

Diploma Thesis

Development of a bridge girder out of thin-walled semi-precast concrete elements used for a balanced cantilever erection

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

Diplomarbeit

Entwicklung eines Brückenträgers mit dünnwandigen Halbfertigteilen für das Freivorbauverfahren

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

von

Manuel Burtscher, BSc

Matr.Nr.: 00927954

unter der Anleitung von

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

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Michael Rath, BSc**

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

Wien, im August 2023

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger** für die Möglichkeit, meine Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbeton und Massivbau verfassen zu können, bedanken.

Ein besonderer Dank gebührt Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Michael Rath**, BSc., welcher mir stets eine sehr freundliche, unkomplizierte und konstruktive Betreuung geboten hat.

Zudem wurde mir die Teilnahme an der Herstellung des Prototypen sowie an der Beprobung desselbigen im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen ermöglicht. Dafür möchte ich mich besonders bedanken.

Weiters bedanke ich mich bei meiner Familie für ihre Geduld und Unterstützung während des Studiums.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Lebensgefährtin und unseren gemeinsamen Kindern bedanken.

Kurzfassung

Im aktuellen Forschungsprojekt *Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen* am Institut für Tragkonstruktionen im Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau an der Technischen Universität Wien wird die Anwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen in der Segmentbauweise erforscht. Die einzelnen Segmente werden dabei in Form von einem Hohlkastenquerschnitt zusammengeführt. Zur Herstellung dieser Hohlkastensegmente werden dünnwandige Halbfertigteile verwendet.

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung und Ausarbeitung von Halbfertigteilen mit einer Betonrippe als tragendes Element und einer einfachen Schraubverbindung, mit welcher die einzelnen dünnwandigen Halbfertigteile zu einem Hohlkastensegment verbunden werden können.

Im ersten Schritt wurde auf die bisherige Entwicklung und Anwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen im Brückenbau im Rahmen von Forschungsprojekten des Forschungsbereichs für Stahlbeton und Massivbau der Technischen Universität Wien eingegangen. Dabei wurden bisher ausgeführte Prototypen beschrieben.

Um zunächst ein besseres Verständnis für die Segmentbauweise zur erlangen, wurde eine Literaturrecherche durchgeführt. Dabei wurde eine allgemeine Beschreibung mitsamt den wesentlichen Aspekten erarbeitet. Anschließend wurde im Speziellen auf die Herstellung einer Segmentbrücke im Freivorbau eingegangen. Aufbauend auf dieses Herstellungsverfahren wurden die dafür üblichen verwendeten Querschnitte und Vorspannkonzepte erarbeitet.

Aus diesen Erkenntnissen konnte ein Querschnitt mit den entsprechenden Erfordernissen für die Segmentbauweise im maschinellen Freivorbau entwickelt werden. Für die noch offene Problematik der Schraubverbindung konnte die Lösung bei Fertigteilstützen, wie sie aus dem Hochbau bekannt sind, gefunden werden.

Anhand dieser Überlegungen wurden die Bauteile und Verbindungsmitteln entsprechend ihrer Lastabtragung unterteilt (B-Bereiche und D-Bereiche) und mittels Stabwerkmodellen und FE-Berechnungen modelliert. Daraus ergaben sich die statisch notwendigen Dimensionen der einzelnen Komponenten, welche planlich festgehalten wurden und für die Herstellung eines Prototypen Verwendung fanden. Die Konstruktion der dünnwandigen Halbfertigteile mitsamt ihrer Schraubverbindungen konnte bei der Beprobung überzeugen.



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

In the current research project Bridge Construction with Thin-Walled Segments made of Prefabricated Elements at the Institute of Structural Engineering in the Research Department for Reinforced Concrete and Solid Construction at TU Wien, the application of thin-walled semi-prefabricated elements in the segmental construction method is being researched. The individual segments are designed in the form of a box girder cross-section. Thin-walled semi-finished parts are used to manufacture these box girder segments.

The aim of this work is the development and elaboration of a simple bolted connection with which the individual thin-walled semi-finished parts can be joined to form a hollow box segment.

In the first step, the previous development and application of thin-walled semi-finished parts in bridge construction within the framework of research projects of the Research Department for Reinforced Concrete and Solid Structures of the Vienna University of Technology was discussed. Prototypes executed so far were described.

In order to gain a better understanding of the segmental construction method, a literature research was carried out. A general description including the essential aspects was compiled. Subsequently, the production of a segmental bridge using the cantilever method was discussed in detail. Based on this manufacturing process, the cross-sections and prestressing concepts commonly used for this purpose were developed.

From these findings, it was possible to develop a cross-section with the corresponding requirements for the segmental construction method in cantilever construction. In regard to the unsolved problem of the bolted connection, the solution could be found with precast columns, as they are known from building construction.

Based on these considerations, the components and connecting means were divided according to their load transfer (B-areas and D-areas) and modeled by means of framework models and FE calculations. This resulted in the statically necessary dimensions of the individual components, which were recorded in plans and used for the production of a prototype. The design of the thin-walled semi-finished parts together with their bolted connections was convincing during the sampling.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Motivation	10
1.2	Zielsetzung	11
1.3	Beschreibung des neuen Brückenbauverfahrens	12
1.4	Beschreibung der Stahlvariante des Segments	14
1.5	Beschreibung der Betonvariante des Segments	16
2	Stand der Technik	18
2.1	Allgemeines zur Segmentbauweise	18
2.1.1	Unterscheidung nach Haupttypen der Segmentbauweise	18
2.1.1.1	Haupttyp 1 Freivorbau	18
2.1.1.2	Haupttyp 2 feldweiser Zusammenbau	19
2.1.1.3	Haupttyp 3 voll vorgefertigter Träger	19
2.1.2	Weitere wesentliche Aspekte der Segmentbauweise	20
2.1.2.1	Vorspannung	20
2.1.2.2	Lager	20
2.1.2.3	Segmentierung	20
2.1.2.4	Fugen	21
2.1.2.5	Stirnflächen	22
2.2	Fertigteile-Freivorbau mit Vorschubträger-Verlegegerät	23
2.2.1	Anwendungsