehen, können diese gespannt werden, sobald der Beton die benötigte Festigkeit erreicht hat [31].

4.2 Anwendungsbereich

Die Anwendbarkeit dieses Bauverfahrens beschränkt sich weder auf einen bestimmten Brückentypus noch auf eine vorgegebene Querschnittform. Nach Kollegger et al. [31] ergeben sich die Anwendungsgrenzen des neuen Bauverfahrens folgendermaßen:

- Der Einsatz eines Fahrbahnplattenelements bestehend aus mindestens zwei Plattenelementen und einem Querbalken.
- Die Fahrbahnplattenelemente bestehen aus bewehrtem Beton oder Spannbeton.
- Die Fahrbahnplattenelemente werden einzeln oder vorzugsweise in Gruppen, die einen Bauabschnitt bilden, auf ein vorab hergestelltes Längstragwerk aufgelegt.
- Die Plattenelemente sind durch den Querbalken verbunden.
- Die Querbalken sind zwischen 70 und 90° zur Längsachse der Brücke angeordnet.
- Die Höhe der Querbalken ist größer als die Höhe der Plattenelemente.
- Die Abstände zwischen den nebeneinander liegenden Plattenelementen, die durch den Querträger verbunden sind, entsprechen näherungsweise der Breite der Oberseite des Längsträgers.
- Der fertige Querschnitt der Fahrbahnplatte wird durch das Aufbringen einer Aufbetonschicht auf die Fahrbahnplattenelemente hergestellt.

Die erfindungsgemäße Anwendung des neuen Bauverfahrens richtet sich dabei an die Herstellung eines Bauabschnittes im Tagedakt [32]. Um diesen zu erreichen, ist das Zusammensetzen mehrerer Fahrbahnplattenelemente zu einem Bauabschnitt und das Versetzen dieses Bauabschnittes mittel Versetzwagen anzustreben. Ein Versetzwagen muss bei dieser Anwendungsform eigens an das Längstragwerk und die Fahrbahnplattengeometrie angepasst werden. Damit steigt die Wirtschaftlichkeit dieses Bauverfahrens bei Einsatz eines Versetzwagens mit der Länge der zu errichtenden Fahrbahnplatte.

Für kürzere Brücken sind die hier vorgestellten Halbfertigteile jedoch ebenso einsetzbar. Die einzelnen Fahrbahnplattenelemente könnten dabei direkt auf dem Längstragwerk versetzt werden. Erlauben es die Projektrahmenbedingungen, ist dies zum Beispiel mittels Kranmontage möglich. Der Vorteil der Einsparung der Konsolträger zum Auflegen der auskragenden Fertigteillemente ist auch hier gegeben. Das Mitwirken der Halbfertigteile zur Lastabtragung in Brückenlängsrichtung durch einen Verbund zum Längstragwerk kann auch bei einer solchen Ausführungsvariante erzielt werden.

Im Rahmen der erfindungsgemäßen Anwendungsgrenzen [31] kann das Bauverfahren gleichermaßen auf Längstragwerke aus Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl angewendet werden. Auch die Ausführungsform des Längstragwerkes ist sowohl als Balken-, Fachwerks- oder Hohlkastenquerschnitt möglich. Ebenso stellt die Anzahl der nebeneinander liegenden Längsträger grundsätzlich keine technische Grenze für die Anwendbarkeit dar.

4.3 Beschreibung des Bauverfahrens am Beispiel der Jauntalbrücke

Obleich das neue Bauverfahren bei vielen verschiedenen Ausführungsformen von Brückentragwerken angewendet werden kann, findet sich eine besonders wirtschaftliche Einsatzmöglichkeit in der Anwendung zum Bau von Stahl-Beton-Verbundbrücken wieder. Die äußerst schnelle Baufertigstellung der Fahrbahnplatte kann dabei dem hohen Vorfertigungsgrad und der raschen Errichtung des Stahllängstragwerkes gerecht werden. Im Hinblick darauf wird die konkrete Ausführung des Bauverfahrens am Beispiel der Neuerrichtung des Stahl-Beton-Verbundbrückentragwerks der Jauntalbrücke detailliert erklärt.

4.3.1 Beschreibung der Jauntalbrücke

Die Jauntalbrücke ist eine 1961 erbaute, eingleisige Eisenbahnbrücke in Kärnten. Sie überbaut die Drau in einer Gesamtlänge von 430 m über 4 Pfeiler in einer maximalen Höhe von 96 m. Das Bestandstragwerk des Oberbaus bildet ein reiner Stahlbau [33].

Im Zuge des Baus der Koralmbahn zwischen Graz und Klagenfurt wird die Bestandsbrücke auf eine zweigleisige Brücke ausgebaut. Die Bestandspfeiler können nach Instandsetzungsmaßnahmen und einer Bodenverbesserung unter den Bestandsfundamenten weiterverwendet werden [33]. Das neue Längstragwerk des Oberbaus wird von einem 5 m hohen Stahl-Fachwerk gebildet. Darüberliegend wird eine 12,56 m breite Stahlbeton-Fahrbahnplatte im Verbund angeordnet [34]. Das statische System des Oberbaus wird beim alten wie beim neuen Tragwerk von einem Durchlaufträger gebildet, der zwischen den beiden Widerlagern in fünf Feldern über die vier Pfeiler spannt. Die Abbildung 4.2 zeigt links die Jauntalbrücke im Bestand und rechts eine Visualisierung des Neubaus.

Die Herstellung des Stahltragwerkes kann im Taktschiebeverfahren stattfinden. Dazu können die Fachwerke hinter dem Widerlager Richtung Graz zusammengesetzt, mit dem Bestandstragwerk gekoppelt und anschließend taktweise in Richtung des Widerlagers Klagenfurt eingeschoben werden. Die ausgeschobenen Takte des alten Tragwerkes können hinter dem Widerlager Klagenfurt auseinandergelassen und abtransportiert werden [33].

Die Herstellung der Fahrbahnplatte wird in den folgenden Unterkapiteln 4.3.2 bis 4.3.4 detailliert erklärt.



Abbildung 4.2: Jauntalbrücke. Links: Bestandstragwerk. Bildquelle: [35]
Rechts: Visualisierung des Neubaus. Bildquelle: [36]

4.3.2 Vorbereitende Maßnahmen

Bauseitig ist nach den abgeschlossenen Instandsetzungsmaßnahmen am Unterbau das Stahllängstragwerk herzustellen. Die Austeilung der Kopfbolzendübel am Obergurt des Stahllängstragwerkes kann dabei nahezu kontinuierlich erfolgen. Unterbrochen wird die Austeilung lediglich von den 22 cm schmalen Querträgern der Fertigteilelemente, die in einem Achsabstand von 185 cm angeordnet sind [34]. Es werden Doppelkopfbolzen eingesetzt, um bereits nach dem Versetzen der Halbfertigteile einen Teilverbund der Betonbauteile zum Stahltragwerk herstellen zu können. An den Rändern der Obergurte sind Elastomerstreifen aufzulegen, auf denen später die Fahrbahnplattenelemente versetzt werden [32]. Diese Elastomerstreifen dichten den planmäßigen Spalt zwischen der Oberkante des Längstragwerkes und der Unterkante des Halbfertigteils für die Betonarbeiten ab.

Unmittelbar hinter dem Widerlager Richtung Graz ist ein Montageplatz zu errichten [34]. Zur Auflage der angelieferten Fertigteile auf diesem Montageplatz sind in der direkten Verlängerung des Stahllängstragwerkes zwei Stahlträger angeordnet.

Um die Halbfertigteile vom Montageplatz aufzunehmen, zum Einbauort zu transportieren und auf dem Stahltragwerk zu versetzen, wird ein Versetzwagen benötigt. Dieser Versetzwagen besteht aus zwei Fachwerkträgern, die in Brückenlängsrichtung orientiert sind. Die beiden Fachwerke des Versetzwagens sind in Brückenquerrichtung miteinander verbunden und durch ein horizontales Fachwerk ausgesteift. Unter den Fachwerkträgern ist am vorderen und hinteren Ende jeweils eine Stütze angeordnet. Jede dieser Stützen steht auf einem Schienenelement auf, mit dem sie fest verbunden ist [32]. Der Versetzwagen muss sich in Brückenlängsrichtung auf dem Tragwerk bewegen können. Dazu sind sowohl auf dem Stahltragwerk als auch auf den Stahlträgern am Montageplatz Schalwagenstühle zu montieren. Der Abstand der Schalwagenstühle entspricht der Abmessung eines Halbfertigteils in Brückenlängsrichtung. Der Versetzwagen bewegt sich während des Bauverlaufes auf den Schienenelementen über die Schalwagenstühle. Um die Halbfertigteile aufnehmen und versetzen zu können, ist der Versetzwagen mit einer hydraulischen Hubeinrichtung ausgestattet [32]. Ein Modell eines solchen Versetzwagens ist in Abbildung 4.3 gegeben.

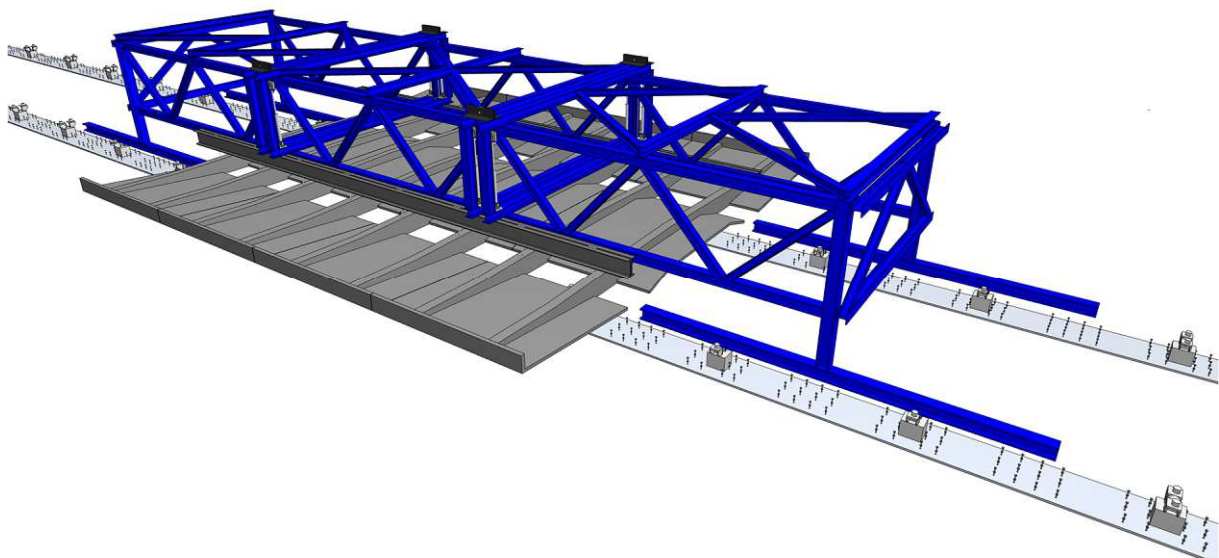


Abbildung 4.3: Modell des Versetzwagens. Bildquelle: Adaptiert aus [32]

In einem Werk werden die Halbfertigteile zum Bau der Fahrbahnplatte vorproduziert. Diese bestehen aus drei Plattenelementen und zwei Querträgern. Die Fahrbahnplattenelemente kragen auf beiden Seiten des Längstragwerkes ca. 3 m über dieses aus und spannen mittig über 6 m zwischen den Längsträgern. An den äußeren Enden der Auskragungen dienen Aufkantungen der Platte als seitliche Abschalung [32]. In Brückenquerrichtung entspricht die Abmessung eines

Halbfertigteils mit 12,56 m der endgültigen Breite der Betonplatte. In Brückenlängsrichtung misst ein Element 3,69 m. Die maximale Höhe beträgt inklusive der eingebundenen Bewehrung ca. 0,5 m [34].

Aufgrund der Durchlaufwirkung des Oberbaus in Brückenlängsrichtung ergeben sich aus Eigengewicht, Nutzlast und den weiteren Einwirkungen positive und negative Momentenbeanspruchungen auf das Tragwerk. Daraus resultieren Plattenbereiche mit Längsdruckspannungen und Plattenbereiche mit Längszugspannungen. Dementsprechend werden für die Herstellung der Fahrbahnplatte auch zwei verschiedene Halbfertigteile produziert. Fahrbahnplattenelemente vom Typ D für die Bereiche mit Längsdruckspannungen und Fahrbahnplattenelemente vom Typ Z für die Bereiche mit Längszugspannungen [34]. Die Typen unterscheiden sich dabei in der Dicke der Plattenelemente und in Ausführungsdetails die Querträger betreffend. Abmessungen im Grundriss und Anordnung der Plattenelemente und Querträger der Typen sind gleich.

Fahrbahnplattenelemente Typ D

Die Plattenelemente des Typs D werden mit einer Höhe von 11 cm ausgeführt. In den Stoßbereichen zu den angrenzenden Plattenelementen ist die Höhe der Platte auf 6 cm reduziert. Das Gewicht des Halbfertigteils inklusive der verlegten Bewehrung beträgt 15,6 t [34]. Die Abbildung 4.4 zeigt ein Halbfertigteil des Typs D inklusive detaillierter Bemaßung. Auf die Darstellung der Bewehrungselemente wird übersichtshalber verzichtet.

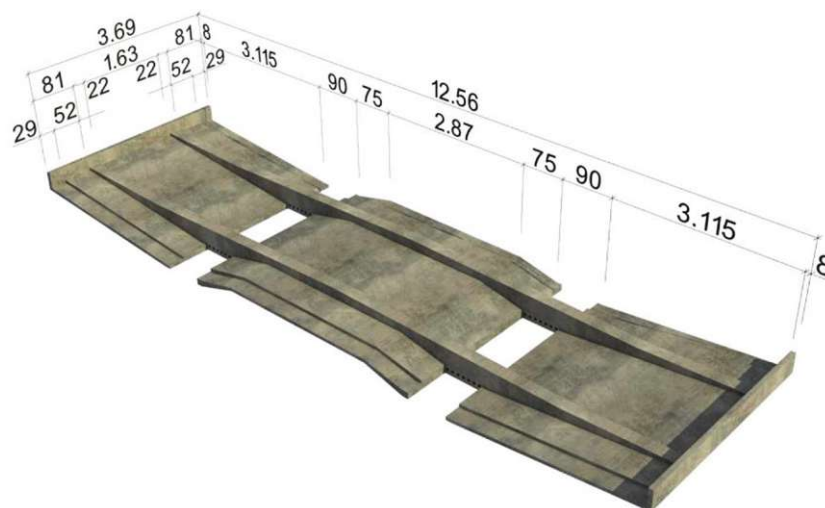


Abbildung 4.4: Fahrbahnplattenelement Typ D. Bildquelle: [34]

Die unteren Lagen der Quer- und Längsbewehrung, die Schubbewehrungselemente und die obere Lage der Querbewehrung werden vollständig im Werk in das Halbfertigteil eingebaut [32]. Bauseitig sind die obere Längsbewehrung und die Stoßbewehrung zu ergänzen. Die untere Längsbewehrung wird im Stoßbereich jedes Halbfertigteils voll gestoßen [34]. Die obere Querbewehrung entspricht dabei der zweiten Bewehrungslage von oben, um bauseitig ein direktes Verlegen der oberen Längsbewehrung auf dieser zu ermöglichen [31].

Die Querbalken sind so hoch ausgeführt, dass nur mehr die obere Lage der Längsbewehrung und die Betondeckung auf die fertige Höhe der Fahrbahnplatte fehlen. Um dies zu erreichen, wird die obere Biegebewehrung der Querbalken genau in der gleichen Lage und Höhe der oberen Querbewehrung der Fahrbahnplatte angeordnet. Damit die Längsbewehrung direkt auf der oberen Biegebewehrung der Querbalken verlegt werden kann, ragt die Biegebewehrung der Querbalken planmäßig um den halben Durchmesser des Bewehrungsstabes über die Betonoberkante des Querbalkens heraus. Durch eine solche Ausführung wird die mögliche statische Nutzhöhe des Querbalkens maximal ausgenutzt [31]. Die Abbildung 4.5 zeigt den Schnitt durch ein Halbfertigteil des Typs D in Brückenlängsrichtung. Die ab Werk eingebundenen Beweh-

rungselemente sind voll dargestellt. Die strichlierte Darstellung deutet die bauseitig ergänzten Bewehrungselemente an.

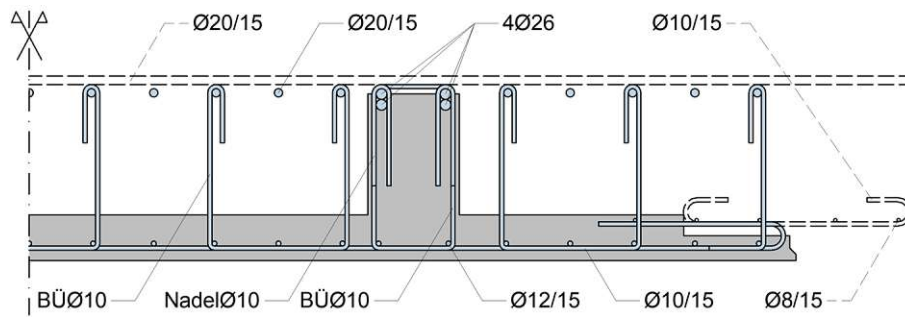


Abbildung 4.5: Bewehrung Halbfertigteil Typ D.

Fahrbahnplattenelemente Typ Z

Die Plattenelemente des Typs Z werden kontinuierlich mit einer Höhe von 6 cm ausgeführt. Das Gewicht des Halbfertigteils inklusive der verlegten Bewehrung beträgt 11,6 t [34]. Die Abbildung 4.6 zeigt ein Halbfertigteil des Typs Z inklusive detaillierter Bemaßung. Auf die Darstellung der Bewehrungselemente wird übersichtshalber verzichtet.

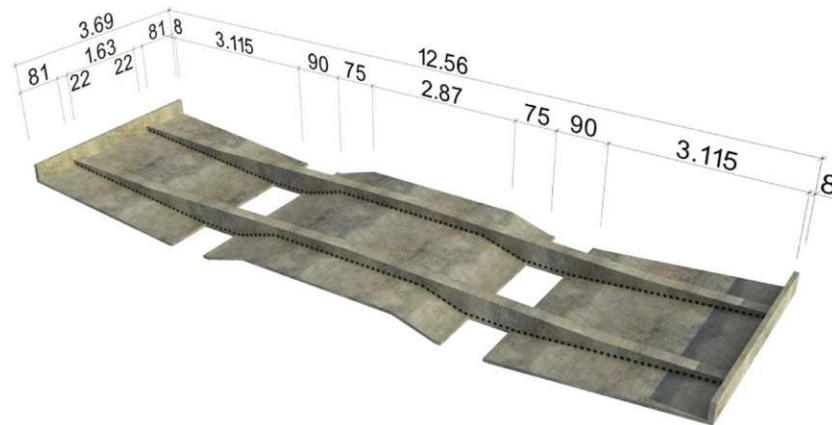


Abbildung 4.6: Fahrbahnplattenelement Typ Z. Bildquelle: [34]

Die unteren Lagen der Quer- und Längsbewehrung sind teilweise in das Fertigteil eingebaut. Erforderliche Schubbewehrungselemente und die obere Lage der Querbewehrung können wie beim Typ D ab Werk in die Halbfertigteile eingebunden werden. Die untere und obere Längsbewehrung wird erst bauseitig auf den Elementen ergänzt [34]. Dies hat den Vorteil, dass die starken Längsbewehrungseisen nicht bei jeder Fuge eines Halbfertigteils, sondern nur bei den Bauabschnittsfugen gestoßen werden müssen. Um die untere Lage der Längsbewehrung nachträglich einbauen zu können, sind in den Querbalken runde oder quadratische Aussparungen direkt oberhalb der Plattenelemente angeordnet. Bauseitig werden die unteren Längseisen durch die Aussparungen eingeschoben [34]. Die Öffnungen in den Querbalken sind in der Abbildung 4.6 dargestellt. Die obere Längsbewehrung wird wie beim Typ D als erste Lage von oben auf der oberen Querbewehrung verlegt.

Die Ausführung der Querbalken entspricht jener des Typ D. Die Abbildung 4.7 zeigt den Schnitt durch ein Halbfertigteil des Typs Z in Brückenlängsrichtung. Die ab Werk eingebundenen Bewehrungselemente sind voll dargestellt. Die strichlierte Darstellung deutet die bauseitig ergänzten Bewehrungselemente an.

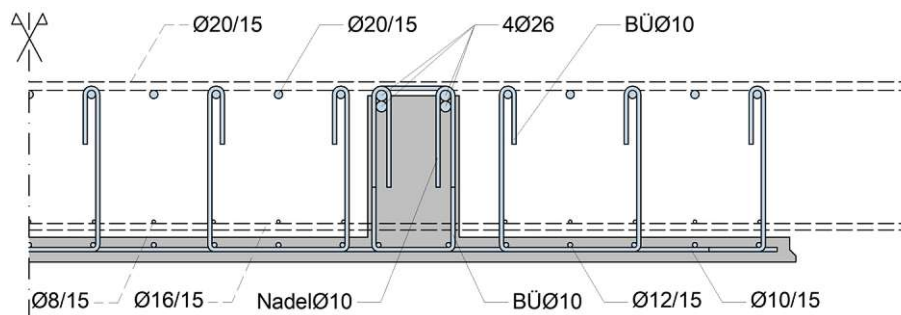


Abbildung 4.7: Bewehrung Halbfertigteil Typ Z.

4.3.3 Bauablauf

Die Montage der Halbfertigteile erfolgt im ersten Schritt auf dem Montageplatz. Vier Halbfertigteile werden in einem planmäßigen Fugenabstand von 1 cm auf die Montageträger aufgelegt. Diese vier Halbfertigteile bilden gemeinsam einen Bauabschnitt. Die Fugen zwischen den Halbfertigteilen werden mit einer Dichtschnur oder einem Kunststoffwinkel für die spätere Betonage abgedichtet. Ein Detail der Fugenausbildung ist in Abbildung 4.8 gegeben.

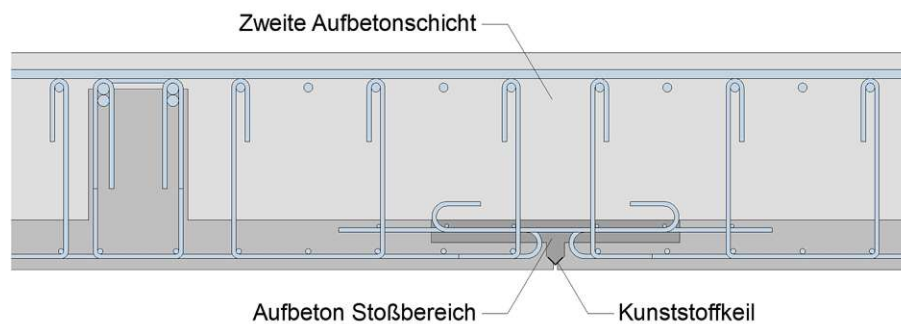


Abbildung 4.8: Detail des Plattenstoßes beim Halbfertigteil Typ D.

Für die Herstellung eines Bauabschnittes am Montageplatz unterscheiden sich die Halbfertigteile des Typs D und Z im weiteren Arbeitsverlauf.

Bauabschnitt Typ D

In den dünneren Stoßbereichen über den Plattenfugen ist die Stoßbewehrung zu verlegen. Den vordersten und hintersten Stoßbereich gilt es dabei auszulassen. Diese Stöße, die die Bauabschnittsfugen bilden, können erst direkt am Einbauort auf den versetzten Halbfertigteilen bewehrt werden. Anschließend werden die Fugenbereiche innerhalb der vier Halbfertigteile bis auf die Höhe der 11 cm starken Plattenelemente betoniert. Ebenfalls zu verlegen ist die obere Längsbewehrung. Die Länge dieser Bewehrungseisen entspricht der Länge des Bauabschnittes zuzüglich der erforderlichen Übergrifflänge. Der Übergriff wird dabei einseitig, in Richtung des bereits zuvor versetzten Bauabschnittes, angeordnet. Die Anordnung der bauseitig verlegten Bewehrung zeigt die Abbildung 4.5 anhand der strichlierten Bewehrungselemente [34]. In Abbildung 4.9 sind die vier auf den Hilfsträgern versetzten Halbfertigteile gezeigt. Abbildung 4.10 stellt den Bauabschnitt mit aufgebrachtem Aufbeton in den Stoßbereichen dar. Auf die Darstellung der Bewehrungselemente wird übersichtshalber verzichtet.

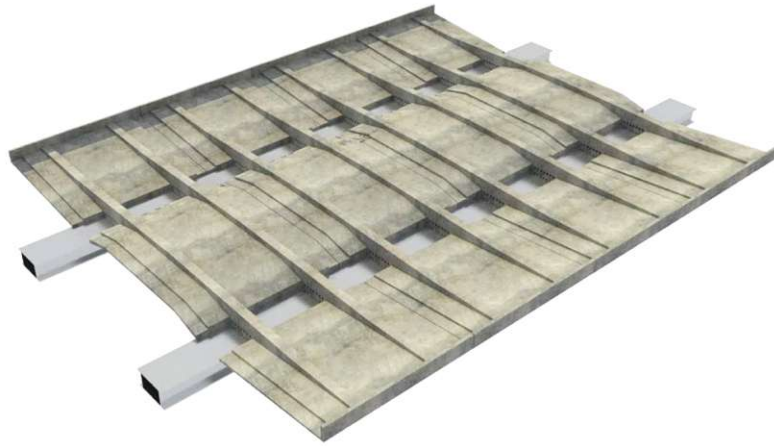


Abbildung 4.9: Halbfertigteile Typ D versetzt auf Hilfskonstruktion. Bildquelle: [34]

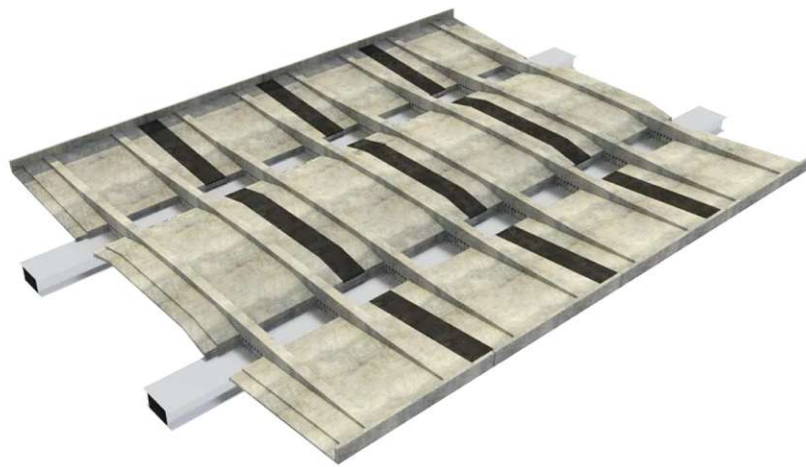


Abbildung 4.10: Bauabschnitt Typ D. Bildquelle: [34]

Bauabschnitt Typ Z

Durch die Aussparungen in den Querträgern der Halbfertigteile wird die untere Längsbewehrung verlegt und mit der nötigen Verteilerbewehrung ergänzt. Im Anschluss wird auf die Platte eine 5 cm hohe erste Aufbetonschicht aufgebracht, um die einzelnen Elemente und die untere Längsbewehrung kraftschlüssig miteinander zu verbinden. An den Rändern der geneigten Bereiche der mittleren Plattenelemente beträgt die Dicke der Aufbetonschicht 10 cm, um die Neigung der Betonoberfläche zu verringern [34]. Über den Plattenbereichen hinter dem letzten Querträger wird kein Aufbeton aufgebracht, um am Einbauort den Verbund zu den überlappenden Längseisen des nächsten Bauabschnitts herstellen zu können. In diesem Bereich darf auch die obere Lage der Querbewehrung noch nicht verlegt sein, um das Versetzen des nächsten Bauabschnittes mit den überstehenden Anschlusseisen zu ermöglichen. Nach der Betonage wird die obere Längsbewehrung ergänzt. Die Länge der unteren und oberen Längsbewehrungseisen entspricht der Länge des Bauabschnittes zuzüglich der erforderlichen Übergrifflänge. Der Übergriff wird dabei einseitig, in Richtung des bereits zuvor versetzten Bauabschnittes, angeordnet. Die Anordnung der bauseitig verlegten Bewehrung zeigt die Abbildung 4.7 anhand der strichlierten Bewehrungselemente [34]. In Abbildung 4.11 sind die vier auf den Hilfsträgern versetzten Halbfertigteile gezeigt. Abbildung 4.12 stellt den Bauabschnitt mit erster Aufbetonschicht dar. Auf die Darstellung der Bewehrungselemente wird übersichtshalber verzichtet.



Abbildung 4.11: Halbfertigteile Typ Z versetzt auf Hilfskonstruktion. Bildquelle: [32]



Abbildung 4.12: Bauabschnitt Typ Z. Bildquelle: [32]

Die Betonage dieser ersten Aufbetonschichten erfolgt beim Typ D wie beim Typ Z mit einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 mit einem Größtkorn vom 8 mm [34]. Der weitere Bauablauf ergibt sich für Bauabschnitte des Typs D und Z gleichermaßen.

Nachdem der auf dem Montageplatz aufgebrachte Beton die ausreichende Festigkeit erreicht hat, kann der Bauabschnitt vom Versetzwagen aufgenommen werden [32]. Dieser transportiert den Bauabschnitt über die Schalwagenstühle auf dem Längstragwerk zum Einbauort. Versetzt werden die Bauabschnitte, wie schon am Montageplatz die Halbfertigteile, mit einem planmäßigen Fugenabstand von 1 cm. Die Elemente liegen dabei nur wenige Zentimeter auf den Rändern des Längstragwerkes über die aufgelegten Elastomerstreifen auf. Die Abbildung 4.13 zeigt einen Schnitt quer zur Brückenlängsrichtung durch einen versetzten Bauabschnitt. Sobald der Bauabschnitt versetzt ist, kann der Versetzwagen den Einbauort verlassen. Die Fuge zwischen den Bauabschnitten wird abgedichtet und die restlichen benötigten Bewehrungselemente wie Anschlussbewehrungen sind zu verlegen. Die versetzten Elemente können gleichzeitig als Arbeitsplattform verwendet werden [32]. Lediglich seitliche Absturzsicherungen sind anzubringen.

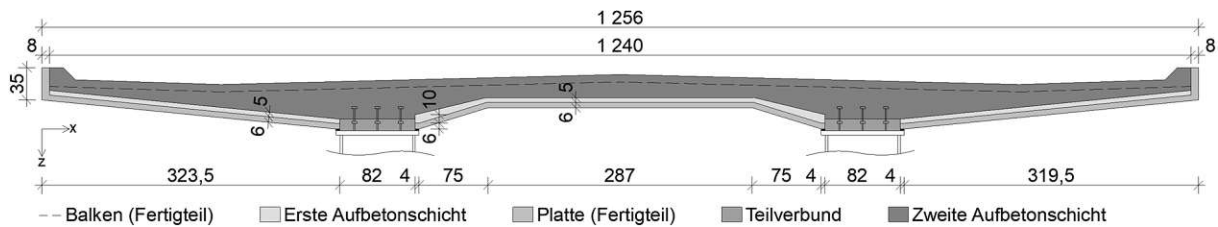


Abbildung 4.15: Schnitt durch einen fertiggestellten Bauabschnitt Typ Z

Eine Vorspannung der Fahrbahnplatte ist bei der Jauntalbrücke nicht vorgesehen. Eine Möglichkeit zur Applikation von Vorspannungselementen wird im Zusammenhang mit dem vorgestellten Bauverfahren rein informativ beschrieben. Die Betonplatte kann gezielt in den Stützbereichen vorgespannt werden, um den Querschnitt zu überdrücken und Zugspannungen zu verhindern. Hierzu wird zuerst ein Stützbereich des Brückentragwerkes betoniert. Nachdem der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat, können die zuvor installierten Spannglieder angespannt werden. Die Vorspanneinrichtungen, sowie die Verankerungen der Spannglieder stützen sich dabei gegen jene Querbalken der Halbfertigteile, die den Betonierabschnitt des Stützbereichs begrenzen [31]. Nachdem zwei benachbarte Stützbereiche in diesem Sinn hergestellt wurden, kann im Anschluss der dazwischenliegende Feldbereich betoniert werden.

4.3.4 Einhaltung des Tagestaktes

Wie eingangs erwähnt ermöglicht die Anwendung des neuen Bauverfahrens die Fertigstellung eines Bauabschnittes in etwa einem Arbeitstag. Dabei macht es nur einen geringen Unterschied, ob die Bauabschnitte nacheinander in der Reihenfolge ihrer Anordnung oder im Pilgerschrittverfahren betoniert werden.

Die Jauntalbrücke wird zur Anwendung des Bauverfahrens in 30 Bauabschnitte unterteilt. Diese Unterteilung ist in Abbildung 4.16 dargestellt. Beginnend am Widerlager in Fahrtrichtung Klagenfurt ergeben sich die Bauabschnitte folgendermaßen:

- Feldbereich (Typ D): 4 Bauabschnitte
- Stützbereich (Typ Z): 3 Bauabschnitte
- Feldbereich (Typ D): 3 Bauabschnitte
- Stützbereich (Typ Z): 3 Bauabschnitte
- Feldbereich (Typ D): 4 Bauabschnitte
- Stützbereich (Typ Z): 3 Bauabschnitte
- Feldbereich (Typ D): 3 Bauabschnitte
- Stützbereich (Typ Z): 3 Bauabschnitte
- Feldbereich (Typ D): 4 Bauabschnitte

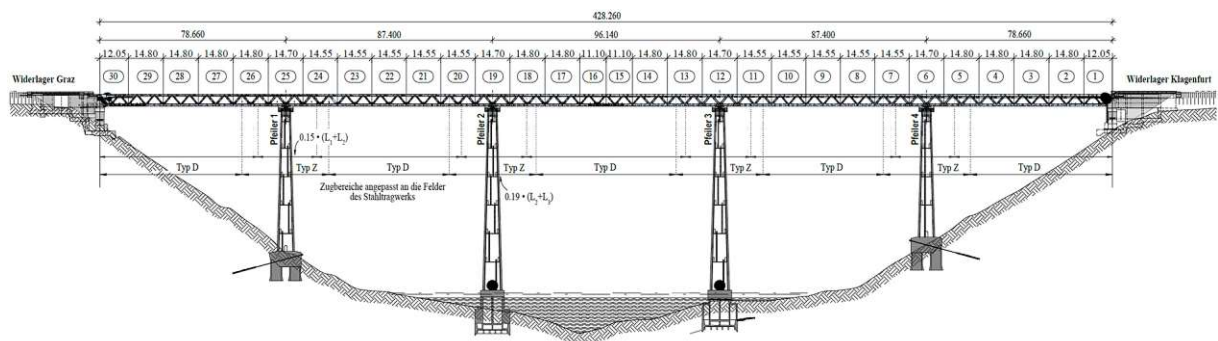


Abbildung 4.16: Bauabschnitte der Jauntalbrücke und Einteilung in Bereiche Typ D und Z. Bildquelle [34]

Mit der Herstellung des ersten Bauabschnittes am Montageplatz kann spätestens einen Tag bevor das Längstragwerk fertiggestellt wird begonnen werden. Dieser Tag wird durch den Tag 0 markiert. Die anschließenden Arbeiten an den darauffolgenden Arbeitstagen finden zeitgleich an

verschiedenen Positionen statt. Dabei wird der Versetzwagen an jedem Tag nur für eine kurze Zeitdauer zum Versetzen der Bauabschnitte benötigt. Für die restliche Tageszeit steht er den weiteren Arbeitsschritten wie der Betonage des Teilverbundes und der zweiten Aufbetonschicht zur Verfügung.

Die Tabelle 4-1 zeigt einen vereinfachten Bauzeitplan zur Herstellung der Fahrbahnplatte für die aufeinanderfolgende Fertigstellung der Bauabschnitte in der Reihenfolge ihrer Anordnung. Die Fertigstellung von 30 Bauabschnitten benötigt dabei 32 Arbeitstage. Der Teilverbund zum Längstragwerk wird dabei nur in den Feldbereichen hergestellt.

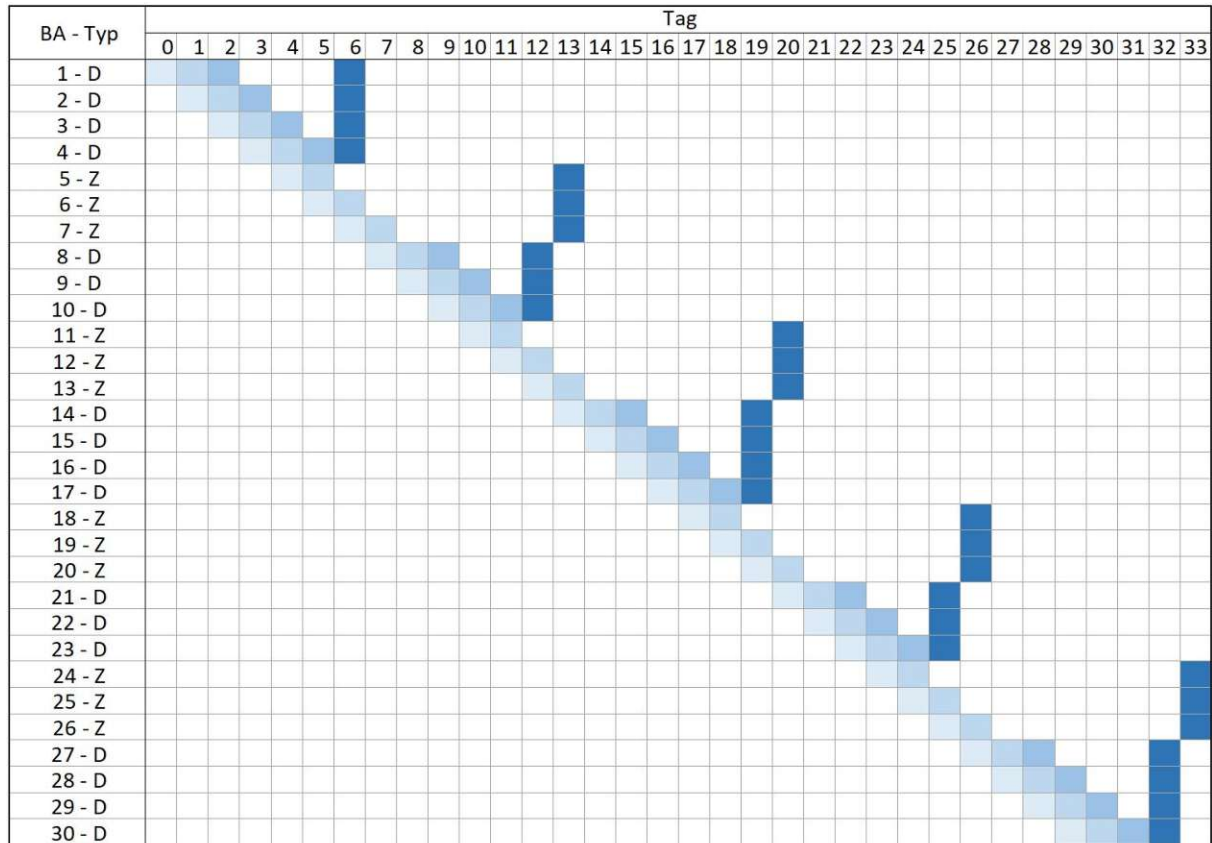
Tabelle 4-1: Bauzeitplan zur Herstellung der Fahrbahnplatte für die aufeinanderfolgende Fertigstellung der Bauabschnitte (BA) in der Reihenfolge der Anordnung.

BA - Typ	Tag																																				
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32				
1 - D	■	■	■	■																																	
2 - D		■	■	■	■																																
3 - D			■	■	■	■																															
4 - D				■	■	■	■																														
5 - Z					■	■	■	■																													
6 - Z						■	■	■	■																												
7 - Z							■	■	■	■																											
8 - D								■	■	■	■																										
9 - D									■	■	■	■																									
10 - D										■	■	■	■																								
11 - Z											■	■	■	■																							
12 - Z												■	■	■	■																						
13 - Z													■	■	■	■																					
14 - D														■	■	■	■																				
15 - D															■	■	■	■																			
16 - D																■	■	■	■																		
17 - D																	■	■	■	■																	
18 - Z																		■	■	■	■																
19 - Z																			■	■	■	■															
20 - Z																				■	■	■	■														
21 - D																					■	■	■	■													
22 - D																						■	■	■	■												
23 - D																							■	■	■	■											
24 - Z																								■	■	■	■										
25 - Z																									■	■	■	■									
26 - Z																										■	■	■	■								
27 - D																											■	■	■	■							
28 - D																												■	■	■	■						
29 - D																													■	■	■	■					
30 - D																														■	■	■	■				

■	Herstellung des BA am Montageplatz.
■	Versetzen des BA. Verlegen der Anschlussbewehrung. Herstellung des Teilverbundes für BA des Typs D.
■	Austrocknung des Betons für den Teilverbund.
■	Aufbringen der zweiten Aufbetonschicht.

Soll die Herstellung im Pilgerschrittverfahren erfolgen, wird ein zusätzlicher Arbeitstag benötigt. Tabelle 4-2 zeigt den gemeinsamen Bauzeitplan bei der Anwendung des Pilgerschrittverfahrens. Die einzelnen Bauabschnitte des Typs D und Z werden dabei gemeinsam an einem Tag betoniert. Zuerst erfolgt die Betonage zweier benachbarter Feldbereiche des Typs D, anschließend die Betonage des Stützberreiches Typ Z. Der Teilverbund zum Längstragwerk wird dabei nur in den Feldbereichen hergestellt. Die benötigte Arbeitszeit zur Fertigstellung eines Bauabschnittes beläuft sich damit im Schnitt auf 1,1 Arbeitstage.

Tabelle 4-2: Bauzeitplan zur Herstellung der Fahrbahnplatte im Pilgerschrittverfahren.



- Legende
- Light Blue: Herstellung des BA am Montageplatz.
 - Medium Blue: Versetzen des BA. Verlegen der Anschlussbewehrung. Herstellung des Teilverbundes für BA des Typs D.
 - Dark Blue: Aufbringen der zweiten Aufbetonschicht.

5 Experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden zur Untersuchung der Anwendbarkeit des neuen Bauverfahrens zwei Versuchsserien durchgeführt. Ziel der Versuche war es zu zeigen, dass der Einsatz der neu entwickelten Halbfertigteilplatten mit Querträgern keine negativen Auswirkungen auf das Tragverhalten der Fahrbahnplatte im Bau- und Endzustand in Brückenlängs- oder Brückenquerrichtung mit sich bringt. Dazu werden der Querbalken des Halbfertigteils und die fertige Fahrbahnplatte der Brücke untersucht. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte in einem Fertigteilwerk der Firma Oberndorfer in Gars am Kamp in Niederösterreich. Durchgeführt wurden beide Versuchsserien am institutseigenen Prüflabor an der TU Wien.

5.1 Grundlagen

5.1.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm im Rahmen der vorliegenden Arbeit gliedert sich in zwei Versuchsserien. Die Untersuchung des Querträgers mit vier Versuchen und die Versuchsserie zum Längsbalken mit zwei durchgeführten Versuchen.

Für die Versuche am Querträger wurden zwei Versuchskörper hergestellt. Jeder dieser Balken ist 800 cm lang, 22 cm breit und 43 cm hoch. Die Breite und die Höhe der Versuchskörper entspricht damit den Abmessungen des Querträgers bei den Fahrbahnplattenelementen der Jauntalbrücke im Bereich der Auflagerung über dem Längstragwerk. Untersucht wird das Tragverhalten und die Rissentwicklung im Querbalken in Abhängigkeit von den angeordneten Schlaufen zur Verankerung der herausragenden oberen Biegebewehrung. Die Versuche richten sich dabei an die Bauzustände der Fahrbahnplatte. Der detaillierte Versuchsaufbau und die Beschreibung der Versuchskörper finden sich in Kapitel 5.2. An jedem der beiden Querbalken wurden unabhängig voneinander zwei Versuche durchgeführt und ausgewertet.

Für die Versuche am Längsträger wurden ebenfalls zwei Versuchskörper hergestellt. Jeder dieser Balken ist 800 cm lang, 50 cm hoch und 60 cm breit. Die Höhe des Versuchskörpers entspricht damit in etwa der maximalen Höhe der fertigen Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke im Bereich der Auflagerung über dem Längstragwerk. Untersucht wird der Einfluss der obenliegenden Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit und das Rissverhalten der Fahrbahnplatte. Die Versuche richten sich dabei an das Tragverhalten der fertiggestellten Fahrbahnplatte in Brückenlängsrichtung im Betriebszustand. Der detaillierte Versuchsaufbau und die Beschreibung der Versuchskörper finden sich in Kapitel 5.3. An jedem der Probekörper wurde ein Versuch durchgeführt. Um den Einfluss der obenliegenden Längsbewehrung zu untersuchen, wird ein Probekörper in einer solchen, neuen Ausführung mit einem Probekörper in konventioneller Ausführung (obere Biegebewehrung wird von den Schubbewehrungselementen umfasst) verglichen.

5.1.2 Materialien

Um die tatsächlichen Kennwerte der in den Versuchskörpern verbauten Baustoffen festzustellen und die Einhaltung der geforderten Materialgüten zu überprüfen, wurden Materialprüfungen durchgeführt. Die Prüfung der Betonprobekörper erfolgte dabei gemäß ONR 23303 [38].

Bei der Versuchsserie zu den Querbalken wurde die Herstellung der Versuchskörper mit einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60, GK 22 und Betonstahl der Sorte B550B gefordert. Die beiden Balken wurden aus einer jeweils eigenen Betoncharge hergestellt. Zu jeder verwendeten Betoncharge wurden drei Probewürfel mit einer Seitenlänge von 150 mm zur späteren Materialprüfung im Labor mitbetoniert. Der verwendete Betonstahl wurde ebenfalls auf seine Materi-

aleigenschaften untersucht. Für die Versuche zu den Längsbalken wurde die Herstellung der Versuchskörper mit einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37, GK 16 und Betonstahl der Sorte B550B gefordert. Die Herstellung der Versuchskörper gliederte sich in drei Abschnitte, welche mit mindestens einem Tag Zeitunterschied betoniert wurden. Zu Beginn wurde die Bewehrung in die Schalung eingebunden und die unten angeordnete Platte betoniert. Im Anschluss wurden die Schalungselemente für die Querträger in den Längsbalken eingepasst und diese vier Tage später ausbetoniert. Einen Tag später folgte die abschließende Betonage der Aufbetonschicht. Die gleichen Abschnitte beider Versuchskörper wurden dabei jeweils aus derselben Betoncharge betoniert, um in ihren Materialeigenschaften möglichst gleichwertige Längsbalken herzustellen. Aus jeder der eingesetzten Betonchargen wurden drei Probewürfel mit einer Seitenlänge von 150 mm und sechs Probezylinder mit einem Durchmesser 150 mm und einer Höhe 300 mm zur späteren Materialprüfung mitgefertigt. In der nachfolgenden Tabelle 5-1 sind die Ergebnisse der Materialprüfungen dargestellt. Dabei stehen die Bezeichnungen „QB“ für Querbalken und „LB“ für Längsbalken. Tabelle 5-2 zeigt die Ergebnisse der Prüfung des Betonstahls.

Tabelle 5-1: Ergebnisse der Betonprüfung

Probenkörper	Probenalter in Tagen	ρ_c in g/cm ³	f_{cm} in Mpa	$f_{cm,cube}$ in Mpa	$f_{ctm,sp}$ in Mpa	f_{ctm} in Mpa
QB 1	75	2,46 ±0,63 %	66,99 ^c ±1,76 %	81,69 ^a ±1,76 %	- -	- -
QB 2	76	2,44 ±0,22 %	63,67 ^c ±2,05 %	77,64 ^a ±2,05 %	- -	- -
LB Platte	26	2,40 ±1,02 %	51,22 ^b ±5,64 %	61,69 ^a ±3,23 %	3,89 ^b ±1,62 %	3,50 ^d ±1,62 %
LB Querbalken	22	2,37 ±1,43 %	41,20 ^b ±8,08 %	50,47 ^a ±3,97 %	3,53 ^b ±8,98 %	3,17 ^d ±8,98 %
LB Aufbeton	21	2,37 ±0,94 %	48,94 ^b ±2,28 %	60,40 ^a ±3,56 %	3,73 ^b ±3,55 %	3,36 ^d ±3,55 %

^a Würfeldruckfestigkeit: Würfel b/l/h = 150/150/150 mm - je 3 Proben

^b Zylinderdruckfestigkeit: Zylinder ϕ /h = 150/300 mm - je 3 Proben

^c Aus Würfeldruckfestigkeit berechnet. Umrechnungsfaktor: $f_c / f_{c,cube} = 0,82$

^d Aus Spaltzugfestigkeit berechnet. Umrechnungsfaktor: $f_{ctm} / f_{ctm,sp} = 0,90$

Tabelle 5-2: Ergebnisse der Stahlprüfung

Stahlsorte	ϕ_s in mm	A_s in mm ²	R_{eH} in Mpa	$R_{p0,2}$ in Mpa	R_m in Mpa	A_{gt} in Mpa	E_s in Mpa	E_{sv} in Mpa
B 550-B	26	530,9	578 ±0,37 %	574 ±0,62 %	677 ±0,10 %	9,32 ±12,37 %	204 600 ±3,68 %	1 151 ±15,34 %

5.1.3 Messkonzept

Zur Dokumentation der Versuche wurden mehrere Messtechniken eingesetzt. Dabei wurden bei jeder Versuchsdurchführung optische Messtechniken mit Messinstrumenten zur Verformungs- und Kraftmessung kombiniert. Die verwendeten Messinstrumente und Methodiken sind im Folgenden ausgeführt. Der gezielte Einsatz und die genaue Anordnung der verschiedenen Instrumente bei den einzelnen Versuchen ist im Versuchsaufbau zu den Versuchsserien beschrieben. Der Anhang B enthält Bilder zu den durchgeführten Versuchen und zeigt dabei ebenfalls die eingesetzten Messtechniken.

Rissdokumentation

Während der Versuchsdurchführung erfolgt die Belastung der Probekörper allmählich und stufenweise. Die Laststufen wurden vorab definiert und bleiben innerhalb der einzelnen Versuchsserien gleich. Nach dem Erreichen einer Laststufe wurde die aufgebrachte Last für die Dauer der Rissdokumentation gehalten, bevor die Belastung um die nächste Stufe erhöht wurde. Die Dokumentation des Rissbildes erfolgte bei jeder Laststufe. Dazu wurden alle aufgetretenen Risse mit Bezug auf die jeweilige Laststufe über die gesamte Balkenlänge direkt am Versuchskörper angezeichnet. Diese stufenweise Lasterhöhung und Dokumentation setzt sich so lange fort, bis sich ein Versagen des Probekörpers, zum Beispiel durch beginnendes Fließen der Biegebewehrung, ankündigt. Bei gehaltener Versagenslast erfolgte die letzte Rissdokumentation.

Bei der Versuchsserie zu den Längsbalken wurden zusätzlich die Rissbreiten mithilfe einer Risslupe auf beiden Seiten des Balkens ermittelt und zu den jeweiligen Rissen eingetragen. Im Bereich von ca. einem Meter um die Auflagerpunkte wurden die Rissbreiten aller aufgetretenen Risse gemessen. Im Feldbereich zwischen den Auflagerpunkten wurde ca. alle 50–100 cm ein Riss ausgewählt und vermessen.

Nach der abgeschlossenen Versuchsdurchführung wurden die am Träger angezeichneten Rissbilder fotodokumentiert, um in späterer Folge den Rissverlauf in Abhängigkeit der Laststufe auf einem CAD-basiertem Balkenmodell abzubilden.

Kraftmessdosen

Während des Versuchsverlaufs wurden die Kräfte, welche von den hydraulischen Pressen auf den Versuchskörper übertragen wurden, mittels Ringkraftmessdosen (K18 1000 kN) gemessen. Diese Messdosen wurden zwischen dem oberen Ende jeder Presse und der Mutter zur Fixierung der Presse auf den Ankerstangen angeordnet. Die in den Auflagern wirkenden Kräfte wurden ebenfalls mit Ringtorsionskraftmessdosen (RTN 100t) gemessen. Je Auflagerpunkt wurden dafür bei den verschiedenen Versuchsserien ein bis zwei Kraftmessdosen eingesetzt. Die Anordnung der Kraftmessdosen fand sich dabei unterhalb der Versuchskörper in Kombination mit aus Baustahl eingerichteten Auflagern. Durch die doppelte Kraftmessung an den Lasteinleitungspunkten und den Auflagerpunkten kann die richtige Kalibrierung der Kraftmessdosen, sowie die gleichmäßige Belastung über die Balkenbreite überprüft werden.

Zugmessglieder

Bei der Versuchsserie der Querbalken traten am hinteren Auflager abhebende Auflagerkräfte auf. Diese müssen durch die angeordnete Auflagerkonstruktion zurückgehalten werden. Über dem Balken wurde dazu ein Stahlträger quer zu dessen Längsachse angeordnet und mittels Ankerstangen nach unten verankert. Zur Messung der während des Versuchsvorganges auftretenden Zugkräfte sind im Verlauf der Ankerstangen Zugmessglieder zwischengeschaltet.

Induktive Wegaufnehmer

Die Verformungen der Probekörper wurde während des Versuchsverlaufs durch induktive Wegaufnehmer aufgezeichnet. Abhängig von der Versuchsserie wurden diese in drei bzw. vier relevanten Messpunkten eingesetzt. Die Wegaufnehmer wurden unterhalb der Probekörper am Aufspannfeld des Versuchsaufbaus angeordnet. Die Messergebnisse geben damit die Verformung des Probekörpers zum Aufspannfeld wieder. In den Auflagerpunkten wurden ebenfalls Wegaufnehmer angeordnet, um die Auflagerverschiebung durch die aufgebrachte Belastung zu ermitteln. Die damit aufgezeichneten Daten ermöglichen es, die Relativverschiebung der relevanten Messpunkte zu den Auflagerpunkten aus den absoluten Verschiebungen der einzelnen Wegaufnehmer zu berechnen.

Dehnungsmessstreifen

Zur Messung der Betonstauchung in der Druckzone und der Stahldehnung der oberen Biegebewehrung wurden bei den Versuchen zum Querbalken Dehnungsmessstreifen aufgeklebt. Die Dehnungsmessstreifen zur Messung der Betonstauchung wurden 5 cm oberhalb der Unterkante des Balkens seitlich am Balken angebracht. Die Dehnungsmessstreifen zur Messung der Stahldehnung wurden seitlich an den oberen Biegebewehrungsstäben, in halber Höhe des Stabdurchmessers, angebracht.

Die Daten der Kraftmessdosen, der Zugmessglieder, der induktiven Wegaufnehmer und der Dehnungsmessstreifen wurden gemeinsam in einem Messverstärker zusammengeführt und in die Software „Criстал“ eingespeist. Die Messungen mit diesen Instrumenten wurden bei der Versuchsserie zu den Querbalken mit einer Frequenz von 1 Hz durchgeführt und aufgezeichnet. Bei der Versuchsserie zum Längsbalken betrug die Messfrequenz 2 Hz.

Photogrammetrisches Messsystem

Als Ergänzung zur konventionellen Messung mittels Wegaufnehmern, Kraftmessdosen, Dehnungsmessstreifen und manueller Rissdokumentation, wurde das photogrammetrische Messsystem ARAMIS der Firma GOM eingesetzt. Das System ARAMIS 4M der „Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM)“ ermöglicht die kontinuierliche Messung der Risskinematik während des gesamten Versuchsverlaufs. Die Messung ist dabei nur in einem begrenzten Bereich auf einer Seite des Versuchskörpers möglich. Dafür ausgewählt wurden jeweils die Nahbereiche der Auflagerpunkte, da diese bei beiden Versuchsserien durch die Querschnitte mit den maximalen Querkraft- und Momentenbeanspruchungen gekennzeichnet sind. Die Messeinrichtung besteht aus zwei Kameras mit einer Auflösung von $2352 \cdot 1728$ Pixel und einer maximalen Bildaufzeichnungsrate von 60 Hz sowie einem Rechner mit der benötigten ARAMIS Anwendungssoftware und der Software „GOM-Correlate“ zur Auswertung der digitalen Bildkorrelation.

Das Prinzip dieses optischen Messverfahrens gründet auf der Berechnung dreidimensionaler Bilder und der Korrelation eindeutig bestimmter Bildpunkte in einem Bild und dessen Folgebild. Für die dreidimensionale Aufnahme betrachten die beiden Kameras dasselbe Messfeld von gegeneinander verschwenkten Blickwinkeln aus. Um eine eindeutige Identifikation der Bildpunkte in den Bildern der beiden Kameras zu ermöglichen, ist eine ausreichend kontrastreiche Oberfläche des Probekörpers nötig [39]. Da die glatte, gegen die Schalung betonierte Oberfläche der Balken jedoch praktisch keine erkennbare Struktur aufweist, muss ein dichtes Muster aus feinen, zufällig angeordneten schwarzen Punkten auf einem zuvor hergestellten weißen Untergrund im Bildbereich aufgetragen werden. Zur eindeutigen Bestimmung von Bildpunkten werden von der Software zur digitalen Bildkorrelation Pixelgruppen, auch Facetten genannt, erstellt, die sich gegenseitig überlappen. Die Software ist dann in der Lage, die Verformungen der Facetten zueinander und die Verzerrungen der einzelnen Facetten zu berechnen. Durch den Vergleich aufeinander folgender Bilder kann die Veränderung der relativen Abstände der einzelnen Facetten zueinander (Δx und Δz) und somit die Verformung des Probekörpers berechnet werden. Über die Verformungen der einzelnen Facetten kann der Dehnungszustand (mit Hauptdehnung ε und Richtung der Hauptdehnung φ) des dazugehörigen Oberflächenelements des Probekörpers berechnet werden. Eine solche Auswertung des kontinuierlich aufgenommenen Bildmaterials ermöglicht die Auswertung der Kinematik einzelner Risse und des Dehnungszustandes der ungerissenen Bereiche. In der Abbildung 5.1 ist das Prinzip der photogrammetrischen Messung systematisch dargestellt. Die Genauigkeit des Messsystems wird vom Hersteller mit einer Standardabweichung von 0,01 % angegeben [40]. Die Bestimmung von Betondehnungen ist damit mit einer ausreichenden Genauigkeit möglich.

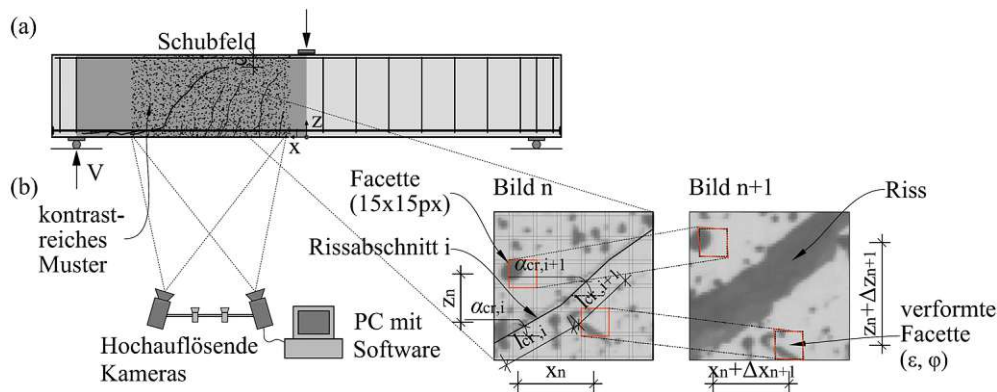


Abbildung 5.1: Prinzip der Photogrammetrischen Messung. Bildquelle [40]

(a) Versuchsaufbau eines Schubversuches mit kontrastreichen stochastischem Oberflächenmuster

(b) Optisches Messsystem und Vergleich der Bewegung und Verformung zweier Facetten im Bild „n“ und einem Folgebild „n+1“

Das Messfeld für die Versuche zum Querbalken reicht über die gesamte Trägerhöhe, eine Breite von 110 cm und wurde über dem der Presse näheren Auflager, leicht in Richtung der Presse versetzt angeordnet. Es wurden über den gesamten Versuchsverlauf Bilder mit einer Wiederholungsrate von 1/5 Hz aufgezeichnet. Die Auswertung der Ergebnisse in der Software „GOM-Correlate“ erfolgte mit einer Facettengröße von $25 \cdot 25$ Pixel mit 0 Pixel Überlappung.

Bei den Versuchen zum Längsbalken reichte das Messfeld über die gesamte Trägerhöhe, eine Breite von 100 cm und wurde mittig über einem der beiden Auflager angeordnet. Die Bildwiederholungsrate betrug über den gesamten Versuchsverlauf 1/3 Hz. Die Auswertung der Ergebnisse in der Software „GOM-Correlate“ erfolgte mit einer Facettengröße von $20 \cdot 20$ Pixel mit 5 Pixel Überlappung.

5.2 Querbalken

Ziel dieser Versuchsreihe ist es festzustellen, ob die aus dem Betonquerschnitt herausragende obere Biegebewehrung einen negativen Einfluss auf das Tragverhalten der Querbalken hat. Dazu wurden im institutseigenen Prüflabor der TU Wien zwei Versuchskörper geprüft, die in ihren Abmessungen und der aufgetragenen Beanspruchung in qualitativer Hinsicht mit den Querträgern der Halbfertigteile der Jauntalbrücke vergleichbar sind.

Der Fokus des Versuchsablaufs liegt auf der Verankerung der herausragenden Biegebewehrung in der Betonstruktur. Die zur Schubbewehrung des Balkens eingesetzten Bügel umfassen die herausragende Biegebewehrung nicht kraftschlüssig, da die Bügel oben offen ausgeführt sind. Die Verankerung der oberen Biegebewehrung in der Betonstruktur wird zum größten Teil durch Schlaufen erreicht. Diese umfassen die herausragenden Bewehrungseisen um deren Oberseite und binden vertikal nach unten in den Beton ein. Die einzelnen Versuchskörper unterschieden sich durch die Anordnung und die Ausführung der zur Verankerung eingesetzten Schlaufen. Die beschriebene Anordnung der Bewehrungselemente ist in den Schnitten der Abbildung 5.2 dargestellt.

Um die Verankerungswirkung der oberen Biegebewehrung durch die Schlaufen im Beton zu prüfen, werden die Balken bis über die Fließgrenze der oberen Biegebewehrung belastet, um dabei zu beobachten und zu dokumentieren, welche Schadensbilder sich entlang des Balkens einstellen. Die Interpretation der Versuchsergebnisse kann im Vergleich zur Erfahrung mit Schadensmechanismen herkömmlicher Träger mit umfassender Querkraftbewehrung und umseitiger Betondeckung geführt werden.

5.2.1 Versuchskörper

Für die Versuchsserie zum Querbalken wurden zwei Probekörper hergestellt, Querbalken 1 (QB1) und Querbalken 2 (QB2). Die Probekörper sind 800 cm lang, 22 cm breit und insgesamt 45,5 cm hoch. Der Querschnitt der Betonkörper misst 22 cm in der Breite und 43 cm in der Höhe. Die obere Längsbewehrung bilden vier Bewehrungsstäbe mit Durchmesser 26 mm, die vertikal gebündelt angeordnet sind. Die obersten beiden Stäbe ragen 15 mm über die Oberkante des Betonquerschnitts heraus. Die untere Längsbewehrung bilden vier Stäbe mit Durchmesser 20 mm. Die Längsbewehrung ist von oben offenen Schubhügeln mit Durchmesser 10 mm umfasst, die in einem Abstand von 10 cm angeordnet sind. Zusätzlich sind die Längsstäbe durch Schlaufen mit einem Durchmesser von 10 mm nach unten in den Betonquerschnitt verankert. Beim QB1 sind diese Schlaufen im Abstand von 10 cm angeordnet, beim QB2 im Abstand von 20 cm. Die Schlaufen sind in jedem Querbalken in zwei unterschiedlichen Längen ausgeführt. Bis zur halben Länge des Trägers sind kurze Schlaufen mit einer Länge von 120 mm angeordnet, über die restliche halbe Länge lange Schlaufen mit 320 mm. Die Hälfte des Querbalkens mit den kurzen Schlaufen wird als Seite A bezeichnet, die zweite Hälfte mit den langen Schlaufen als Seite B. In der nachfolgenden Abbildung 5.2 sind die Querbalken inklusive der eingebundenen Bewehrung dargestellt. Die Bewehrungspläne zur Herstellung der Versuchskörper sind im Anhang A enthalten.

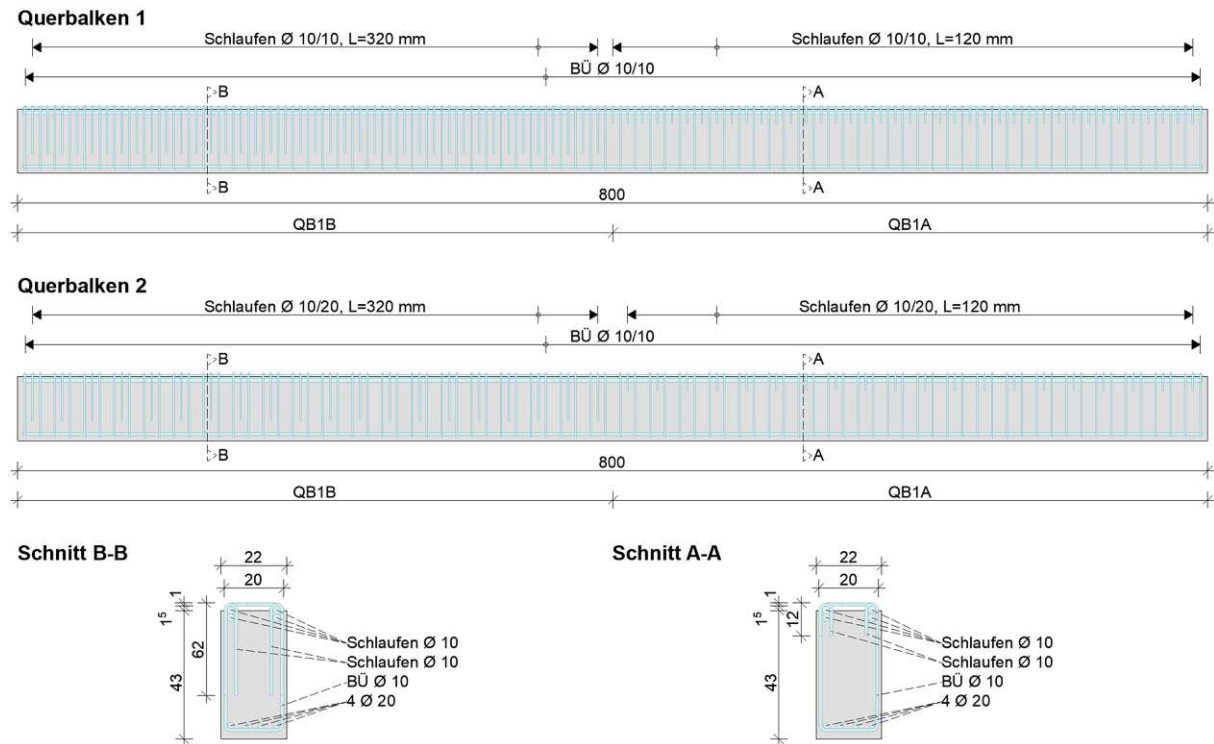


Abbildung 5.2: Versuchskörper QB1 und QB2 inklusive Bewehrung. Maße in cm. Maßstab der Schnitte zur besseren Erkennbarkeit vergrößert.

5.2.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau zur Durchführung der Versuchsserie zum Querbalken kann der Abbildung 5.3 entnommen werden. Die im Bild mit „W“ beschrifteten Elemente symbolisieren die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer. Die Elemente „K“ und „L“ zeigen den Einbauort der Ringtorsiionskraftmessdosen und der Ringkraftmessdosen. Die Anordnung des ARAMIS Messfeldes findet sich versetzt über dem vorderen Auflager.

Durchgeführt wird ein Drei-Punkt-Biegeversuch, wobei das lastbringende Element am vorderen Ende des Balkens angeordnet ist, das vordere Auflager 3 m rückversetzt ist und sich das hintere Auflager am hinteren Ende des Trägers befindet. Es wird dadurch ein negatives Moment über die gesamte Balkenlänge erzeugt, welches über dem rückversetzten Auflager einen Maximalwert erreicht. Der Versuchsaufbau ist in qualitativer Hinsicht mit der auskragenden Anordnung der Querbalken in den Fahrbahnelementen der Jauntalbrücke und der dort auftretenden negativen Momentenbeanspruchung vergleichbar. Die Dimension des Versuchsbalkens entspricht in etwa der maximalen Abmessung eines Querbalkens der Fahrbahnplattenelemente, welche oberhalb eines Auflagerpunktes am Längstragwerk, im Bereich des maximalen Stützmomentes, zu finden ist. Die Auskragung des Querbalkens bei den Fahrbahnelementen misst 319,5 cm und entspricht damit annähernd der Länge des Versuchsbalkens zwischen Presse und vorderem Auflager.

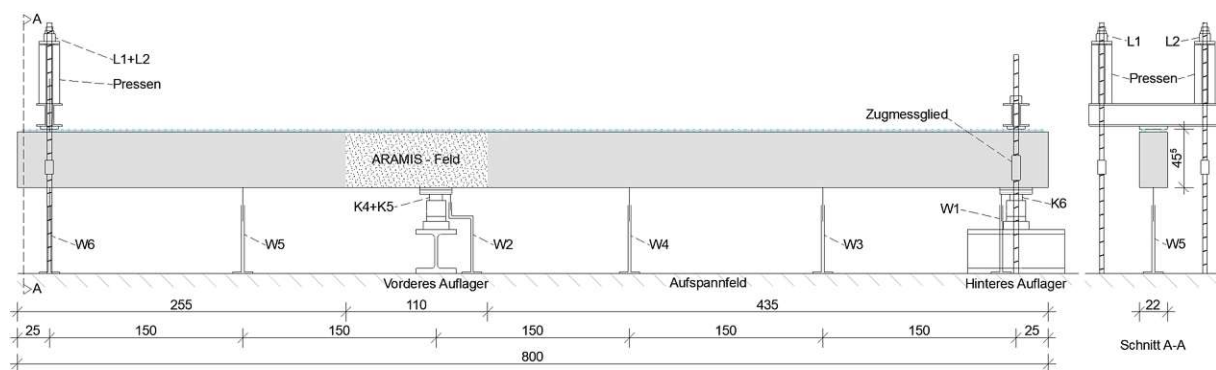


Abbildung 5.3: Versuchsaufbau Querbalken

5.2.3 Versuchsdurchführung

Nach dem fertiggestellten Versuchsaufbau wurden die Messinstrumente angeschlossen, nach Erfordernis kalibriert und auf ihre Funktion überprüft. Mit dem Start der Versuchsdurchführung wird die Belastung durch die Pressen langsam und stufenweise auf den Balken aufgebracht. Die Laststeigerung erfolgt in 10 kN-Stufen. Nach dem Erreichen einer jeden Laststufe wurde die Belastung gehalten und die Risse entsprechend der in Kapitel 5.1.3 beschriebenen Vorgehensweise dokumentiert. Die Abbildung 5.4 zeigt für alle durchgeführten Versuche das Pressenlast-Zeit-Diagramm. Die Belastung wurde so lange gesteigert, bis die obere Biegebewehrung ins Fließen gekommen ist. Geäußert hat sich das Erreichen dieses Zustandes durch eine Zunahme der Verformung und der Rissöffnungen ohne Steigerung der Pressenlast.

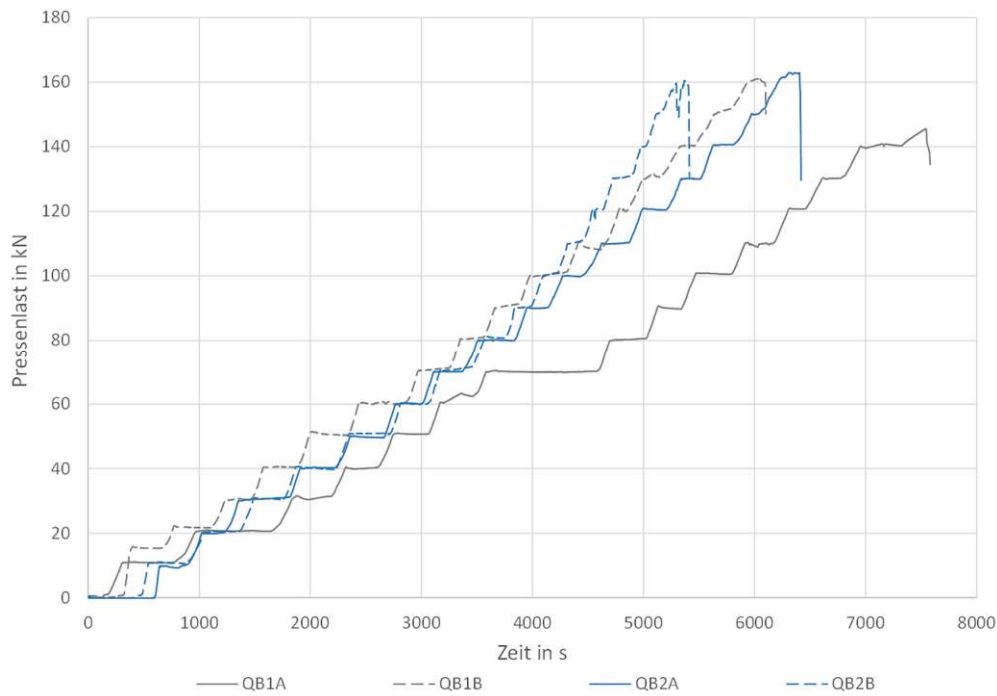


Abbildung 5.4: Pressenlast-Zeit-Diagramm der Versuche zum Querbalken

Die insgesamt vier Versuche an den zwei hergestellten Versuchskörpern wurden in der Reihenfolge QB1A / QB1B / QB2A / QB2B durchgeführt.

Nachdem Ende des ersten Versuchs (QB1A) wurden die Ankerstangen gelöst und die Pressen sowie der obenliegende Querbalken am hinteren Auflager entfernt, sodass der Versuchskörper von den Auflagern weggehoben werden konnte. Der Balken wurde gedreht und mit der Seite QB1B in Richtung der Pressen wieder in denselben Versuchsaufbau eingebaut, um den nächsten Versuch durchzuführen. Die Anordnung des Versuchsaufbaus wurde so gewählt, dass die bereits versuchte Seite QB1A mit den darin eingetretenen Schäden den weiteren Versuchsablauf der Seite QB1B nicht beeinflusst. Geprüft wurde jeweils zuerst die Seite des Versuchsträgers mit den kurzen Schlaufen, welche theoretisch eine geringere Verankerungswirkung im Beton aufweist. Die Abbildung 5.5 zeigt den Umbau des Versuchsaufbaus mit qualitativem Bezug auf die einwirkenden Schnittgrößen und dem zu erwartenden Schadensbild.

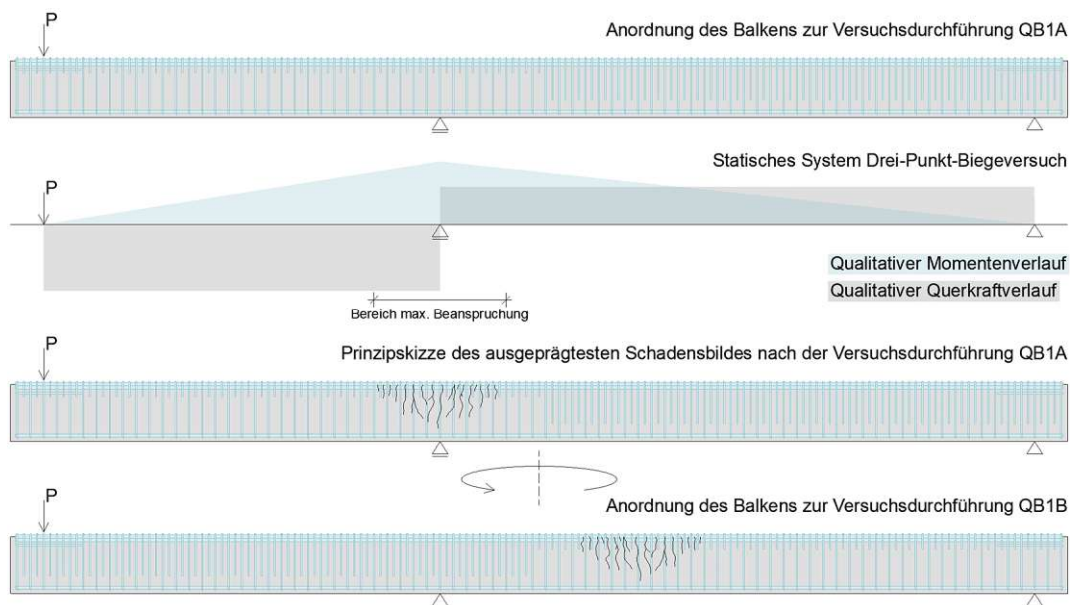


Abbildung 5.5: Versuchsumbau Querbalken mit qualitativen Schnittgrößen und Schadensbild

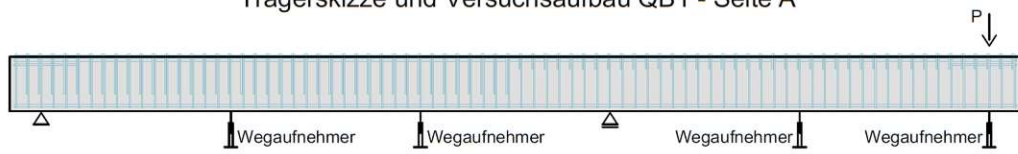
5.2.4 Versuchsergebnisse

Die während des Versuchs aufgezeichneten Daten aus den Kraftmessdosen, den Zugmessgliedern, den induktiven Wegaufnehmern und den Dehnungsmessstreifen wurden in der Software „Criistal“ gesammelt und anschließend exportiert, um sie in eine „Excel“-Datei einzulesen. Der so erstellte Datensatz gibt die versuchszeitabhängigen Messungen der einzelnen Instrumente wieder. Aus diesen Datensätzen wird für jeden Versuch das Last-Verformungs-Verhalten und das Last-Stahldehnungs-Verhalten ausgewertet. In Abbildung 5.6 bis Abbildung 5.9 sind die Lastabhängigen Biegelinien der einzelnen Balkenversuche dargestellt. Die Grafiken beinhalten die Darstellung des Versuchsaufbaus mit dem Träger und der enthaltenen Bewehrung, das statische System der Versuchsdurchführung und ein Diagramm der lastabhängigen Biegelinie, ausgewertet an den Laststufen 50 kN / 100 kN / 140 kN / maximale Pressenlast. In den Abbildung 5.10 und Abbildung 5.11 sind die Verformungen der Versuchskörper an den Messpunkten der angeordneten Wegaufnehmer dargestellt. Das Diagramm stellt dabei die Verformungen der vier Versuchskörper über den gesamten Versuchsverlauf dar. Abbildung 5.10 zeigt die Verformungen im Kragbereich an den Wegaufnehmern W5 und W6. Abbildung 5.11 zeigt die Verformungen im Feldbereich zwischen den Auflagern an den Wegaufnehmern W3 und W4. Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 zeigen die Auswertung der Dehnungsmessstreifen an den herausragenden Stäben der oberen Biegebewehrung direkt über dem vorderen Auflager in einem Pressenlast-Stahlspannungs-Diagramm.

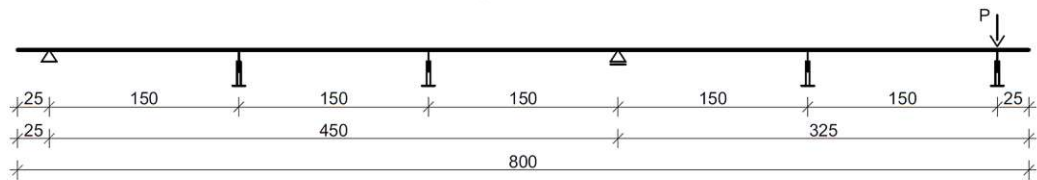
Die Ergebnisse der händische Rissdokumentation sind in Form einer CAD-gestützten Studie aufbereitet. Die dargestellten Rissbilder beziehen sich dabei auf die ausgewählten Laststufen 50 kN / 100 kN / maximale Pressenlast. Ergänzend dazu sind die ARAMIS-Daten an den identen Laststufen ausgewertet. In Abbildung 5.14 bis Abbildung 5.17 sind die CAD-Studien zur händischen Rissbildauswertung dargestellt. Die Ansicht 1 zeigt dabei die Seite des Versuchskörpers mit der händischen Rissbilddokumentation. In der Ansicht 2 sind die gewonnenen ARAMIS-Daten an der Stelle der geführten Messung abgebildet. Abbildung 5.18 bis Abbildung 5.21 zeigt die detaillierte Ausarbeitung der ARAMIS-Daten. Die Darstellung umfasst den Verlauf der Rissentwicklung zu den Laststufen 50 kN / 100 kN / maximale Pressenlast, sowie die Auswertung der dazugehörigen Rissbreiten über den Rissverlauf.

Biegelinie QB1A: Kurze Schlaufen Ø10/10

Trägerskizze und Versuchsaufbau QB1 - Seite A



Statisches System QB1 - Seite A



Biegelinien Träger QB1 - Seite A

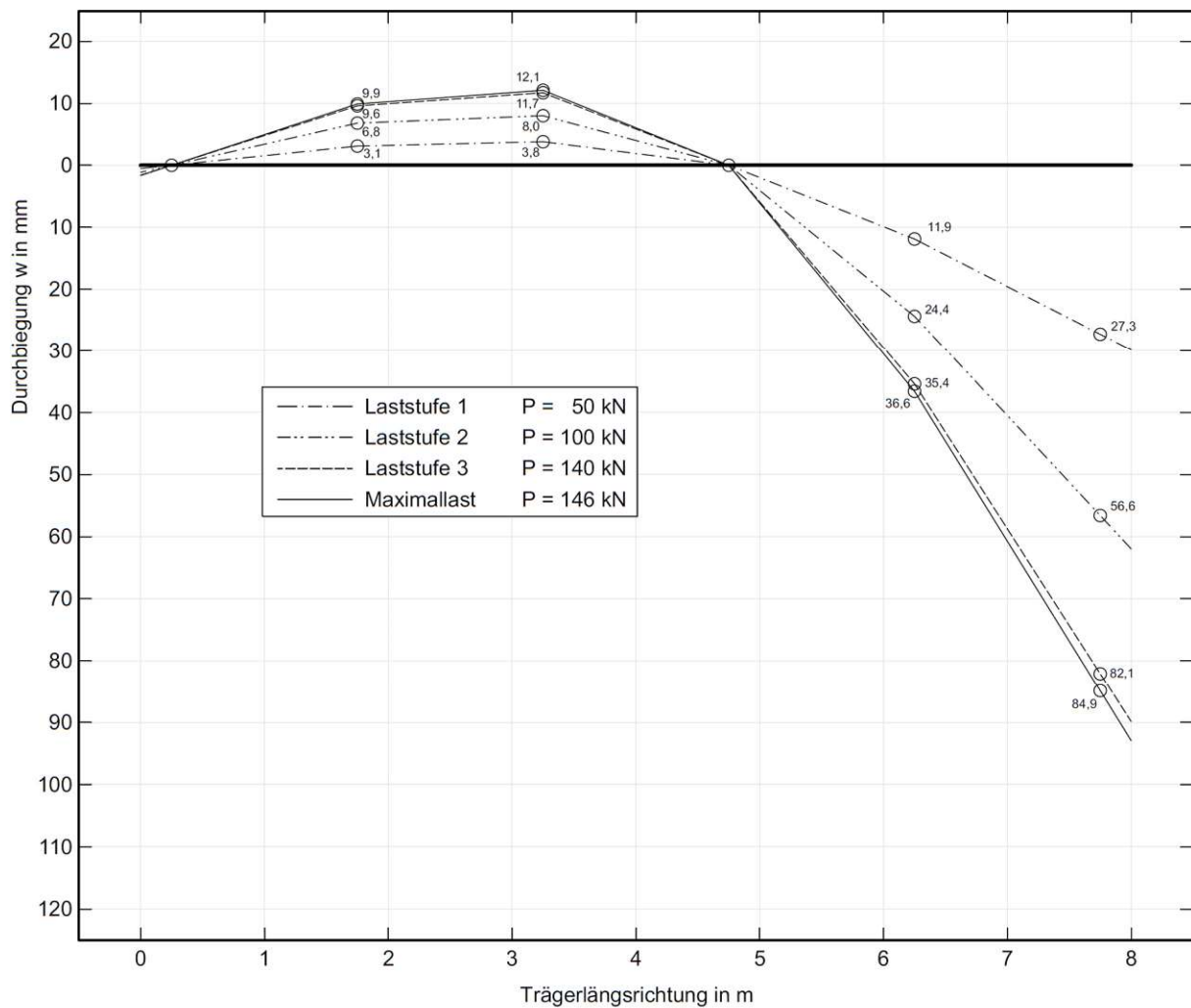
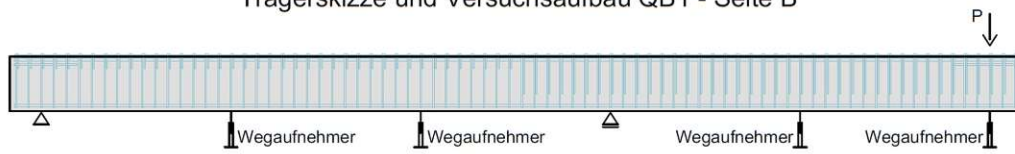


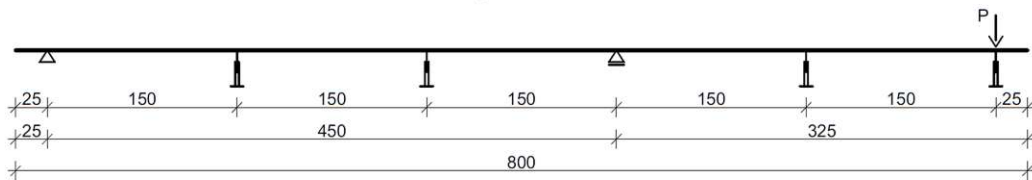
Abbildung 5.6: Biegelinie QB1A – kurze Schlaufen alle 10 cm. Bemaßung in cm.

Biegelinie QB1B: Lange Schlaufen Ø10/10

Trägerskizze und Versuchsaufbau QB1 - Seite B



Statisches System QB1 - Seite B



Biegelinien Träger QB1 - Seite B

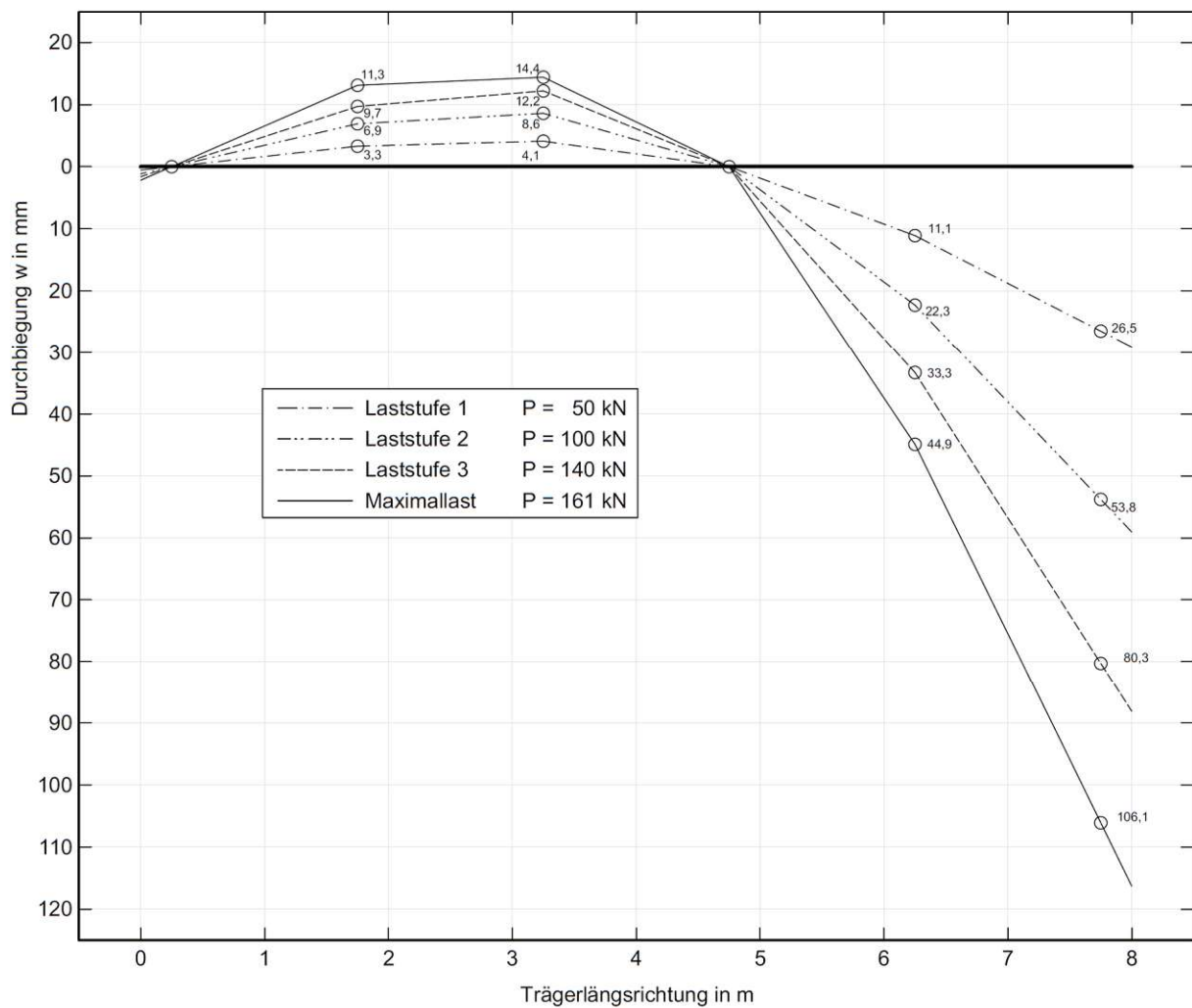
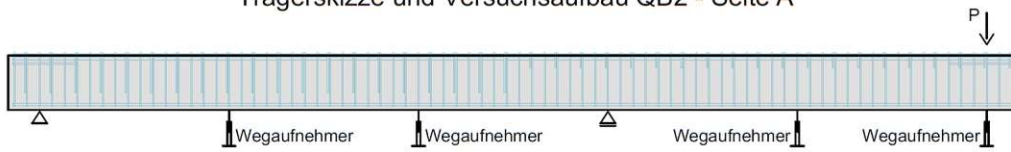


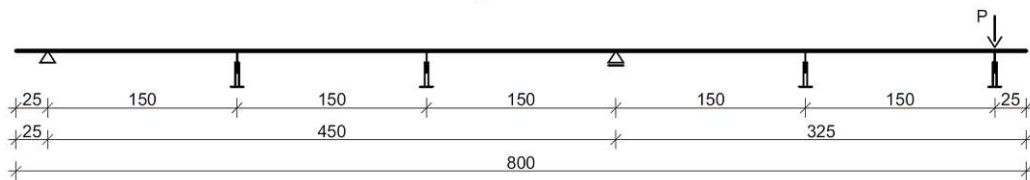
Abbildung 5.7: Biegelinie QB1B – lange Schlaufen alle 10 cm. Bemaßung in cm.

Biegelinie QB2-A: Kurze Schlaufen $\varnothing 10/20$

Trägerskizze und Versuchsaufbau QB2 - Seite A



Statisches System QB2 - Seite A



Biegelinien Träger QB2 - Seite A

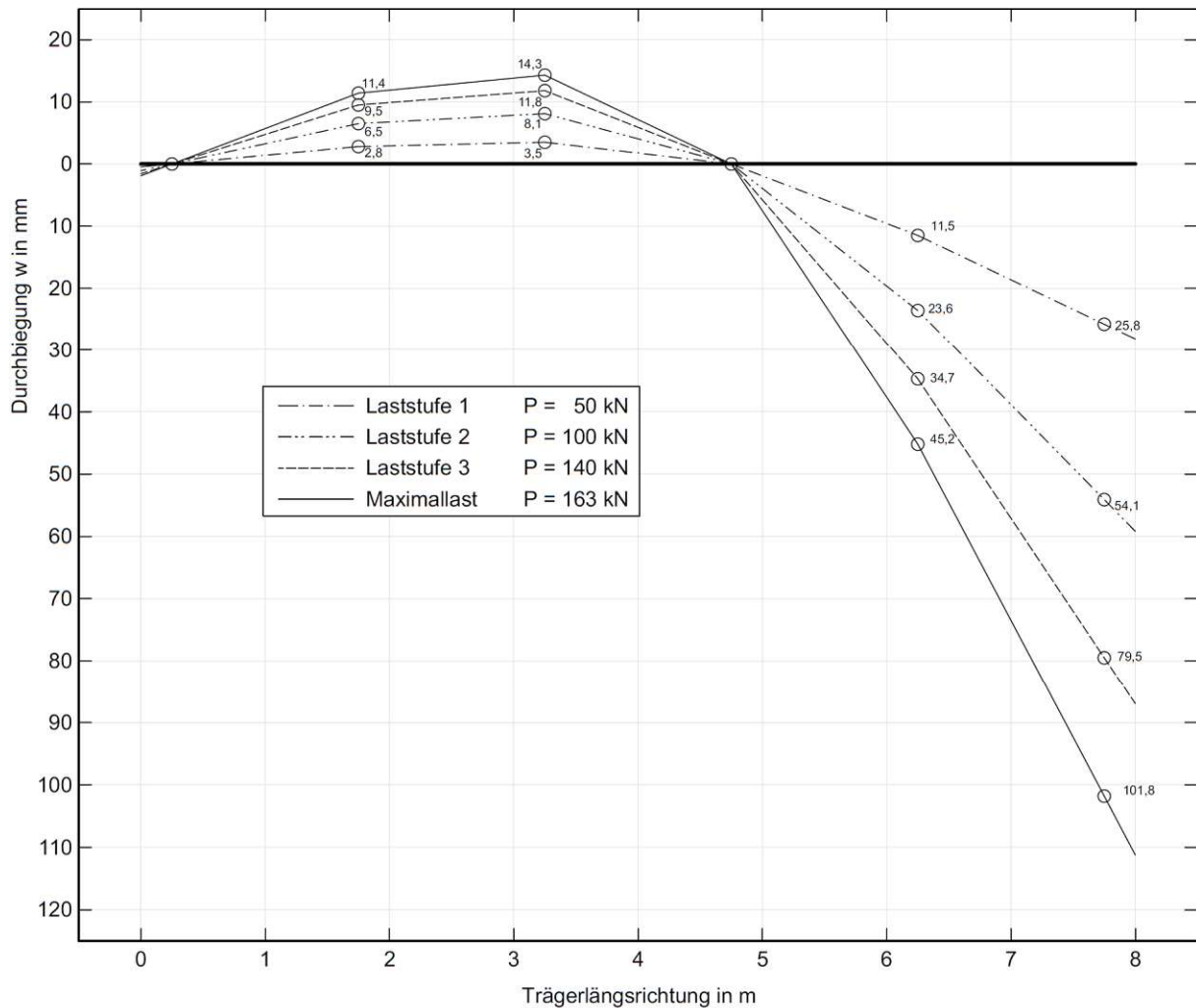
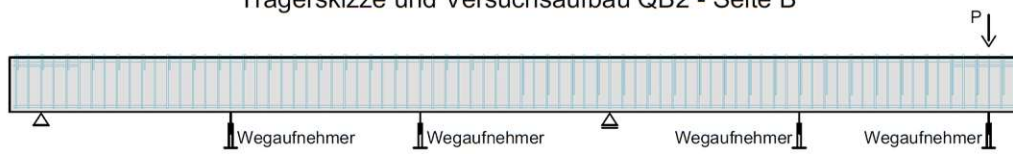


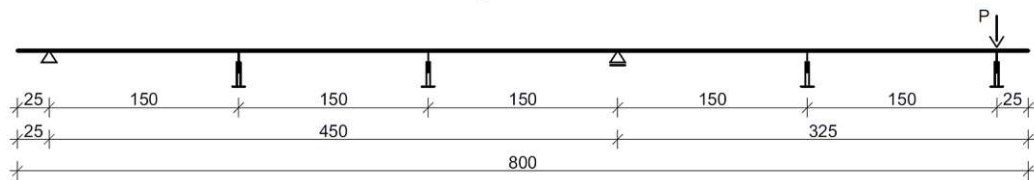
Abbildung 5.8: Biegelinie QB2A – kurze Schlaufen alle 20 cm. Bemaßung in cm.

Biegelinie QB2B: Lange Schlaufen Ø10/20

Trägerskizze und Versuchsaufbau QB2 - Seite B



Statisches System QB2 - Seite B



Biegelinien Träger QB2 - Seite B

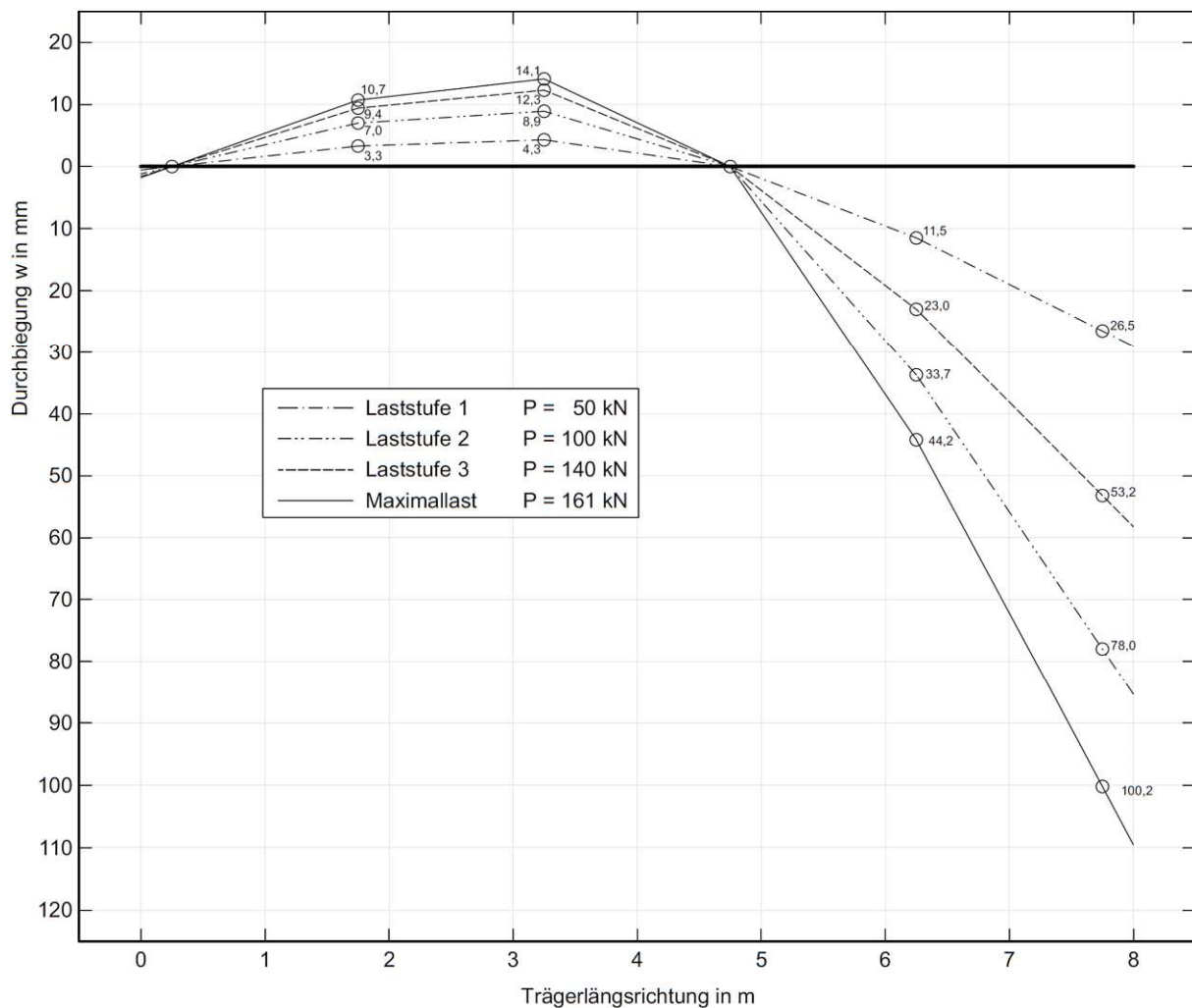


Abbildung 5.9: Biegelinie QB2B – lange Schlaufen alle 20 cm. Bemaßung in cm.

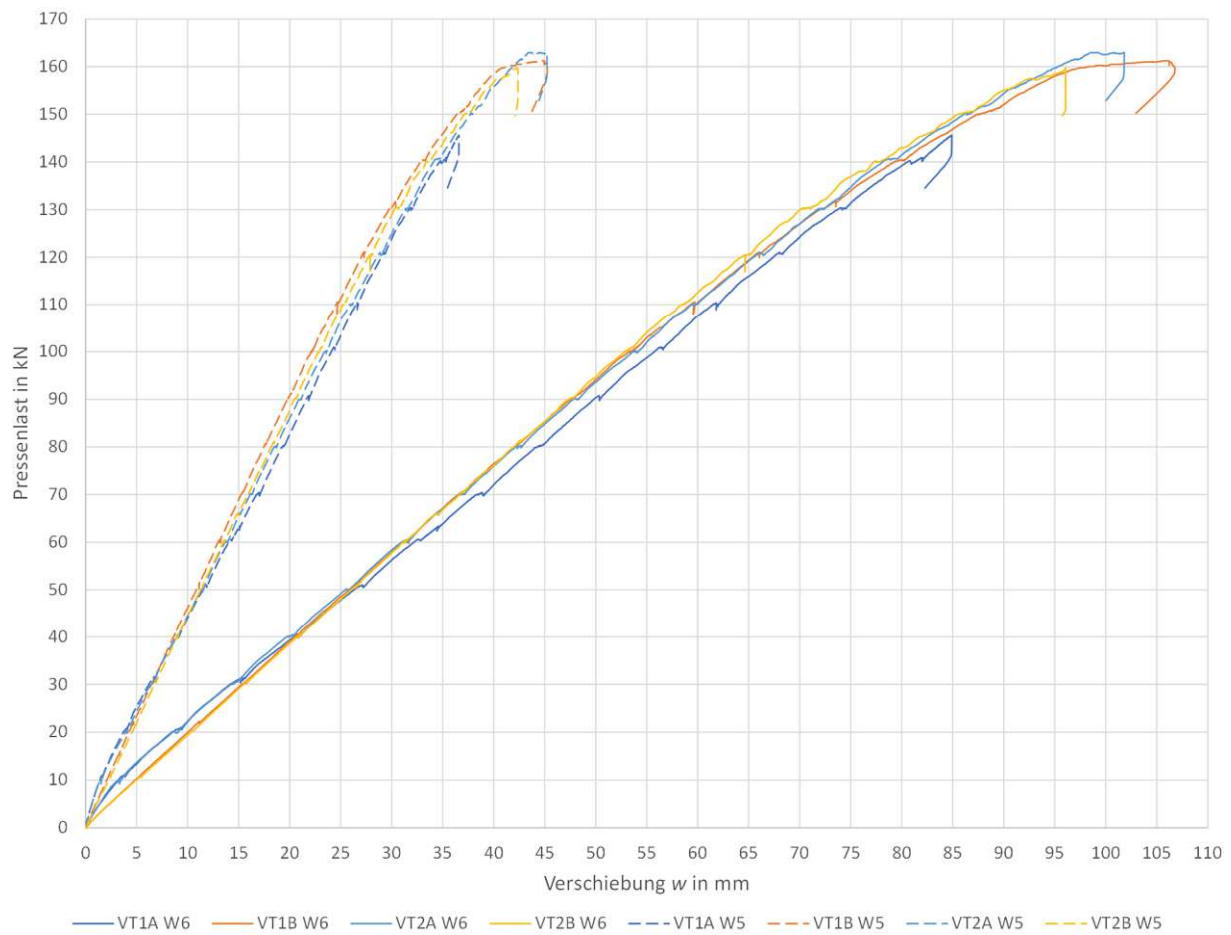


Abbildung 5.10: Last-Verschiebungs-Diagramm Querbalken – Kragbereich (W5, W6).

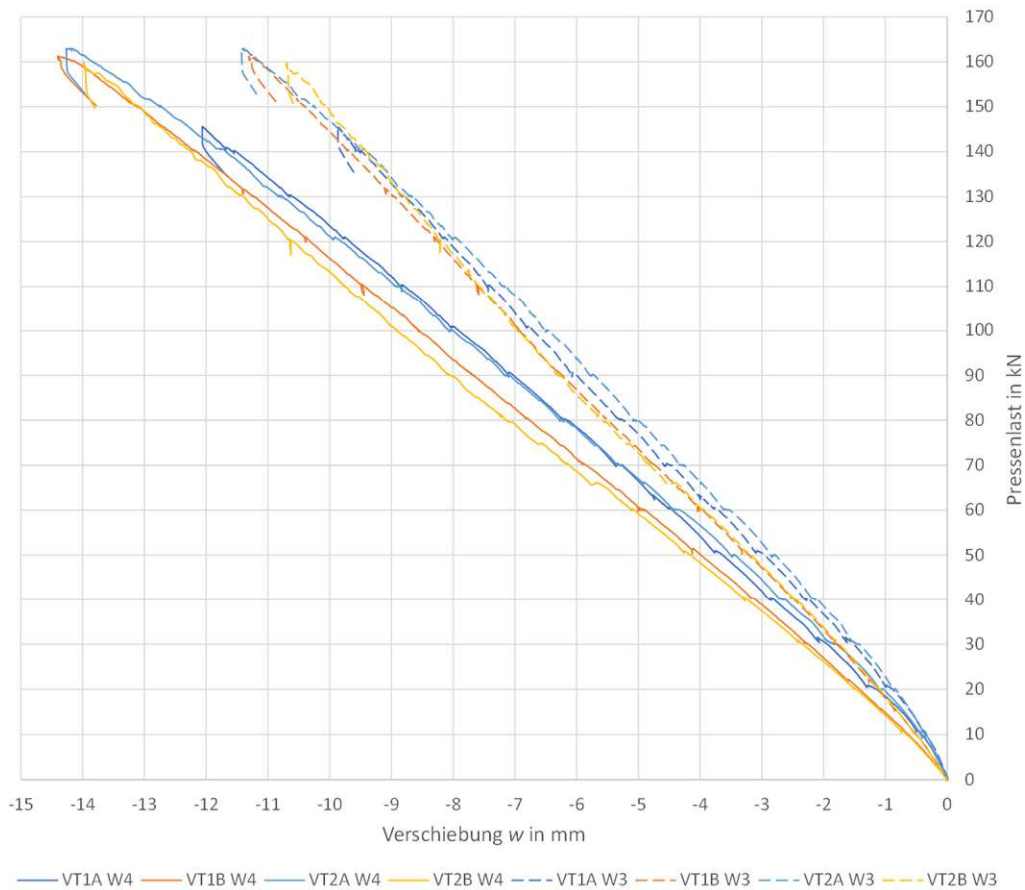


Abbildung 5.11: Last-Verschiebungs-Diagramm Querbalken – Feldbereich (W3, W4).

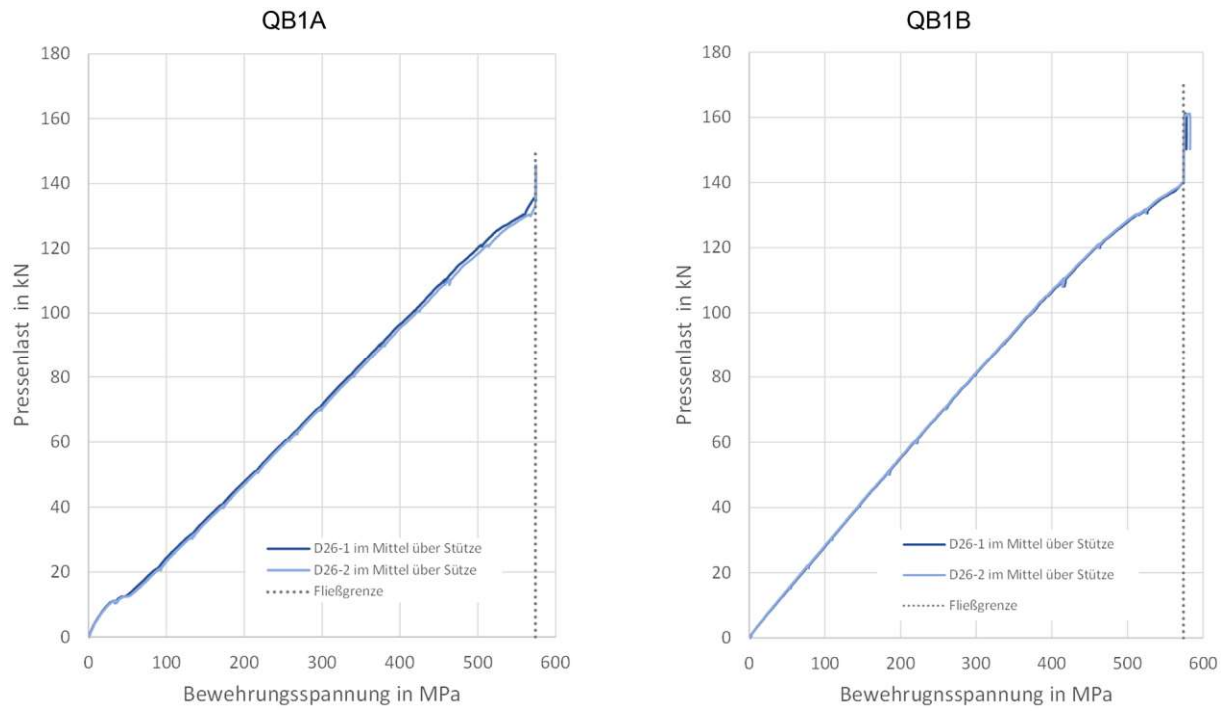


Abbildung 5.12: Last-Bewehrungsspannungs-Diagramm QB1.

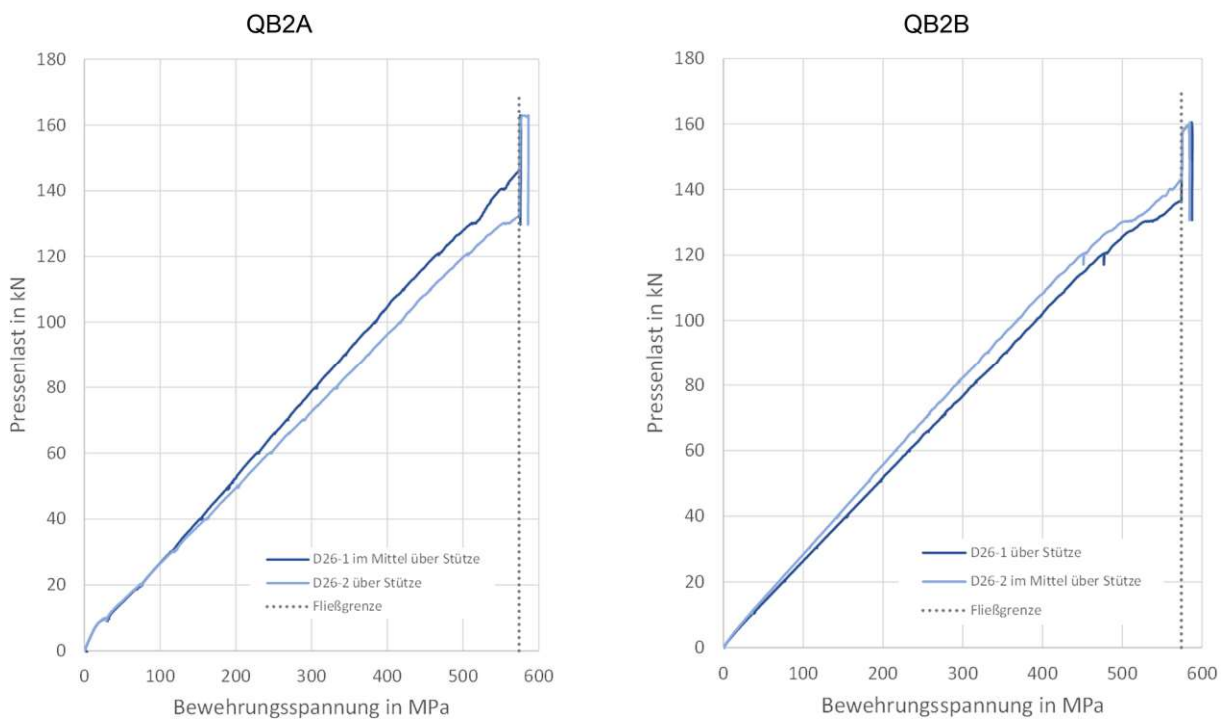


Abbildung 5.13: Last-Bewehrungsspannungs-Diagramm QB2.

Versuchskörper QB1 - Seite A: Kurze Schlaufen Ø10/10

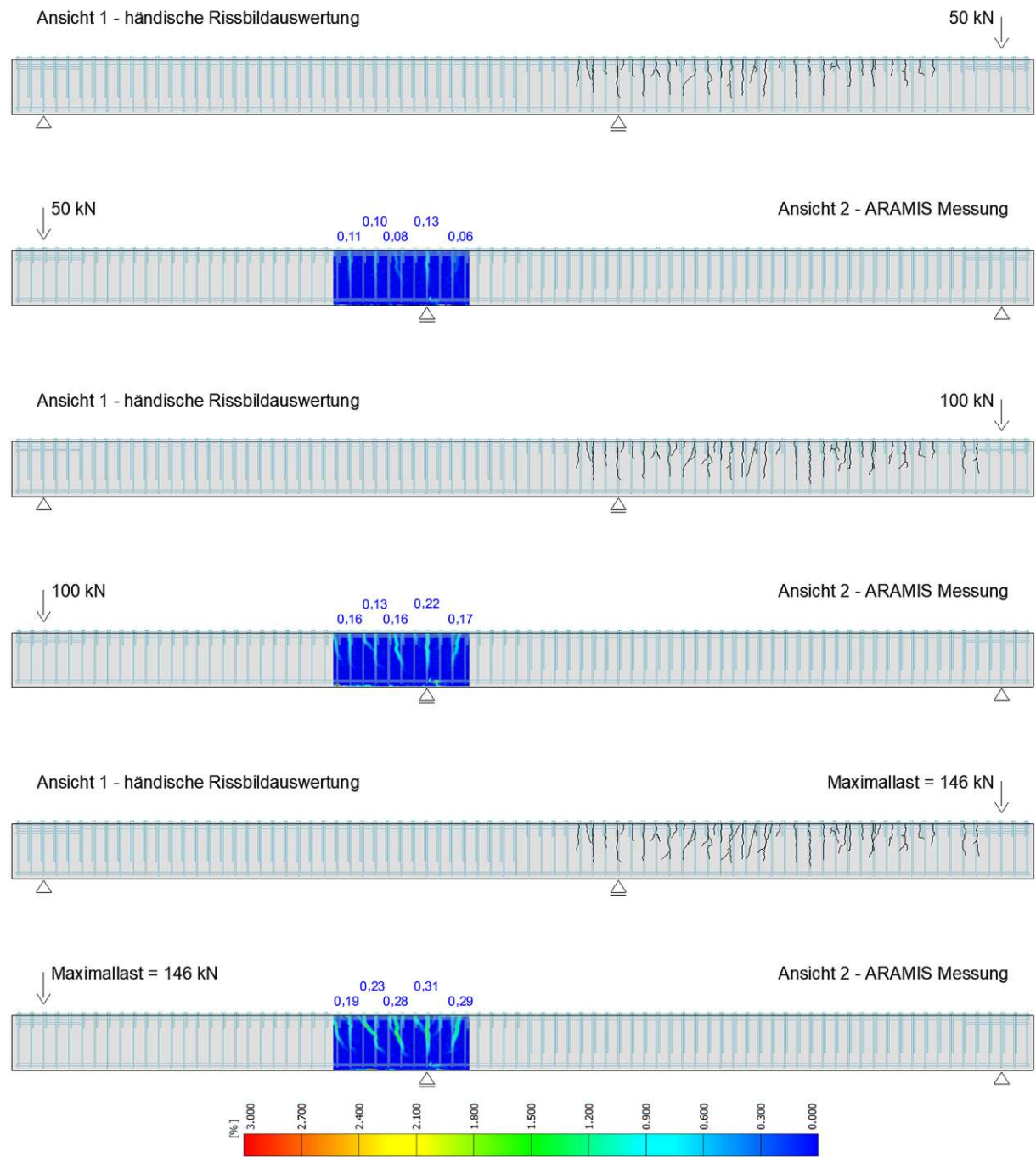


Abbildung 5.14: CAD-Studie zur Rissbildauswertung QB1A. Werte zu den Rissöffnungen entsprechen dem Mittel der Rissöffnung über den Rissverlauf in mm.

Versuchskörper QB1 - Seite B: Lange Schlaufen alle Ø10/10

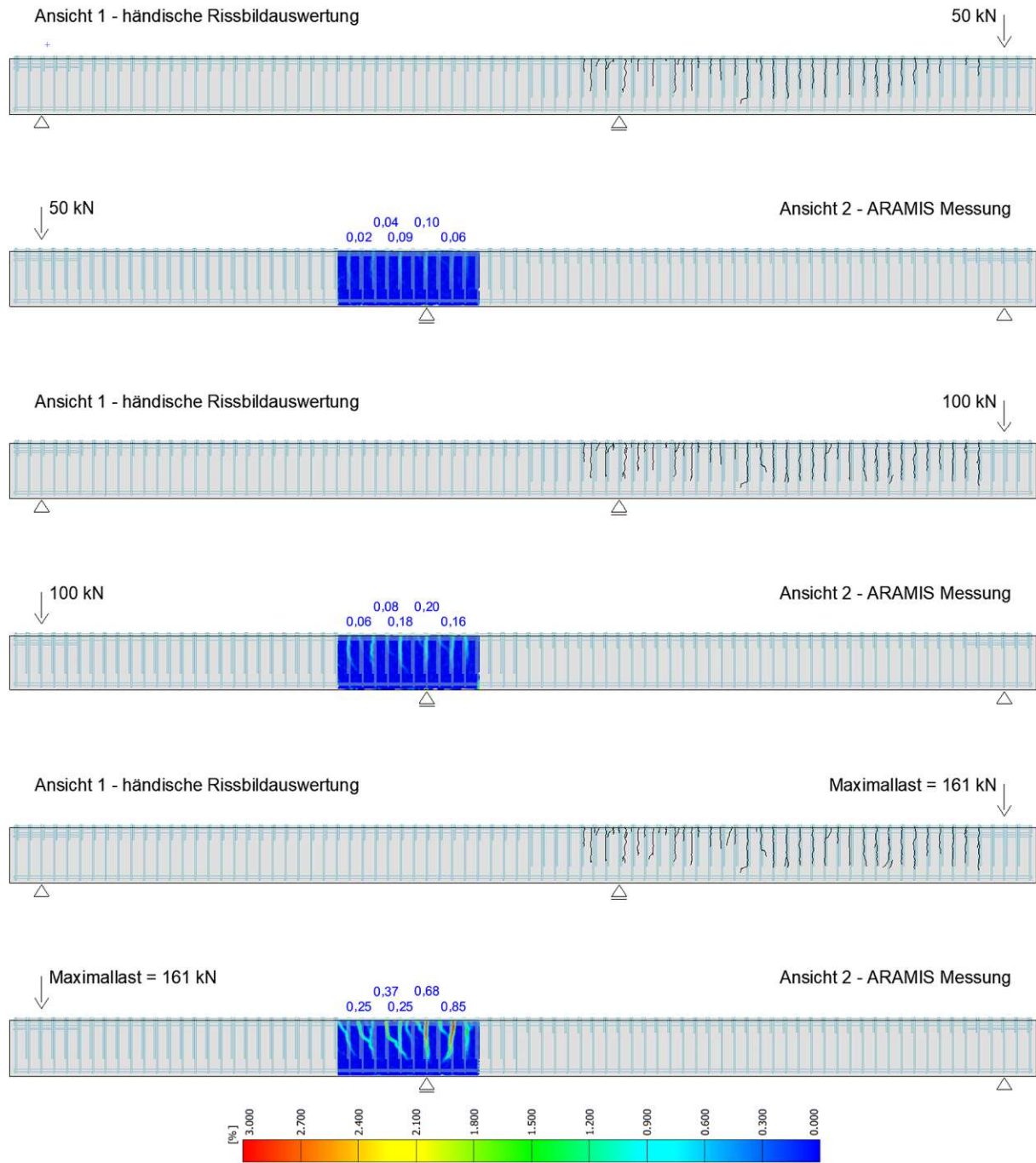


Abbildung 5.15: CAD-Studie zur Rissbildauswertung QB1B. Werte zu den Rissöffnungen entsprechen dem Mittel der Rissöffnung über den Rissverlauf in mm.

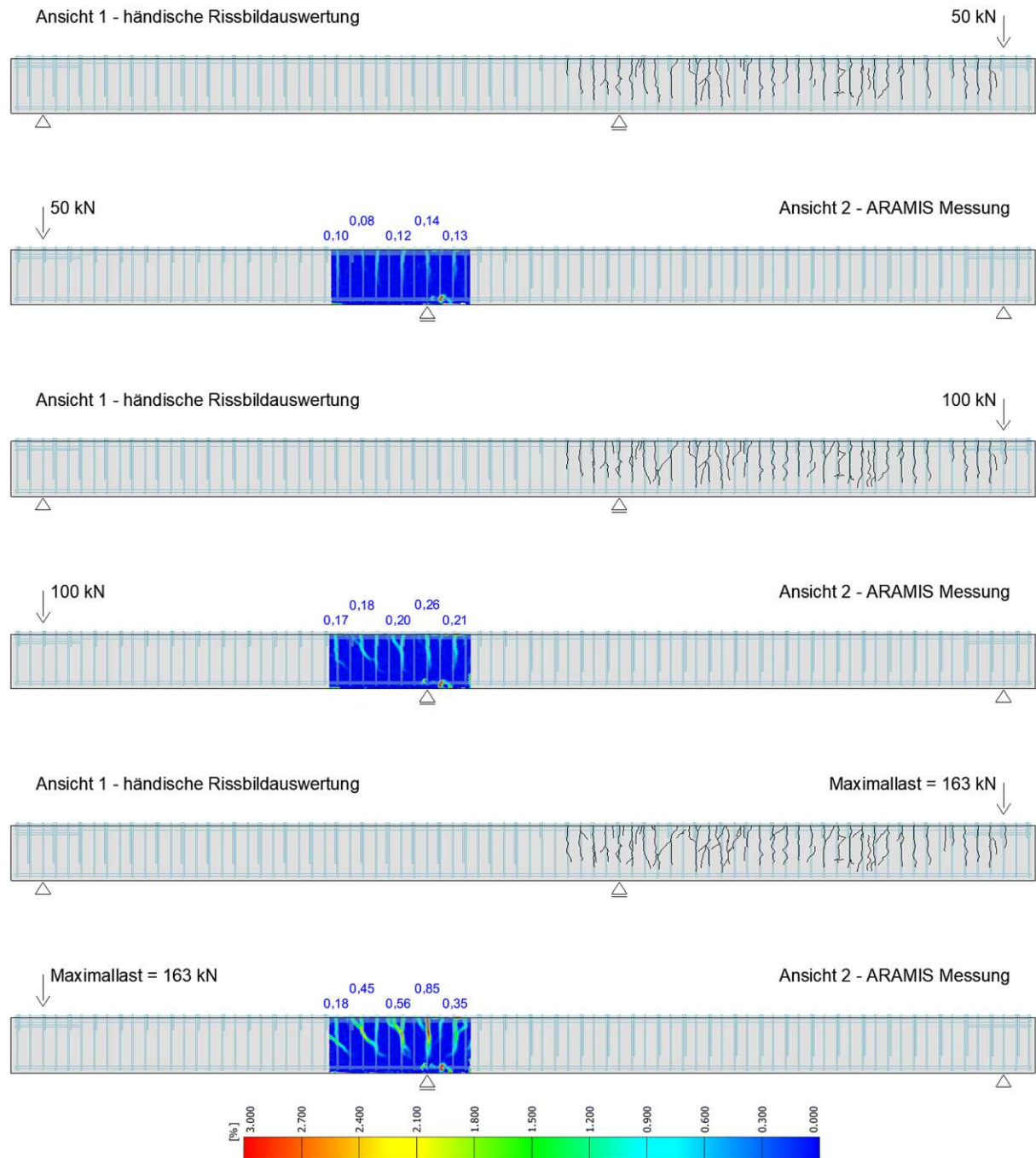
Versuchskörper QB2 - Seite A: Kurze Schlaufen $\varnothing 10/20$ 

Abbildung 5.16: CAD-Studie zur Rissbildauswertung QB2A. Werte zu den Rissöffnungen entsprechen dem Mittel der Rissöffnung über den Rissverlauf in mm.

Versuchskörper QB2 - Seite B: Lange Schlaufen alle Ø10/20

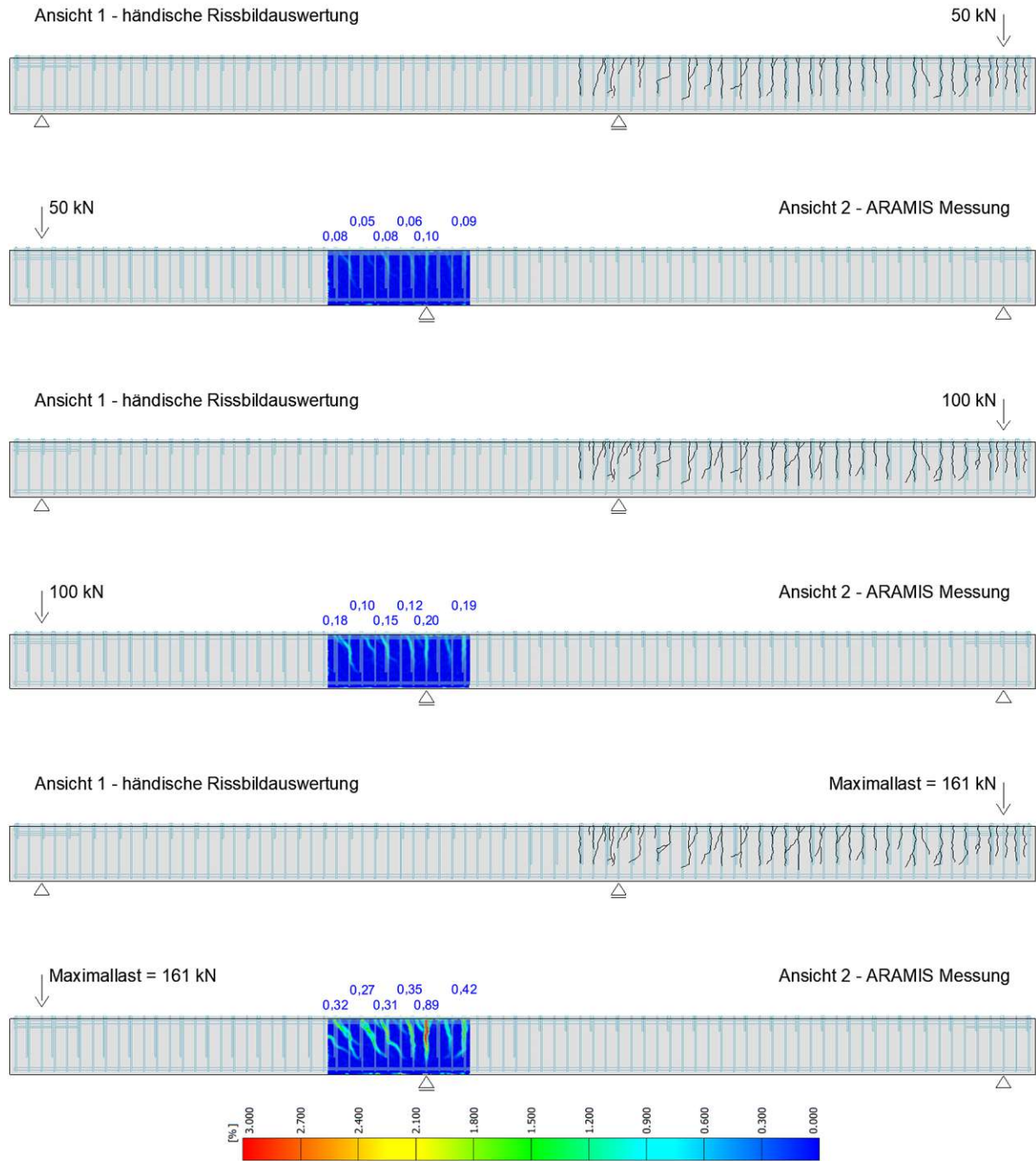


Abbildung 5.17: CAD-Studie zur Rissbildauswertung QB2B. Werte zu den Rissöffnungen entsprechen dem Mittel der Rissöffnung über den Rissverlauf in mm.

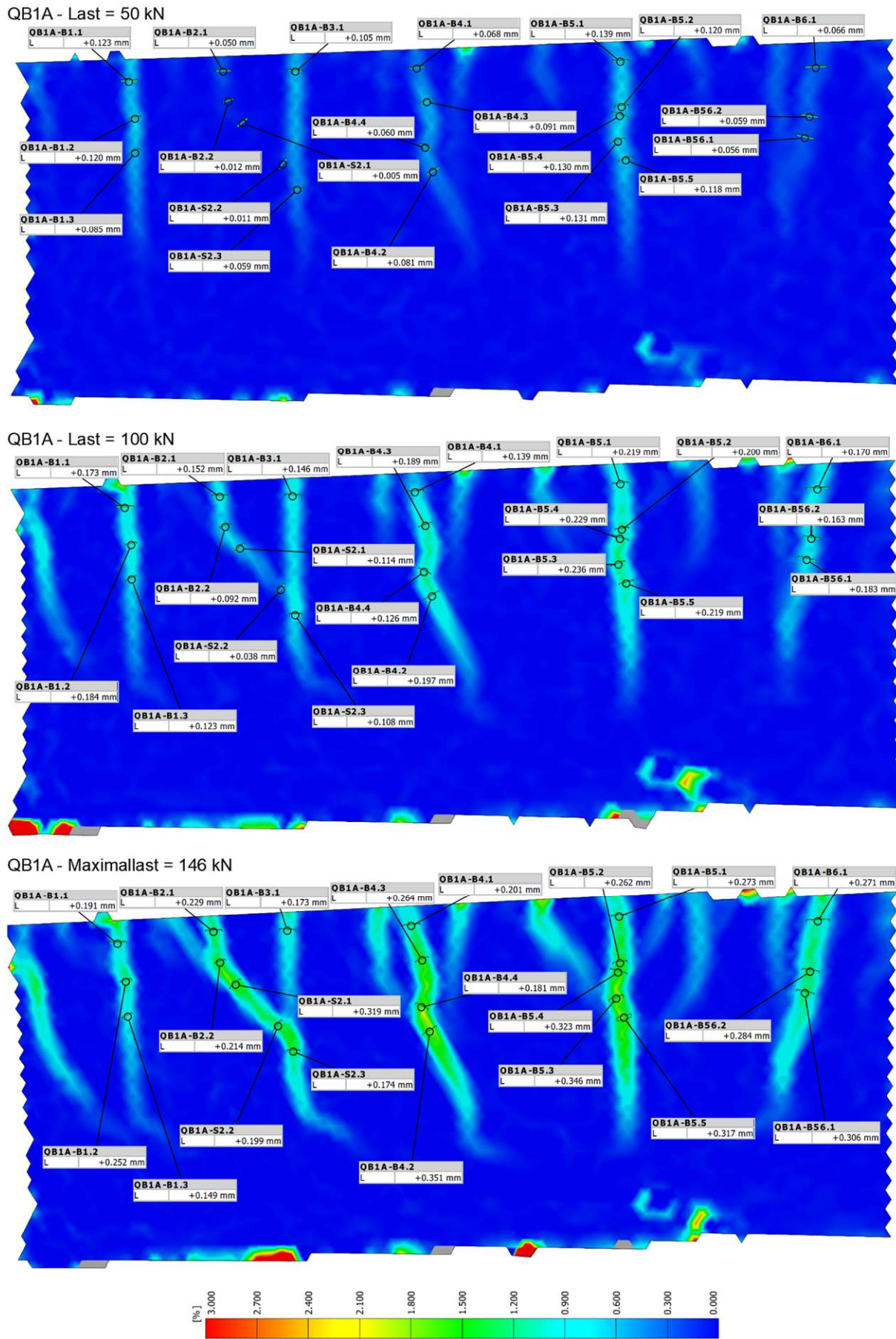
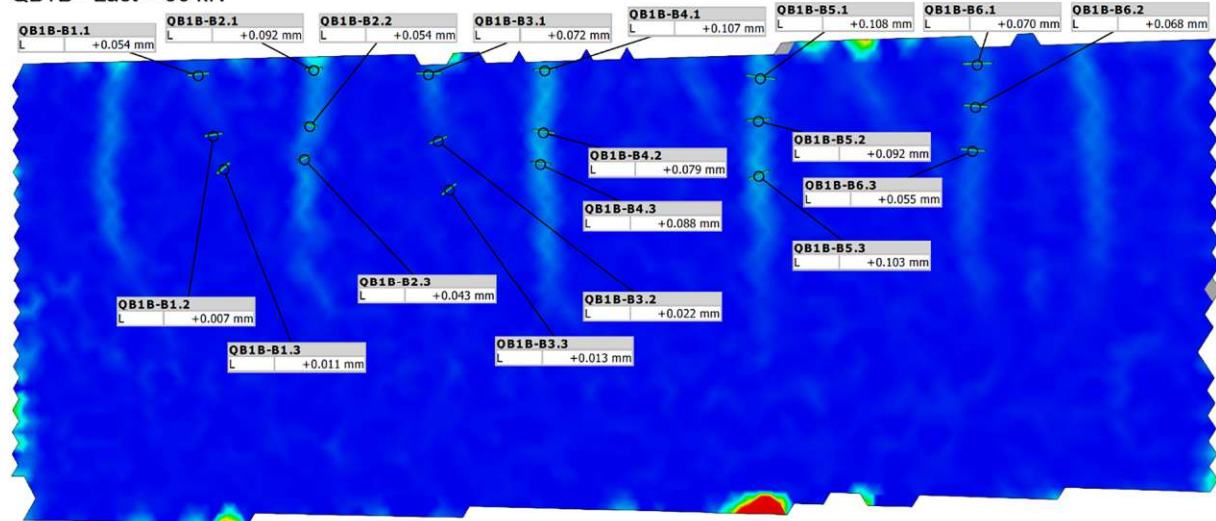
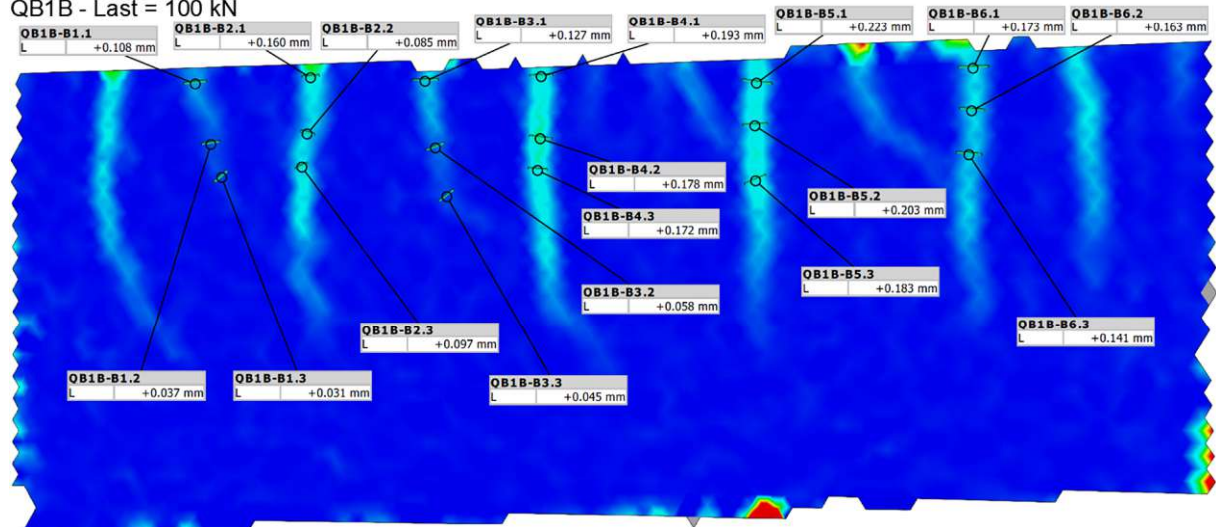


Abbildung 5.18: ARAMIS Auswertung QB1A. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

QB1B - Last = 50 kN



QB1B - Last = 100 kN



QB1B - Maximallast = 161 kN

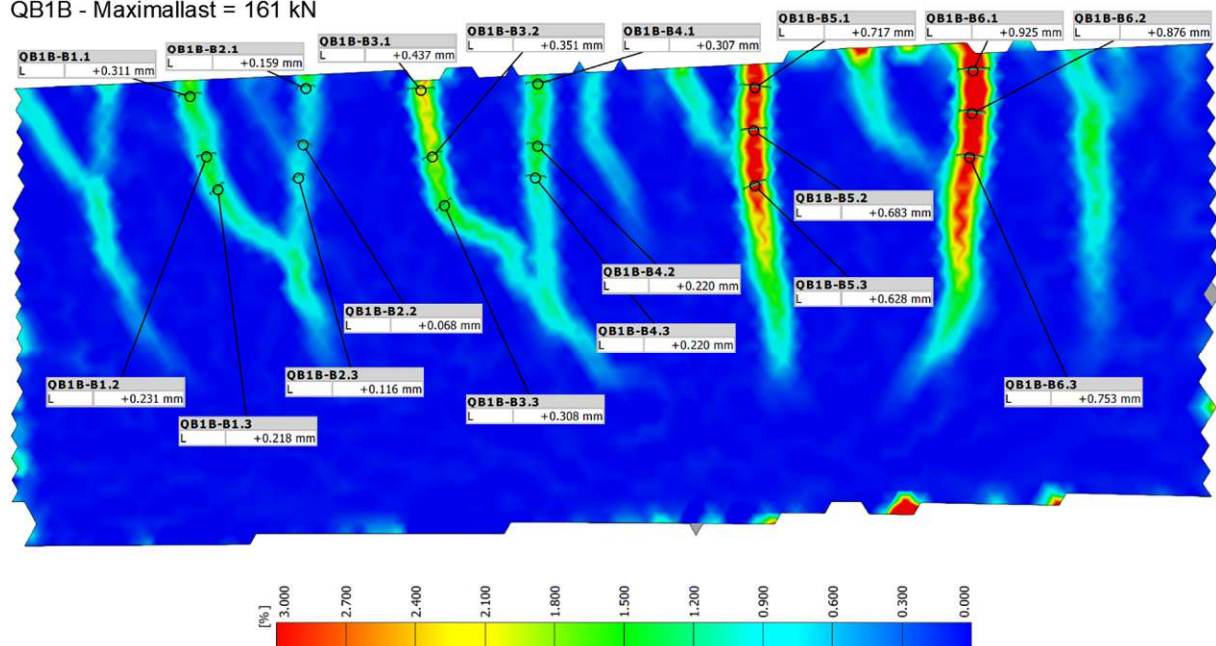
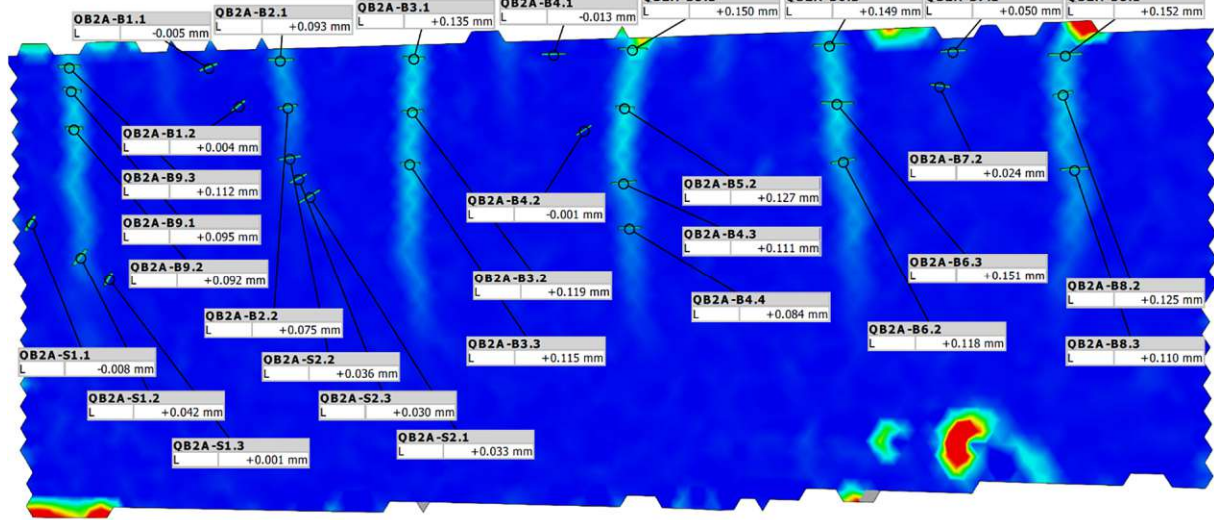
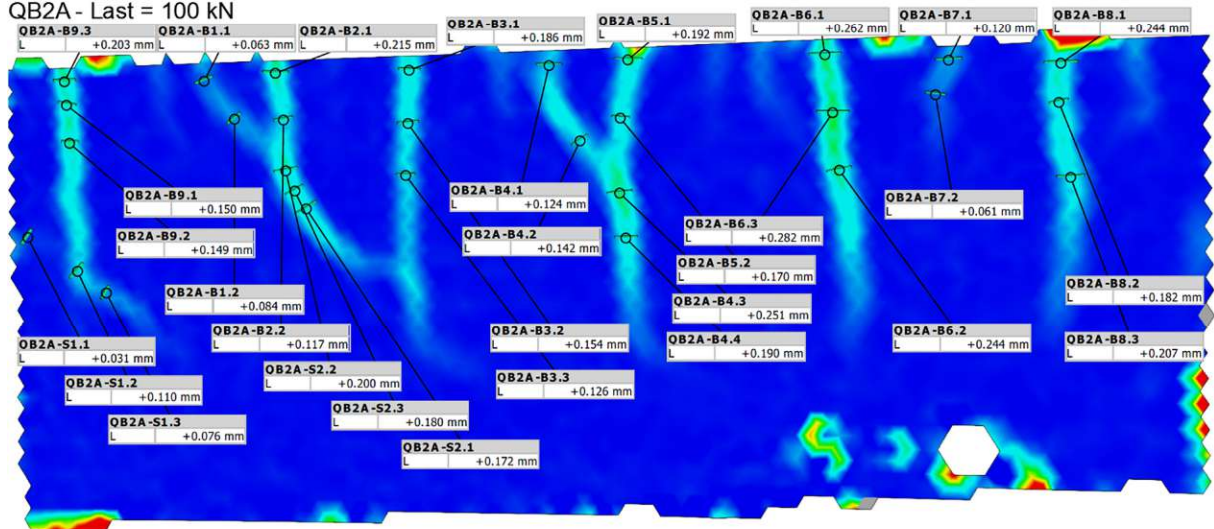


Abbildung 5.19: ARAVIS Auswertung QB1B. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

QB2A - Last = 50 kN



QB2A - Last = 100 kN



QB2A - Maximallast = 163 kN

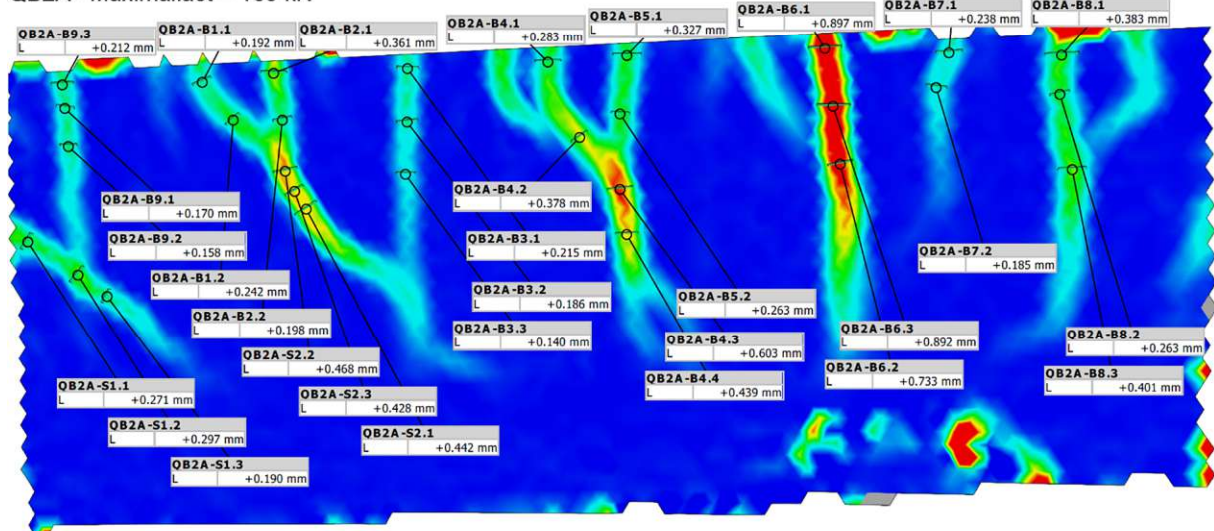
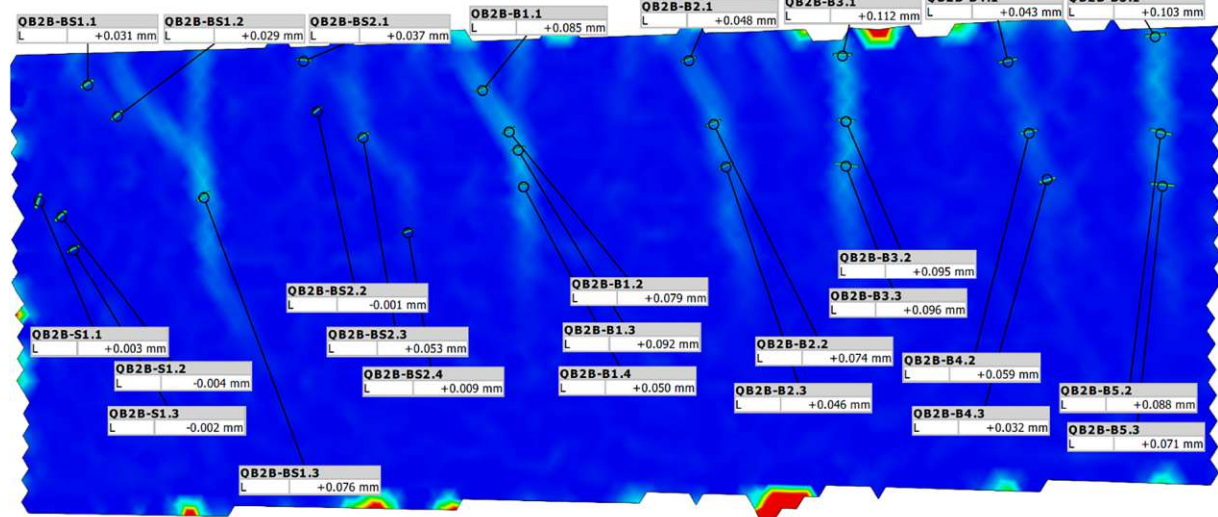
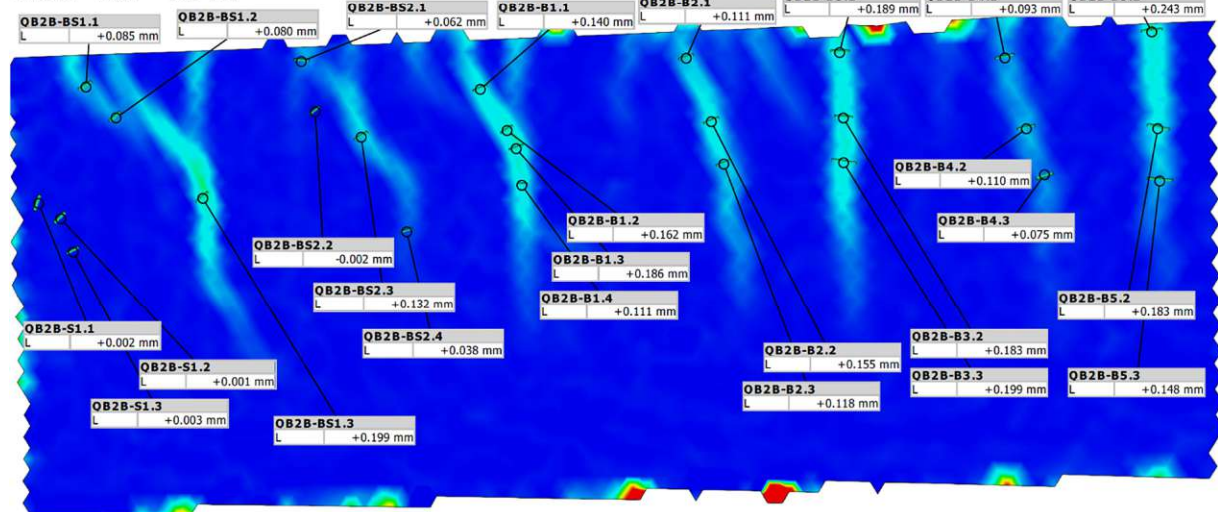


Abbildung 5.20: ARAVIS Auswertung QB2A. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

QB2B - Last = 50 kN



QB2B - Last = 100 kN



QB2B - Maximallast = 161 kN

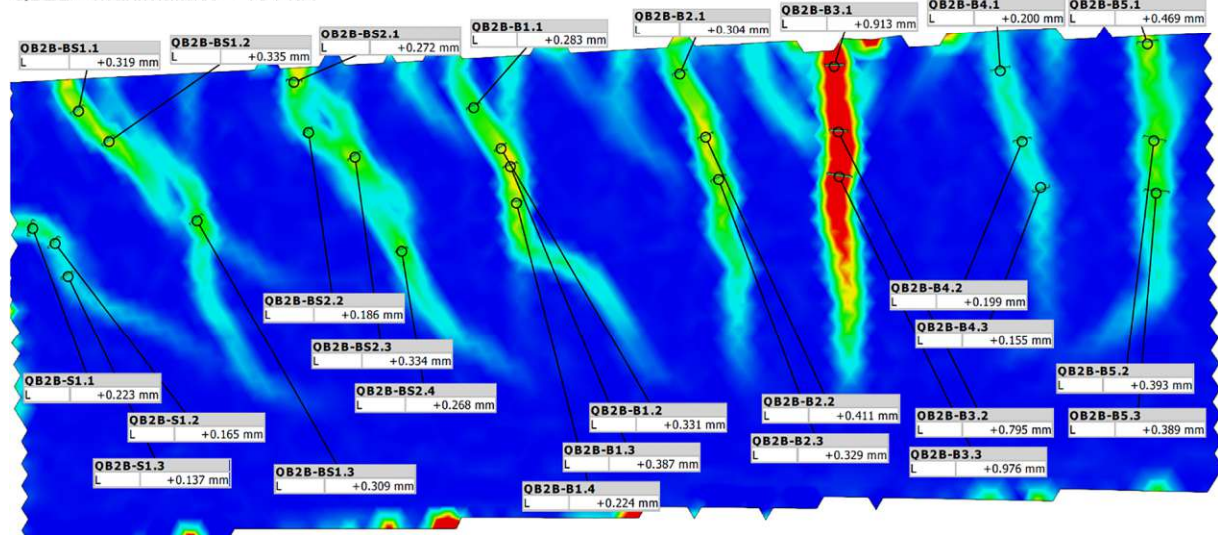


Abbildung 5.21: ARAVIS Auswertung QB2B. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

5.2.5 Interpretation

Bei den durchgeführten Versuchen stellte sich wie angestrebt ein Biegeversagen der Balken ein. Schadensbilder, die auf ein Schubversagen hindeuten, konnten bei keinem Versuchskörper festgestellt werden. Die Anordnung der herausragenden oberen Biegebewehrung in Kombination mit der Verankerung durch die Schlaufen löste keine Schäden in der Betonmatrix oder bei den Bewehrungselementen aus.

Eine Auffälligkeit in der Versuchsserie zeigt sich in der geringeren maximalen Pressenlast, beim Versuchskörper QB1A im Vergleich zu den anderen Versuchen. Die geringere Pressenlast ist in diesem Fall auf einen zu frühen Versuchsabbruch zurückzuführen. Wie die Daten des Lastverschiebungsdiagramms in Abbildung 5.10 zeigen, stellt sich beim Versuchskörper QB1A kein ausgeprägtes Fließverhalten kurz vor Ende des Versuchsvorganges ein. Der Grund für die frühzeitige Beendigung des Versuches ist aus den gewonnenen Versuchsdaten nicht abzulesen. Es zeigten sich am Versuchskörper keine Schadensbilder, die eine Ursache für die vorzeitige Beendigung des Versuchs begründen. Auslöser für das Versuchsende kann ein zu vorsichtiges Verhalten oder eine Fehleinschätzung der Versuchsdurchführenden sein. Bei den Versuchskörpern QB1B, QB2A und QB2B zeigen die Messdaten ein ausgeprägtes Fließen der oberen Biegebewehrung vor dem Ende der Versuchsdurchführung. Diese Versuchsergebnisse lassen darauf schließen, dass der Einsatz der Schlaufen, bei allen gewählten Anordnungen und Ausführungsformen, eine ausreichende Verankerung der herausragenden oberen Biegebewehrung gewährleistet.

5.3 Längsbalken

Ziel dieser Versuchsreihe ist es festzustellen, ob die als erste Lage von oben verlegte Biegebewehrung in Plattenlängsrichtung, welche nicht von den Schubbügeln umfasst wird, einen negativen Einfluss auf das Verhalten der Platte in Brückenlängsrichtung hat. Zudem soll das Zusammenwirken der schrittweise betonierten Komponenten der Fahrbahnplatte untersucht werden. Dazu wurden am institutseigenen Prüflabor der TU Wien zwei Versuchskörper geprüft, die in ihren Abmessungen der Dimension der Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke, an der Stelle der größten Querschnittshöhe, entsprechen. Um die Auswirkung der obenliegenden Biegebewehrung in Brückenlängsrichtung beurteilen zu können, wurde einer der Versuchskörper mit obenliegender Längsbewehrung, der zweite Versuchskörper auf konventionelle Weise, mit umfassender Bügelbewehrung, hergestellt. Auf diese Weise können die neue Bauweise und die konventionelle Bauweise anhand der gewonnenen Versuchsdaten miteinander verglichen werden. Die Dimensionen der Versuchskörper und die Anordnung der Bewehrungselemente ist in der Abbildung 5.22 dargestellt.

Der Fokus bei dieser Versuchsreihe liegt auf dem Vergleich der Rissentwicklung bei den beiden Versuchskörpern in Abhängigkeit von der Bewehrungsanordnung. Dafür wurden die Längsbalken in einem Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft. Die Balken wurden bis zum Versagenseintritt belastet, um ein ausgeprägtes Biege- und Schubrissbild im Versuchsverlauf zu erhalten.

5.3.1 Versuchskörper

Für die Versuchsserie zum Längsbalken wurden zwei Versuchskörper geprüft, K und N. Beide Balken wurden in einer Länge von 800 cm, einer Breite von 60 cm und einer Höhe von 50 cm ausgeführt. Der Längsbalken K wurde im Sinne der herkömmlichen Ausführungsweise einer Balkenbewehrung hergestellt. Dabei sind die Bügel zur Schubbewehrung in Balkenquerrichtung orientiert und umfassen kraftschlüssig die äußeren Lagen der Biegebewehrung in Balkenlängsrichtung. Der Längsbalken N entspricht der Ausführung des in Kapitel 4 beschriebenen neuen Bauverfahrens. Dabei ist die obere Biegebewehrung in Brückenlängsrichtung als erste Lage von oben auf der oberen Querbewehrung verlegt. Die angeordneten Bügel zur Schubbewehrung sind in Brückenlängsrichtung orientiert und umfassen oben und unten jeweils die zweite Lage der

Biegebewehrung in Brückenquerrichtung. Abbildung 5.22 zeigt die Längsbalken K und N mit den einzelnen Komponenten inklusive der eingebundenen Bewehrung. Die Bewehrungspläne zur Herstellung der Versuchskörper sind im Anhang A enthalten.

Die Fertigung der Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk, angelehnt an das neue Bauverfahren, schrittweise mit den Einzelkomponenten Platte, Querbalken, Aufbetonschicht. Zu Beginn wurden die Platten geschalt und die Bewehrung in die Schalung eingebunden. Am 27.05.2021 erfolgte die Betonage der Platten. Die Oberfläche der Platten wurde im Anschluss an die Betonage aufgeraut, um einen besseren Verbund zum nachfolgend eingebrachten Beton zu erzielen. Vier Tage später, am 31.05.2021, wurden die Querbalken geschalt und betoniert. In der Schalung der Querbalken waren 1 cm breite Leisten angeordnet, um eine verzahnte Oberflächenstruktur zur Querkraftübertragung mit dem später eingebrachten Aufbeton herzustellen. Die Ausführung der Querbalken unterschied sich bei den Längsbalken K und N auf Grund der unterschiedlichen Bewehrungsführung in deren Höhe. Der Querbalken des Versuchskörpers K wurde mit einer Höhe von 23 cm ausgeführt, um die oberen Lagen der Biegebewehrung unbeeinflusst von Querbalken verlegen zu können. Beim Versuchskörper N wurden die Querbalken entsprechend dem neuen Bauverfahren so ausgeführt, dass die obere Lage der Biegebewehrung des Querbalkens aus diesem herausragt und in derselben Höhe wie die Querbewehrung der Platte angeordnet ist. Die Querbalken ergeben sich daraus zu einer Höhe von 35 cm. Nachdem die Querbalken einen Tag später, am 01.06.2021, die benötigte Festigkeit erreicht hatten, um diese auszuschalen, wurde in einer abschließenden Betonage die Aufbetonschicht ergänzt. Die einzelnen Komponenten der Versuchskörper K und N wurden dabei jeweils aus derselben Betonmischung betoniert, um die exakt selben Betoneigenschaften in den beiden Versuchsbalken zu erhalten.

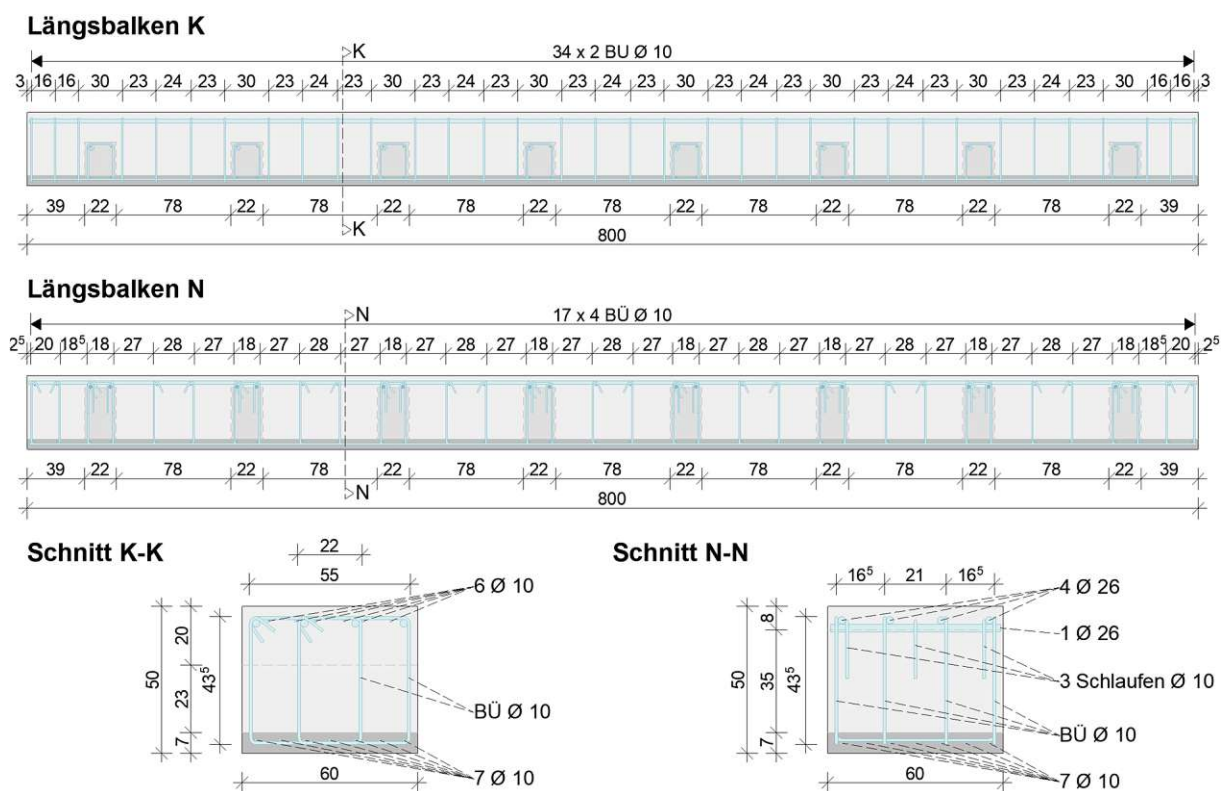


Abbildung 5.22: Versuchskörper K und N inklusive Bewehrung. Maße in cm. Maßstab der Schnitte zur besseren Erkennbarkeit vergrößert.

5.3.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau zur Durchführung der Versuchsserien zum Längsbalken kann der Abbildung 5.23 entnommen werden. Die im Bild mit „W“ beschrifteten Elemente symbolisieren die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer. Die Elemente „K“ und „L“ zeigen den Einbauort der

Ringtorsiionskraftmessdosen und der Ringkraftmessdosen. Die Anordnung des ARAMIS Messfeldes findet sich mittig über einem der Auflager.

Durchgeführt wird ein Vier-Punkt-Biegeversuch, wobei die lastbringenden Pressen jeweils 50 cm und die beiden Auflager jeweils 200 cm vom Rand der Balken nach innen versetzt angeordnet wurden. Es wird dadurch ein negatives Moment über den Bereich zwischen den Pressen erzeugt, welches im Feldbereich, von Auflager zu Auflager, kontinuierlich einen Maximalwert hält. Eine Querkraftbeanspruchung stellt sich durch den gewählten Versuchsaufbau nur in den Randbereichen zwischen Presse und Auflager ein. Der Versuchsaufbau ist in qualitativer Hinsicht mit der Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke im Bereich der Längszugspannungen vergleichbar. Die Dimension des Versuchsbalkens entspricht in etwa der maximalen Abmessung der Fahrbahnplatte im Bereich über den Längsträgern.

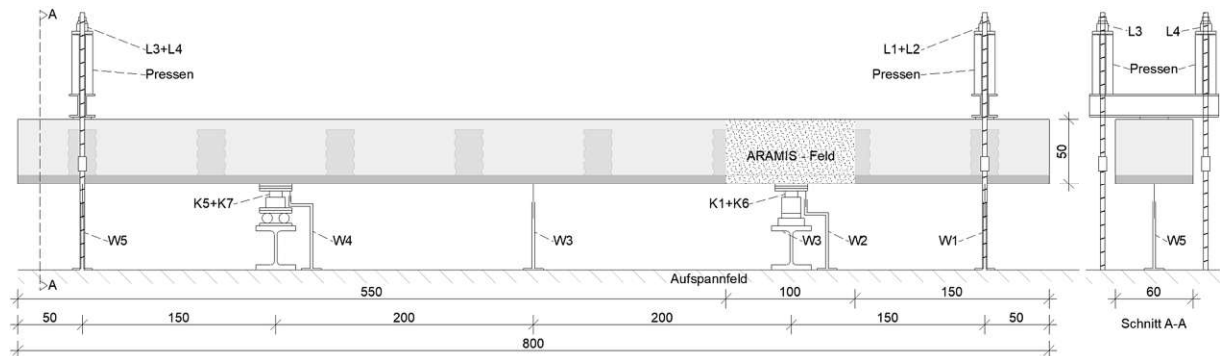


Abbildung 5.23: Versuchsaufbau Längsbalken.

5.3.3 Versuchsdurchführung

Nach dem fertiggestellten Versuchsaufbau wurden die Messinstrumente angeschlossen, nach Erfordernis kalibriert und auf ihre Funktion überprüft. Mit dem Start der Versuchsdurchführung wird die Belastung durch die Pressen langsam und stufenweise auf den Balken aufgebracht. Die Laststeigerung erfolgt in 100 kN-Stufen. Die Abbildung 5.24 zeigt das Pressenlast-Zeit-Diagramm für die beiden durchgeführten Versuche. Nach dem Erreichen einer jeden Laststufe wurde die Belastung gehalten und die Risse entsprechend der in Kapitel 5.1.3 beschriebenen Vorgehensweise dokumentiert. Zusätzlich wurden die Risse beim Erreichen einer jeden Laststufe mit einer Risslupe auf die entstandene Rissöffnung untersucht. Die Belastung wurde so lange gesteigert, bis die obere Biegebewehrung ins Fließen gekommen ist. Geäußert hat sich das Erreichen dieses Zustandes durch eine Zunahme der Verformung und der Rissöffnungen ohne Steigerung der Pressenlast. Beim Erreichen dieser Fließspannung wurden das Rissbild und die Rissbreiten ein letztes Mal dokumentiert. Nach dem Ende des ersten Versuchs wurden die Ankerstangen gelöst und die Pressen entfernt, sodass der Balken von den Auflagern weggehoben werden konnte. Der zweite Balken wurde anschließend in denselben Versuchsstand eingebaut, ausgerichtet und die Pressen wieder montiert und verankert.

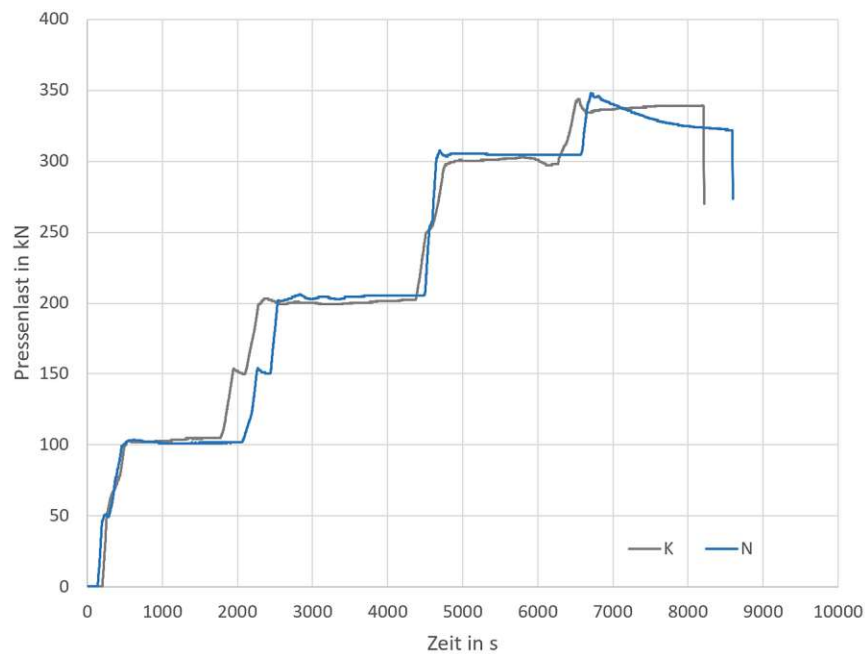


Abbildung 5.24: Pressenlast-Zeit-Diagramm der Versuche zum Längsbalken.

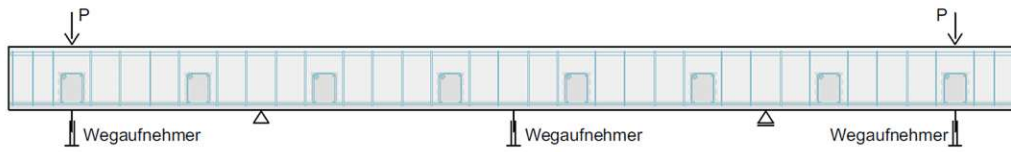
5.3.4 Versuchsergebnisse

Die während dem Versuch aufgezeichneten Daten aus den Kraftmessdosen und den induktiven Wegaufnehmern wurden in der Software „Criстал“ gesammelt und anschließend exportiert, um sie in eine „Excel“-Datei einzulesen. Als Ergebnis der Auswertung dieser Versuchsdaten wird das Last-Verformungs-Verhalten der beiden Längsbalken präsentiert. In Abbildung 5.25 und Abbildung 5.26 sind die lastabhängigen Biegelinien der einzelnen Balkenversuche dargestellt. Die Grafiken beinhalten die Darstellung des Versuchsaufbaus mit dem Träger inklusive der enthaltenen Bewehrung, das statische System der Versuchsdurchführung und ein Diagramm der lastabhängigen Biegelinie, ausgewertet an den Laststufen 100 kN / 200 kN / 300 kN / maximale Pressenlast. In der Abbildung 5.27 sind die Verformungen der Versuchskörper an den Messpunkten der angeordneten Wegaufnehmer dargestellt. Das Diagramm stellt dabei die Verformungen der beiden Versuchskörper über den gesamten Versuchsverlauf dar.

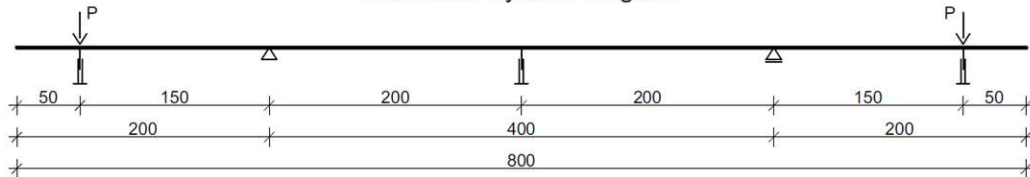
Die Ergebnisse der händischen Rissdokumentation sind in Form einer CAD-gestützten Studie aufbereitet. Die dargestellten Rissbilder beziehen sich dabei auf die ausgewählten Laststufen 100 kN / 200 kN / 300 kN / maximale Pressenlast. Die maximale Pressenlast entspricht jenem Lastzustand, bei dem während der Versuchsdurchführung anhand des Last-Verformungs-Diagramms das beginnende Fließen der oberen Biegebewehrung erkannt wurde. Ergänzend zur händischen Auswertung sind die ARAMIS-Daten an den identen Laststufen ausgewertet. In Abbildung 5.28 und Abbildung 5.29 sind die CAD-Studien zur händischen Rissbildauswertung dargestellt. Die Ansicht 1 zeigt dabei die Seite des Versuchskörpers mit der händischen Rissbilddokumentation. In der Ansicht 2 sind zusätzlich zur händischen Dokumentation die gewonnenen ARAMIS-Daten an der Stelle der geführten Messung abgebildet. Abbildung 5.30 bis Abbildung 5.33 zeigen die detaillierte Ausarbeitung der ARAMIS-Daten. Die Darstellung umfasst den Verlauf der Rissentwicklung zu den Laststufen 100 kN / 200 kN / 300 kN / maximale Pressenlast, sowie die Auswertung der dazugehörigen Rissbreiten über den Rissverlauf.

Versuchskörper K

Trägerskizze und Versuchsaufbau Träger K - in Ansicht 1



Statisches System Träger K



Biegelinien Träger K - in Ansicht 1

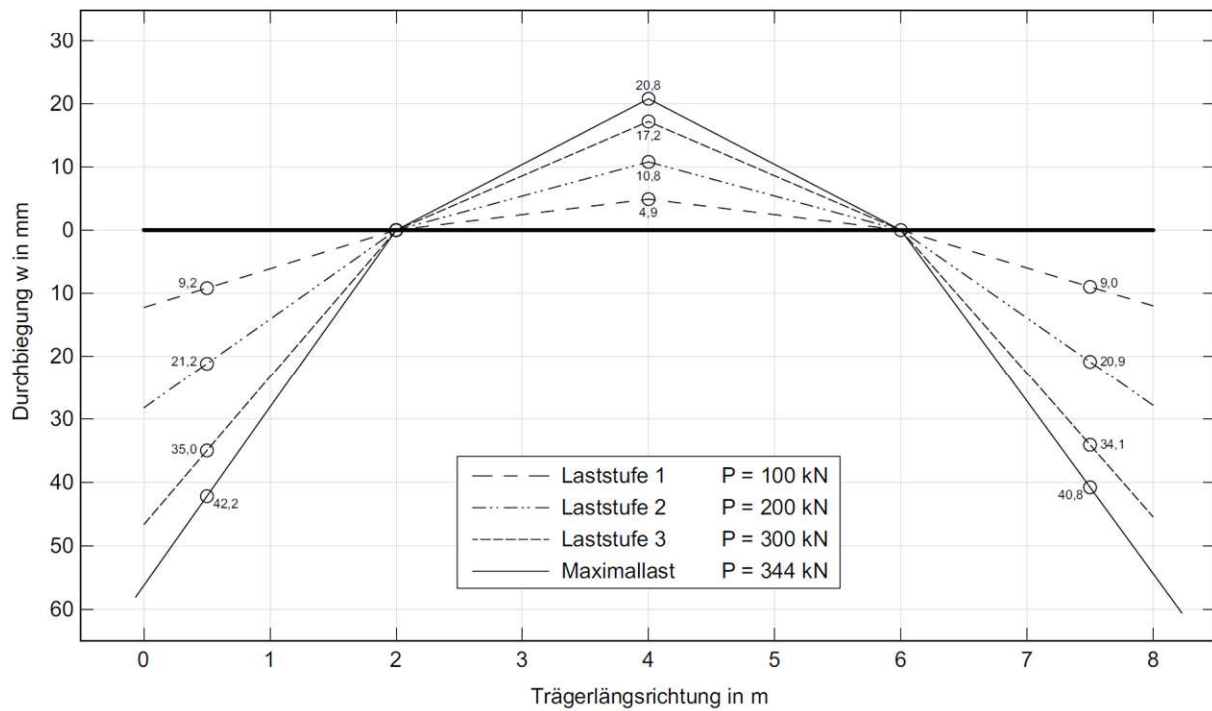
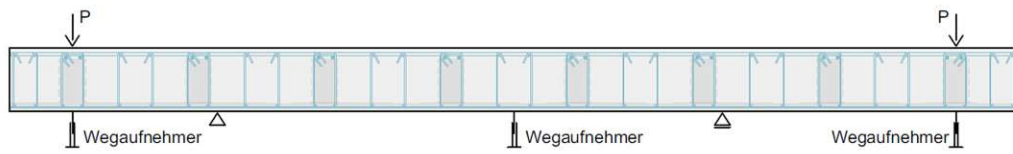


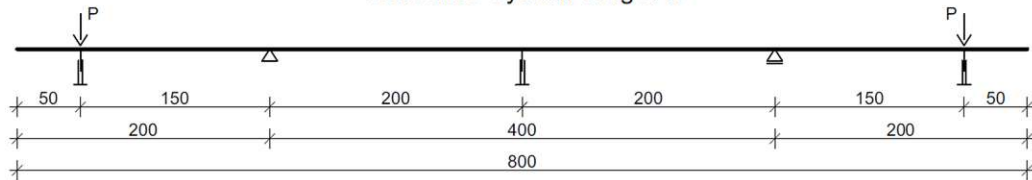
Abbildung 5.25: Biegelinie zum Versuch des Längsbalkens K. Bemaßung in cm.

Versuchskörper N

Trägerskizze und Versuchsaufbau Träger N - in Ansicht 1



Statisches System Träger N



Biegelinien Träger N - in Ansicht 1

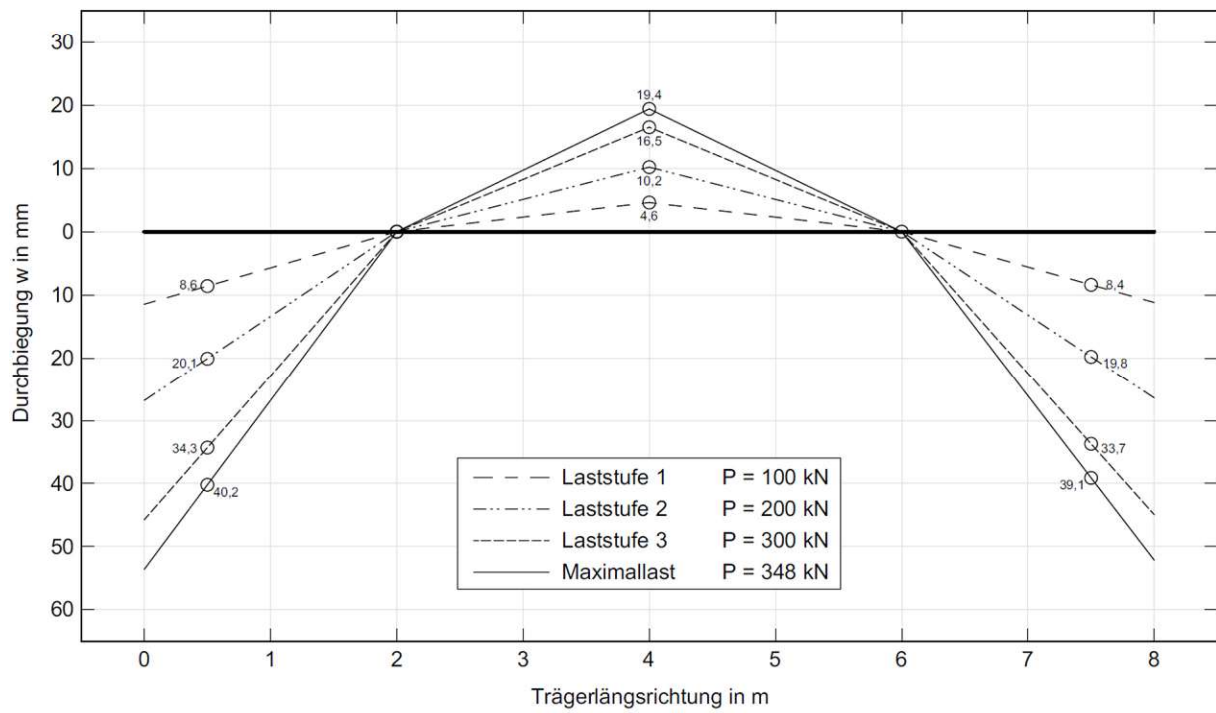
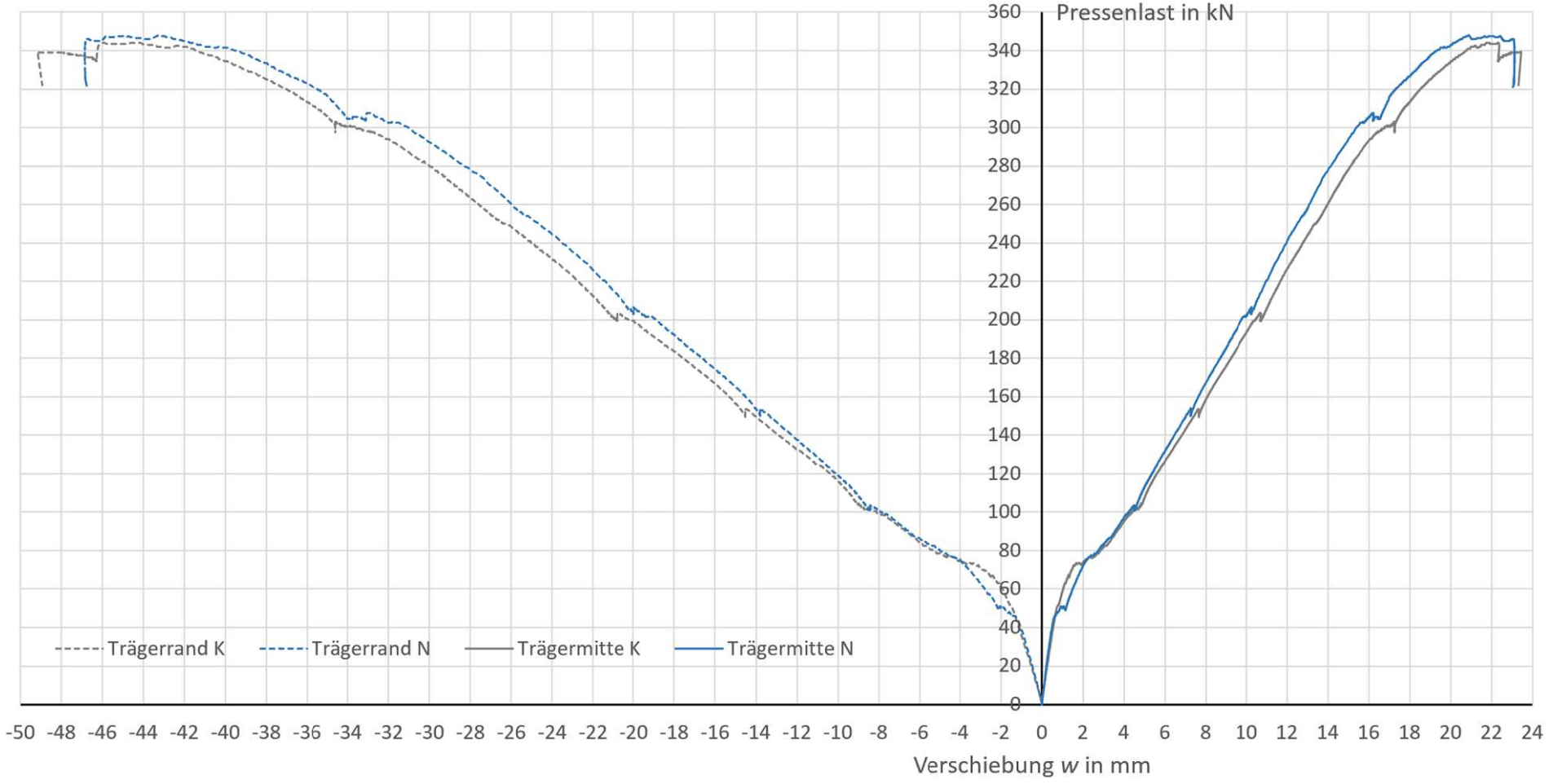


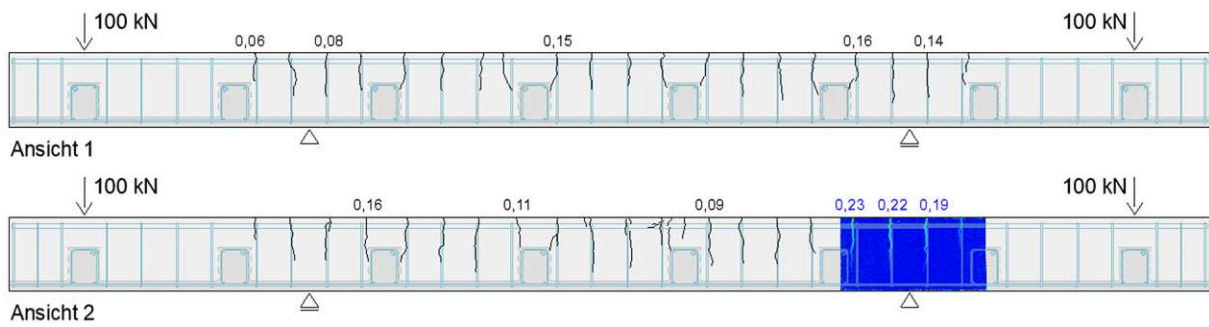
Abbildung 5.26: Biegelinie zum Versuch des Längsbalkens N. Bemaßung in cm.

Abbildung 5.27: Last-Verschiebungs-Diagramm Längsbalken.

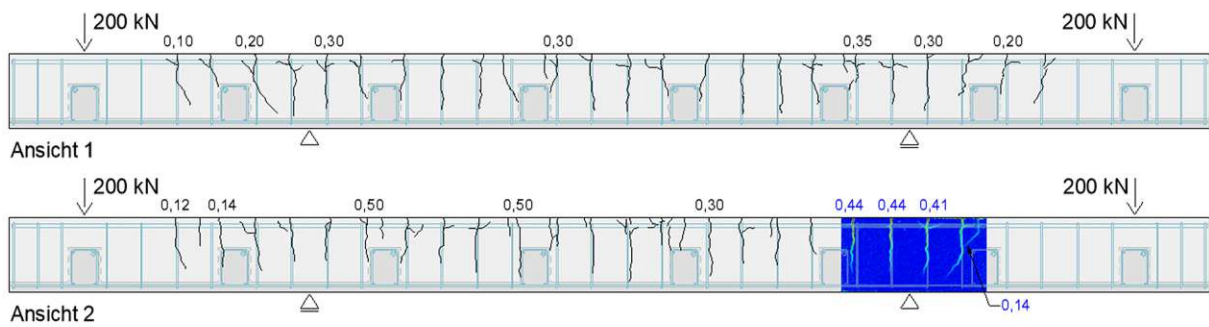


Versuchskörper K

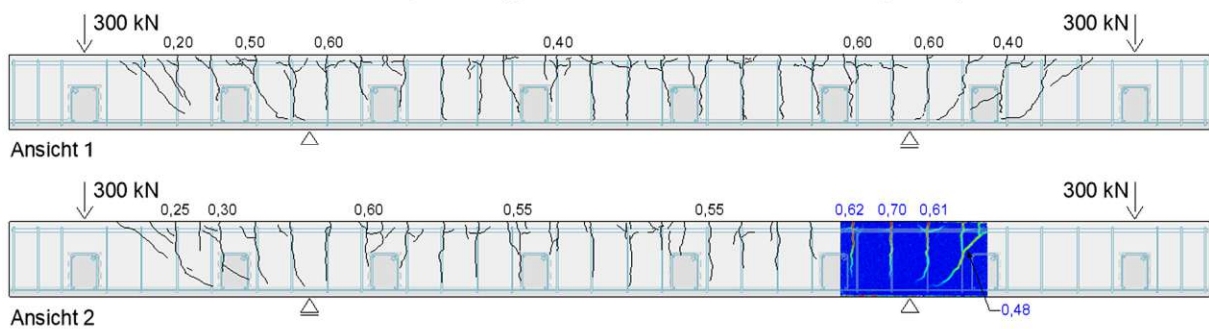
Laststufe 1 - Mittlere Rissbreite = 0,11 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Laststufe 2 - Mittlere Rissbreite = 0,30 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Laststufe 3 - Mittlere Rissbreite = 0,51 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Maximallast - Mittlere Rissbreite = 0,75 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)

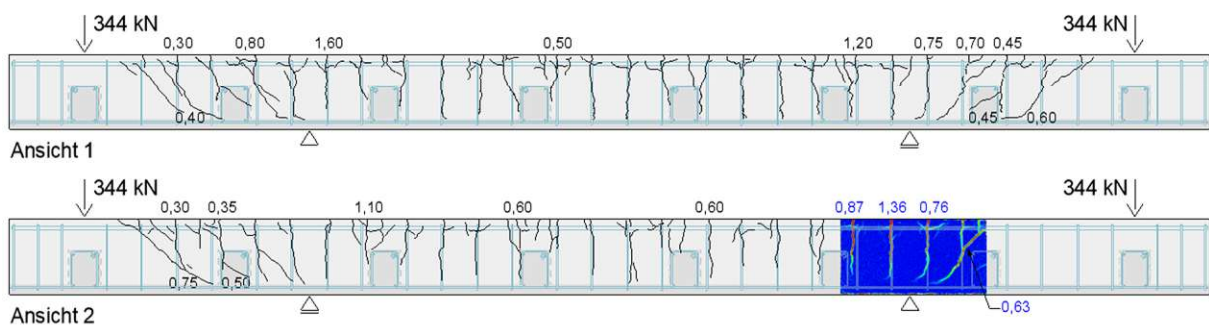
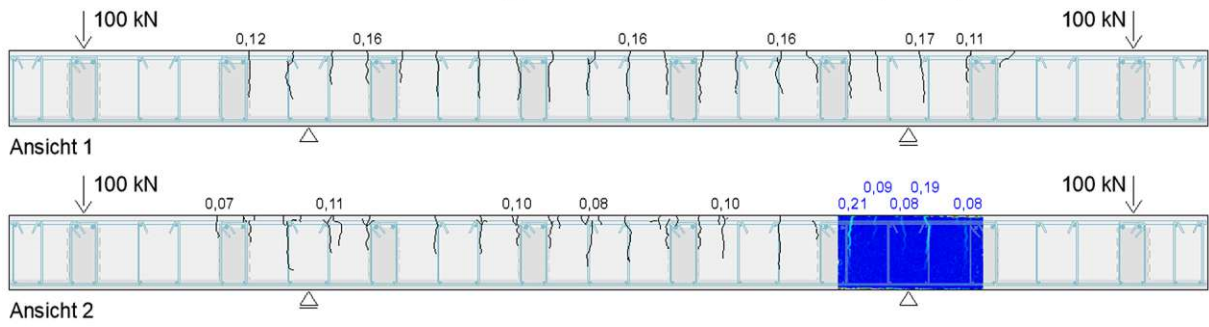


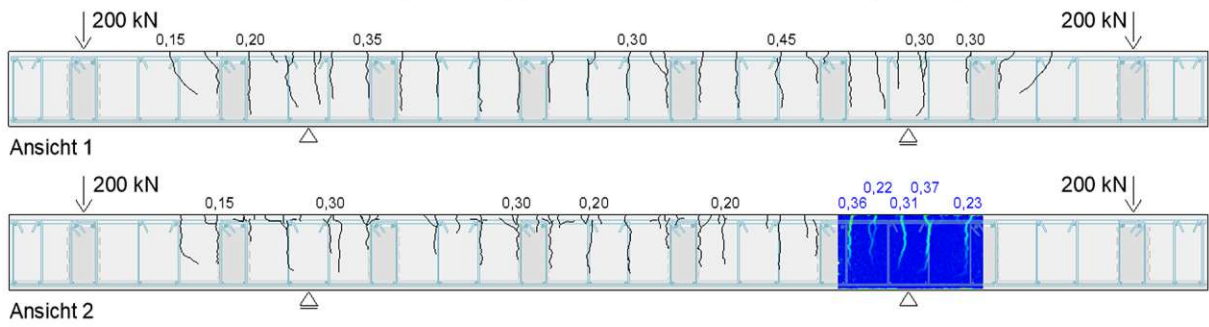
Abbildung 5.28: CAD-Studie zur Rissbildauswertung Längsbalken K. Rissöffnungen in mm, gemessen 5 bis 10 cm unterhalb der Träger OK.

Versuchskörper N

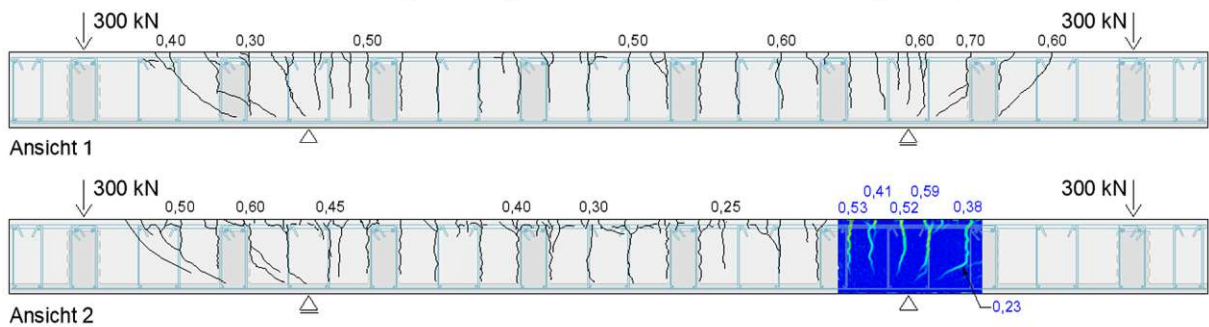
Laststufe 1 - Mittlere Rissbreite = 0,13 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Laststufe 2 - Mittlere Rissbreite = 0,27 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Laststufe 3 - Mittlere Rissbreite = 0,46 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)



Maximallast - Mittlere Rissbreite = 0,70 mm (gemessen 5 bis 10 cm unter Träger OK)

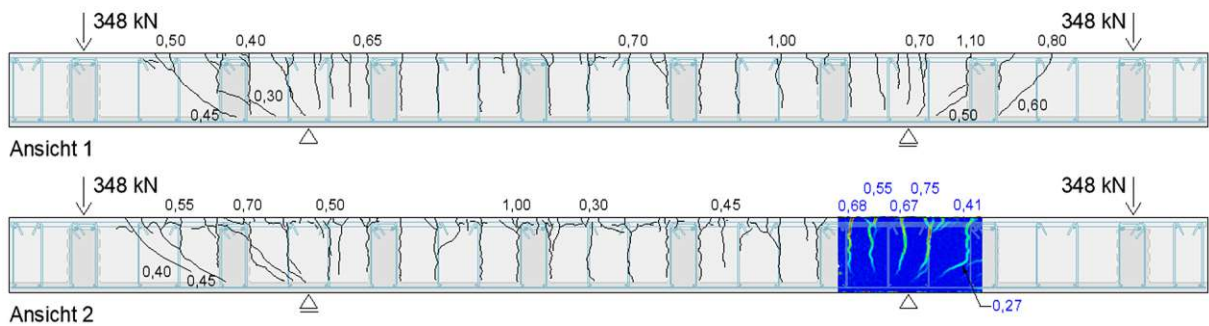
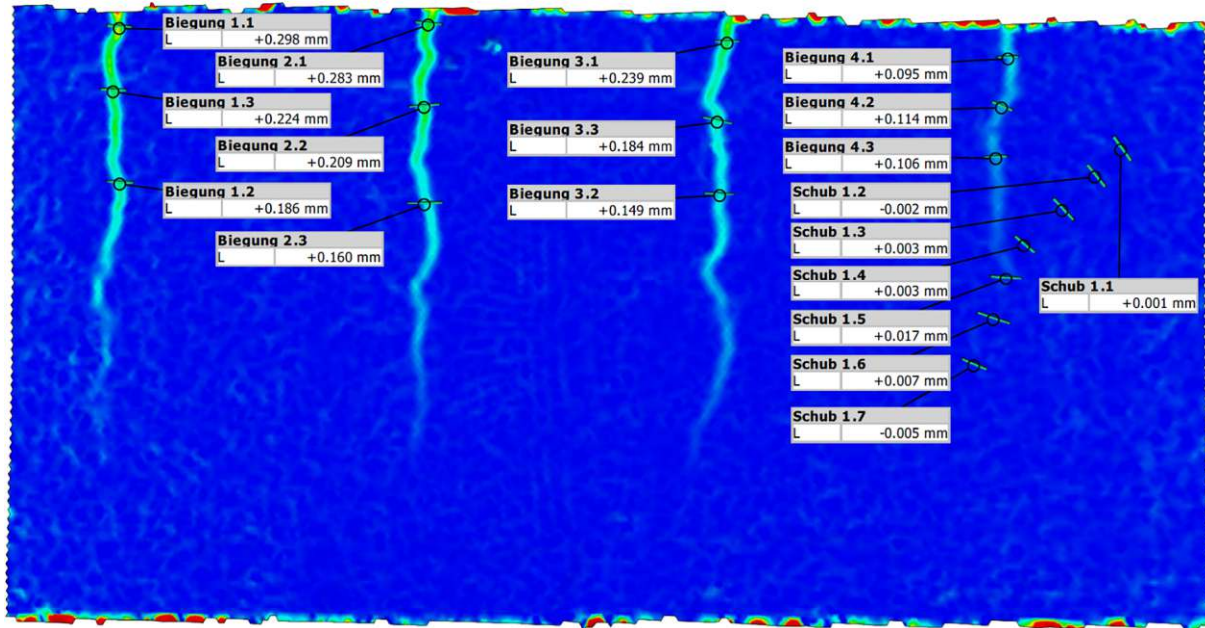


Abbildung 5.29: CAD-Studie zur Rissbildauswertung Längsbalken N. Rissöffnungen in mm, gemessen 5 bis 10 cm unterhalb der Träger OK.

K - Last je Seite = 100 kN



K - Last je Seite = 200 kN

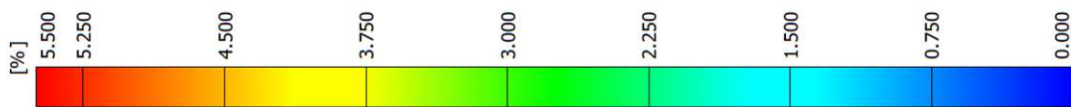
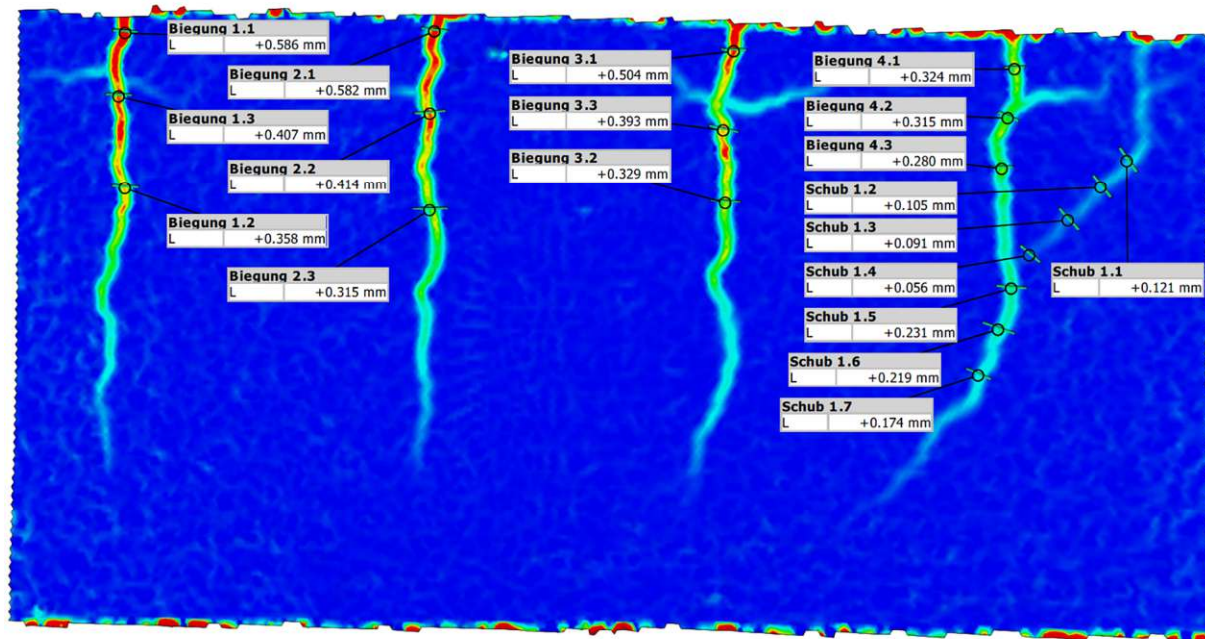
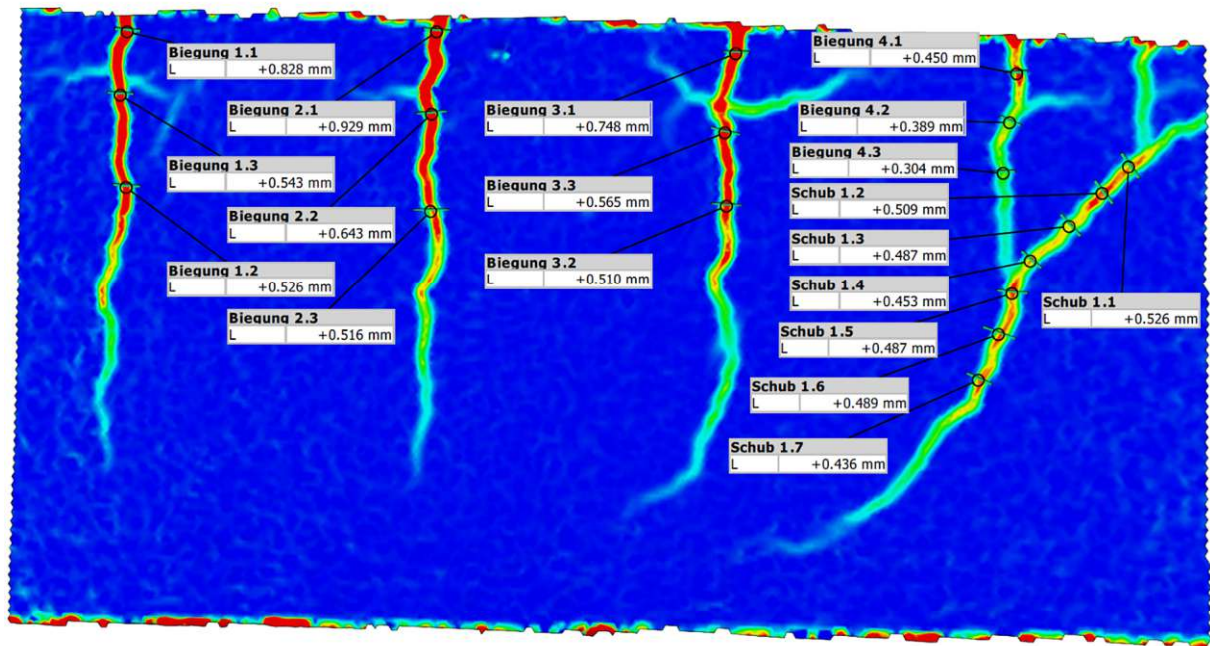


Abbildung 5.30: ARAVIS Auswertung Längsbalken K - Teil 1. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

K - Last je Seite = 300 kN



K - Maximallast je Seite = 344 kN

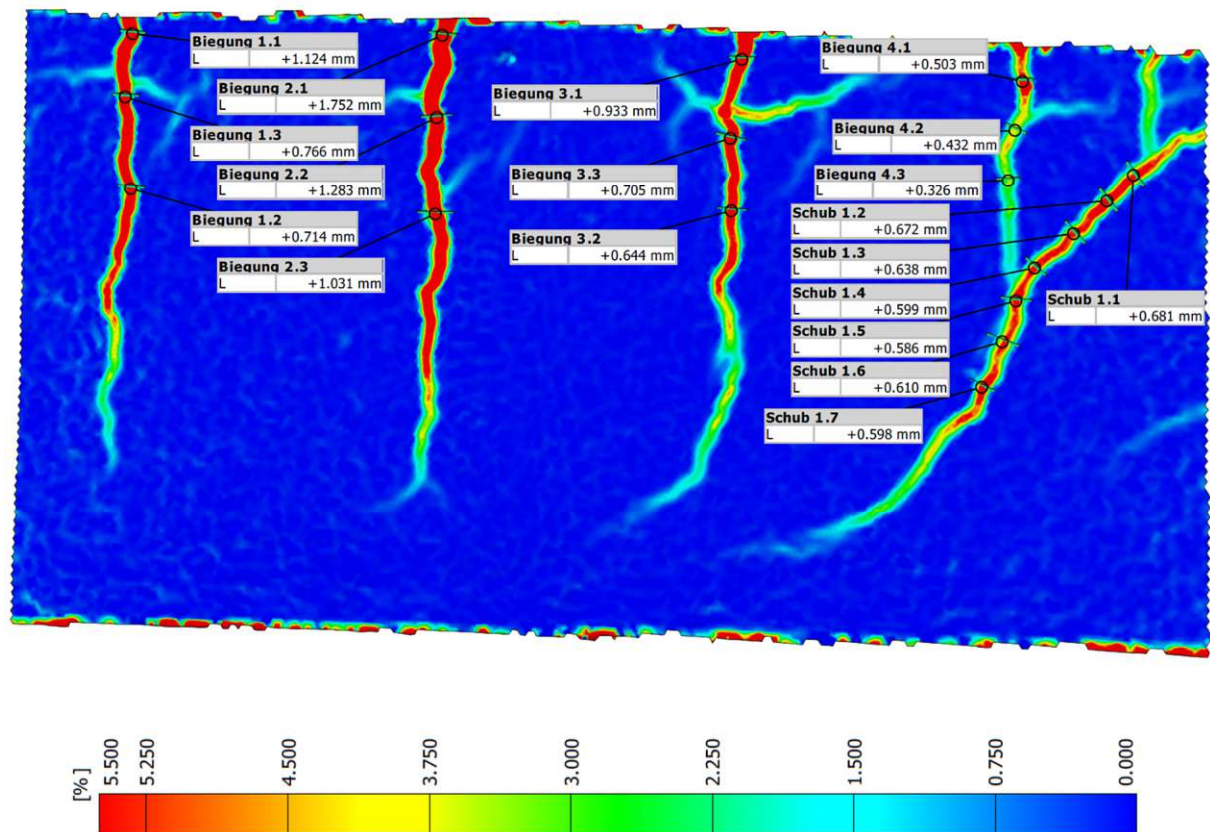
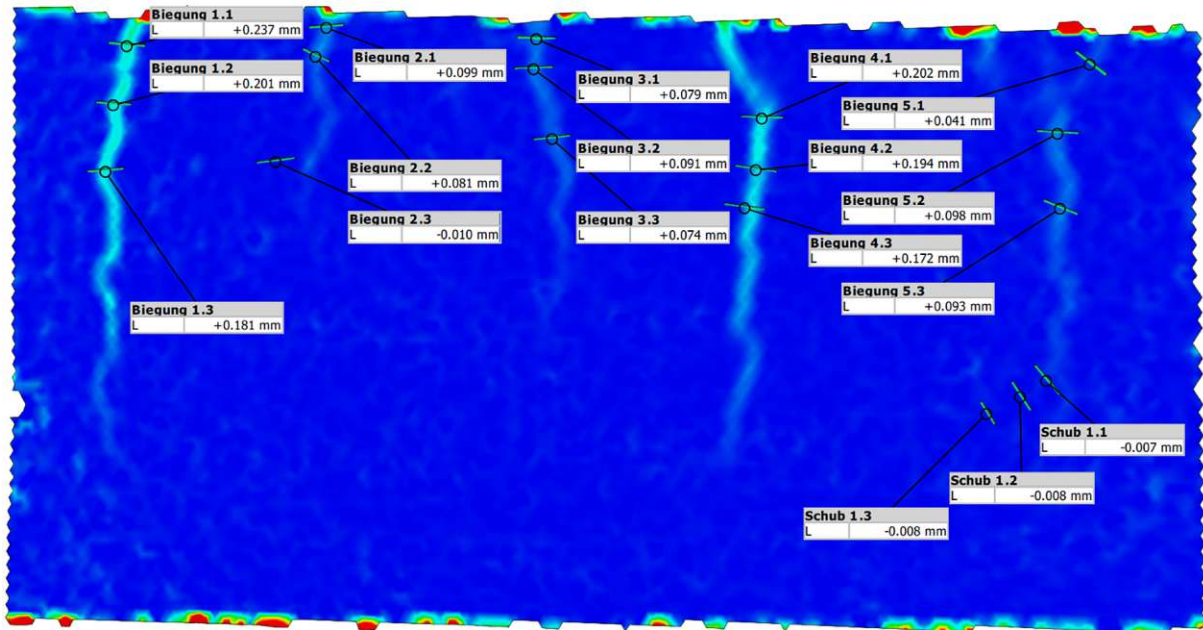


Abbildung 5.31: ARAMIS Auswertung Längsbalken K – Teil 2. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

N - Last je Seite = 100 kN



N - Last je Seite = 200 kN

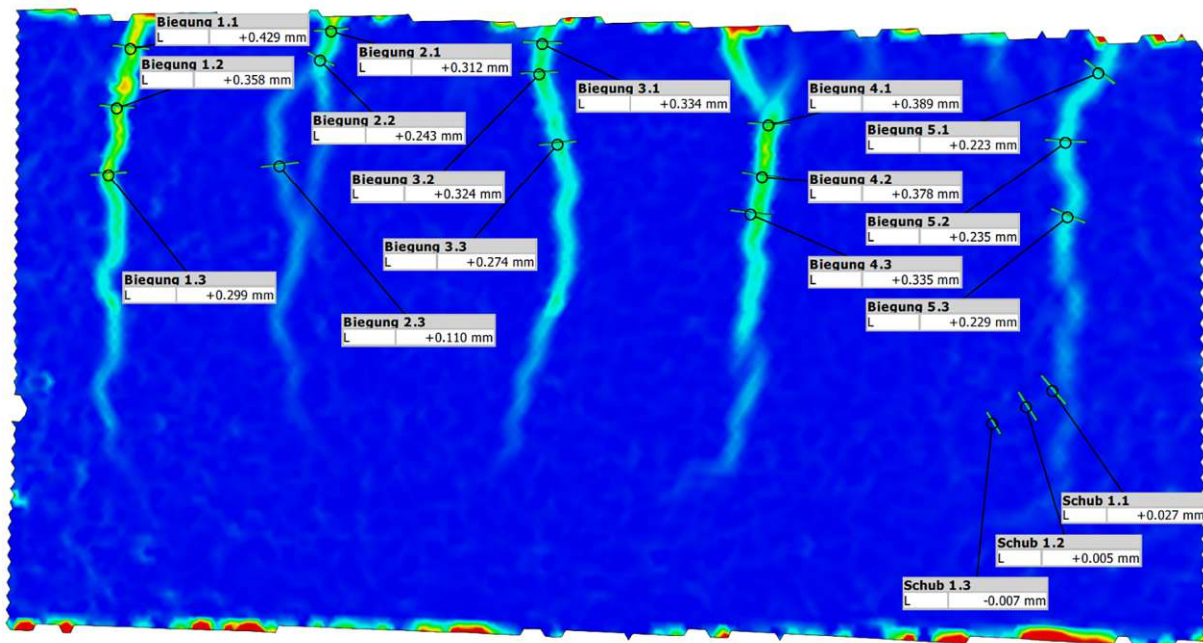
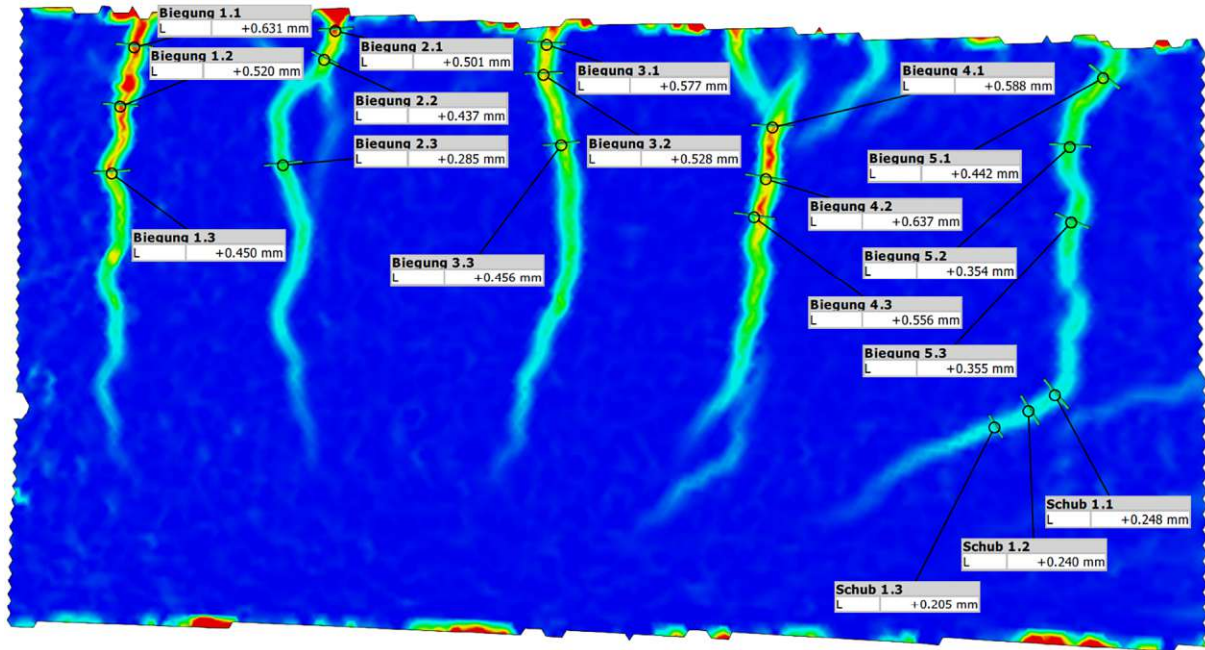


Abbildung 5.32: ARAMIS Auswertung Längsbalken N - Teil 1. Werte zu dem Rissöffnungen in mm.

N - Last je Seite = 300 kN



N - Maximallast je Seite = 348 kN

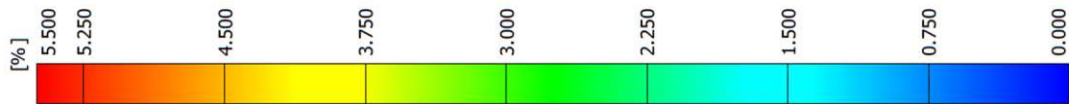
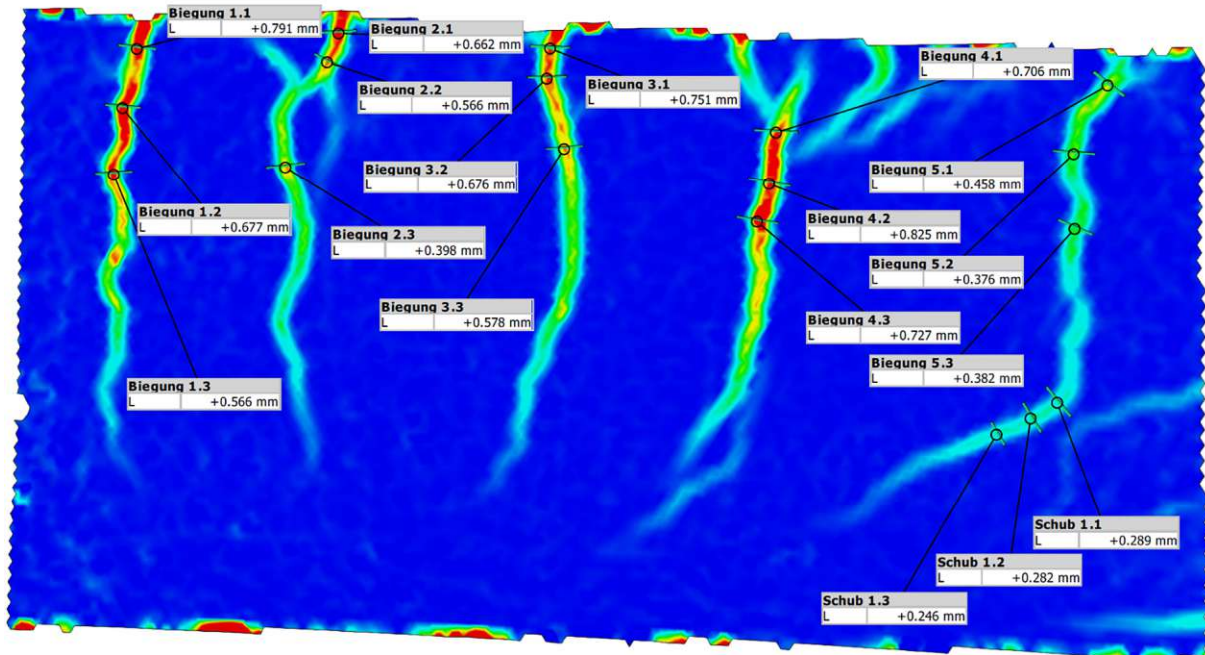


Abbildung 5.33: ARAVIS Auswertung Längsbalken N – Teil 2. Werte zu dem Rissöffnungen in mm

5.3.5 Interpretation

Beim Vergleich der Last-Durchbiegungs-Verhaltens der Längsbalken K und N zeigt sich eine etwa 5 % geringere Verformung des Längsbalkens N bei gleicher Belastung. Zurückgeführt kann dieses günstigere Verformungsverhalten auf die unterschiedliche Bewehrungsführung in den Versuchskörpern werden. Die Anordnung der oberen Biegebewehrung als erste Lage von oben ergibt im Längsbalken N eine größere statische Nutzhöhe als beim Längsbalken K. Die Ausführungsform nach der neuen Baumethode weist dadurch ein größeres Widerstandsmoment im Zustand II auf.

Bei beiden Längsbalken stellten sich durch die aufgebrachte Belastung ausgeprägte Biege- und Schubrisse ein. Die Rissbilder in allen dokumentierten Laststufen zeichnen sich bei beiden Versuchskörpern auf eine sehr vergleichbare Weise ab. Sowohl bei den Biegerissen im Feldbereich zwischen den Auflagern, als auch bei den Biegeschub- und Schubrisen zwischen Auflager und den Presse, ergeben sich die gemessenen Rissbreiten und die Rissverteilung nahezu gleich. Eine leichte Tendenz zu geringeren mittleren Rissbreiten und einer erhöhten Tragfähigkeit zeichnet sich zugunsten des Versuchskörpers N ab. Dies kann wiederum auf die höhere Biegesteifigkeit durch die obenliegende Längsbewehrung zurückgeführt werden. Ein negativer Einfluss auf die Rissentwicklung oder die Querkrafttragfähigkeit durch die obenliegende Längsbewehrung konnte nicht beobachtet werden.

Obwohl die Biegerisse im Feldbereich sehr gleichmäßig verteilt sind, fällt eine Häufung des Auftretens von Rissen in den vertikalen Grenzflächen der Querbalken zum Aufbeton auf. Als Auslöser dafür, kann die abschnittsweise Betonage des Versuchsträgers angesehen werden, da in der Grenzfläche zwischen den einzelnen Komponenten nicht die gleiche Betonzugspannung übertragen werden kann wie in der homogenen Betonmatrix. Die Rissbreiten im Bereich der Querbalken weisen jedoch keine größeren Öffnungsbreiten auf, als jene Risse durch die homogene Betonmatrix. Auch eine Störung der Regelmäßigkeit der Rissverteilung ist durch die Querbalken nicht zu erkennen. Negative Auswirkungen auf das Tragverhalten können daher aus der komponentenweisen Herstellung der Fahrbahnplatte nicht abgeleitet werden.

6 Ausgewählte statische Nachweise

6.1 Grundlagen

In diesem Kapitel werden ausgewählte statische Nachweise für die einzelnen Montagezustände und die maßgebenden Lastfälle im End- bzw. Betriebszustand geführt. Die gezeigten Berechnungen beschränken sich dabei auf die Tragwirkung der Stahlbeton-Fertigteilplatte bzw. der fertigen Fahrbahnplatte quer zur Brückenlängsrichtung. Einflüsse aus dem Stahl-Längstragwerk werden in dieser Arbeit nicht behandelt. Die Bemessung wird größtenteils mittels einer 3D Finite-Elemente (FE) Software durchgeführt. Einzelne Bauteile sind händisch und in Kombination mit einem Stabwerkprogramm nachgewiesen, da deren Schlankheit und die damit verbundene Bewehrungsführung die Anwendungsgrenzen der FE-Software überschreitet. Die verwendeten Programme sind in der nachstehenden Tabelle 6-1 mit der genauen Bezeichnung und Versionsnummer beschrieben.

Tabelle 6-1: Berechnungsprogramme zur Nachweisführung

Programmbezeichnung	Name	Hersteller	Versionsnummer
3D Finite-Elemente Programm	RFEM 5	Dlubal Software GmbH	5.28.03
2D Stabwerkprogramm	STAB 2D	Universität Hannover Institut für Statik und Dynamik	5.78

Ziel der Bemessung ist der Nachweis der Tragfähigkeit in jedem Montage- und Betriebszustand, sowie der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit im Endzustand unter Normalbetrieb. Zusätzlich wird in allen Montagezuständen, sowie im Endzustand die Verformung des Quertragwerkes berechnet, um mit den Ergebnissen eine Aussage über die benötigte Überhöhung bei der Halbfertigteilherstellung treffen zu können. Die Belastungen, unter welchen die Nachweise in den einzelnen Zuständen geführt werden, entsprechen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG), als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) der jeweils ungünstigsten Lastkombination.

6.1.1 Allgemeine Berechnungsparameter

Alle Nachweise zur Bemessung der Stahlbetonbauteile der Fahrbahnplatte werden unter Einhaltung des Eurocodes EN 1992-1-1 [41] und des nationalen Anhangs ÖN B 1992-1-1 [42] geführt. Auf weitere verwendete Normenwerke wird im Zuge der Berechnung in den betreffenden Abschnitten separat hingewiesen. Für alle Nachweise in den einzelnen Montagezuständen gelten die hier angeführten Berechnungsparameter.

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der einwirkenden Kräfte im GZT sind die Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_g = 1,35$ [43] für ständige Lasten, $\gamma_{q,s} = 1,45$ [44] für veränderliche Einwirkungen aus dem Schienenverkehr und $\gamma_q = 1,50$ [43] für alle anderen veränderlichen Lasten anzusetzen. Die Bemessungslasten für die Nachweise im GZG, sowie für die Nachweise in den außergewöhnlichen Lastfällen, ergeben sich aus den charakteristischen Einwirkungskombinationen.

Für die Material sicherheiten [41] auf der Widerstandsseite ist die Konstruktion mit den Teilsicherheitswerten $\gamma_s = 1,15$ für Bewehrungsstahl und $\gamma_c = 1,50$ für Beton zu bemessen. Im Rahmen der hier geführten Nachweise wird für die Betonage der Fertigteile und der bauseitigen Aufbetonschichten ein Beton der Festigkeitsklasse C 50/60 angenommen. Die für die Berechnung benötigten und daraus resultierenden Bemessungsgrößen ergeben sich wie folgt:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2 \quad (2)$$

Der gesamte zur Bewehrung des Betonkörpers eingesetzte Bewehrungsstahl entspricht der Sorte B550B mit daraus folgendem Bemessungswert:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,15} = 478 \text{ N/mm}^2 \quad (3)$$

Die Wichte γ_{STB} des verbauten Stahlbetons wird im frischen und im ausgehärteten Zustand mit 25 kN/m^3 angesetzt.

Die Geometrie des Brückenquerschnittes wird einem Auszug der Ausschreibungsunterlagen der KOB ZT-GmbH entnommen [34]. Abbildung 6.1 stellt diesen Brückenquerschnitt dar. Gezeigt ist das Längstragwerk, die Fahrbahnplatte, der Fahrbahnaufbau und die Lichtraumprofile der verkehrenden Schienenfahrzeuge. Die Abmessungen der Fahrbahnplatte zur weiteren Berechnung werden dieser Ausschreibungsplanung entnommen.

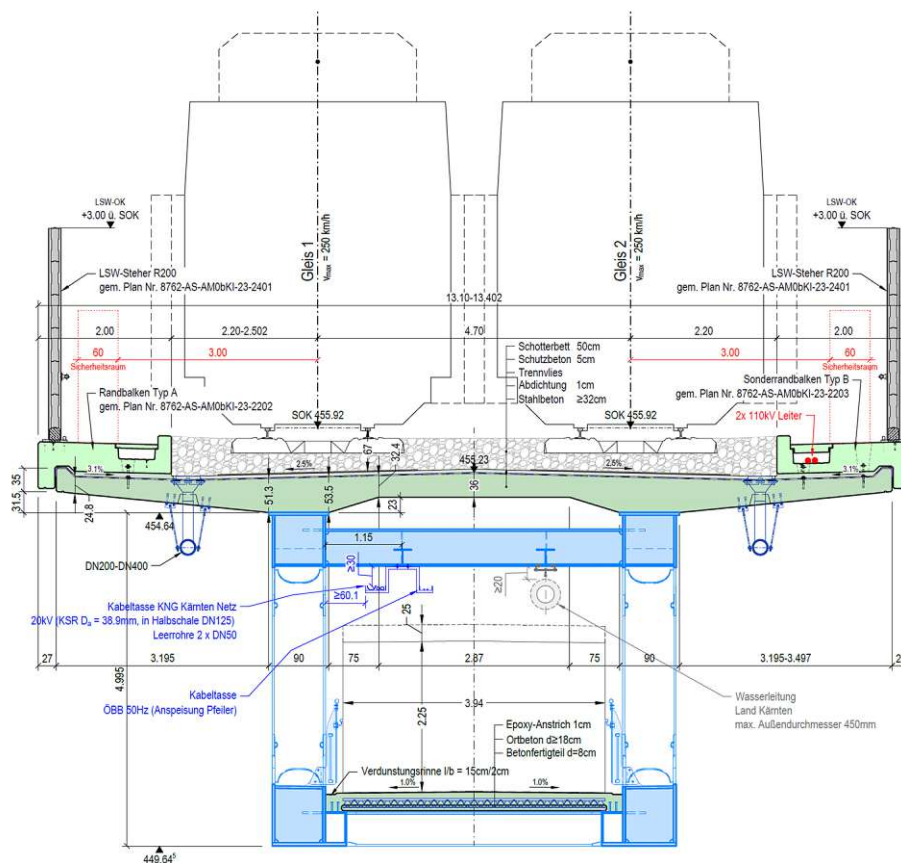


Abbildung 6.1: Querschnitt der Jauntalbrücke aus der Ausführungsplanung der KOB ZT-GmbH.
Bildquelle: [34]

6.1.2 Ergebnisdarstellung und -interpretation

Die Ergebnisse der Berechnungen mittels FE-Software werden in diesem Kapitel bildhaft dargestellt, für die Ergebnisse der Balkenbemessung im zweidimensionalen Plot in der Ebene der Stabachse und für die Ergebnisse der Plattenbemessung im Flächenplot einer dreidimensionalen Ansicht der Plattengeometrie.

Die Ergebnisdarstellung der Plattenbemessung im Flächenplot unterliegt dabei teilweise einem gewissen Interpretationsbedarf, da verschiedene Möglichkeiten der Modellierung in Verbindung mit dem Grad der Modellierungstiefe unterschiedliche Tücken in der Berechnung bzw.

den Ergebnissen aufweisen. Bei der hier gewählten Art der Modellierung und Feinheit des FE-Netzes, können im Berechnungsmodell Spannungsspitzen auftreten, welche so im Bauwerk nicht zu erwarten sind. Diese Spannungsspitzen stellen sich in Kontaktpunkten zwischen den einzelnen Platten-, Balken- oder Lagerungselementen ein und werden als Berechnungs- bzw. Modellunregelmäßigkeit angesehen und in ihrer betragsmäßigen Wertigkeit nicht berücksichtigt. Eine solche Unregelmäßigkeit wird in der Abbildung 6.2 gezeigt.

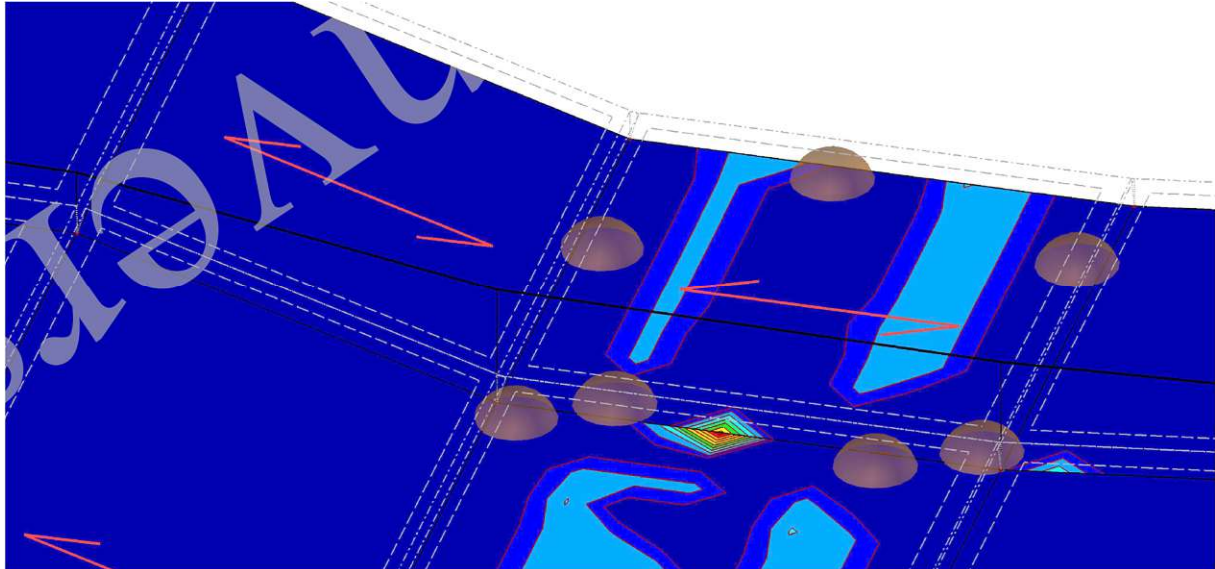


Abbildung 6.2: Berechnungs- bzw. Modellunregelmäßigkeit in der Kontaktlinie Plattenelement – Plattenelement – Flächenlager – Flächenlager – Balkenachse in der Ergebnisdarstellung $a_{s,erf,x,oben}$ des GZG-Nachweises für die Platte im Montagezustand zweite Aufbetonschicht.

6.2 Montagezustand – 1. Aufbetonschicht

Der erste untersuchte Bemessungszustand stellt die Situation der am Montageplatz auf der Stahlhilfskonstruktion versetzten Halbfertigteile mit anschließender Betonage der ersten Aufbetonschicht dar. Als Auflager in diesem ersten Montagelastfall dienen die Kontaktpunkte zwischen Halbfertigteilenelement und Stahlkonstruktion, welche von 4 cm breiten, waagrechten Elementen des Halbfertigteils gebildet werden. In Abbildung 6.7 ist diese Lagersituation am Montageplatz dargestellt. Über die Plattenbreite ergeben sich daraus vier in ihrer Höhenlage unverschiebliche Auflagerpunkte. Zu beachten ist, dass durch das einfache Auflegen der Halbfertigteile auf den Montageträgern nur nach unten gerichtete Auflagerkräfte aufgenommen werden können.

Die zu berücksichtigenden Lasten in diesem Montagezustand resultieren aus dem Eigengewicht des Fertigteils, der ersten aufgetragenen Aufbetonschicht und der Belastung durch das benötigte Personal zu deren Herstellung. Die erste Aufbetonschicht wird vollflächig im Bereich der Platte aufgebracht. Der Bereich über den Balken wird in diesem Montagezustand noch nicht durch ein zusätzliches Betongewicht belastet. Die Tragstruktur wird allein durch das Fertigteil gebildet. Der Weg der Lastabtragung verläuft dabei von der Platte zu den Balken und durch die Balken weiter bis in die Auflagerpunkte auf der Stahlkonstruktion. Eine Berechnung des Gesamttragwerks mittels FE-Software wird in diesem Montagezustand nicht durchgeführt, da die dünne Platte in Verbindung mit der gewählten Bewehrungsführung die Anwendungsgrenzen des Programmes übersteigt. Dem beschriebenen Weg der Lastabtragung folgend wird die Bemessung in diesem Bauzustand deshalb teilweise händisch geführt. Die Untersuchung der Tragfähigkeit des Fertigteils ist aufgeteilt in eine eigenständige Bemessung der Platte und die anschließende Bemessung des Balkens.

6.2.1 Lastannahmen

Eigengewicht ($g_{E,d}$):

Das zu berücksichtigende Eigengewicht wird von der Fertigteilplatte mit Höhe $h = 6$ cm gebildet. Die Wichte des verbauten Stahlbetons entspricht γ_{STB} .

$$g_{E,k} = h \cdot \gamma_{STB} = 0,06 \cdot 25 = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

$$g_{E,d} = g_{E,k} \cdot \gamma_g = 1,5 \cdot 1,35 = 2,03 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Auflast der ersten Aufbetonschicht ($g_{A,d}$):

Für die Bemessung der Gewichtskraft des Aufbetons wird der aufgebrauchte Frischbeton mit $h = 5$ cm angesetzt. Im elastomerlagernahen Bereich des Fertigteils zwischen den Stahllängsträgern wird die Stärke des aufgebrauchten Frischbetons von 5 cm auf 10 cm vergrößert, wie es in Abbildung 6.7 gezeigt wird. Da die Platte in diesem Bereich direkt auf der Stahlkonstruktion aufgelagert ist, wird dieses höhere Frischbetongewicht nicht als maßgebend betrachtet. Es wird nur der Bereich der Platte untersucht, der keine direkte Unterstützung aus der Auflagerung durch die Stahlhilfskonstruktion erfährt. Die Wichte des aufgebrauchten Frischbetons inklusive der verlegten Bewehrung entspricht γ_{STB} .

$$g_{A1,k} = h \cdot \gamma_{STB} = 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

$$g_{A1,d} = g_{A1,k} \cdot \gamma_g = 1,25 \cdot 1,35 = 1,69 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

Bemessungswert der Montagelast ($q_{M,d}$):

Für die Belastung der Fertigteilplatte ausgelöst durch das für Montagezwecke benötigte Personal werden $1,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

$$q_{M,k} = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

$$q_{M,d} = q_{M,k} \cdot \gamma_q = 1,0 \cdot 1,50 = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

Maßgebende Lastkombinationen:

Für die einwirkenden Kräfte wurden die maßgebenden Laststellungen mit einem Stabwerksprogramm ermittelt. In der Abbildung 6.3 ist die ungünstigste Laststellung für das maximale Feldmoment inklusive zugehörigem Momentenverlauf dargestellt. Abbildung 6.4 zeigt die ungünstigste Laststellung für das maximale Stützmoment sowie die maximale Querkraft inklusive zugehörigem Momenten- und Querkraftverlauf.

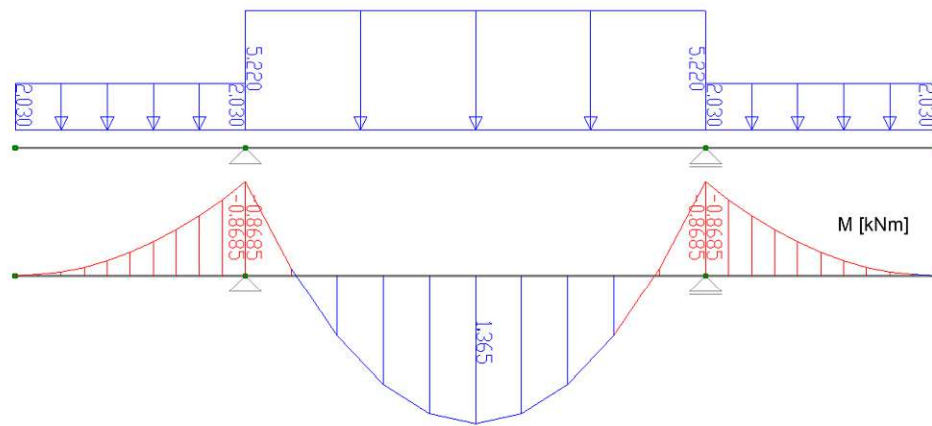


Abbildung 6.3: Maximales Feldmoment. Belastung in kN/m. Biegemoment in kNm.

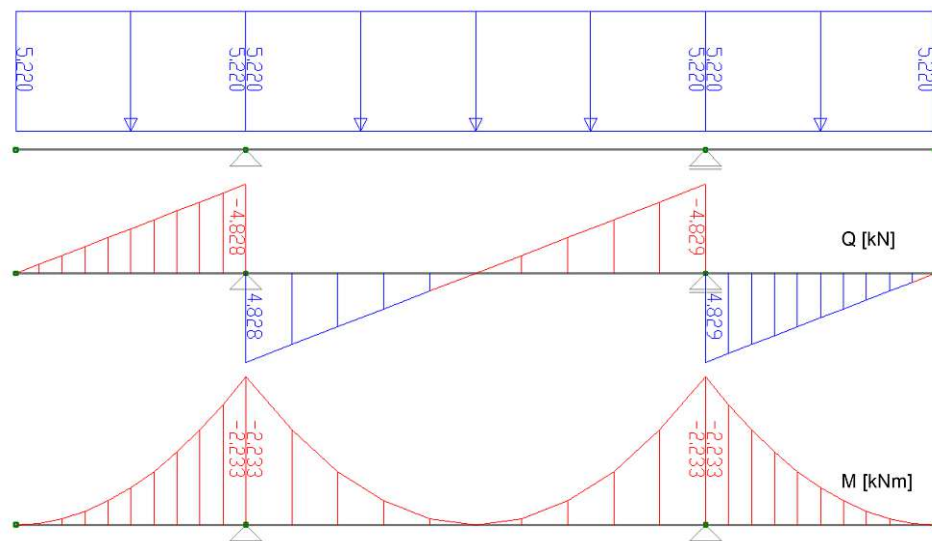


Abbildung 6.4: Maximale Querkraft, maximales Stützmoment. Belastung in kN/m. Querkraft in kN. Biegemoment in kNm.

Da die statische Nutzhöhe der Fertigteilplatte im Bereich des maximalen Stützmoments gleich der statischen Nutzhöhe im Bereich des maximalen Feldmoments ist, kann als maßgebendes Bemessungsmoment für die weitere Berechnung das betragsmäßig größere Stützmoment allein angesetzt werden.

6.2.2 GZT-Bemessung der Platte

Die auf die Platte aufgetragene Belastung wird von dieser parallel zur Brückenlängsrichtung in die Balken abgetragen. In der Abbildung 6.5 ist ein Schnitt durch das Fertigteil in der Ebene der Lastabtragung sowie ein Detail der Platte inklusive Biegebewehrung abgebildet. Die Brückenlängsrichtung verläuft parallel zur Schnittebene und entspricht der eingetragenen y -Achse.

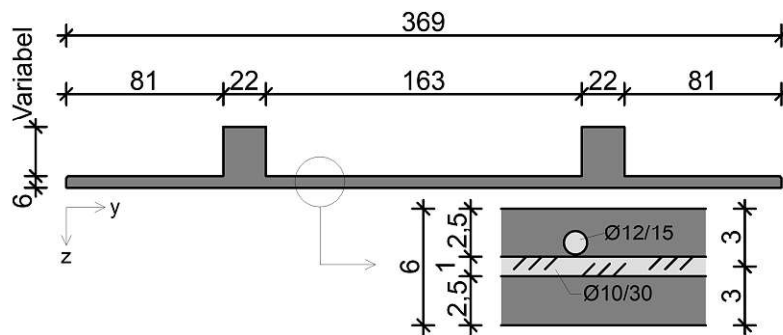


Abbildung 6.5: Schnitt durch das Fertigteil in Tragrichtung der Platte. Maße in cm.

Das statische System der Platte wird als Einfeldträger mit beidseitigen Kragarmen modelliert. Die Balken bilden dabei die idealisierten Auflager. In Abbildung 6.6 ist das statische System inklusive der Abmessungen und den anzusetzenden Lasten dargestellt. Die zu untersuchende maßgebende Belastung für den jeweiligen geführten GZT-Nachweis im betrachteten Montagezustand setzt sich nach Abbildung 6.4 aus der ungünstigsten Kombination des Eigengewichts, der Belastung aus dem Aufbeton und der Montagelast durch das benötigte Personal zusammen.

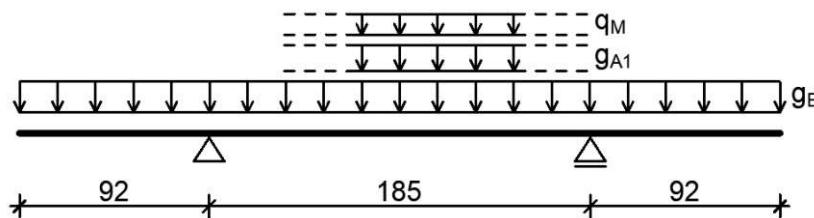


Abbildung 6.6: Statisches System zur Bemessung der Platte. Maße in cm.

Biegebemessung (mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm):

Die Bemessung wird für einen 1 m breiten Plattenstreifen im Bereich konstanter Dicke geführt. Die Höhe der Platte beträgt $h = 6$ cm und die statische Nutzhöhe sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich $d = 3$ cm. Es soll nachgewiesen werden, dass die geringe Plattenstärke in Verbindung mit der planmäßigen Bewehrung den Anforderungen aus den aufgetragenen Belastungen genügt.

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{f_{yd} + 700} = \frac{700 \cdot 0,03}{478 + 700} = 0,0178 \text{ m} \tag{10}$$

$$x_{vorh} = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}} \right) = \tag{11}$$

$$= 1,202 \cdot \left(0,03 - \sqrt{0,03^2 - \frac{2,055 \cdot 2,23}{1 \cdot 33333}} \right) = 0,00287 \text{ m} < x_{lim} \checkmark$$

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,00287 \cdot 1 \cdot 33333 = 77,39 \text{ kN/m} \tag{12}$$

$$A_{s,erf} = \frac{F_{cd}}{f_{yd}} = \frac{77,39}{47,8} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{13}$$

$$A_{s,vorh} = \varnothing 10/30 = 2,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s,erf} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{m} \checkmark \tag{14}$$

Querkraftbemessung:

Es wird der Nachweis für Bauteile ohne rechnerische Querkraftbewehrung geführt. Da es sich beim betrachteten Bauteil um eine Platte handelt und eine Umlagerung der Lasten in Querrichtung möglich ist, muss keine Mindestquerkraftbewehrung nach EN 1992-1-1 [41] vorgesehen werden.

$$V_{RD,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \\ v_{\min} \cdot b \cdot d \end{array} \right. \quad (15)$$

$$C_{RD,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (16)$$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{30}} = 3,58 \\ 2,0 \end{array} \right. \quad (17)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 50^{1/2} = 0,7 \quad (18)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,vorh}}{A_c} = \frac{2,62}{100 \cdot 3} = 0,0087 \quad (19)$$

$$V_{RD,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0087 \cdot 50)^{1/3} \cdot 1 \cdot 0,03 = 25,3 \text{ kN/m} \\ 0,7 \cdot 1 \cdot 0,03 = 21 \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad (20)$$

$$V_{Ed} = 4,83 \text{ kN/m} \leq 25,3 \text{ kN/m} = V_{RD,c} \quad \checkmark \quad (21)$$

Nachweis der Betondruckstrebe direkt am Auflager:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (22)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 0,48 \quad (23)$$

$$V_{Ed} = 4,83 \text{ kN/m} \leq 0,5 \cdot 1 \cdot 0,03 \cdot 0,48 \cdot 33333 = 240,0 \text{ kN/m} \quad \checkmark \quad (24)$$

6.2.3 GZT-Bemessung des Balkens

Quer zur Brückenlängsrichtung werden die Lasten von den Balken auf die Stahlhilfskonstruktion abgetragen. Die Berechnung wird mittels einer 3D FE-Software durchgeführt. Dazu wurde die Geometrie des Balkens in der Software eingegeben und mit den vorhandenen Einwirkungen belastet. Die Belastung auf den Balken resultiert aus dessen Eigengewicht und den Auflagerlasten aus der Platte. Berechnet wird nur der maßgebende Lastfall.

Für die Bemessung wurde bewusst kein Plattenbalken modelliert, obwohl sich die Platte größtenteils in der Druckzone des Systems befindet, da die Platte zwischen den Auflagern unterbrochen ist und daher keine Lastübertragung der Platte in x -Richtung möglich ist. Eine Modellierung des Gesamtsystems als einfachen Balken liegt zudem auf der sicheren Seite. Ein Schnitt durch das Halbfertigteil im untersuchten Montagezustand ist in Abbildung 6.7 gezeigt.

Das idealisierte statische Modell des Balkens ergibt sich damit zu einem auf vier Punkten gelagerten Träger mit zwei Kragarmen und ist in Abbildung 6.7 dargestellt. In den folgenden Grafiken, welche den Balken betreffen, verläuft die dargestellte x -Achse quer zur Brückenlängsrichtung (y -Achse).

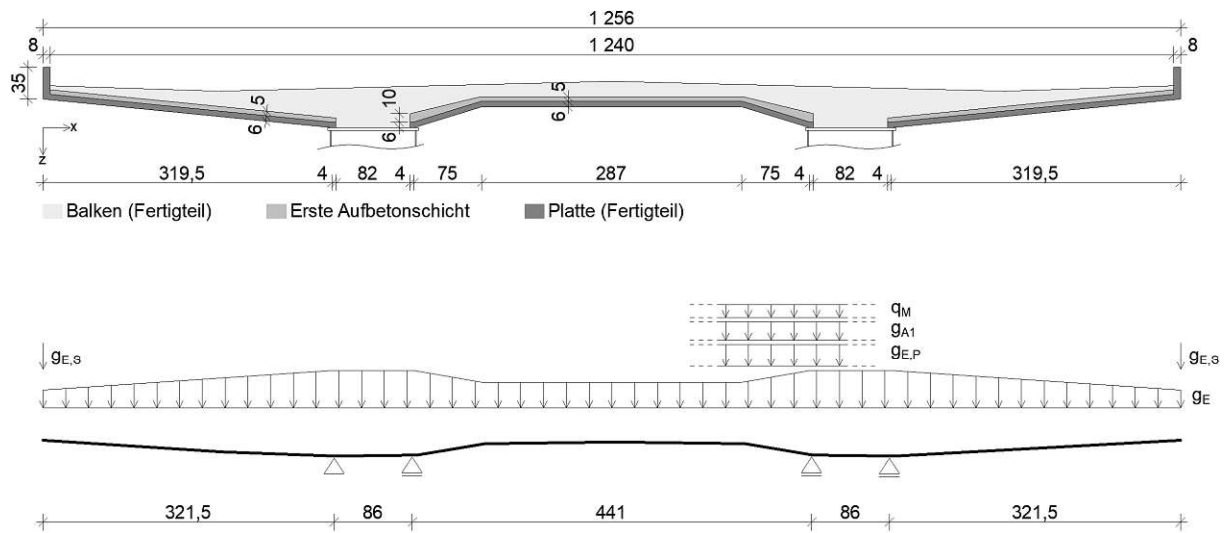


Abbildung 6.7: Schnitt im Montagezustand (oben) und Statisches System (unten). Maße in cm.

Bemessungswert Eigengewicht:

Das Eigengewicht des Balkens variiert aufgrund der veränderlichen Trägerabmessungen entlang der Trägerlängsachsen. Da der Balken mit einer Wichte und einer Querschnittsfläche als 2D Stabelement in der Software eingegeben wurde, wird das Eigengewicht, die veränderlichen Querschnitte betreffend, automatisch berücksichtigt und muss nicht händisch berechnet werden. Abbildung 6.8 zeigt das FE-Modell des Balkens.

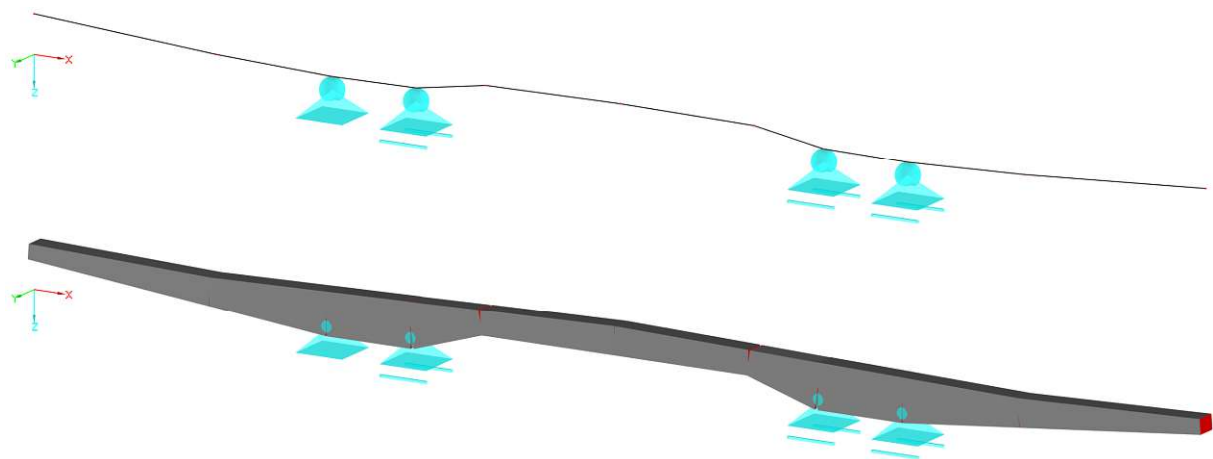


Abbildung 6.8: Statisches Modell (oben) und 2D Stabmodell mit Wichte und Querschnittsfläche (unten) des Balkens in der FE-Software

Bemessungswert der Auflast aus der Platte:

Die Auflagerlast der Platte in den Balken gliedert sich in das Eigengewicht der Platte, das Eigengewicht der Aufkantungen, der Gewichtskraft aus dem Aufbeton und der Belastung durch das für die Montage benötigte Personal.

Die Lasteinflussbreite b_{eff} der Platte auf einen Träger ist in der Abbildung 6.9 grafisch dargestellt und setzt sich wie folgt zusammen.

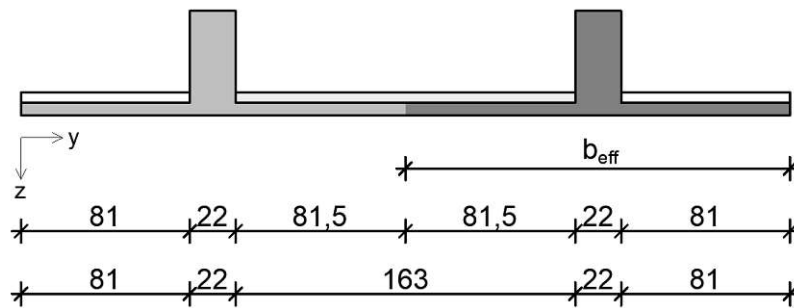


Abbildung 6.9: Querschnitt für Lasteinflussbreite. Maße in cm.

$$b_{\text{eff}} = 0,81 + \frac{1,63}{2} = 1,625 \text{ m} \quad (25)$$

Über die Lasteinflussbreite werden die Bemessungslasten für das Eigengewicht der Platte ($g_{E,P,d}$), das Eigengewicht der Stirnplatte ($g_{E,S,d}$), und dem Gewicht der ersten Aufbetonschicht ($g_{A1,d}$) berechnet. Aus den Formeln (4) und (6) werden die Quadratmeterlasten für das Eigengewicht und die erste Aufbetonschicht übernommen. Die Gewichtskraft für die $t = 8 \text{ cm}$ starke und $h = 29 \text{ cm}$ hohe Stirnplatte wird direkt berechnet.

$$g_{E,P,k} = g_{E,k} \cdot b_{\text{eff}} = 1,5 \cdot 1,625 = 2,44 \text{ kN/m} \quad (26)$$

$$g_{E,P,d} = g_{E,P,k} \cdot \gamma_g = 2,44 \cdot 1,35 = 3,29 \text{ kN/m} \quad (27)$$

$$g_{E,S,k} = h \cdot t \cdot b_{\text{eff}} \cdot \gamma_{\text{STB}} = 0,29 \cdot 0,08 \cdot 1,625 \cdot 25 = 0,94 \text{ kN} \quad (28)$$

$$g_{E,S,d} = g_{E,S,k} \cdot \gamma_g = 0,94 \cdot 1,35 = 1,27 \text{ kN} \quad (29)$$

$$g_{A1,k} = g_{A1,k} \cdot b_{\text{eff}} = 1,25 \cdot 1,625 = 2,03 \text{ kN/m} \quad (30)$$

$$g_{A1,d} = g_{A1,k} \cdot \gamma_g = 2,03 \cdot 1,35 = 2,74 \text{ kN/m} \quad (31)$$

Für die berücksichtigte Montagelast wurde ein vier Personen starker Montagetrupp inklusive Geräte mit Gesamtgewichtskraft $F_{\text{Montage}} = 4,0 \text{ kN}$ angesetzt. Die gesamte Montagelast wirkt dabei, der ungünstigsten Laststellung entsprechend, auf einen Kragarm im Lastezugsbereich eines Balkens. Für eine wirklichkeitsnahe Modellierung wirkt die Gesamtkraft von $4,0 \text{ kN}$ nicht als Einzellast, sondern verteilt über die Länge L_K des Kragarmes als Gleichlast ($q_{M,k}$), wie in Gleichung (32) abgeleitet wird.

$$q_{M,k} = \frac{F_{\text{Montage}}}{L_K} = \frac{4}{3,155} = 1,27 \text{ kN/m} \quad (32)$$

$$q_{M,d} = q_{M,k} \cdot \gamma_q = 1,27 \cdot 1,5 = 1,90 \text{ kN/m} \quad (33)$$

Maßgebende Lastkombination:

Gesucht sind die maximalen Spannungen im Querschnitt des Balkens. Dafür ergibt sich die ungünstigste Laststellung unter Kombination der beschriebenen Einwirkungen durch Ansatz der Frischbeton- und Montagelast auf einem Kragarm, während in den übrigen Bereichen des Balkens nur das Eigengewicht der Fertigteilkonstruktion wirkt. Die beschriebene Lastkombination ist in Abbildung 6.10 mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen dargestellt. Abbildung 6.11 zeigt das FE-Modell des Balkens mit den auftretenden Spannungen unter der maßgebenden charakteristischen Lastkombination.

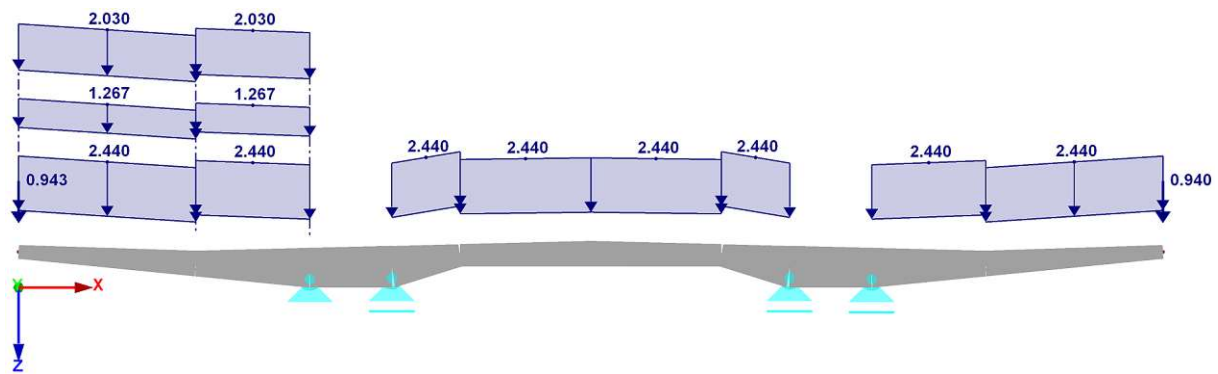


Abbildung 6.10: Maßgebende Lastkombination. Belastung in kN/m.

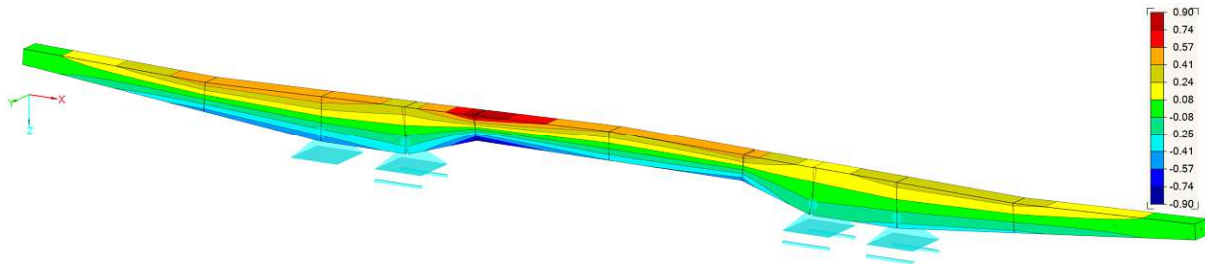


Abbildung 6.11: Ergebnis Berechnung Spannungen (charakteristisch). Spannung in [kN/cm²].

Die maximal auftretenden Spannungen ($\sigma_{\max,k}$) ergeben sich zu $\pm 0,90 \text{ kN/cm}^2$. Die maximale Zugspannung im Querschnitt des Balkens ist größer als die maximal aufnehmbare Zugspannung des Betons $f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2 = 0,41 \text{ kN/cm}^2$. Die Betonzugzone ist daher als gerissen anzusehen. Die nichtlineare Berechnung der Rissbreiten im Zustand II liefert Ergebnisse kleiner 0,02 mm Rissöffnung. In Abbildung 6.12 ist die Rissbreitenverteilung grafisch dargestellt.

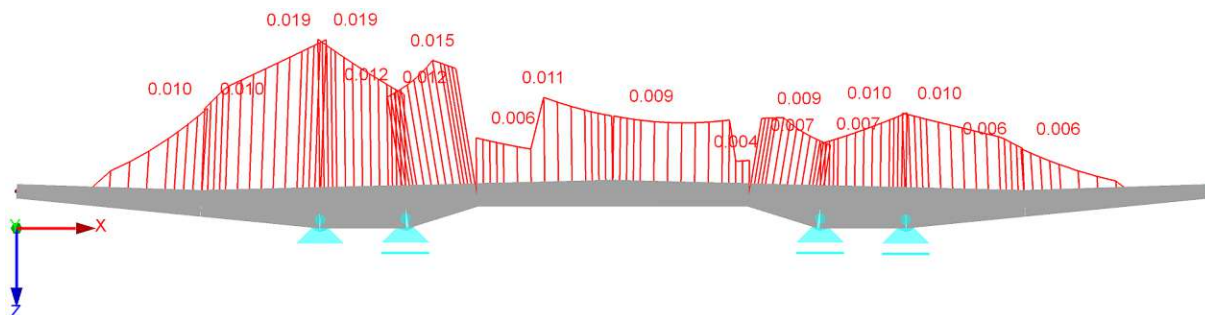


Abbildung 6.12: Rissbreiten durch gegebene Belastung in mm.

Tragfähigkeitsnachweise:

Die Berechnungen im GZT werden mit der maßgebenden Lastkombination auf Designniveau geführt. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird im Sinne der Bemessung mittels der Software, durch Vergleich der einwirkenden Schnittgrößen mit den jeweiligen vorhandenen Widerständen nach linear elastischer Berechnung, beziehungsweise durch Vergleich der erforderlichen Biege- und Querkraftbewehrung mit der jeweils vorhandenen Bewehrung, erbracht. In Abbildung 6.13 sind die Schnittgrößen der einwirkenden Momente ($M_{y,Ed}$) und der Widerstandsmomente ($M_{y,Rd}$) dargestellt. Abbildung 6.14 zeigt den Vergleich der vorhandenen ($A_{s,vorh}$) mit der erforderlichen ($A_{s,erf}$) Biegebewehrung.

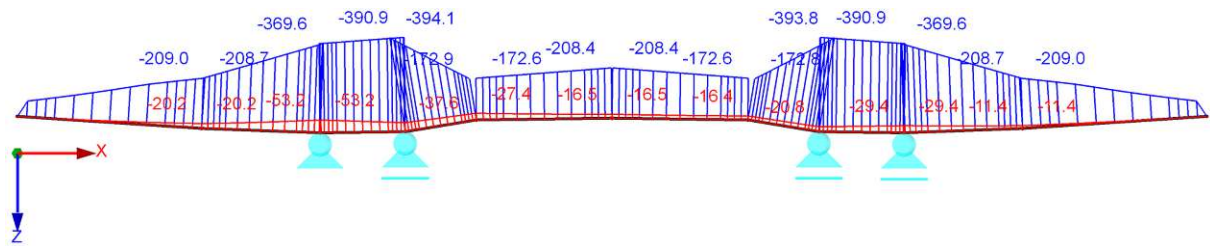


Abbildung 6.13: Vergleich der Momente $M_{y,Ed}$ (rot) und $M_{y,Rd}$ (blau). Werte in kN/m.

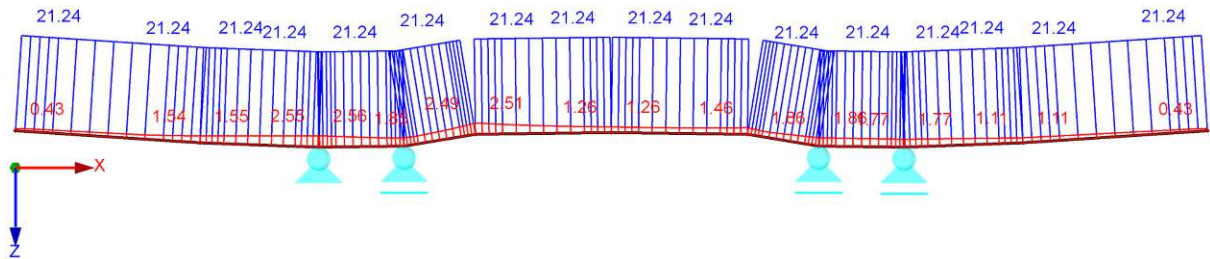


Abbildung 6.14: Vergleich der Bewehrung $A_{s,erf}$ (rot) und $A_{s,vorh}$ (blau). Werte in cm^2 .

Im Sinne des Vergleichs, der einwirkenden Momente und der Widerstandsmomente bzw. der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung, gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Für die Betrachtung der Querkraftfähigkeit sind die Ergebnisse im gleichen Sinn aufbereitet. In Abbildung 6.15 ist die einwirkende Querkraft (V_{Ed}) dem Querkraftwiderstand ($V_{Rd,max}$) gegenübergestellt. Zu erwähnen gilt es hier, dass die einwirkende Querkraft als Absolutbetrag mit dem Querkraftwiderstand zu vergleichen ist. Abbildung 6.16 zeigt den Vergleich der vorhandenen ($a_{sw,vorh}$) mit der erforderlichen ($a_{sw,erf}$) Querkraftbewehrung. Die vorhandene Querkraftbewehrung besteht aus zweischnittigen Bügeln mit Durchmesser 10 mm, die über die gesamte Länge des Balkens in einem konstanten Abstand von 150 mm angeordnet werden und ergibt einen Bewehrungsgehalt von $10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$. In der Berechnung mittels FE-Software müssen die Teilstücke des Balkens mit unterschiedlich geneigter Stabachse separat definiert werden. Für jeden dieser definierten Teile des Balkens können die Bügel im Rahmen der Anwendungsgrenzen des Programms nur ganzzahlig eingegeben werden. Die Abstände der einzelnen Bügel je Teilstück des Balkens ergeben sich daraus nicht immer zu genau 150 mm, wodurch der Bewehrungsgrad leicht variiert. Der Wert der tatsächlich vorhandenen Bewehrung ($10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$) wird durch die im Modell angesetzte Bewehrung jedoch nie überschritten, um im Sinne der hier erbrachten Nachweisführung immer auf der sicheren Seite zu liegen. Die erforderliche Querkraftbewehrung übersteigt in diesem Montagezustand die nötige Mindestbewehrung von $2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$ nicht.

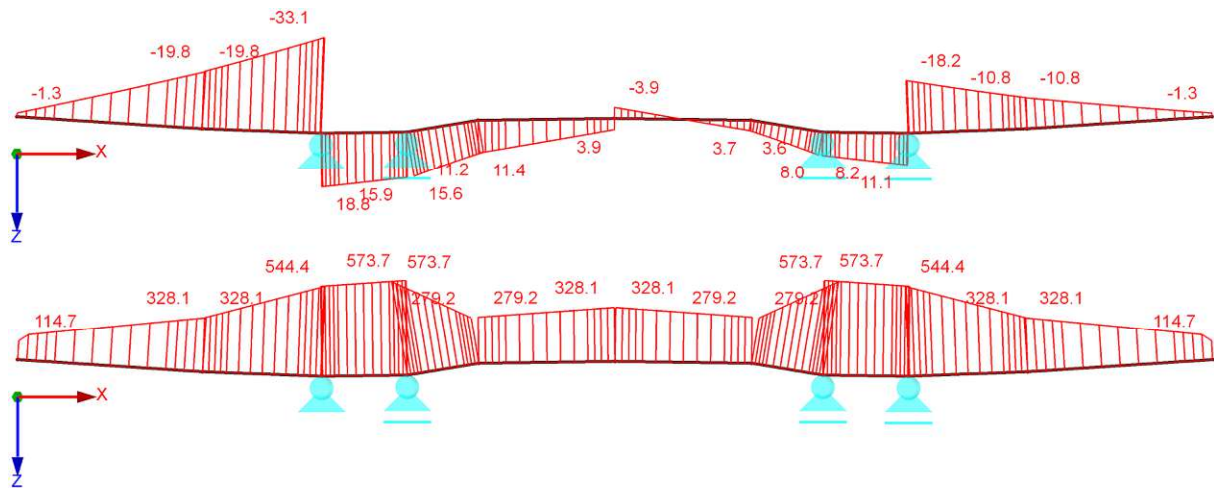


Abbildung 6.15: Vergleich der Querkräfte V_{Ed} (oben) und $V_{Rd,max}$ (unten). Werte in kN.

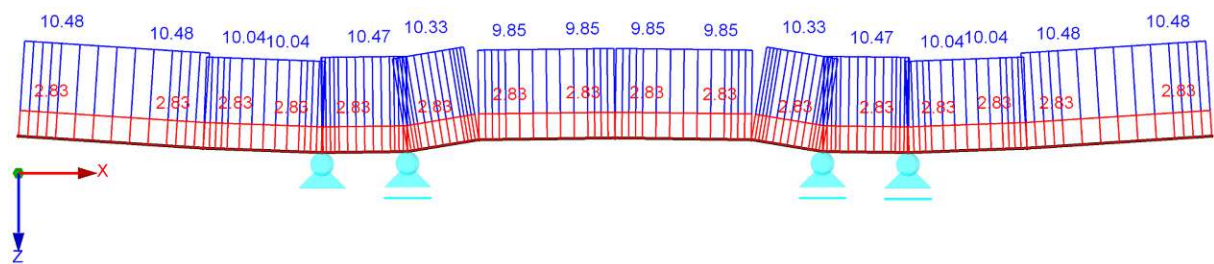


Abbildung 6.16: Vergleich der Querkraftbewehrung $a_{sw,erf}$ mit $a_{sw,vorh}$. Werte in cm^2/m .

Im Sinne des Vergleichs, der einwirkenden Querkraft und dem Querkraftwiderstand bzw. der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung, gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

Abschließend wird in Abbildung 6.17 der Verlauf des Ausnutzungsgrades des Balkens dargestellt. Der Maximalwert von 18,10 % lässt sich dabei auf die Beanspruchung aus dem auftretenden Biegemoment zurückführen.

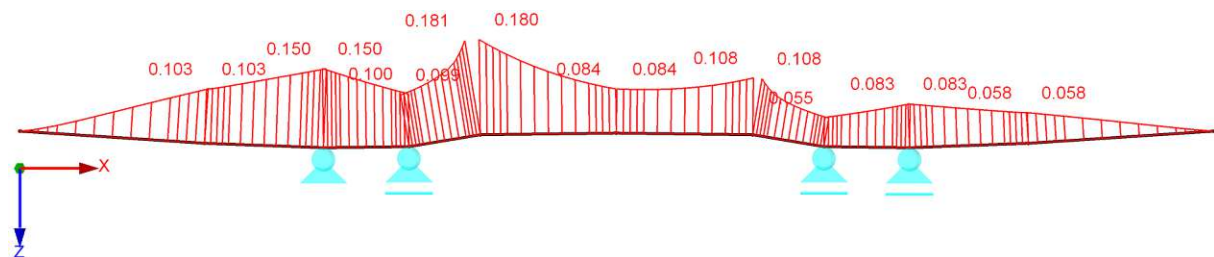


Abbildung 6.17: Verlauf des Ausnutzungsgrades des Balkens.

6.2.4 GZG-Bemessung des Balkens

Die Berechnung der Verformungen, zum späteren Rückschluss auf die notwendige Überhöhung bei der Herstellung der Halfertigteile, erfolgt unter der charakteristischen Einwirkungskombination der ständigen Lasten, nach Fertigstellung der ersten Aufbetonschicht. Abbildung 6.18 zeigt die Belastung zur Berechnung der Verformungen. In der Abbildung 6.19 ist die Verformung des Gesamtsystems im Zustand II dargestellt. Die Darstellung zeigt die verformte Stabachse im Vergleich zur planmäßigen Lage. Die maximale Verformung stellt sich an den freien Enden der Kragarme ein und misst laut Berechnung im Mittel 8,6 mm. Durch das einfache Auflegen der Halfertigteile auf den Montageträgern, können von den Auflagerpunkten nur nach unten gerichtete Kräfte aufgenommen werden. Aus der negativen Momentenbeanspruchung über die gesamte Balkenlänge, resultiert eine Biegung der Stabachse, die die Kragarme nach unten und

den Feldbereich nach oben verformt. Da die idealisierten Lager keine nach oben gerichteten Kräfte aufnehmen können, stützt sich die verkrümmte Form der Stabachse auf die äußeren Auflager und hebt sich über den inneren Auflagerpunkten von diesen ab.

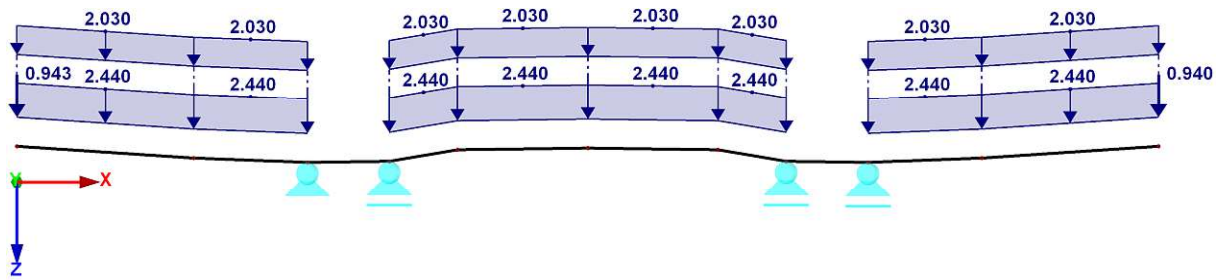


Abbildung 6.18: Charakteristische Einwirkungskombination der ständigen Lasten in kN/m.

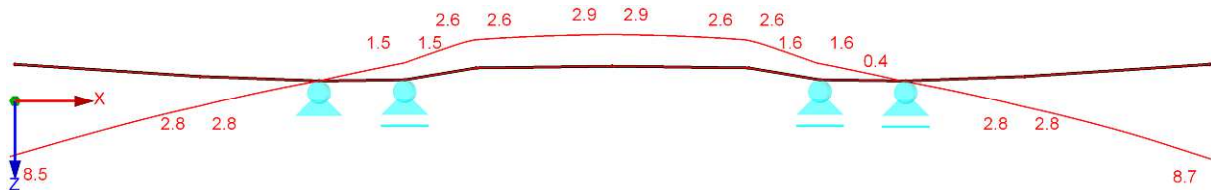


Abbildung 6.19: Verformungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination der ständigen Lasten in mm.

6.3 Montagezustand - Versetzen auf dem Längstragwerk

Nach dem Aushärten der ersten Aufbetonschicht werden die Halffertigteile auf dem Längstragwerk versetzt. In diesem Montagezustand wird der Teilverbund zum Stahltragwerk hergestellt. Dabei ist auch der Raum zwischen der Unterkante der Balken und der Oberkante des Stahllängstragwerkes mit einem Vergussmörtel kraftschlüssig zu verfüllen, um für die weiteren Berechnungen eine volle Auflagerung des Halffertigteil auf dem Stahltragwerk sicherzustellen. Die aufgetragenen Frischbetonlasten tragen sich dabei direkt über das Stahltragwerk ab. Das Halffertigteil selbst soll in diesem Zustand nicht zusätzlich belastet werden, um den Aushärteprozess des Frischbetons nicht durch zusätzliche Verformungen aus veränderlichen Lasten zu stören. Weitere Nachweise im GZT sind in diesem Montagezustand nicht nötig, da die Tragfähigkeit des Halffertigteil bereits im vorherigen Unterkapitel mit höheren Lasten nachgewiesen wurde.

Als Auflagerpunkte werden, wie zuvor, die 4 cm breiten, waagrechten Elemente des Halffertigteil verwendet. Die Halffertigteile lagern dabei auf 4 cm breiten Elastomerstreifen auf dem Stahllängstragwerk auf. Das Verlegen auf den verhältnismäßig weichen Elastomerlagern hat eine zusätzliche Verformung des Halffertigteil zur Folge. Diese zusätzlichen Verformungen setzen sich aus einer Starrkörperverschiebung und einer zusätzlichen Verkrümmung aus den geänderten Auflagerreaktionen zusammen. Diese Verformungen werden im Zustand II mit Hilfe der FE-Software an einem Modell eines Fahrbahnplattenelements inklusive erster Aufbetonschicht berechnet. Die Auflager werden dabei als Federn definiert. Wiederum können bei dieser Auflagerung keine rückhaltenden Lagerreaktionen bei abhebenden Kräften im Auflager gebildet werden. Eingesetzt werden Elastomerlager der Serie LAZ der Firma SPEBA. Im Produktdatenblatt [45] des Herstellers findet sich ein Diagramm zur Federkennlinie, welches in Abbildung 6.20 gezeigt wird. Diese Information über die Federsteifigkeit des Auflagers wurde in die FE-Software eingepflegt, um die Verschiebungen und Verdrehungen an den Auflagerpunkten durch die Verformung des Elastomers berechnen zu können.

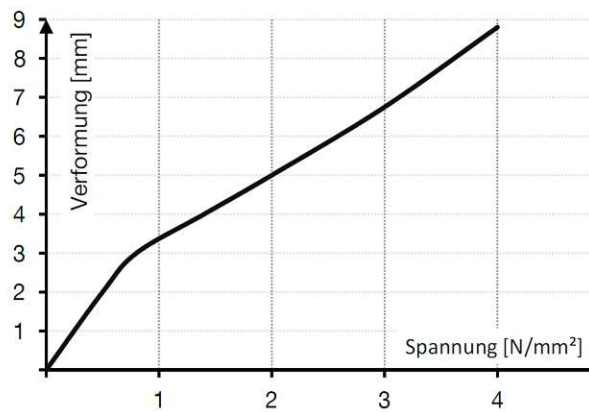


Abbildung 6.20: Federkennlinie Elastomerlager. Bildquelle: [45]

Die auf die Elastomerlager wirkenden Lasten resultieren einzig aus dem Eigengewicht des Halfertigteils und der aufgetragenen ersten Aufbetonschicht. Die Bemessung in diesem Montagezustand erfolgt unter der charakteristischen Einwirkung des Eigengewichts. In Abbildung 6.21 ist die Auflagerreaktion der Elastomere dargestellt. Die Lastabtragung in die Auflager ist dabei im Bereich der steifen Balken deutlich höher als in den biegeweicheren Plattenbereichen.

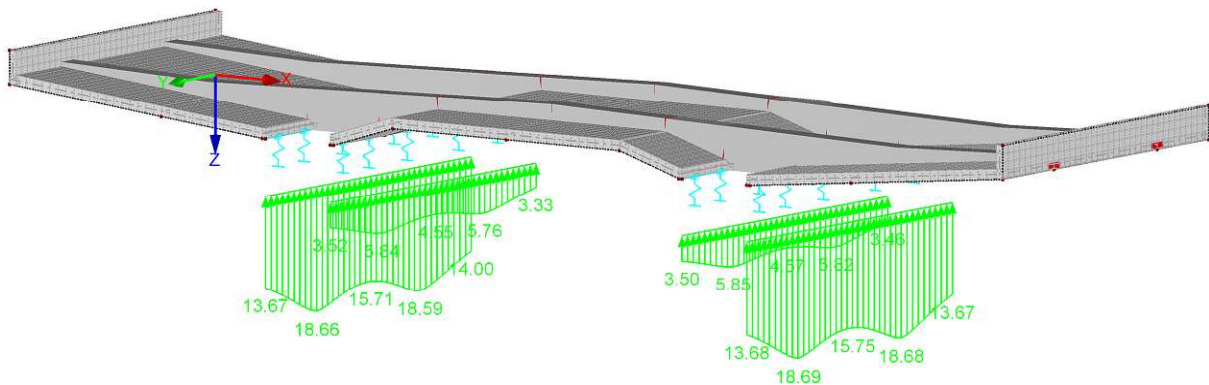


Abbildung 6.21: Auflagerreaktion nach dem Versetzen auf den Elastomerstreifen. Werte in kN/m.

Um die zusätzliche Verformung durch die Federlagerung unter Einfluss des Eigengewichts zu berechnen, wird die Lagerung des Halfertigteils auf der starren Hilfskonstruktion mit jener auf den Elastomerlagern verglichen. Abbildung 6.22 zeigt das Modell auf starren Auflagern mit den zugehörigen Verformungen unter Eigengewicht. In Abbildung 6.23 ist das federgelagerte Modell und die dazugehörigen Verformungen dargestellt. Die Verformungswerte beziehen sich dabei in beiden Abbildungen auf die planmäßig unverformte Lage der Stabachse der Balken (in rot dargestellt).

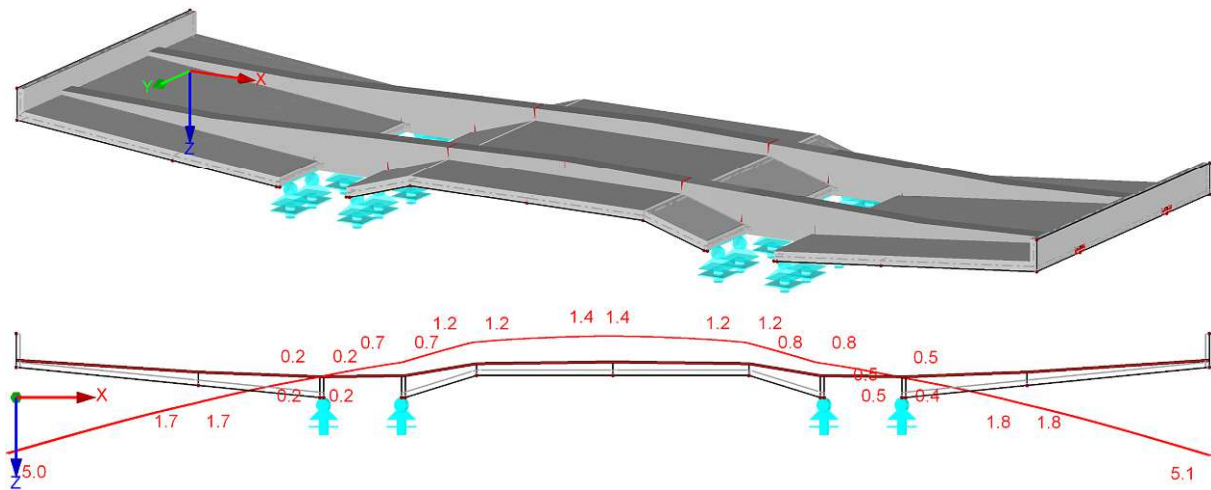


Abbildung 6.22: Modell (oben) und Verformung (unten) bei starrer Lagerung. Werte in mm.

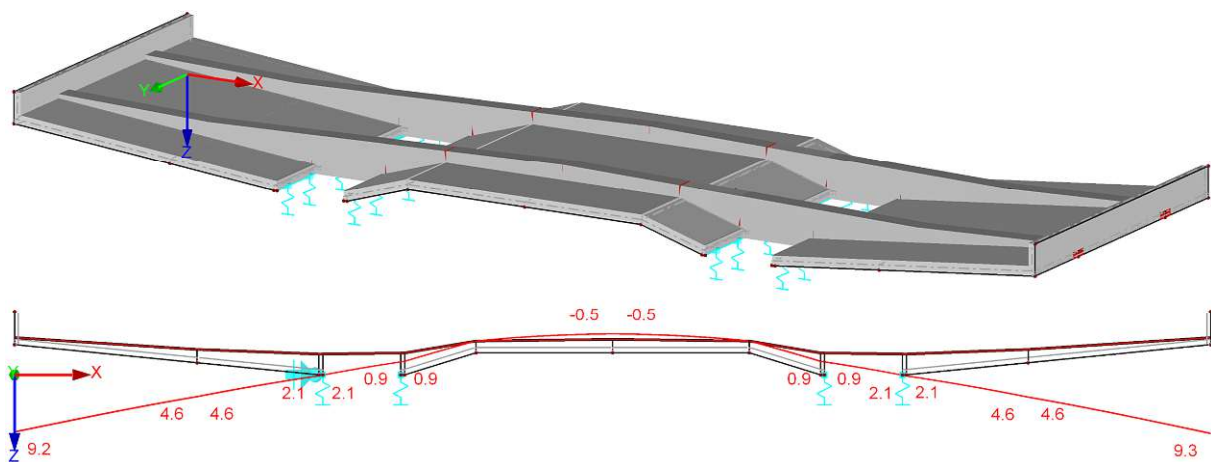


Abbildung 6.23: Modell (oben) und Verformung (unten) bei Federlagerung. Werte in mm.

Die zusätzliche Verformung des Gesamtsystems durch die Verformung der Elastomere ergibt sich aus der Differenz der Ergebnisse der starren Lagerung und der Federlagerung. Die freien Enden der Kragarme verformen sich zusätzlich um 4,2 mm nach unten. Der Feldbereich senkt sich in der Mitte um 0,9 mm ab.

6.4 Montagezustand - 2. Aufbetonschicht

Für die Berechnung des Montagezustandes zum Aufbringen der zweiten Aufbetonschicht, wird das FE-Modell um den ausgehärteten Teilverbund ergänzt. Die Normalkräfte können nun direkt zwischen den Platten übertragen werden und laufen nicht mehr ausschließlich durch den Balken. Es stellt sich eine Plattenbalken-Tragwirkung in der Fahrbahnplatte ein. Auch die Lagerung der Fahrbahnplatte wird an die schubfeste Verbindung des hergestellten Teilverbundes angepasst. Es werden in beiden Kontaktflächen des Quertragwerkes zum Obergurt des Stahllängstragwerkes starre Flächenlager modelliert. Durch den Teilverbund können nun auch abhebende Kräfte durch die Lager aufgenommen werden. Das FE-Modell ist in der Abbildung 6.24 dargestellt.

Für die Berechnung mittels FE-Software wird die Modellierung dahingehend vereinfacht, als dass für das gesamte Halbfertigteil eine konstante Plattendicke von 11 cm angesetzt wird. Die aus konstruktiven Gründen dickeren Plattenbereiche hin zum Auflager werden bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Diese Vereinfachung zugunsten der Modellierbarkeit liegt zudem auf der sicheren Seite.

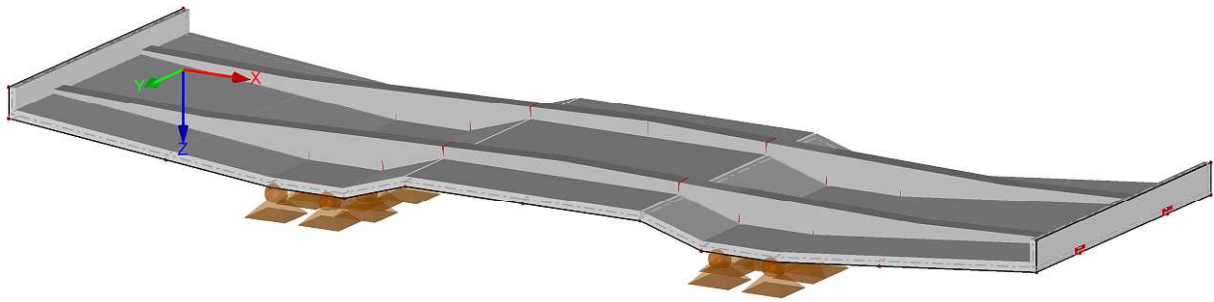


Abbildung 6.24: FE-Modell zur Berechnung der zweiten Aufbetonschicht.

6.4.1 Lastannahmen

Die Belastung, die in diesem Montagezustand auf das System wirkt, setzt sich aus dem Eigengewicht der Tragstruktur, der Gewichtskraft der zweiten Aufbetonschicht und der Montagelast zusammen. Die Last aus dem Aufbeton ergibt sich aus dem fehlenden Betonvolumen von der Oberkante der ersten Aufbetonschicht bis zur Oberkante der fertiggestellten Platte. Der Querschnitt der Platte mit Darstellung der zweiten Aufbetonschicht wird in Abbildung 4.15 gezeigt. Die Wichte des Stahlbetons der Tragstruktur sowie die des Verbauten Frischbetons inklusive der verlegten Bewehrung entspricht dabei γ_{STB} . Für die anzusetzende Montagelast werden $1,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Die maximalen Spannungen im Halbfertigteil treten sowohl im Feldbereich als auch im Einflussbereich der Kragarme unter Ansatz der Frischbeton- und Montagelast auf der gesamten Platte auf. Die Abbildung 6.25 zeigt die maßgebende Lastkombination für die maximalen Spannungen in den Balkenquerschnitten. Abbildung 6.26 zeigt die dazugehörigen Spannungen.

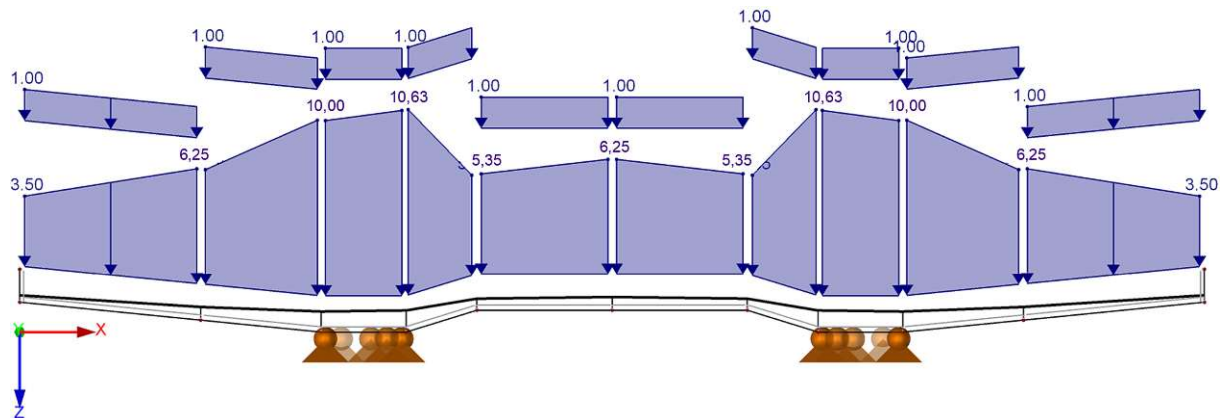


Abbildung 6.25: Maßgebende Lastkombination im Montagezustand zweite Aufbetonschicht. Charakteristische Werte in kN/m^2 .

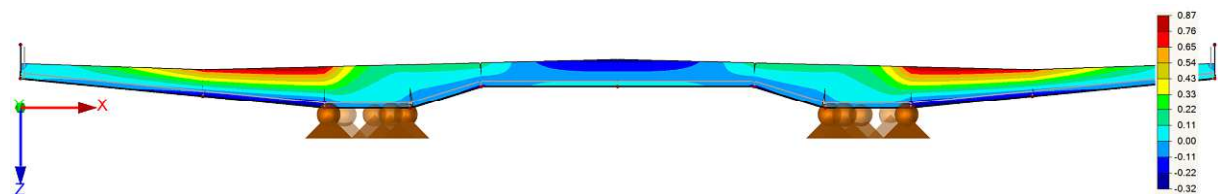


Abbildung 6.26: Spannungen im Balken (charakteristisch). Werte in kN/cm^2

6.4.2 GZT-Bemessung der Platte

Für die Bemessung der Platte ist die vorhandene Bewehrung wie in Abbildung 6.27 gezeigt in das Modell eingegeben. Die Dicke der Platte im Modell misst konstant 11 cm.

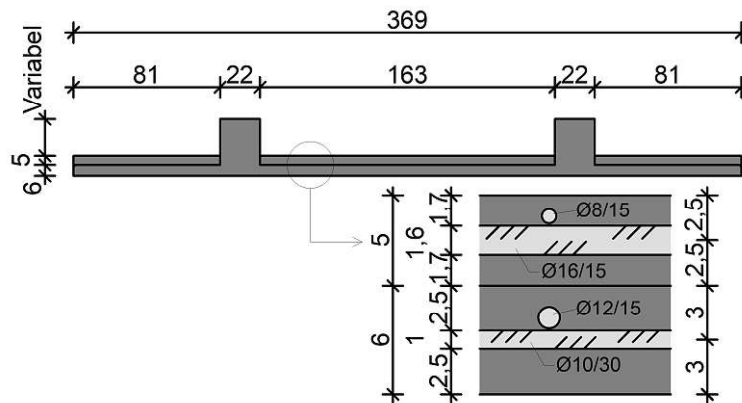


Abbildung 6.27: Schnitt durch das Fertigteil inkl. 1 Aufbetonschicht in Tragrichtung der Platte.
Maße in cm.

Der Biegenachweis erfolgt über den Vergleich der vorhandenen Biegebewehrung mit der für den maßgebenden Lastfall erforderlichen Biegebewehrung. Abbildung 6.28 bis Abbildung 6.31 zeigen die erforderlichen Bewehrungsmengen im Flächenplot der Plattengeometrie jeweils separat für Ober- und Unterseite sowie x -Richtung (Brückenquerrichtung) und y -Richtung (Brückenslängsrichtung) der Platte. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Bewehrungsmengen im Halbfertigteil.

$$a_{s,vorh,x,oben} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (34)$$

$$a_{s,vorh,y,oben} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (35)$$

$$a_{s,vorh,x,unten} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (36)$$

$$a_{s,vorh,y,unten} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (37)$$

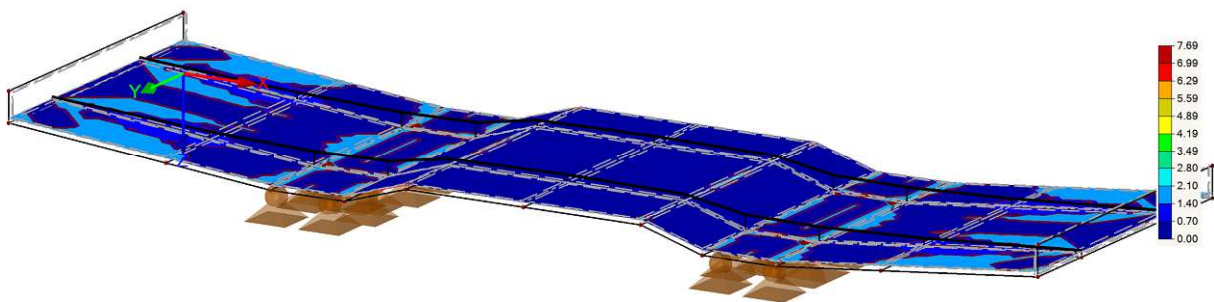


Abbildung 6.28: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Oberseite, x -Richtung (max. = $2,80 \text{ cm}^2/\text{m}$).

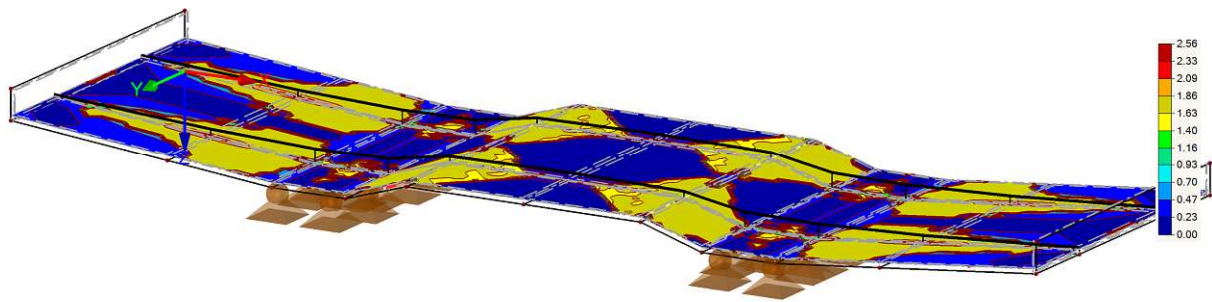


Abbildung 6.29: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Oberseite, y -Richtung (max. = $2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$).

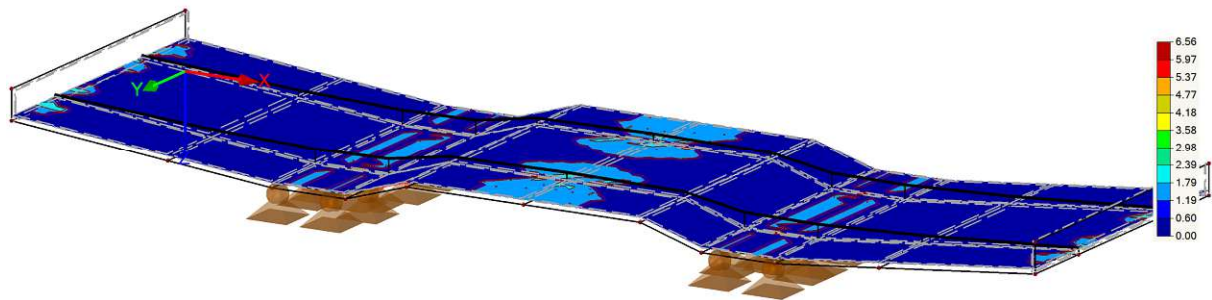


Abbildung 6.30: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Unterseite, x -Richtung (max. = $2,39 \text{ cm}^2/\text{m}$).

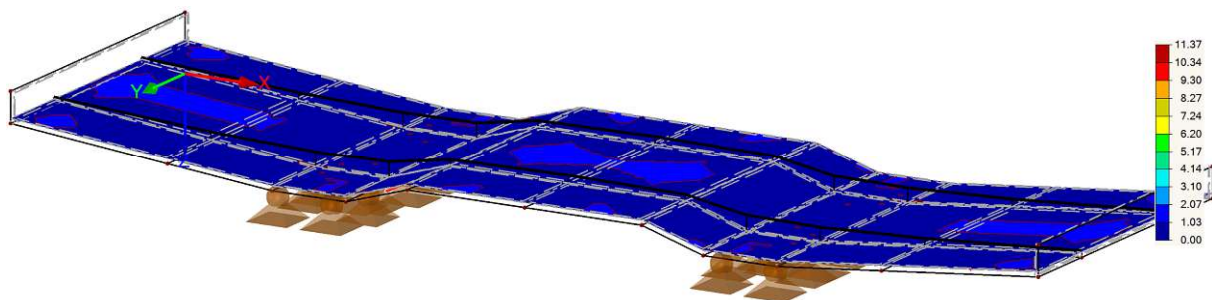
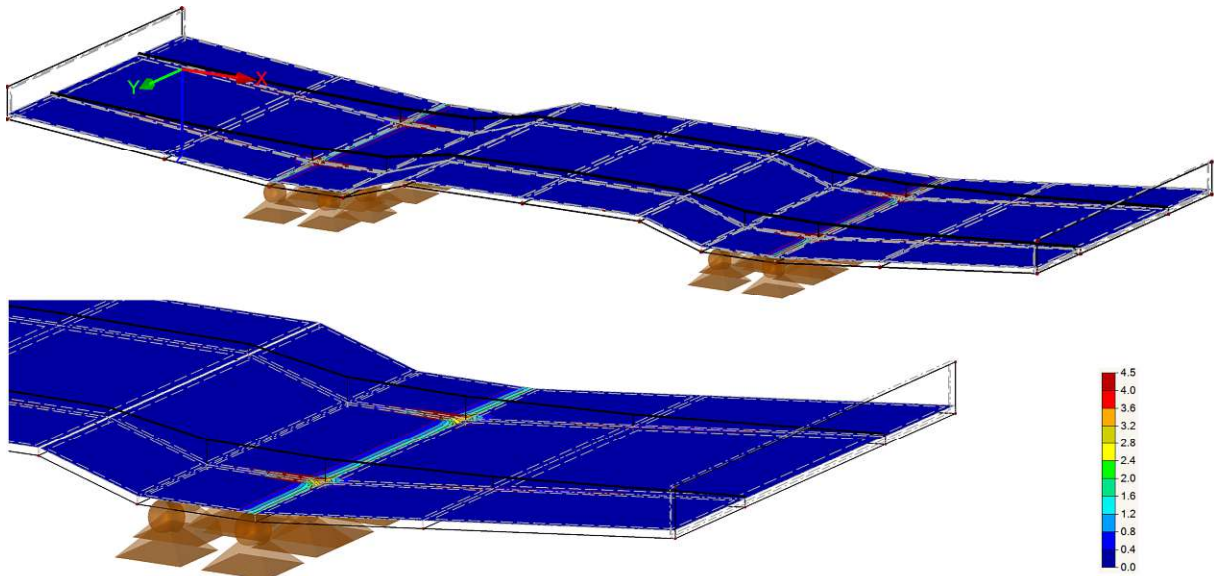


Abbildung 6.31: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Unterseite, y -Richtung (max. = $2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis als erfüllt.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird über den Ausnutzungsgrad der einwirkenden Querkraft (V_{Ed}) im Vergleich zum Schubwiderstand des Betons ($V_{Rd,c}$) allein geführt. Abbildung 6.32 stellt den Flächenplot zum berechneten Ausnutzungsgrad dar. Die zu betrachtenden Plattenbereiche liegen in ihrer Ausnutzung unter 80 %, womit der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung als erfüllt gilt. Eine Schubbewehrung in der Platte muss daher nicht vorgesehen werden. Bereiche der Platte, welche eine Ausnutzung über 100 % anzeigen, liegen entweder im Bereich des Flächenauflagers oder des Balkens, der über eine ausreichende Querkraftbewehrung verfügt und separat nachgewiesen wird.

Abbildung 6.32: Ausnutzung der Platte $V_{Ed}/V_{Rd,c}$.

6.4.3 GZT-Bemessung des Balkens

Für die Berechnung des Balkens wird ein Modell eines Plattenbalkens herangezogen, welches in Abbildung 6.33 dargestellt ist. Dabei wurde als einheitliche mitwirkende Plattenbreite der Minimalwert der Berechnung der mitwirkenden Plattenbreiten der einzelnen Feldbereiche angesetzt, welcher sich zu 55 cm Plattenbereich je Seite des Balkens ergibt. Zur Auflagerung des Berechnungsmodells sind jene Balkenbereiche, die auf dem Stahllängstragwerk aufliegen, starr gebettet modelliert.

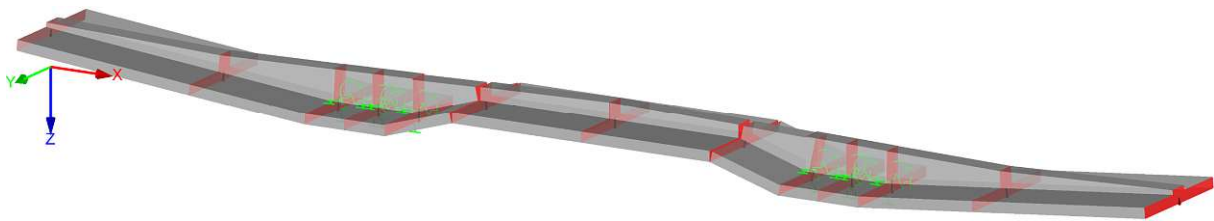
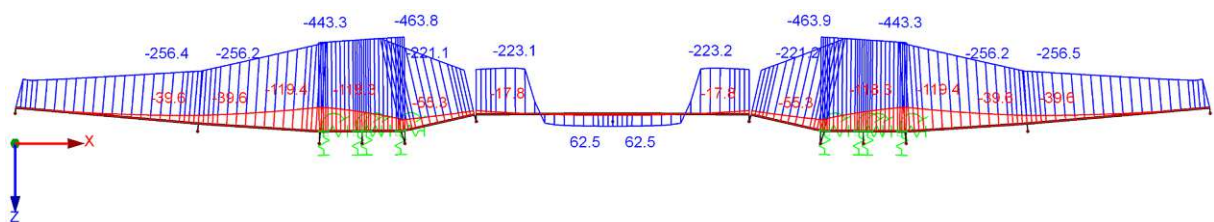


Abbildung 6.33: FE-Modell zur Berechnung des Plattenbalkens.

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit wird über den Vergleich des einwirkenden Biegemoments mit dem maximal aufnehmbaren Widerstandsmoment nach linear elastischer Berechnung bzw. der erforderlichen mit der vorhandenen Biegebewehrung geführt. Abbildung 6.34 zeigt das einwirkende Moment infolge der maßgebenden Belastung ($M_{y,Ed}$) und das Widerstandsmoment des Balkens ($M_{y,Rd}$). In Abbildung 6.35 wird der Vergleich der vorhandenen ($A_{s,vorh,oben}$) mit der erforderlichen ($A_{s,erf,oben}$) Biegebewehrung der oberen Lage dargestellt. Abbildung 6.36 vergleicht die vorhandene ($A_{s,vorh,unten}$) mit der erforderlichen ($A_{s,erf,unten}$) Biegebewehrung der unteren Lage.

Abbildung 6.34: Vergleich der Momente $M_{y,Ed}$ (rot) und $M_{y,Rd}$ (blau). Werte in kNm.

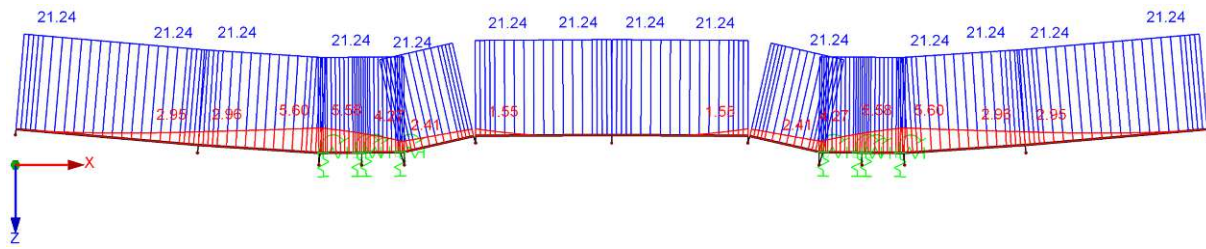


Abbildung 6.35: Vergleich der Bewehrung $A_{s,erf,oben}$ (rot) und $A_{s,vorh,oben}$ (blau). Werte in cm^2 .

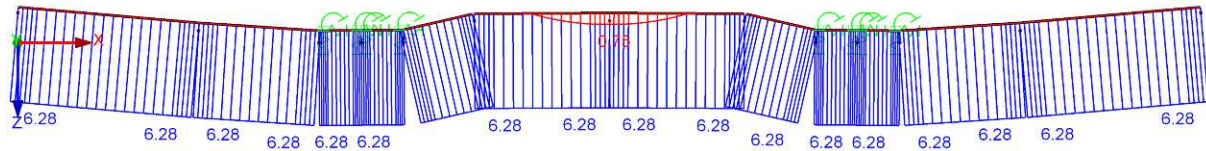


Abbildung 6.36: Vergleich der Bewehrung $A_{s,erf,unten}$ (rot) und $A_{s,vorh,unten}$ (blau). Werte in cm^2 .

Im Sinne des Vergleichs, der einwirkenden Momente und der Widerstandsmomente bzw. der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung, gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Der Nachweis der Querkraftfähigkeit wird im gleichen Sinn geführt. In Abbildung 6.37 ist die einwirkende Querkraft (V_{Ed}) dem Querkraftwiderstand ($V_{Rd,max}$) gegenübergestellt. Wiederum gilt es zu beachten, dass die einwirkende Querkraft als Absolutbetrag mit dem Querkraftwiderstand zu vergleichen ist. Abbildung 6.38 zeigt den Vergleich der vorhandenen ($a_{sw,vorh}$) mit der erforderlichen ($a_{sw,erf}$) Querkraftbewehrung. Die vorhandene Querkraftbewehrung besteht wie in Abschnitt 6.2.3 beschrieben aus zweischnittigen Bügeln mit Durchmesser 10 mm, angeordnet im Abstand von 150 mm und ergibt einen Bewehrungsgehalt von $10,48 cm^2/m$.

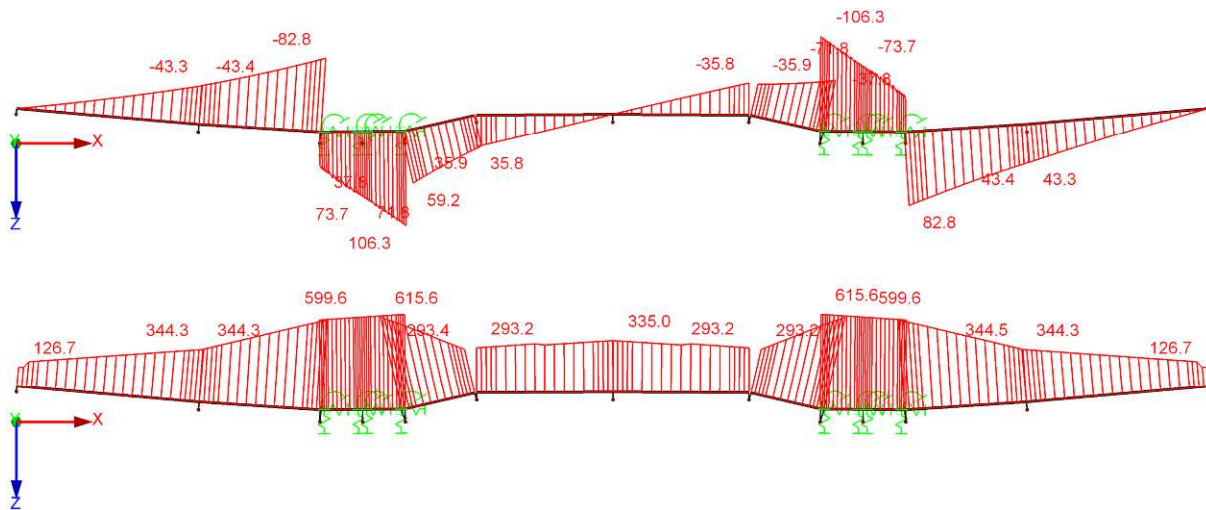


Abbildung 6.37: Vergleich der Querkräfte V_{Ed} (oben) und $V_{Rd,max}$ (unten). Werte in kN.

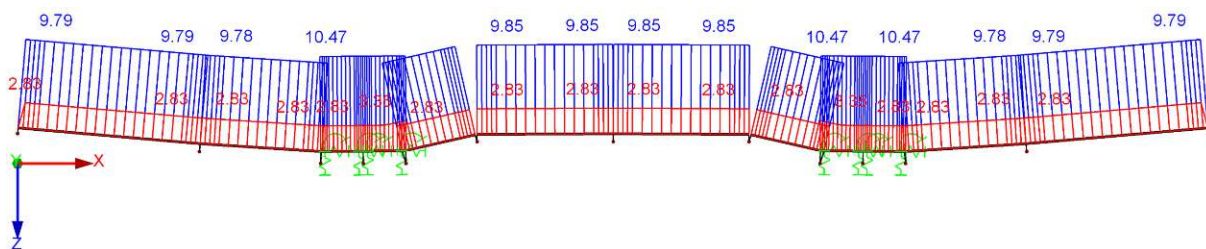


Abbildung 6.38: Vergleich der Querkraftbewehrung $a_{sw,erf}$ mit $a_{sw,vorh}$ Werte in cm^2/m .

Im Sinne des Vergleichs, der einwirkenden Querkraft und dem Querkraftwiderstand bzw. der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung, gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

Der Maximalwert des Gesamtausnutzungsgrades der Tragstruktur in diesem Montagezustand beläuft sich auf 29 %. Der Verlauf des Ausnutzungsgrades wird in der Abbildung 6.39 entlang der Balkenachse dargestellt.

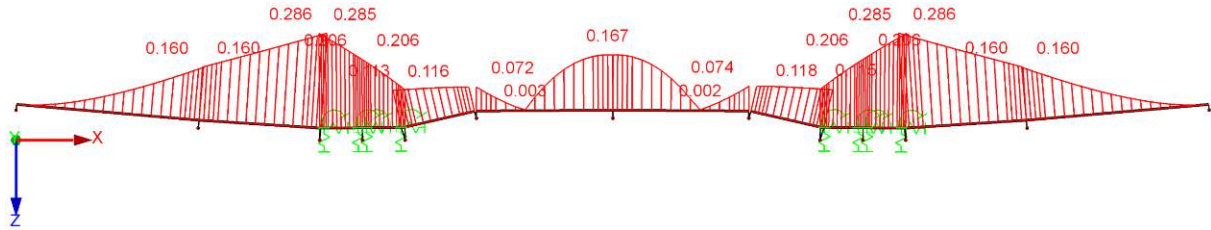


Abbildung 6.39: Verlauf des Ausnutzungsgrades des Balkens.

6.4.4 GZG-Bemessung des Balkens

Die Nachweise zur Verformung werden mit Hilfe der FE-Software im Zustand II, unter der charakteristischen Einwirkungskombination der ständigen Lasten, geführt. In diesem Montagezustand beinhalten die ständigen Lasten das Eigengewicht und die Auflast aus der zweiten Aufbetonschicht. Abbildung 6.40 zeigt diese Belastung, wirkend auf dem FE-Modell.

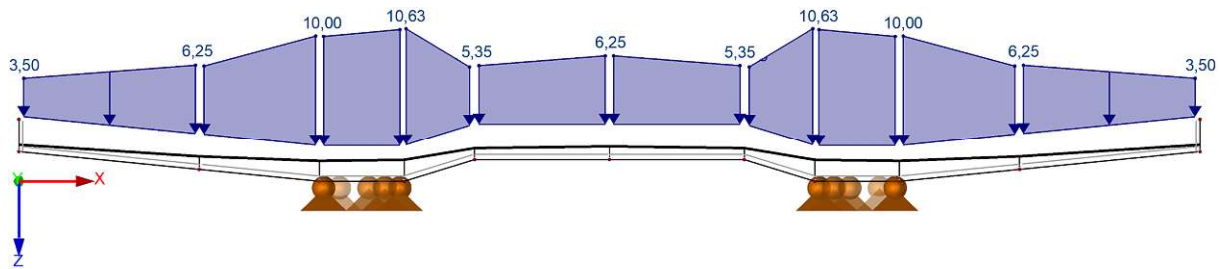


Abbildung 6.40: Charakteristische Einwirkungskombination der ständigen Lasten zum Nachweis im GZG. Werte in kN/m^2 .

Die Verformung des Gesamtsystems unter dieser ständig wirkenden charakteristischen Lastkombination wird in Abbildung 6.41 dargestellt. Die verformte Lage bezieht sich dabei auf die planmäßig unverformte Ausgangslage der Stab- bzw. Flächenelemente des FE-Modells. Die maximale vertikale Verschiebung der Kragarme in diesem Montagezustand misst dabei im Mittel 4,2 mm.

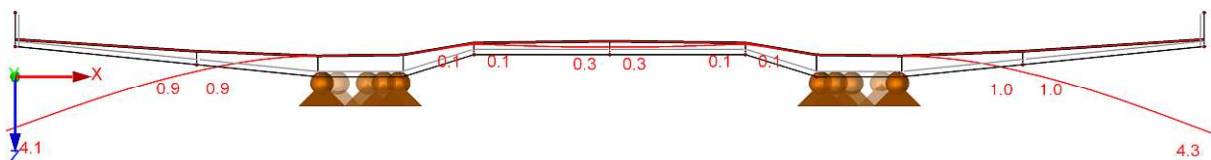


Abbildung 6.41: Verformung in mm (rot) des Gesamtsystems aus der planmäßig unverformten Lage infolge der charakteristischen Einwirkungskombination im Montagezustand zweite Aufbetonschicht.

6.5 Fertige Fahrbahnplatte - Betriebslastfall

Die Berechnungen am fertiggestellten Oberbau werden ebenfalls unter Einsatz der FE-Software durchgeführt. Es werden die Nachweise zur Quertragrichtung (x -Richtung) der Fahrbahnplatte geführt. Einflüsse auf das Beton-Quertragwerk aus der Längstragwirkung des Stahltragwerks werden in dieser Arbeit nicht untersucht.

Nach dem Aushärten der zweiten Aufbetonschicht ist der endgültige Querschnitt des Quertragwerks hergestellt. Es herrscht voller Verbund zwischen den Kopfbolzendübeln des Längstragwerkes und der Betonmatrix und die gesamten Kräfte aus dem Oberbau werden direkt über die Beton-Stahl Kontaktfläche in das Längstragwerk eingeleitet. Das Berechnungsmodell setzt sich nun nur mehr aus Plattenelementen mit veränderlichen Dicken zusammen. Die Auflagerung erfolgt durch ein starres Flächenlager in der Kontaktfläche des Oberbaus zur Stahllängskonstruktion. Das Modell zur Berechnung ist in der Abbildung 6.42 dargestellt.

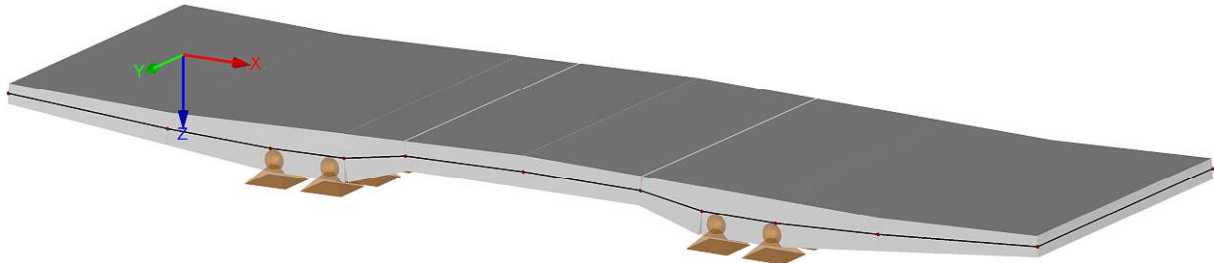


Abbildung 6.42: FE-Modell zur Berechnung der fertigen Quertragwerkes

Die Belastung auf das fertige Quertragwerk wird durch das Eigengewicht der Tragkonstruktion, die Ausbaulast, die Betriebseinrichtungen und die Nutzlast der überfahrenden Züge gebildet und gliedert sich wie folgt:

6.5.1 Lastannahmen

Eigengewicht

Das Eigengewicht des Quertragwerkes variiert aufgrund der veränderlichen Plattendicke entlang der Brückenquerrichtung. In der Software wird das Eigengewicht, die veränderlichen Querschnitte berücksichtigend, automatisch berechnet.

Abdichtung und Schutzbeton

Auf die fertige Oberfläche des Tragwerks wird eine zweilagige bituminöse Abdichtung aufgebracht:

$$g_{\text{Abdichtung,k}} = 2 \cdot d \cdot \gamma = 2 \cdot 0,5 \text{ cm} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad (38)$$

Zum Schutz der Abdichtung werden darauf 5 cm Schutzbeton inklusive Baustahlgitterbewehrung aufgebracht:

$$g_{\text{Schutzbeton,k}} = d \cdot \gamma_{\text{STB}} = 0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad (39)$$

Gesamtgewicht von Abdichtung und Schutzbeton beträgt damit:

$$g_{\text{A+S,k}} = g_{\text{Abdichtung,k}} + g_{\text{Schutzbeton,k}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad (40)$$

$$g_{\text{A+S,d}} = g_{\text{A+S,k}} \cdot \gamma_g = 1,5 \cdot 1,35 = 2,03 \text{ kN/m}^2 \quad (41)$$

Randbalken

An den äußeren Enden der Kragarme des Quertragwerkes werden Randbalken laut einer ÖBB Regelplanung aufgesetzt. Das Gesamtgewicht der Randbalken setzt sich aus dem Eigengewicht der Randbalken, der Kabelfüllung im Kabeltrog und dem Kabeltrogdeckel zusammen. Der Randbalken liegt je Laufmeter Brückenlänge auf 1,73 m Breite auf der Brücke auf. Es ergeben sich daraus folgende Flächenlasten des Randbalkens:

$$g_{RB,k} = \frac{g_{\text{Balken}} + g_{\text{Kabel}} + g_{\text{Deckel}}}{1,73 \text{ m}} = \frac{23,5 + 1,0 + 2,2}{1,73} = 15,43 \text{ kN/m}^2 \quad (42)$$

$$g_{RB,d} = g_{RB,k} \cdot \gamma_g = 15,43 \cdot 1,35 = 20,83 \text{ kN/m}^2 \quad (43)$$

Schotterbett

Zwischen den Randbalken wird das Schotterbett aufgebaut. Die Höhe des Schotterbettes soll laut ÖN 1991-1-1 [46] $55 \text{ cm} \pm 30 \%$ betragen. Bei den hier geführten Berechnungen wird von der, laut Norm anzusetzenden, Maximallast ausgegangen, welche sich folgendermaßen zusammensetzt:

$$g_{SB,k} = d \cdot 1,3 \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0,55 \text{ m} \cdot 1,3 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 14,3 \text{ kN/m}^2 \quad (44)$$

$$g_{SB,d} = g_{SB,k} \cdot \gamma_g = 14,3 \cdot 1,35 = 19,31 \text{ kN/m}^2 \quad (45)$$

Gleiskörper

Der Gleiskörper setzt sich aus Betonschwellen mit den Maßen $l \cdot b \cdot h = 260 \text{ cm} \cdot 6 \text{ cm} \cdot 21 \text{ cm}$, welche in einem Achsabstand von 60 cm verlegt sind und den Schienen des Typs UIC 60 zusammen. Durch die lastverteilende Wirkung der Schienen, der Schwellen und des Schotterbettes wird die Gesamtlast des Gleiskörpers entlang der Gleisachse über die Länge der Schwellen als äquivalente Flächenlast angesetzt. Die Gesamtlast des Gleiskörpers auf das Tragwerk berechnet sich wie folgt:

$$g_{GK,k} = \frac{\frac{g_{\text{Schwelle}}}{0,6 \text{ m}} + 2 \cdot g_{\text{Schiene}}}{2,6 \text{ m}} = \frac{\frac{2,88 \text{ kN}}{0,6 \text{ m}} + 2 \cdot 0,6 \text{ kN/m}}{2,6 \text{ m}} = 2,31 \text{ kN/m}^2 \quad (46)$$

$$g_{GK,d} = g_{GK,k} \cdot \gamma_g = 2,31 \cdot 1,35 = 3,12 \text{ kN/m}^2 \quad (47)$$

Lärmschutzwand

An den äußeren Enden der Randbalken werden schwere Lärmschutzwände montiert. Diese sind als Linienlasten an den Außenkanten des Tragwerkes angesetzt und mit $g_{LSW,k} = 5 \text{ kN/m}$ abgeschätzt. Die Bemessungslast auf Design Niveau ergibt sich zu:

$$g_{LSW,d} = g_{LSW,k} \cdot \gamma_g = 5 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2 \quad (48)$$

Nutzlast

Die EN 1991-2 [47] gibt zur Berechnung der vertikalen Lastanteile für Bahnverkehr drei verschiedene Lastmodelle (LM 71, SW/0 und SW/2) vor. Für alle hier geführten Nachweise ist das LM 71 als maßgebend anzusehen, da es die höchsten Belastungen auf die Länge eines Platten-elementes des Quertragwerkes aufbringt. Das Lastmodell 71 [47] ist in der nachfolgenden Abbildung 6.43 dargestellt

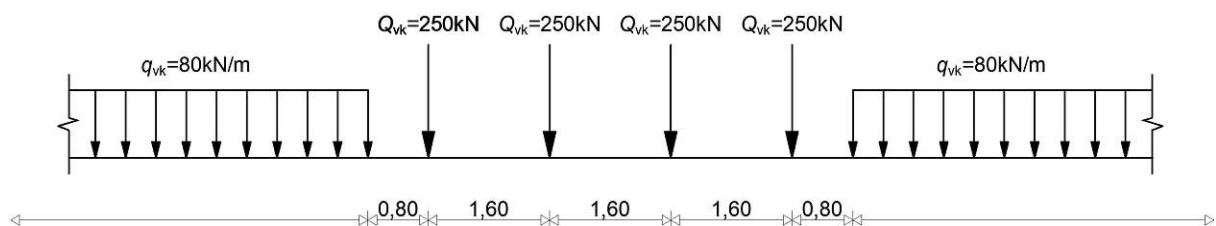


Abbildung 6.43: Lastmodell 71. Bemaßung in m. Adaptiert aus [47].

Durch die lastverteilende Wirkung von Schiene, Schwelle, Schotter und Schutzbeton wird das Lastmodell 71 vereinfachend in ein äquivalentes Gleichlast-Modell übergeführt. Für die hier betrachteten Bemessungssituationen kann diese Vereinfachung als hinreichend genau angesehen werden. Da die Abmessung eines Plattenelements des Quertragwerks kürzer ist als der mit $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ hochbelastete Bereich des LM 71, wird nur die äquivalente Gleichlast dieses Abschnittes betrachtet und als Belastung angesetzt. Die äquivalente Gleichlast ergibt sich zu:

$$q_{\text{äq}} = \frac{250 \text{ kN}}{1,6 \text{ m}} = 156,25 \text{ kN/m} \quad (49)$$

Weiters ist laut ÖN B 1991-2 [48] für Brücken mit Normalspurbahnen das maßgebende Lastmodell mit dem Klassifizierungsfaktor $\alpha = 1,21$ zu multiplizieren. Die charakteristischen Lasten des Lastmodells 71 ergeben sich demnach wie folgt:

$$q_{k,\text{Gleis}} = q_{\text{äq}} \cdot \alpha = 156,25 \cdot 1,21 = 189,06 \text{ kN/m} \quad (50)$$

Bei der Aufteilung der in Gleislängsachse wirkenden Gesamtlast aus dem Lastmodell 71 auf die Schienen des Gleises ist zudem laut EN 1991-2 [47] eine Lastexzentrizität der Gesamtlast zu berücksichtigen. Diese ergibt sich nach Norm für die betrachtete Normalspurbahn (Schienenabstand $b_s = 1,5 \text{ m}$) zu $e = 0,083 \text{ m}$. Diese Exzentrizität muss auf einem beliebigen Gleis berücksichtigt werden. Die im Berechnungsmodell entlang der Schienen angesetzten Nutzlasten aus dem Lastmodell 71 ergeben sich demnach zu:

$$q_k = \frac{q_{k,\text{Gleis}}}{2} = \frac{189,06}{2} = 94,53 \text{ kN} \quad (51)$$

$$q_{k,e+} = q_k + x_e = 105,03 \text{ kN} \quad (52)$$

$$q_{k,e-} = q_k - x_e = 84,03 \text{ kN} \quad (53)$$

$$\Sigma M_e = 0 = (q_k + x_e) \cdot \left(\frac{b_s}{2} - e\right) - (q_k - x_e) \cdot \left(\frac{b_s}{2} + e\right) \quad (54)$$

$$x_e = \frac{2 \cdot e \cdot q_k}{b_s} = 10,50 \text{ kN} \quad (55)$$

$$q_d = q_k \cdot 1,5 = 94,53 \cdot 1,45 = 137,07 \text{ kN} \quad (56)$$

$$q_{d,e+} = q_{k,e+} \cdot 1,5 = 105,03 \cdot 1,45 = 152,29 \text{ kN} \quad (57)$$

$$q_{d,e-} = q_{k,e-} \cdot 1,5 = 84,03 \cdot 1,45 = 121,84 \text{ kN} \quad (58)$$

Beim exzentrischen Lastansatz werden die Lasten der ungünstigsten Laststellung entsprechend angesetzt. Die gesamte Belastung auf das Quertragwerk auf Bemessungsniveau ist in der Abbildung 6.44 dargestellt.

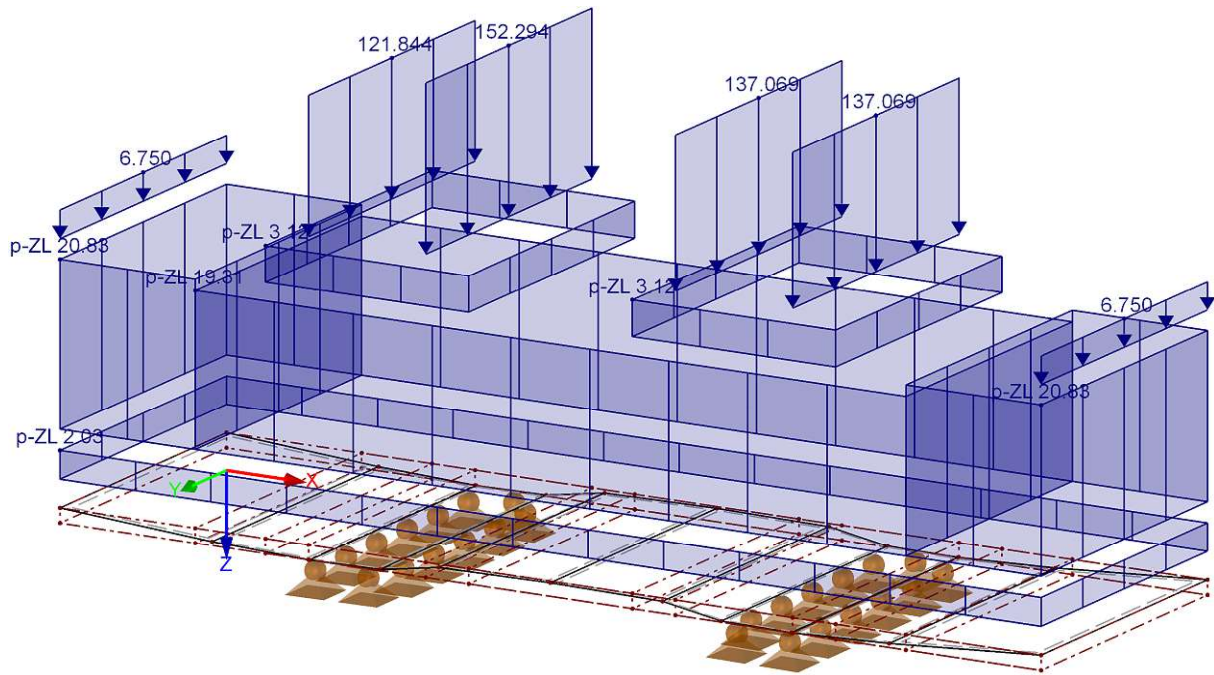


Abbildung 6.44: Bemessungslast des Betriebslastfall auf dem fertigen Quertragwerk.
Streckenlasten in kN/m. Flächenlasten in kN/m².

6.5.2 GZT-Bemessung der Fahrbahnplatte

Für die Bemessung der Platte ist die vorhandene Bewehrung wie in Abbildung 6.45 gezeigt in das Modell eingegeben. Die Betondeckung der oberen Bewehrungslagen nach oben bzw. die Betondeckung der unteren Bewehrungslagen nach unten bleibt über die gesamte Platte konstant. Das Maß zwischen der oberen und unteren Bewehrungslage ist im Sinne der Querschnittsänderung entlang der Brückenquerrichtung variabel.

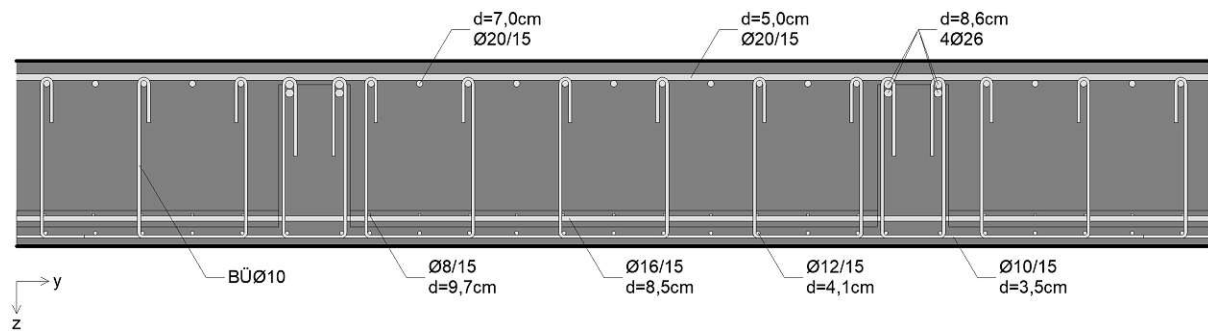


Abbildung 6.45: Schnitt durch ein Plattenelement des Quertragwerkes in Brückenlängsrichtung.

Der Biegenachweis erfolgt über den Vergleich der vorhandenen Biegebewehrung mit der für den Betriebslastfall erforderlichen Biegebewehrung. Die einzelnen Bewehrungslagen der vorhandenen Bewehrung bestehen aus teils verschiedenen Stabdurchmessern in unterschiedlicher Anordnung. Für die Eingabe der Bewehrungslagen in die FE-Software wird die tatsächlich vorhandene Bewehrung je Richtung über die Plattenbreite gemittelt und die dazugehörige Betondeckung über die Querschnittswerte der einzelnen Bewehrungselemente gewichtet.

Abbildung 6.46 und Abbildung 6.47 zeigen die erforderlichen Bewehrungsmengen in x -Richtung (Brückenquerrichtung) im Flächenplot der Plattengeometrie jeweils separat für die Ober- und Unterseite der Platte. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Bewehrungsmengen des fertigen Quertagwerkes nach Gleichung (59) und (60).

$$a_{s,vorh,x,oben} = 22,76 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (59)$$

$$a_{s,vorh,x,unten} = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (60)$$

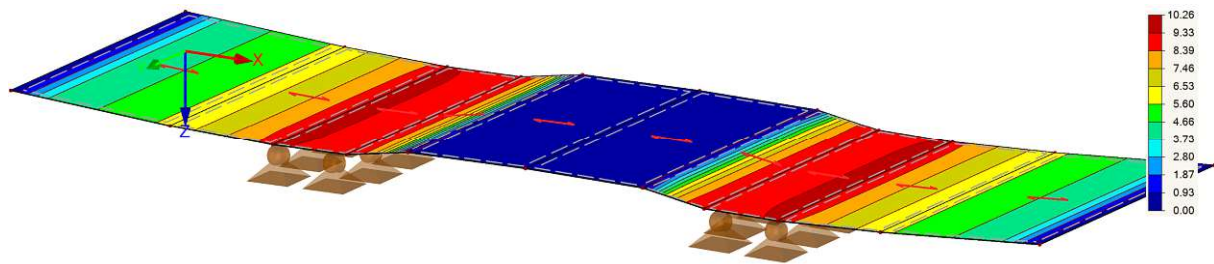


Abbildung 6.46: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Oberseite, x-Richtung (max. = $10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$).

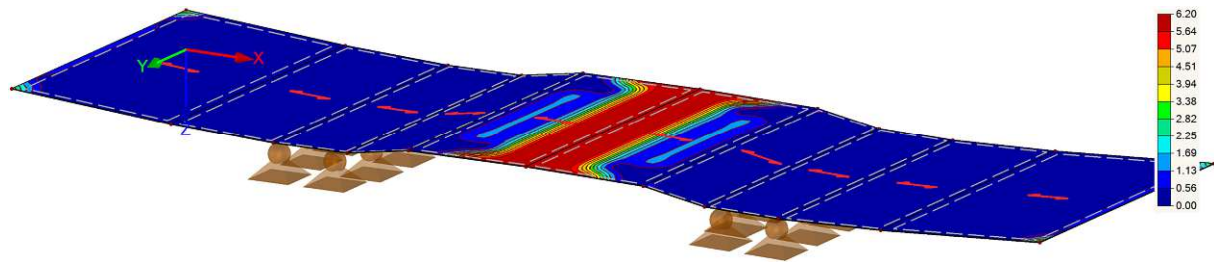


Abbildung 6.47: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Unterseite, x-Richtung (max. = $6,20 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird ebenfalls über den Vergleich der vorhandenen mit der erforderlichen Querkraftbewehrung geführt. Die vorhandene Querkraftbewehrung gliedert sich in zwei Teilbereiche. Grundsätzlich besteht die Querkraftbewehrung aus offenen Bügeln, welche so angeordnet sind, dass sowohl in x-Richtung als auch in y-Richtung ein Bügelschenkel je 30 cm vorhanden ist. In den auflagnahen Bereichen bis 1 m vom Auflager entfernt, werden die Bügel in x-Richtung im halben Abstand angeordnet. Es ergeben sich daraus die folgenden vorhandenen Querkraftbewehrungswerte.

$$a_{sw,Grundnetz} = 8,72 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad (61)$$

$$a_{sw,erhöht} = 17,44 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad (62)$$

Abbildung 6.48 zeigt die erforderliche Querkraftbewehrungsmenge im Flächenplot der Plattengeometrie. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Querkraftbewehrungsmengen des fertigen Quertagwerkes nach den Gleichungen (61) und (62). In den maßgebenden Plattenelementen ergibt sich die erforderliche Bewehrungsmenge zu $1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Spitzenwerte der Berechnung treten im Bereich der Auflager über dem Längstragwerk auf und werden daher als nicht maßgebend angesehen. Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

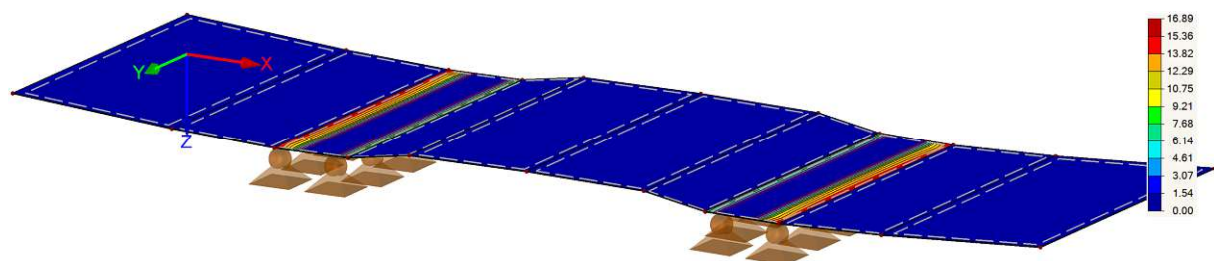


Abbildung 6.48: Erforderliche Querkraftbewehrung in cm^2/m (maßgebender Maximalwert = $1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.5.3 GZG-Bemessung der Fahrbahnplatte

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden die Verformungen und die Rissbreiten am fertigen Quertragwerk untersucht.

Verformung

Die Verformungen am fertigen Quertragwerk werden im FE-Modell im Zustand II berechnet. Die Bemessung erfolgt dabei vereinfacht ohne Berücksichtigung der bauseitigen Montage- und Belastungsgeschichte. Um gemeinsam mit den berechneten Verformungen aus den ersten beiden Montagezuständen auf die benötigte Überhöhung der Schalung bei der Herstellung der Halbfertigteile rückschließen zu können, werden auch am Modell der fertigen Fahrbahnplatte die Durchbiegungen berechnet. Als dafür maßgebender Lastfall wird die charakteristische Einwirkungskombination der ständigen Lasten angesehen. Die angesetzte Belastung und die dazugehörigen Verformungen sind in Abbildung 6.49 dargestellt. Weiters werden die Verformungen der Platte im Betriebslastfall untersucht. Als maßgebende Lastfall wird dabei die charakteristische Lastkombination inklusive der Verkehrslasten angesetzt. Der Betriebslastfall und die dazugehörigen Verformungen sind in Abbildung 6.50 dargestellt.

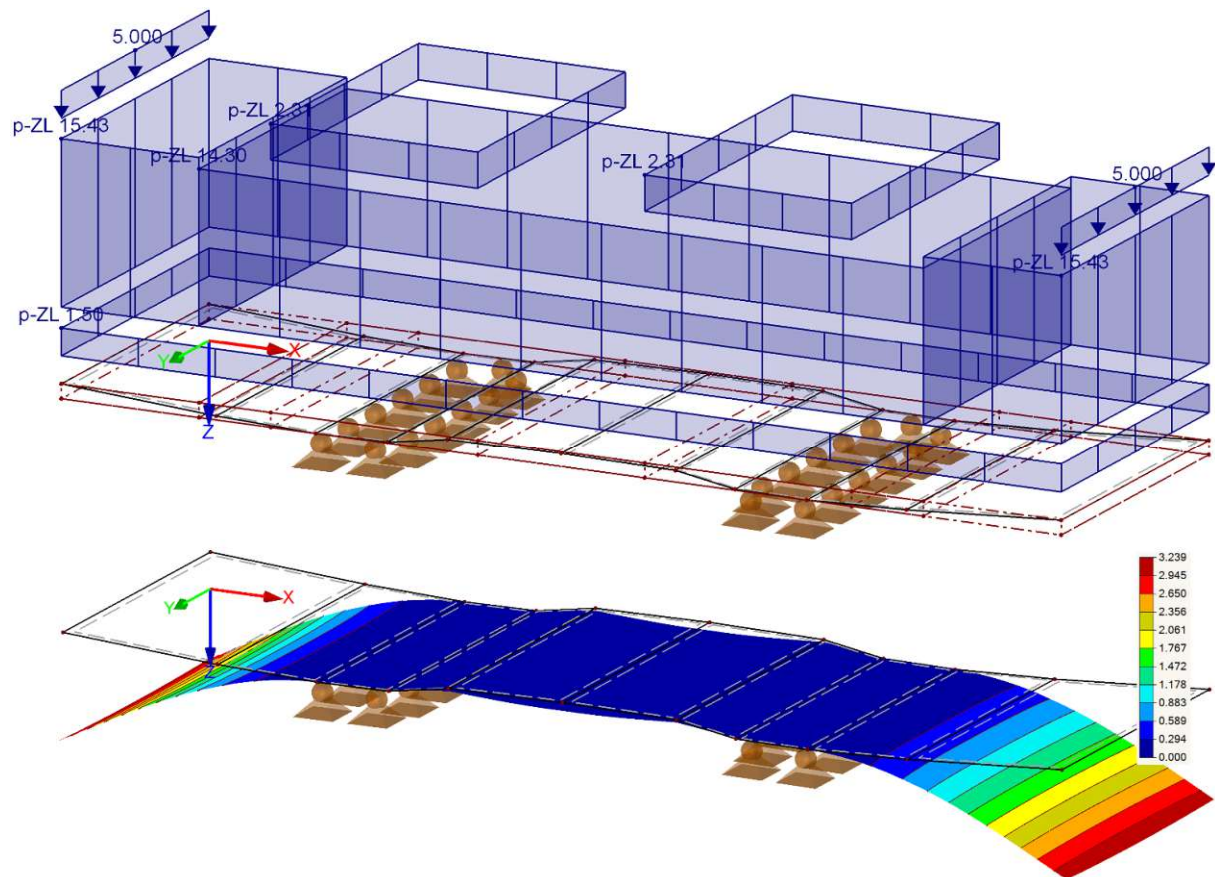


Abbildung 6.49: Verformungen des Quertragwerks infolge der charakteristischen Einwirkungskombination der ständigen Lasten. Streckenlasten in kN/m. Flächenlasten in kN/m². Verformungen in mm.

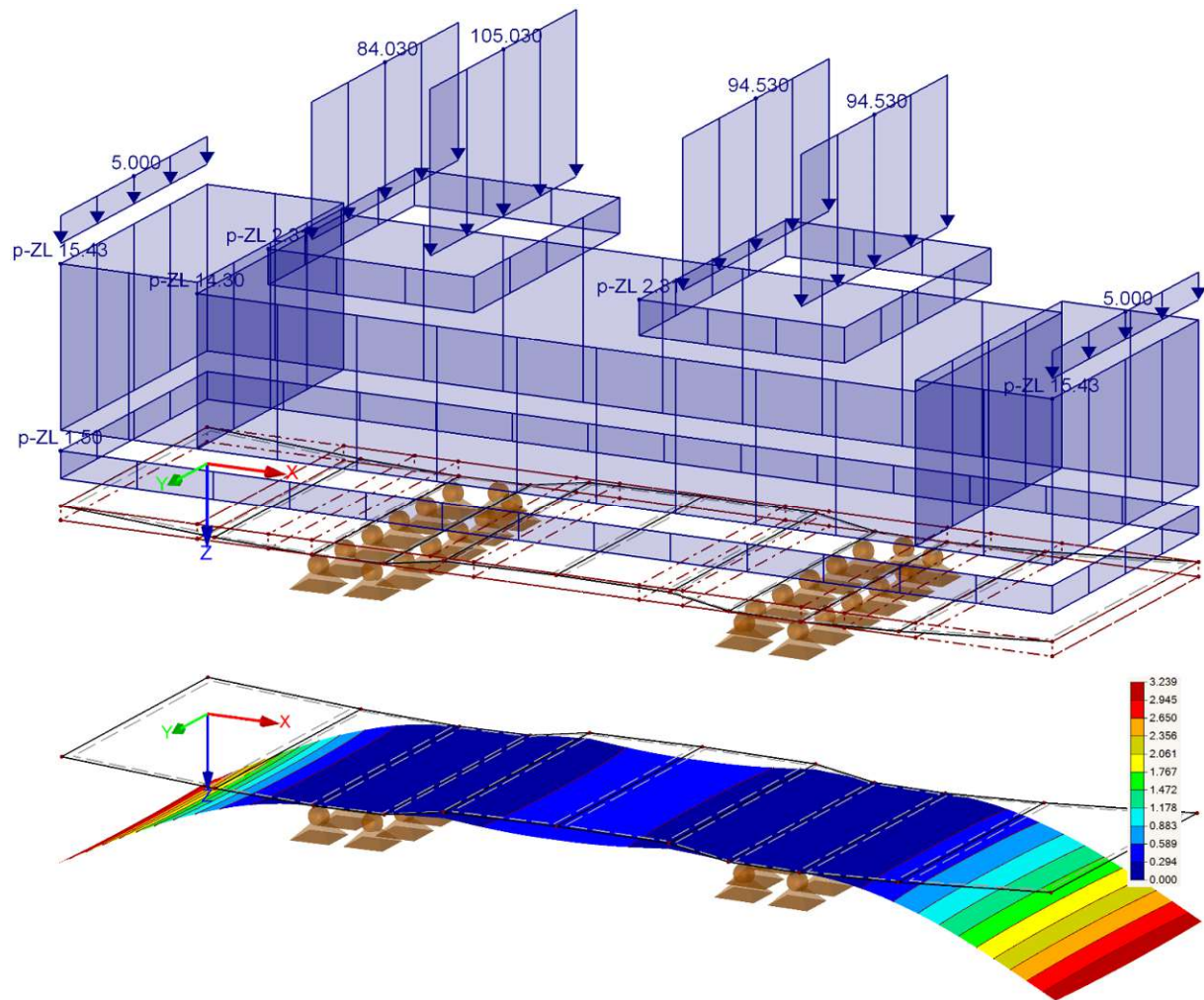


Abbildung 6.50: Verformungen des Quertragwerks infolge der charakteristischen Lastkombination des Betriebslastfalles. Streckenlasten in kN/m. Flächenlasten in kN/m². Verformungen in mm.

Die maximale Verformung tritt am äußeren Rand der Kragarme auf und beläuft sich sowohl unter quasi-ständiger Last als auch im Betriebslastfall auf 3,2 mm. Im Feldbereich erhöht sich die Verformung durch die Nutzlast von 0,3 mm auf 0,6 mm.

Überhöhung

Aus der Summe der Verformungen im Montagezustand der ersten Aufbetonschicht (w_{A1}), beim Versetzen auf den Elastomerlagern (w_E), im Montagezustand der zweiten Aufbetonschicht (w_{A2}) und aus den ständigen Lasten der fertigen Fahrbahnplatte (w_F), kann auf die benötigte Überhöhung der Halbfertigteile zurückgeschlossen werden. Als maßgebend werden dabei in jedem dieser Montagezustände sowie im Betriebszustand die Verformungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination der ständigen Lasten betrachtet. Die Summe der Verformungen unter den ständigen Lasten für die äußersten Punkte der Auskragungen ($w_{\Sigma\text{Auskragung}}$) und für die Mitte des Feldbereichs ($w_{\Sigma\text{Feld}}$) ergibt sich zu den Gleichungen (63) und (64). Dabei entsprechen positive Werte Verformungen nach unten und negative Werte Verformungen nach oben.

$$w_{\Sigma\text{Auskragung}} = w_{A1} + w_E + w_{A2} + w_F = +8,6 + 4,2 + 4,2 + 0,0 = +17,0 \text{ mm} \quad (63)$$

$$w_{\Sigma\text{Feld}} = w_{A1} + w_E + w_{A2} + w_F = -2,9 + 0,9 + 0,3 + 0,3 = -1,4 \text{ mm} \quad (64)$$

Wird bei der Herstellung eine Überhöhung der Schalung zur Betonage der Halbfertigteile in diesem Maß eingestellt, können die sich im Montageverlauf einstellenden Verformungen ausge-

glichen werden. Der schalungsmäßige Ausgleich der Verformung des Feldbereichs kann auf Grund der äußerst geringen Durchbiegungen jedoch vernachlässigt werden.

Die zusätzliche Verformung der fertigen Fahrbahnplatte durch die Verkehrslasten, resultiert aus der Differenz der Verformungen unter den charakteristischen Einwirkungskombinationen des Betriebslastfalls und den ständigen Lasten. Die Werte zu den Verformungen dieser Einwirkungen sind Abbildung 6.49 und Abbildung 6.50 zu entnehmen. Die zusätzliche Verformung durch die Verkehrslast ergibt sich in den äußersten Punkten der Auskragungen zu $\pm 0,0$ mm und in der Mitte des Feldbereichs zu $+0,3$ mm. Die geringen zusätzlichen Verformungen sind dabei auf die direkt über den Längsträgern angeordneten Gleiskörpern mit den Verkehrslasten zurückzuführen. In Abbildung 6.1 ist diese Anordnung zu erkennen. Der in der EN 1990/A1 [44] vorgeschriebene Grenzwert zur Verformung von Tragwerksteilen von $w \leq l/600$ bei Eisenbahnbrücken kann damit eingehalten werden. Nach Abbildung 6.7 entspricht die Länge der Auskragung $l_A = 321,5$ cm und die Länge des Feldbereiches $l_F = 441,0$ cm. Beim Nachweis der Verformungen wird nur die Überhöhung der Kragarme berücksichtigt. Auf den schalungsmäßigen Ausgleich der Verformungen im Feldbereich wird verzichtet.

$$w_{\text{Auskragung}} = \pm 0,0 \text{ mm} \leq w = \frac{l_A}{600} = \frac{3215}{600} = 5,36 \text{ mm} \checkmark \quad (65)$$

$$w_{\text{Feld}} = -1,4 + 0,3 = -1,1 \text{ mm} \leq w = \frac{l_F}{600} = \frac{4410}{600} = 7,35 \text{ mm} \checkmark \quad (66)$$

Rissbreiten

Die Begrenzung der Rissbreiten auf $w_k \leq 0,3$ mm wird nach EN 1992-1-1 [41] ohne direkte Berechnung über die Einhaltung der Mindestbewehrung und über die Begrenzung der Stabdurchmesser bzw. der Stababstände nachgewiesen. Geführt werden die Nachweise unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination, nach den Gleichungen (67) bis (69), an der Stelle der maximalen Bewehrungsspannung in x -Richtung. Auf Grund des großen negativen Stützmoments im Vergleich zum sehr kleinen positiven Feldmoment, ergibt sich die maßgebende Bewehrungsspannung in im Plattenquerschnitt der Auskragung im Bereich des Auflagers auf dem Längstragwerk. In Abbildung 6.51 sind die quasi-ständige Einwirkungskombination und die daraus resultierenden Biegemomente dargestellt.

$$E_{qs} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" P "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \text{ nach EN 1990 [43]} \quad (67)$$

$$\psi_2 = 0,75 \cdot \lambda = 0,75 \cdot 0,8 = 0,6 \text{ nach ÖN B 1990-2 [49]} \quad (68)$$

$$\text{mit } \lambda = 0,8 \text{ nach ÖN B 1990-2 [49] und EN 1991-2 [47]} \quad (69)$$

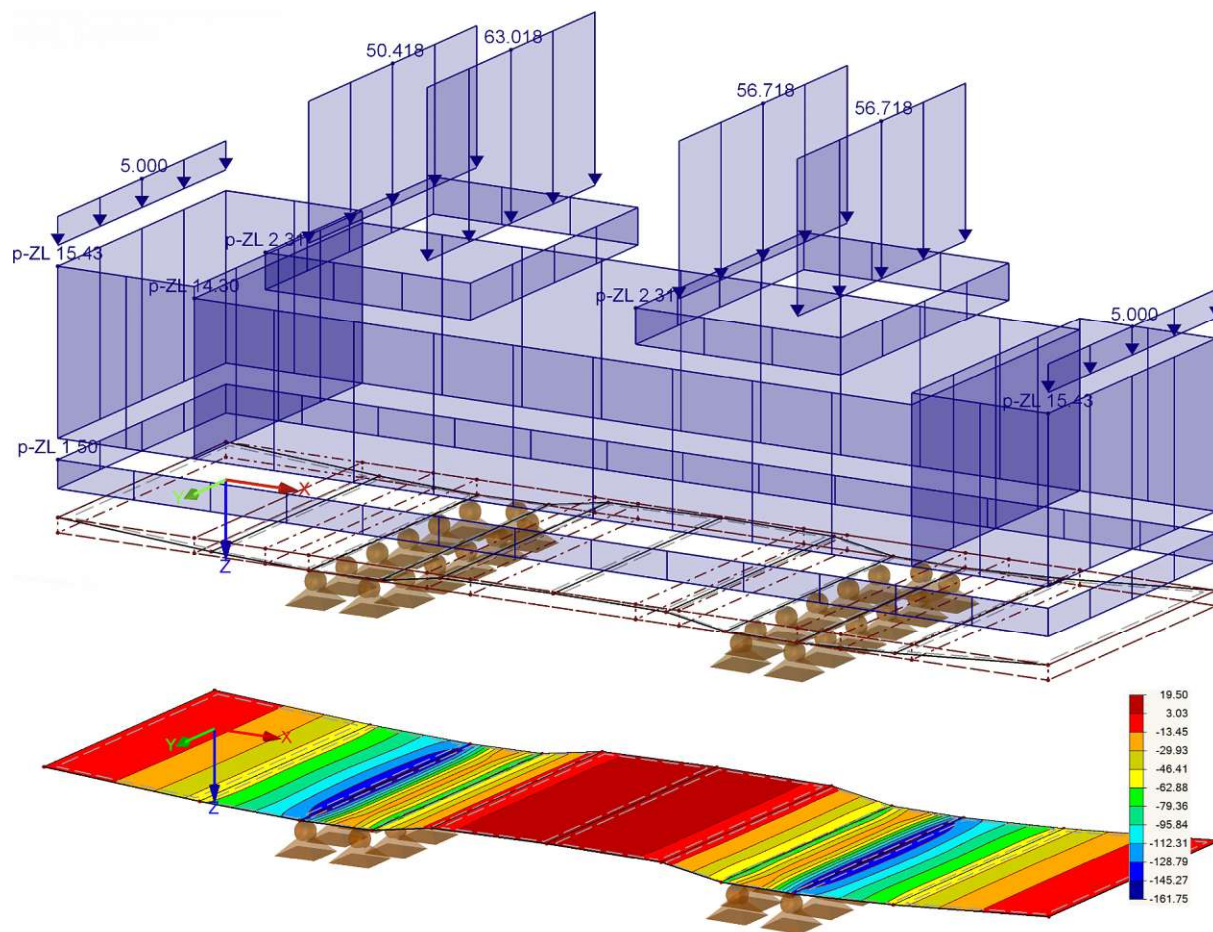


Abbildung 6.51: Biegemoment in x-Richtung des Quertragwerks unter quasi-ständiger Einwirkungs-kombination. Streckenlasten in kN/m. Flächenlasten in kN/m². Biegemoment in kNm/m (maßgebender Maximalwert = 161,75 kNm/m).

Der Nachweis zur Einhaltung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten erfolgt nach EN 1992-1-1 [41] durch den Vergleich der vorhandenen Zugbewehrung mit der erforderlichen Mindestbewehrung. Die erforderliche Mindestbewehrung wird wie folgt berechnet.

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 0,85 \cdot 4,1 \cdot 2575}{161,0} = 22,30 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad (70)$$

$$k_c = 0,4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot h/h^* \cdot f_{ct,eff}} \right) \text{ mit } \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = 0 \Rightarrow k_c = 0,4 \quad (71)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{für } h = 300 \text{ mm} \\ 0,65 & \text{für } h = 800 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Zwischenwerte linear interpolieren} \quad (72)$$

$$k = \frac{1 - 0,65}{800 - 300} \cdot (800 - 515) + 0,65 = 0,85 \quad (73)$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2 \quad (74)$$

$$A_{ct} = 0,5 \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot 100 \cdot 51,5 = 2575 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (75)$$

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_{s,vorh}} = \frac{366,50}{22,76} = 16,10 \text{ kN/cm}^2 = 161,0 \text{ N/mm}^2 \quad (76)$$

$$|F_s| = |F_B| = 366,50 \text{ kN} \quad (77)$$

$$F_B = x_B \cdot b \cdot f_{ck} = 0,733 \cdot 100 \cdot 5,0 = 366,50 \text{ kN} \quad (78)$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{EK}}{b \cdot f_{ck}}} = 44,50 - \sqrt{44,50^2 - \frac{2 \cdot 161,75 \cdot 100}{100 \cdot 5,0}} = 0,733 \text{ cm} \quad (79)$$

$$d = h - d_1 = 51,5 - 7 = 44,5 \text{ cm} \quad (80)$$

$$d_1 (\text{Betondeckung}) = 7 \text{ cm} \quad (81)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 0,85 \cdot 4,1 \cdot 2575}{161,0} = 22,30 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \leq A_{s,\text{vorh}} = 22,76 \text{ cm}^2/\text{m} \checkmark \quad (82)$$

Der Nachweis zur Einhaltung des maximalen Stabdurchmessers und des maximalen Stababstandes zur Begrenzung der Rissbreiten erfolgt nach EN 1992-1-1 [41] unter Anwendung des nationalen Anhangs ÖN B 1992-1-1 [42]. Für die weiteren Berechnungen wird die vorhandene Stahlspannung $\sigma_s = 161,0 \text{ N/mm}^2$ auf 200 N/mm^2 gerundet. Der gerundete Wert liegt auf der sicheren Seite und lässt ein direktes Ablesen aus den benötigten Tabellen ohne Zwischenschritte zur Interpolation der Tabellenwerte zu. Der maximale Stabdurchmesser wird wie folgt berechnet.

$$\varnothing_s^* = 26 \text{ mm für } \sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Tabellenwert aus ÖN B 1992-1-1 [42]} \quad (83)$$

$$\varnothing_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_{s,\text{erf}}}{4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2,9} = 26 \cdot \frac{200 \cdot 930}{4 \cdot (515 - 465) \cdot 1000 \cdot 2,9} = 8,34 \text{ mm} \\ \varnothing_s^* \cdot \frac{f_{ct,\text{eff}}}{2,9} = 26 \cdot \frac{4,1}{2,9} = 36,76 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (84)$$

$$\varnothing_s = 36,76 \text{ mm} \geq \varnothing_{s,\text{vorh}} = 20 \text{ mm bzw. } 26 \text{ mm} \checkmark \quad (85)$$

Auch der Grenzwert für den maximalen Stababstand gilt wie folgt als eingehalten.

$$a_{\max} = 200 \text{ mm für } \sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Tabellenwert aus ÖN B 1992-1-1 [42]} \quad (86)$$

$$a_{\max} = 200 \text{ mm} \geq a_{\text{vorh}} = 150 \text{ mm} \checkmark \quad (87)$$

6.6 Fertige Fahrbahnplatte - außergewöhnliche Lastfälle

Als außergewöhnliche Einwirkungen werden die Lastfälle Entgleisung I und Entgleisung II betrachtet, welche in der EN 1991-2 [47] definiert sind. Unter beiden Lastansätzen sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Die Bemessung erfolgt mit Hilfe des FE-Modells des fertigen Quertragwerks, wie es in Kapitel 6.5 beschrieben wurde. Die ständigen Lasten wirken dabei ebenfalls wie in Kapitel 6.5.1 angeführt, jedoch in der charakteristischen Lastkombination für außergewöhnliche Belastungen. In den nachfolgenden Punkten Entgleisung I und Entgleisung II sind die anzusetzenden Nutzlasten erläutert.

Für die hier geführten GZT-Bemessungen werden für jede maßgebende Belastungssituation die Biege- und Querkrafttragfähigkeit des Quertragwerkes nachgewiesen. Diese erfolgt über den Vergleich der vorhandenen Biegebewehrung mit der für den jeweiligen Entgleisungslastfall erforderlichen Biegebewehrung. Die Ergebnisse der hier gezeigten Berechnungen sind mit den Werten der vorhandenen Bewehrung zu vergleichen, wie sie in Kapitel 6.5.2 unter den Formelnummern (59) bis (62) gegeben sind.

6.6.1 Entgleisung I

Der Lastfall Entgleisung I ist durch einen entgleisten Zug im Ansatz des Lastmodells 71 definiert, der entweder durch die benachbarte Schiene oder den Randbalken im Gleisbereich gehalten wird und somit teilweise in der Spur bleibt. Abbildung 6.52 zeigt eine entsprechende Grafik zum beschriebenen Lastfall nach EN 1991-2 [47]. Für Normalspurbahnen ist nach Anwendung der Norm ein seitlicher Versatz der Lasten um die Spurweite der Normalspurbahn $s_w = 1,45 \text{ m}$ anzusetzen. Verglichen mit der Abbildung 6.52 beträgt das Maß der versetzt angreifenden Lasten, gemessen von der Gleisachse zur äußeren angreifenden Last, $2,20 \text{ m}$. Dieses Maß entspricht bei der Geometrie der Jauntalbrücke ebenso dem möglichen Versatz bis zur Innenkante des Randbalkens. Die Bemessung des Quertragwerkes erfolgt mit dem Versatz der Nutzlasten für beide Ausmitten um die Gleisachse, wie in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

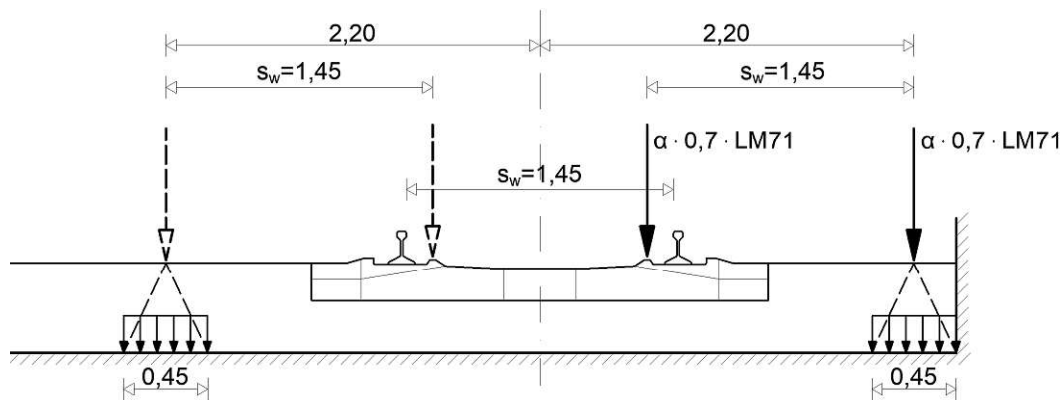


Abbildung 6.52: Lastfall Entgleisung I nach EN 1991-2. Bemaßung in m. Adaptiert aus [47]

Die charakteristische Belastung je Spur des Schienenfahrzeuges ($q_{k,E1}$) wird ohne Betrachtung möglicher Exzentrizitäten angesetzt.

$$q_{k,E1} = q_{k(LM71)} \cdot 0,7 = 94,53 \cdot 0,7 = 66,17 \text{ kN/m} \quad (88)$$

Entgleisung in Richtung der Feldmitte

Abbildung 6.53 zeigt die Belastung für die nach innen versetzten Nutzlasten in der Bemessungskombination für außergewöhnliche Lastfälle.

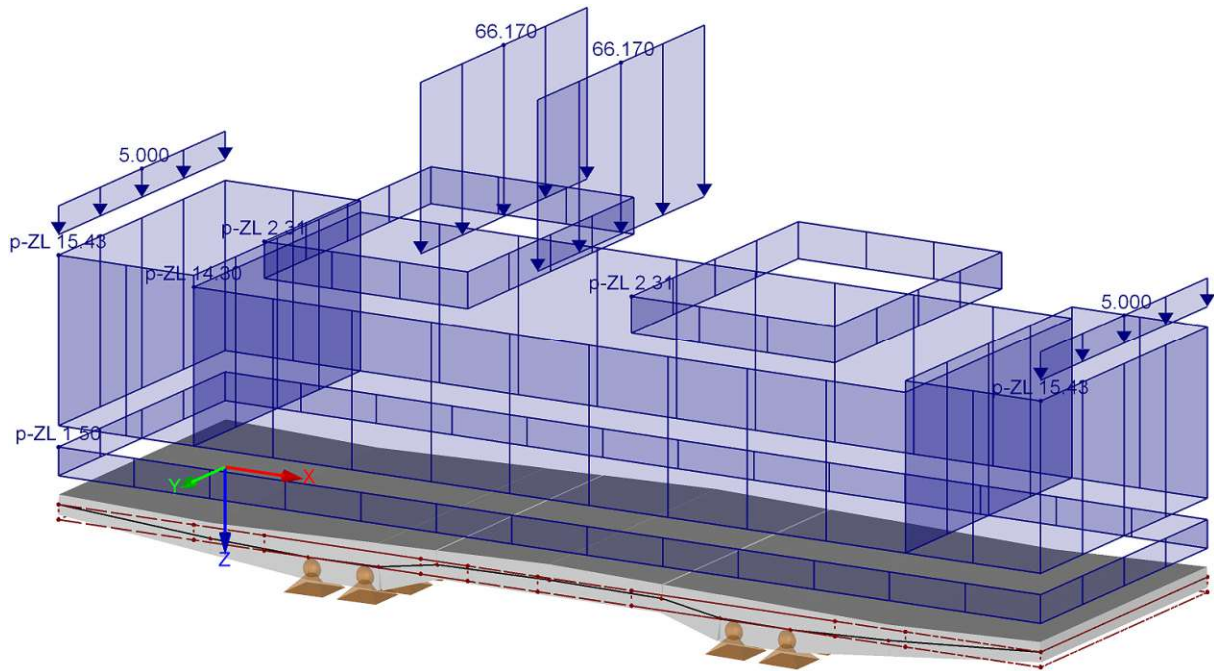


Abbildung 6.53: Bemessungslastfall Entgleisung I – innen.
Streckenlasten in kN/m. Flächenlasten in kN/m².

Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit, darf die erforderliche Biegebewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.54 und Abbildung 6.55 zeigen die erforderlichen Bewehrungsmengen in x -Richtung (Brückenquerrichtung) im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung I – innen, jeweils separat für die Ober- und Unterseite der Platte. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Bewehrungsmengen des fertigen Quertagwerkes nach Gleichung (59) und (60).

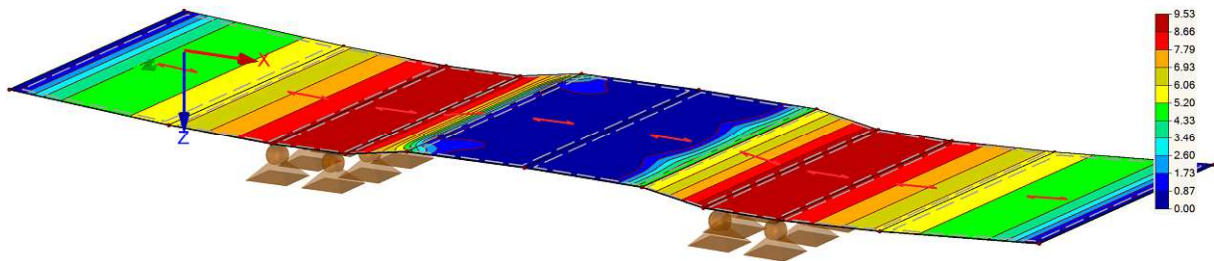


Abbildung 6.54: Erforderliche Plattenbewehrung in cm²/m. Oberseite, x -Richtung (max. = 9,53 cm²/m).

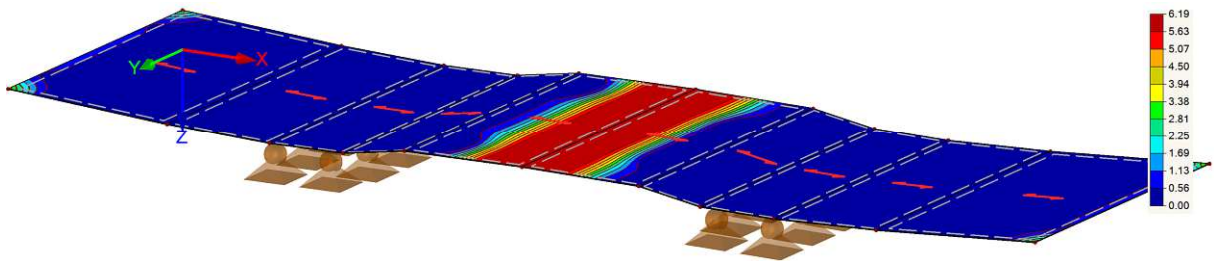


Abbildung 6.55: Erforderliche Plattenbewehrung in cm²/m. Unterseite, x -Richtung (max. = 6,19 cm²/m).

Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit, darf die erforderliche Querkraftbewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.56 zeigt die erforderliche Bewehrung im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung I – innen.

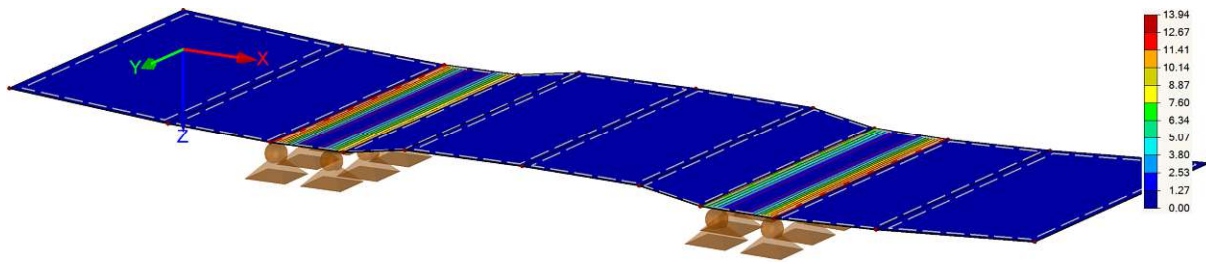


Abbildung 6.56: Erforderliche Querkraftbewehrung in cm^2/m (max. = $1,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

In den maßgebenden Plattenelementen ergibt sich die erforderliche Bewehrungsmenge zu $1,27 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Spitzenwerte der Berechnung treten im Bereich der Auflager über dem Längstragwerk auf und werden daher als nicht maßgebend angesehen. Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung (Vergleich mit Formelnummern (61) und (62)) gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

Entgleisung in Richtung der Auskrägung

Die Bemessung ist in der gleichen Art und Weise für die gegenseitige Ausmitte der Nutzlast geführt. Abbildung 6.57 zeigt die Belastung für die nach außen versetzten Nutzlasten in der Bemessungskombination für außergewöhnliche Lastfälle.

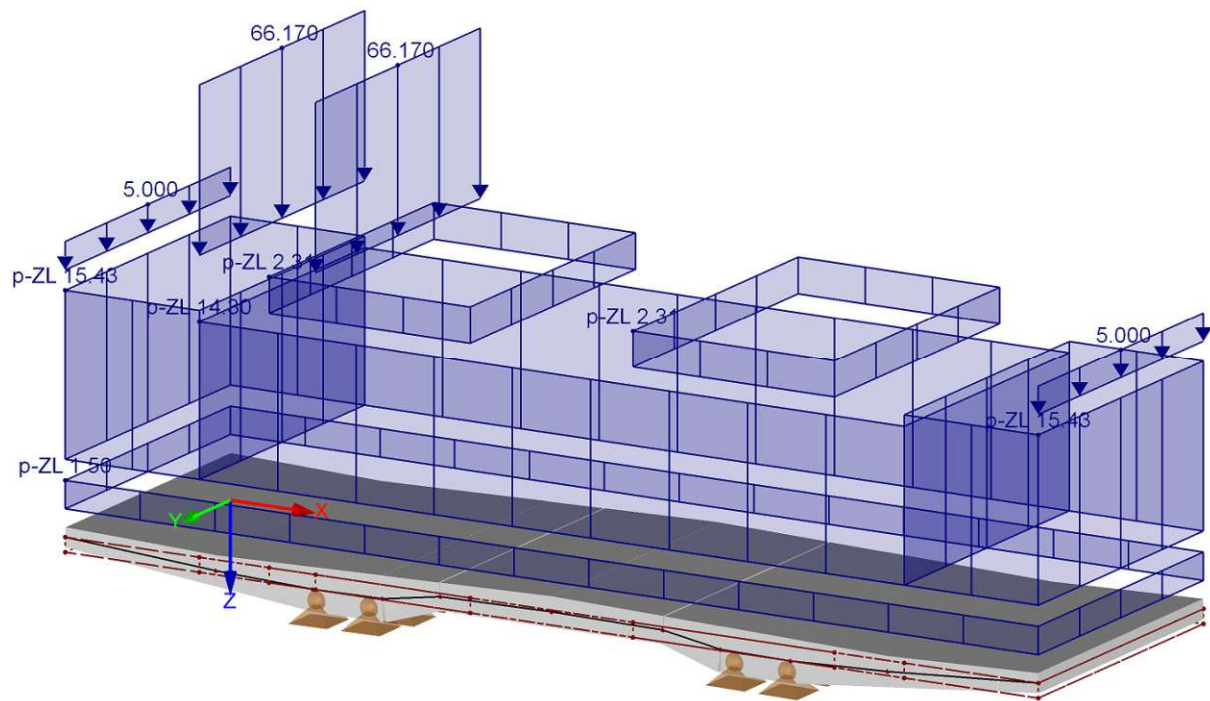


Abbildung 6.57: Bemessungslastfall Entgleisung I – außen.
Streckenlasten in kN/m . Flächenlasten in kN/m^2 .

Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit, darf die erforderliche Biegebewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.58 bis Abbildung 6.59 zeigen die erforderlichen Bewehrungsmengen in x-Richtung (Brückenquerrichtung) im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung I – außen, jeweils separat für die Ober- und Unterseite der Platte. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Bewehrungsmengen des fertigen Quertagwerkes nach Gleichung (59) und (60).

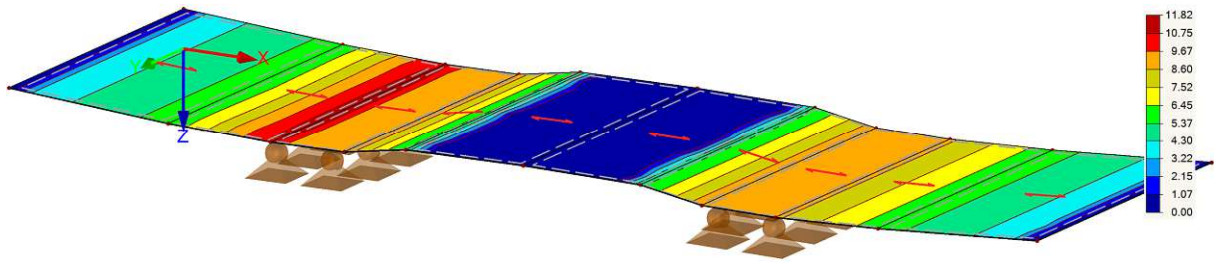


Abbildung 6.58: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Oberseite, x -Richtung (max. = $11,82 \text{ cm}^2/\text{m}$).

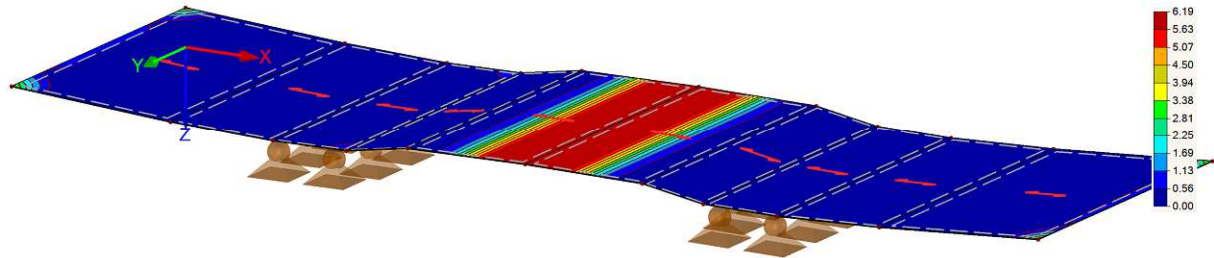


Abbildung 6.59: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Unterseite, x -Richtung (max. = $6,19 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit, darf die erforderliche Querkraftbewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.60 zeigt die erforderliche Bewehrung im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung I – außen.

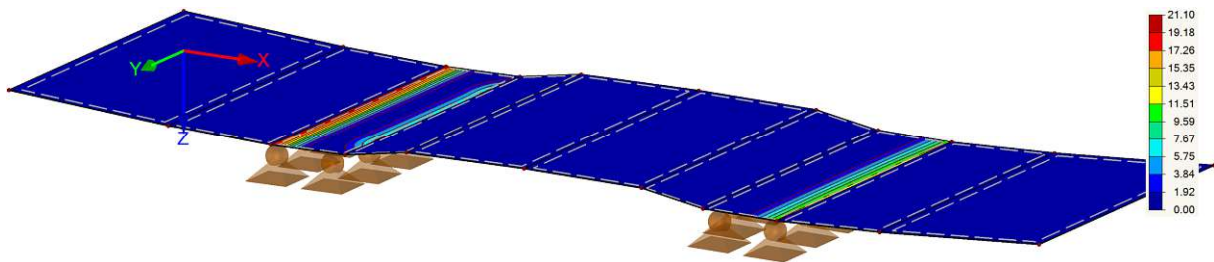


Abbildung 6.60: Erforderliche Querkraftbewehrung in cm^2/m (max. = $1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$).

In den maßgebenden Plattenelementen ergibt sich die erforderliche Bewehrungsmenge zu $1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Spitzenwerte der Berechnung treten im Bereich der Auflager über dem Längstragwerk auf und werden daher als nicht maßgebend angesehen. Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung (Vergleich mit Formelnummern (61) und (62)) gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

6.6.2 Entgleisung II

Der Lastfall Entgleisung II ist durch einen entgleisten Zug im Ansatz des Lastmodells 71 definiert, in dem der Zug auf der Kante der Brücke balanciert und nur diese belastet. Abbildung 6.61 zeigt eine entsprechende Grafik zum beschriebenen Lastfall nach EN 1991-2. Das Maß der versetzt angreifenden Last ist dabei laut ÖN B 1991-2 [47] auf 2,2 m zu begrenzen. Diese Begrenzung ist bei der Geometrie der Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke [34] maßgebend und entspricht genau dem Abstand bis zur Innenkante des Randbalkens.

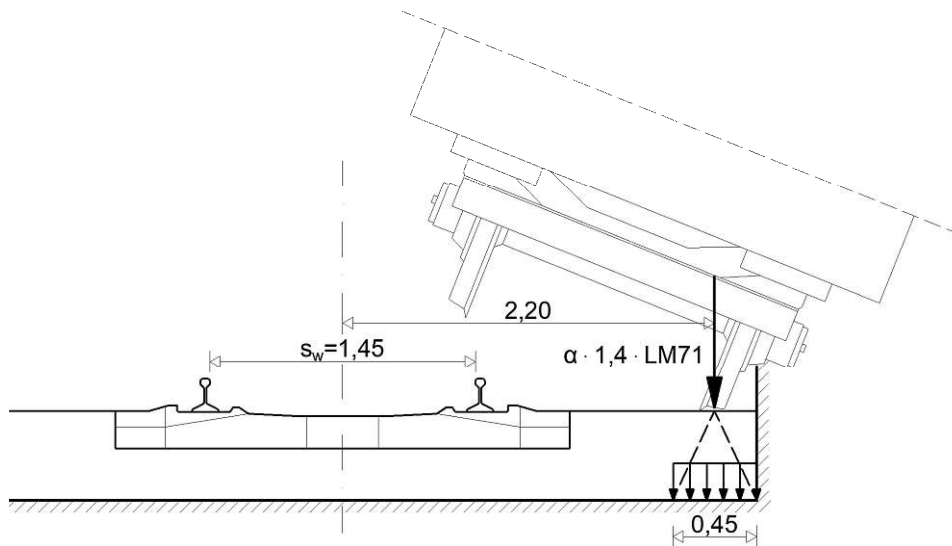


Abbildung 6.61: Lastfall Entgleisung II nach EN 1991-2. Maße in m. Adaptiert aus [47].

Die anzusetzende charakteristische Nutzlast des Schienenfahrzeuges ($q_{k,E2}$) ergibt sich daraus folgendermaßen.

$$q_{k,E2} = q_{k(LM71)} \cdot 1,4 = 94,53 \cdot 1,4 = 132,34 \text{ kN/m} \tag{89}$$

Abbildung 6.62 zeigt die Belastung für Bemessungskombination des außergewöhnliche Lastfalls Entgleisung II.

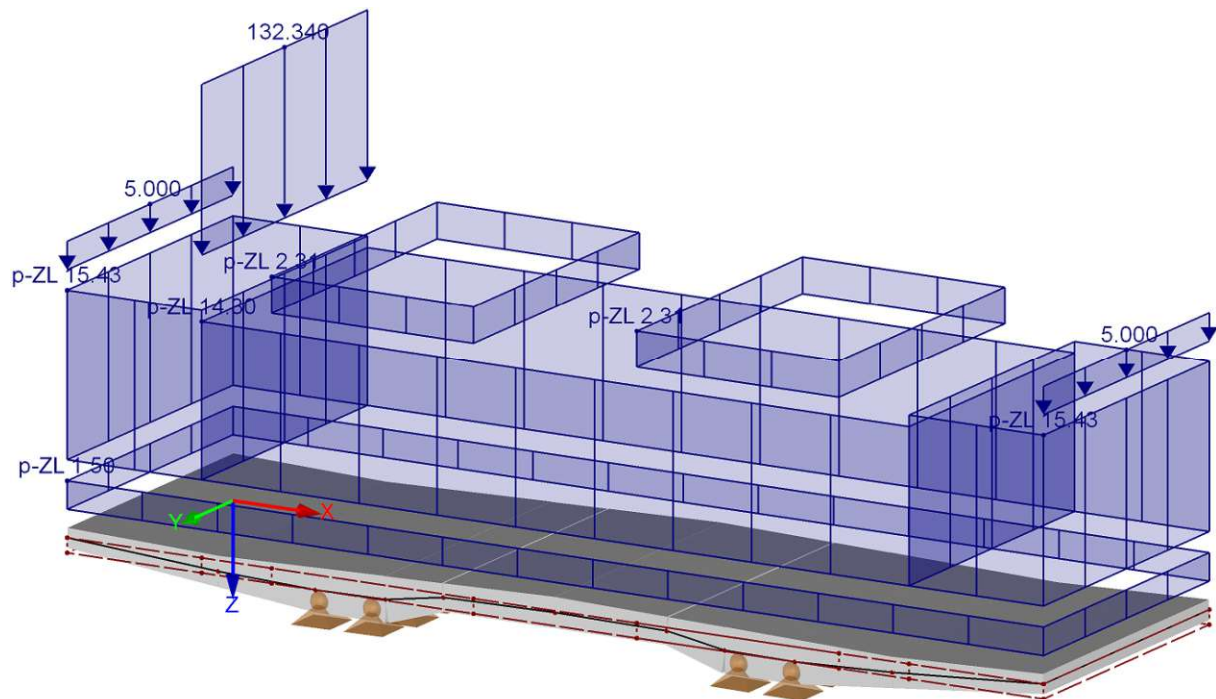


Abbildung 6.62: Bemessungslastfall Entgleisung II. Einzellasten in kN/m^2 , Streckenlasten in kN/m .

Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit, darf die erforderliche Biegebewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.63 und Abbildung 6.64 zeigen die erforderlichen Bewehrungsmengen in x -Richtung (Brückenquerrichtung) im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung II, jeweils separat für die Ober- und Unterseite der Platte. Zu vergleichen sind diese Werte mit den vorhandenen Bewehrungsmengen des fertigen Quertagwerkes nach Gleichung (59) und (60).

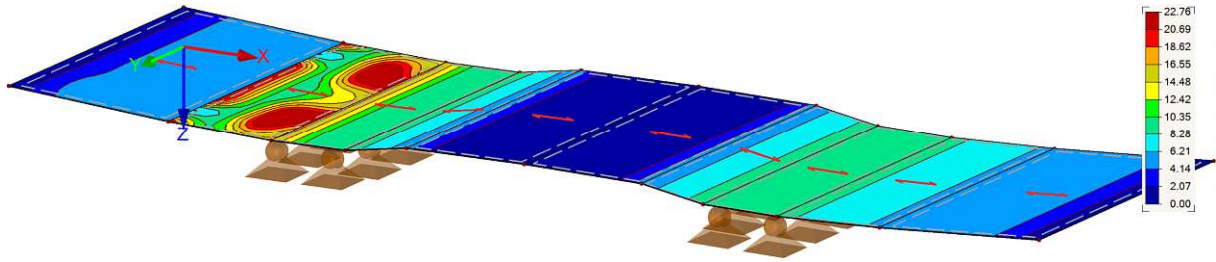


Abbildung 6.63: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Oberseite, x-Richtung (max. = $22,76 \text{ cm}^2/\text{m}$).

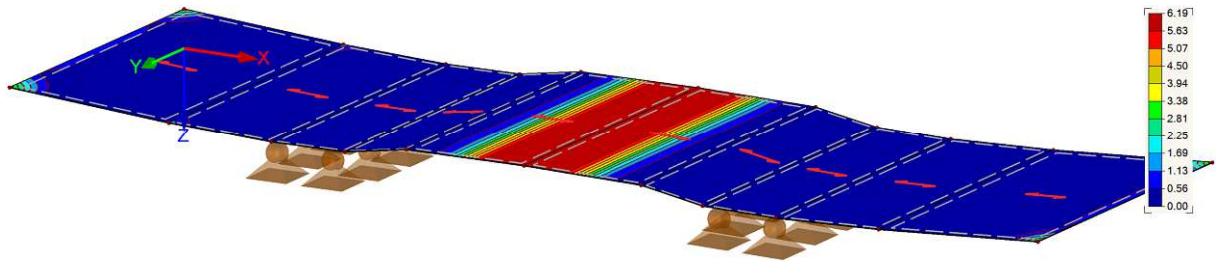


Abbildung 6.64: Erforderliche Plattenbewehrung in cm^2/m . Unterseite, x-Richtung (max. = $6,19 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung gilt der Nachweis der Biegetragfähigkeit als erfüllt.

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit, darf die erforderliche Querkraftbewehrung die vorhandene nicht überschreiten. Abbildung 6.65 zeigt die erforderliche Bewehrung im Flächenplot der Plattengeometrie für den Lastfall Entgleisung II.

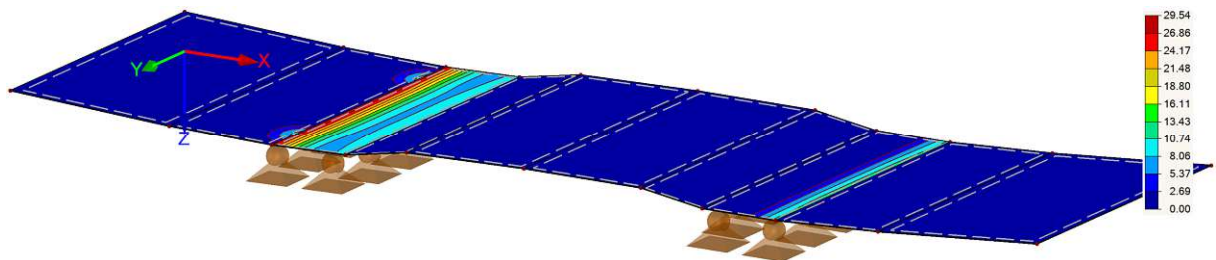


Abbildung 6.65: Erforderliche Querkraftbewehrung in cm^2/m . (max. = $10,74 \text{ cm}^2/\text{m}$).

In den maßgebenden Plattenelementen ergibt sich die erforderliche Bewehrungsmenge zu $10,74 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Spitzenwerte der Berechnung treten im Bereich der Auflager über dem Längstragwerk auf und werden daher als nicht maßgebend angesehen. Im Sinne des Vergleiches der erforderlichen mit der vorhandenen Bewehrung (Vergleich mit Formelnummern (61) und (62)) gilt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit als erfüllt.

7 Zusammenfassung

Das neuentwickelte Bauverfahren zur Herstellung von Betonfahrbahnplatten bei Stahl-Beton-Verbundbrücken zeigt eine innovative Methode zur Bauzeitersparnis auf, vereint Vorteile bisher bekannter Techniken und erweitert die Anwendbarkeit dieser. Durch die Vorproduktion der Fertigteile in einem Werk können Betonbauteile mit hohen Qualitätsstandards hergestellt werden. Mit Betonen hoher Festigkeitsklassen können unter den Werksbedingungen dünne und damit leichte Fertigteile produziert werden, die zudem eine hohe Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit aufweisen. Gleichzeitig ermöglicht die bauseitige Ortbetongergänzung das Anpassen der erforderlichen Längsbewehrung an den Spannungsverlauf aus der Längstragwirkung. Durch die in den Fertigteilen angeordneten Querträger, ist es möglich, diese auf dem Längstragwerk zu versetzen, ohne dafür eine zusätzliche Montageunterstützung zu benötigen. Im Vergleich zu bekannten Bauverfahren mit Halb- und Vollfertigteilen können dadurch die sonst notwendigen Konsolträger und zusätzlichen aussteifenden Elemente eingespart werden. Versetzt werden die Halfertigteile in Form von 15–20 m langen Bauabschnitten von einem Versetzwagen, welcher sich auf Schalwagenstühlen in Längsrichtung über das Primärtragwerk bewegen kann. Alternativ, wenn es die Topografie erlaubt, ist auch eine Kranmontage denkbar. Ein Bauabschnitt wird dabei von mehreren Halfertigteilen gebildet, die zuvor auf einem Montageplatz, durch eine erste Aufbetonschicht, kraftschlüssig miteinander verbunden wurden. Werden die versetzten Halfertigteile in einen Teilverbund mit dem Längstragwerk gesetzt, wirken diese im Verlauf der weiteren Arbeiten bereits zur Lastabtragung mit und steifen das Tragwerk zusätzlich aus. Dadurch wird ein weiteres Materialeinsparungspotential bei der Herstellung des Längstragwerks geschaffen. Eine abschließende zweite Aufbetonschicht ergänzt die Fahrbahnplatte auf ihre endgültige Höhe. Im Schnitt kann bei der Anwendung des neuen Bauverfahrens je Arbeitstag ein Bauabschnitt fertiggestellt werden. Der rasche Baufortschritt bei der Herstellung der Fahrbahnplatte kann damit der schnellen Montage des Stahllängstragwerks beim Bau von Stahl-Beton-Verbundbrücken gerecht werden. Eine herkömmliche Fertigung der Fahrbahnplatte mittels Schalwagen würde für einen vergleichbaren Bauabschnitt in etwa eine Arbeitswoche in Anspruch nehmen.

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit, des Versagensverhaltens und der Rissentwicklung der Fertigteile im Bauzustand sowie der fertigen Fahrbahnplatte wurden im institutseigenen Prüflabor zwei Versuchsserien durchgeführt. Der Querbalken im Bauzustand wurde in einer Versuchsserie mit insgesamt vier Versuchen untersucht. Dabei wurde die Verankerungswirkung der Schlaufen beobachtet, die aus dem Querbalken die oben herausragende Biegebewehrung in der Betonmatrix verankern. Es konnte dabei gezeigt werden, dass durch die Anordnung der Bewehrung in Kombination mit der Verankerung durch die Schlaufen keine ungewöhnlichen Schäden an Betonmatrix oder den Bewehrungselementen auftraten. Um den Einfluss der Querbalken auf das Tragverhalten der Fahrbahnplatte in Brückenlängsrichtung zu untersuchen, wurde eine zweite Versuchsserie mit insgesamt zwei Versuchen durchgeführt. Dabei wurde ein Probekörper im Ausführungsprinzip des neuen Bauverfahrens mit einem Probekörper in konventioneller Ausführung verglichen. Die Auswertung dieser Versuche zeigt, dass die Anordnung von Querträgern und die spezielle Bewehrungsführung nach dem Prinzip des neuen Bauvorhabens keine negativen Auswirkungen auf das Tragverhalten oder die Rissentwicklung mit sich bringen.

In Bezug auf den Neubau der Jauntalbrücke wurden unter vorgegebener Brückengeometrie ausgewählte statische Nachweise in Quertragrichtung geführt, um die Anwendbarkeit des neuen Bauverfahrens nachzuweisen. Bemessen wurde die Platte in den einzelnen Montagezuständen und im fertiggestellten Zustand. Die betrachteten Montagezustände umfassen das Aufbringen der ersten Aufbetonschicht am Montageplatz, das Versetzen auf den Elastomerlagern und das Aufbringen der zweiten Aufbetonschicht. Die Tragfähigkeit der dünnen Plattenelemente und der

Querbalken in den Montagezuständen wird jeweils separat nachgewiesen. Die Bemessungen der Fahrbahnplatte im fertigen Zustand gliedert sich dabei in den Lastfall des Normalbetriebs und die maßgebenden Entgleisungslastfälle. Dabei ergibt sich die anzusetzende Belastung aus dem maßgebenden Lastmodell 71 nach den aktuell gültigen Normen. Die geführten statischen Nachweise der Fahrbahnplatte in ihrer Quertragrichtung gelten als erfüllt und zeigen, dass das neu entwickelte Bauverfahren für den Neubau der Jauntalbrücke eingesetzt werden kann. Zusätzlich wurden in jedem Bauzustand die Verformungen unter der charakteristischen Lastkombination der ständigen Lasten berechnet. Diese belaufen sich an den maßgebenden Punkten auf 17 mm und können leicht durch eine Überhöhung der Schalung bei der Herstellung der Halbfertigteile ausgeglichen werden.

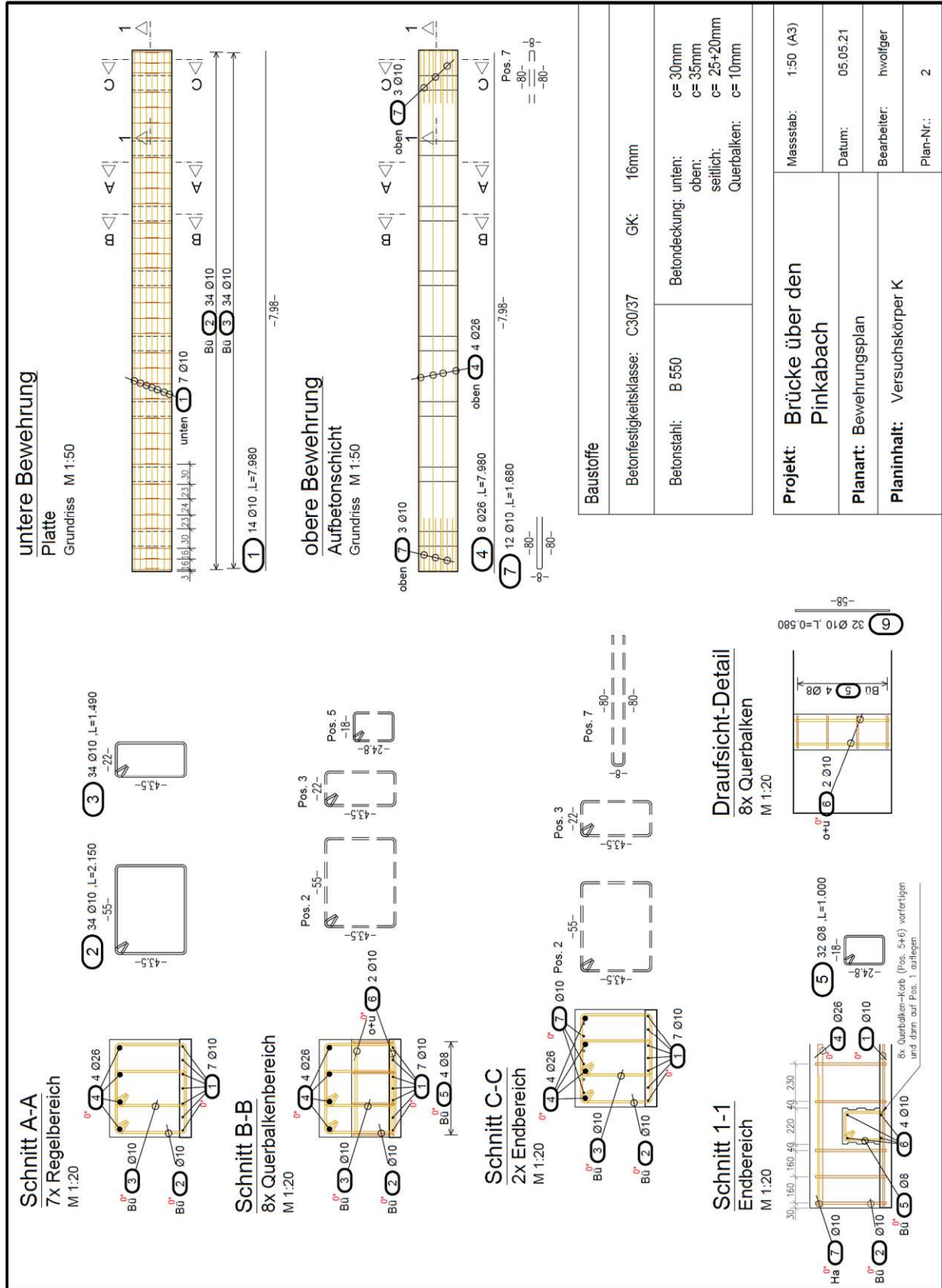
Literaturverzeichnis

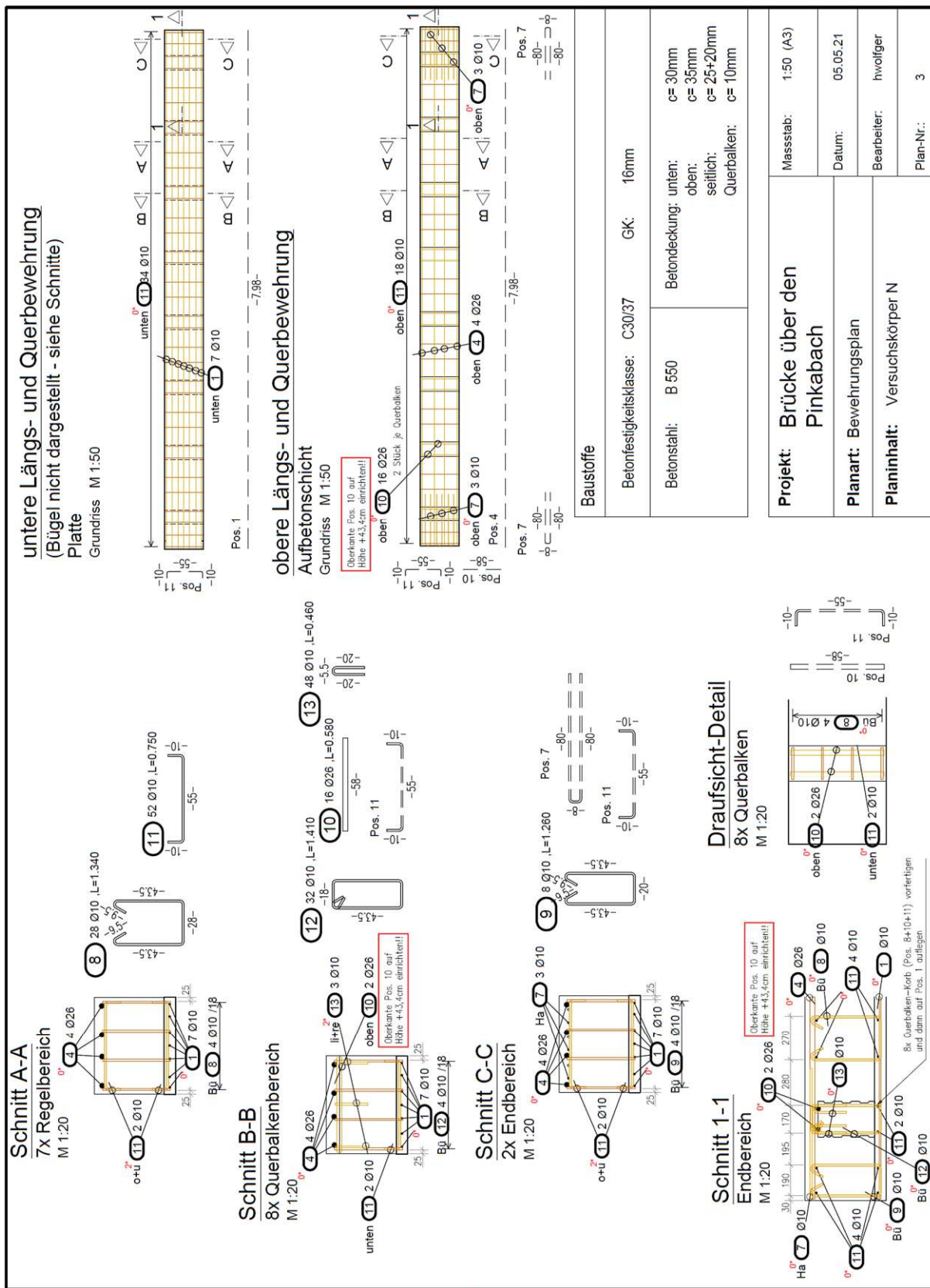
- [1] P. Collin und B. Johannsen, „Wettbewerbsfähige Brücken in Verbundbauweise,“ in *Stahlbau 68, Heft 11*, Ernst & Sohn, 1999, p. 908–918.
- [2] A. Baum, G. Eckersberg, S. Langer, D. Reitz, F. Sachse, Schreiber Oliver und K. Thiele, „Fertigung und Montage von Stahl- und Verbundbrücken,“ in *Stahlbaukalender*, Ernst & Sohn, 2012, p. 521–574.
- [3] U. Kuhlmann, A. Detzel und S. Breunig, „Verbundbrücken,“ in *Handbuch Brücken*, Springer Vieweg, 2014, p. 362–373.
- [4] J. Fink, Stahl- und Verbundbrückenbau, Skriptum zur Vorlesung, Wien: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2021.
- [5] *ÖNORM EN 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Wien: Austrian Standards Institute, 2009.
- [6] U. Kuhlmann, A. Detzel und G. Hauf, „Brücken in Verbund und Mischbauweise,“ in *Handbuch Brücken*, Springer Vieweg, 2014, p. 1106–1130.
- [7] J. Fink, Stahlbau 2 - Stahl- und Verbundhochbau, Skriptum zur Vorlesung, Wien: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2021.
- [8] N. Janberg, „Innbrücke Neuötting,“ *Structurae*, 1998–2022. [Online]. Available: <https://structurae.net/de/bauwerke/innbruecke-neuoetting>. [Zugriff am 27 September 2022].
- [9] T. Lechner, V. Schmitt, O. Fischer und J. Kempf, „Modulbauweise im Verbundbrückenbau,“ in *Stahlbau 90, Heft 2*, Ernst & Sohn, 2021, p. 116–127.
- [10] K. Vennemann, „Fertigteile im Brückenbau auf neuen Wegen,“ in *Zement + Beton*, Zement + Beton Handels- und Werbeges.m.b.H, 2005, p. 17–19.
- [11] G. Girmscheid, Bauverfahren des Brückenbaus, Zürich: ETH-Zürich, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, 2012.
- [12] D. Sebö, „ÖBB-Brücken in Hinterstoder,“ PORR AG, ohne Jahr.
- [13] N. Janberg, „Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein,“ *Structurae*, 1998–2022. [Online]. Available: <https://structurae.net/de/bauwerke/rheinbruecke-wiesbaden-schierstein-2019>. [Zugriff am 27 September 2022].
- [14] M. Weymayer, „Neue 480 Tonnen Eisenbahnbrücke über die Teichl,“ *MeinBezirk.at*, 22 Mai 2014. [Online]. Available: https://www.meinbezirk.at/kirchdorf/c-lokales/neue-480-tonnen-eisenbahnbruecke-ueber-die-teichl_a960810#gallery=null. [Zugriff am 27 September 2022].
- [15] Holcim GmbH, „Brückenüberbau,“ ohne Jahr. [Online]. Available: <https://www.holcim.de/de/brueckenueberbau>. [Zugriff am 27 September 2022].
- [16] N. Janberg, „Talbrücke Nuttlar,“ *Structurae*, 1998–2022. [Online]. Available: <https://structurae.net/de/bauwerke/talbruecke-nuttlar>. [Zugriff am 27 September 2022].
- [17] M. Drießen, „Brückenbau mit Spoiler,“ Ruhr Universität Bochum, 30 April 2021. [Online]. Available: <https://news.rub.de/wissenschaft/2021-04-30-bauingenieurwesen-brueckenbau-mit-spoiler>. [Zugriff am 28 September 2022].
- [18] M. Weymayer, „Erfolgreiche Sprengung der 109-jährigen Bahnbrücke über die Teichl,“ *MeinBezirk.at*, 6 Oktober 2014. [Online]. Available: https://www.meinbezirk.at/kirchdorf/c-wirtschaft/erfolgreiche-sprengung-der-109-jaehrigen-bahnbruecke-ueber-die-teichl_a1106931#gallery=null. [Zugriff am 28 September 2022].
- [19] H.-G. Dauner, „Techniken zum Bau der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken,“ in

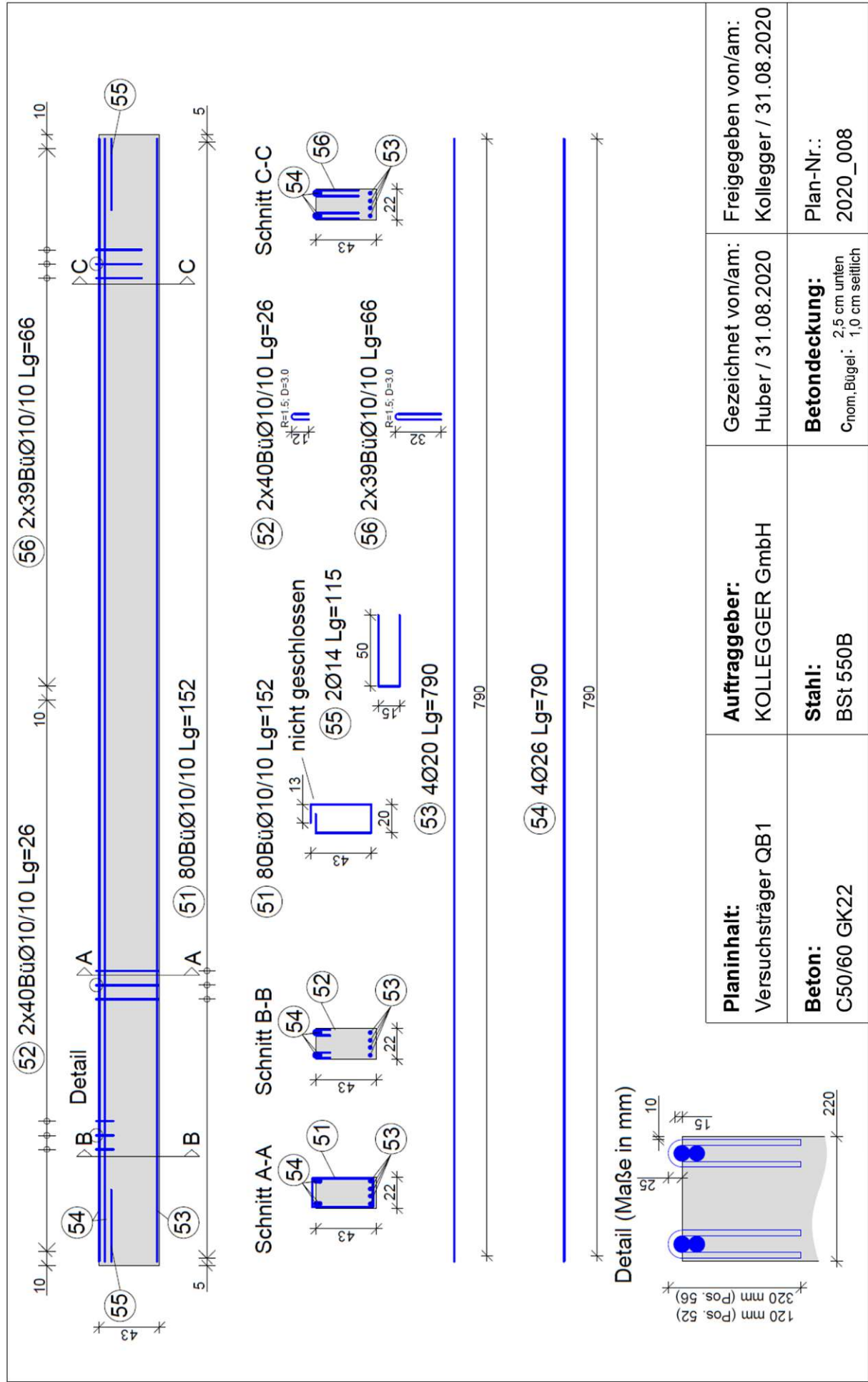
- Stahlbau 71.8*, Ernst & Sohn, 2002, p. 625–631.
- [20] M. Olipitz, „Verbundbrücken mit Teilfertigteilen im kleinen und mittleren Spannweitenbereich,“ in *Zement + Beton*, Zement + Beton Handels- und Werbeges.m.b.H, 2005, p. 38–43.
- [21] Members of SETRA working group, *Steel-Concrete composite bridges - Sustainable Design Guide*, Frankreich: SETRA, 2010.
- [22] K. Gaßner, *Ein neues Verfahren zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Fertigteilen mit Aufbetonschicht*, Wien: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2020.
- [23] H.-G. Dauner, „Klebetchnik für den schnellen und wirtschaftlichen Bau von Verbundbrücken,“ in *Stahlbau 75.7*, Ernst & Sohn, 2006, p. 551–557.
- [24] DOKA, „Stahlverbundbrücke Nuttlar,“ DOKA, 2022. [Online]. Available: https://www.doka.com/at/references/Stahlverbundbruecke_Nuttlar. [Zugriff am 1 Oktober 2022].
- [25] R. Jung, U. Heymel, K.-H. Reintjes und O. Schreiber, „Die Bahretalbrücke - eine Verbundbrücke mit Vollfertigteilen,“ in *Stahlbau 78.6*, Ernst & Sohn, 2009, p. 385–393.
- [26] P. Schaumann und J. Upmeyer, *Verbundbrücken mit Fahrbahnplatten in Fertigteilausführung*, Universität Hannover, Institut für Stahlbau, ohne Jahr.
- [27] J. Kretz und M. Muermans, „Deckbrücken in Verbundbauweise als wirtschaftliche Alternative zu Spannbetonbrücken,“ in *Beton- und Stahlbetonbau 95.11*, Ernst & Sohn, 2000, p. 672–677.
- [28] SSF Ingenieure AG, *Prinzip Verbund-Träger-Rost - VTR-Bauweise*, SSF Ingenieure AG, ohne Jahr.
- [29] SSF Ingenieure AG, *Brücken mit Verbund- Fertigteil-Trägern - VFT-Bauweise*, SSF Ingenieure AG, ohne Jahr.
- [30] BauforumStahl und SSF Ingenieure AG, *VFT Bauweise - Verbund-Fertigteil-Bauweise*, Fachmesse Bau 2011, München, BauforumStahl, SSF Ingenieure AG, 2011.
- [31] J. Kollegger, „Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Fertigteilen und Fahrbahnplattenelementen“. Österreich Patent AT 524661 B1 2022-08-15, 16 08 2022.
- [32] F. Untermarzoner und J. Kollegger, *Fast erection of deck slabs for steel-concrete-composite bridges*, Wien: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2022.
- [33] ÖBB-Holding AG, „Hoch hinaus: ÖBB starten Umbau der Jauntalbrücke,“ ÖBB Presse, 02 03 2022. [Online]. Available: https://presse-oebb.at/News_Detail.aspx?id=151995&menueid=27021. [Zugriff am 13 10 2022].
- [34] J. Kollegger, *Untersuchungen zur Anwendung eines neuen Bauverfahrens bei der Herstellung der Fahrbahnplatte der Jauntalbrücke*, Klosterneuburg: KOLLEGER GmbH, 2021.
- [35] F. Cerjak, „Eisenbahnfotos aus Österreich,“ bahnbilder.warumdenn.net, 19 06 2019. [Online]. Available: <https://bahnbilder.warumdenn.net/20812.htm>. [Zugriff am 19 10 2022].
- [36] ÖBB-Infrastruktur AG, *Bau-Information Koralmbahn, Abschnitt Aich-Mittlern*, Wien: ÖBB-Infrastruktur AG, 2016.
- [37] A. Garg, „Betonspannungen in Fahrbahnplatten weit gespannter Verbundbrücken bei abschnittsweiser Herstellung im Pilgerschrittverfahren,“ in *45. Forschungskolloquium des DAfStb*, Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, 2005, p. 61–64.
- [38] *ONR 23303:2010.09.01: Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, Wien: Austrian Standards, 2010.
- [39] GOM GmbH, *ARAMIS, Benutzerhandbuch - Software*, Braunschweig: GOM GmbH, Gesellschaft für optische Messtechnik, 2007.

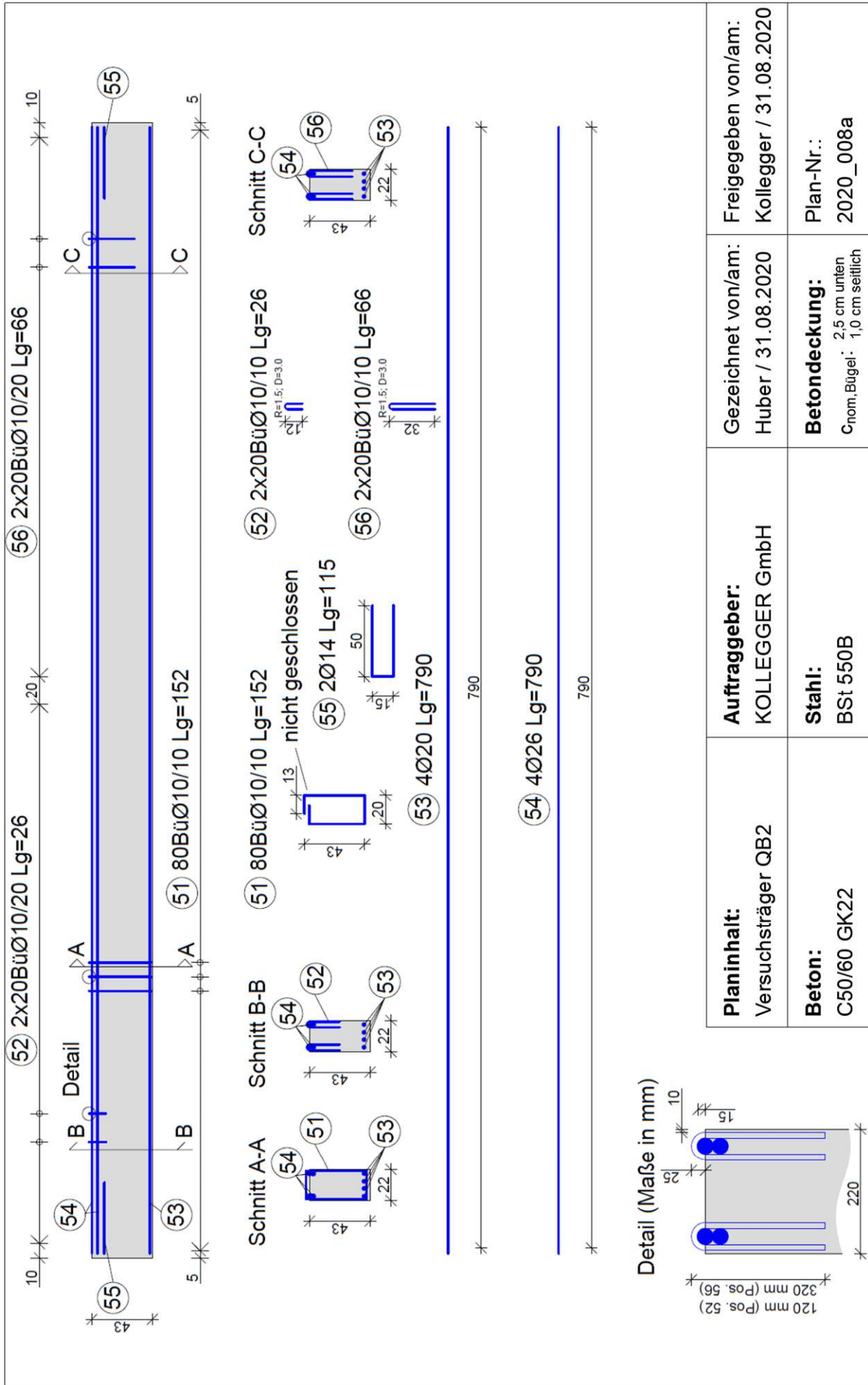
- [40] T. Huber, Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbetonplattenbrücken mit Aufbiegungen, Wien: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, 2019.
- [41] *ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Austrian Standards, 2015.
- [42] *ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Wien: Austrian Standards, 2011.
- [43] *ÖNORM EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung*, Wien: Austrian Standards, 2013.
- [44] *ÖNORM EN 1990/A1: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung 1: Anwendung bei Brücken*, Wien: Austrian Standards, 2013.
- [45] SPEBA Bauelemente GmbH, SPEBA Serie LAZ, Elastomerstreifen für Stahverbundbrücken, Sinzheim: SPEBA Bauelemente GmbH, ohne Jahr.
- [46] *ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Wien: Austrian Standards, 2011.
- [47] *ÖNORM EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Wien: Austrian Standards, 2012.
- [48] *ÖNORM B 1991-1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teils 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Wien: Austrian Standards, 211.
- [49] *ÖNORM B 1990-2: Grundlagen der Tragwerksplanung; Teil 2: Brückenbau*, Wien: Austrian Standards, 2016.

Anhang A Bewehrungspläne









Planinhalt: Versuchsträger QB2	Auftraggeber: KOLLEGER GmbH	Gezeichnet von/am: Huber / 31.08.2020	Freigegeben von/am: Kollegger / 31.08.2020
Beton: C50/60 GK22	Stahl: BSt 550B	Betondeckung: C _{nom} , Bügel: 2,5 cm unten 1,0 cm seitlich	Plan-Nr.: 2020_008a

Anhang B

Fotos zu den experimentellen Untersuchungen



Abbildung B.1: Versuchskörper QB mit herausragender oberer Biegebewehrung, oben offenen Schubbügeln und Schlaufen zur Verankerung der Biegebewehrung.



Abbildung B.2: Versuchsaufbau QB. Vorderer Trägerbereich: Lastbringende Pressen. Mittlerer Trägerbereich: ARAMIS-Messfeld und vorderes Auflager. Hinterer Trägerbereich: hinteres Auflager.

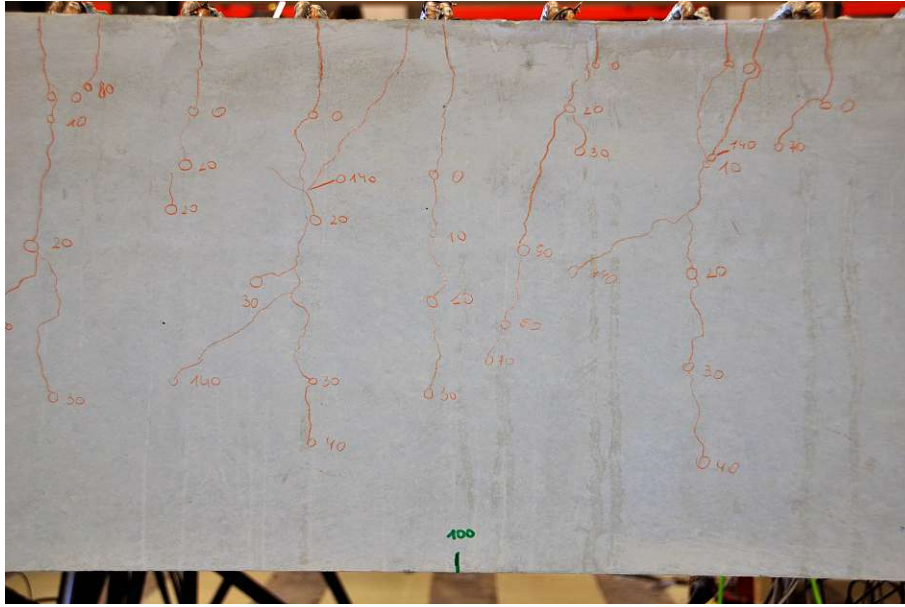


Abbildung B.3: Rissbilddokumentation QB. Werte in kN geben die Laststufe zum Rissfortschritt wieder.



Abbildung B.4: Herstellung Versuchskörper K. Platte betoniert. Querbalken geschalt. Bewehrung verlegt.



Abbildung B.5: Herstellung Versuchskörper N. Platte betoniert. Querbalken geschalt. Bewehrung verlegt.



Abbildung B.6: Versuchsaufbau Längsbalken. Lastbringende Pressen im vorderen und hinteren Trägerbereich. ARAMIS Messfeld über dem hinteren Auflager.



Abbildung B.7: Versuchsdurchführung Längsbalken am Beispiel des Versuchskörpers N im Moment der maximalen aufgetragenen Last.

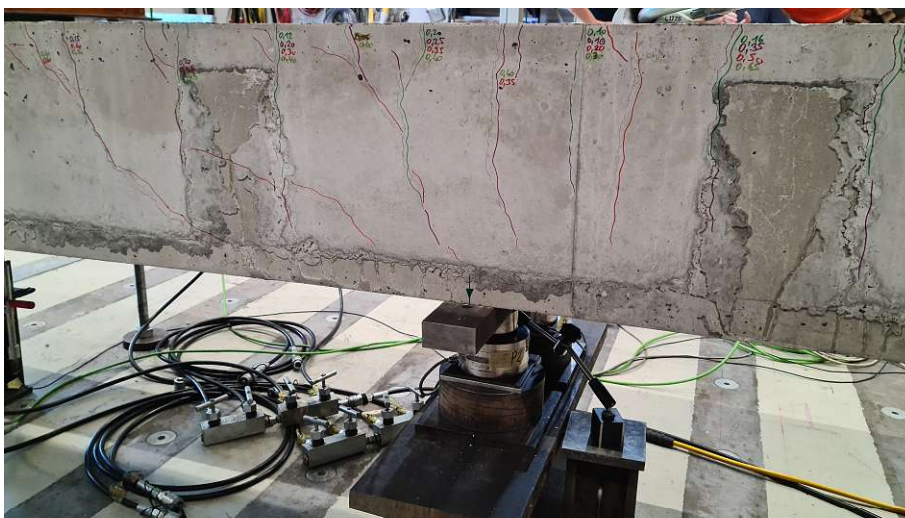


Abbildung B.8: Rissbilddokumentation Längsbalken am Beispiel des Versuchskörpers N. Die Farben markieren die Laststufen. Die Werte neben den Rissen geben die Rissbreiten in mm zu den jeweiligen Laststufen.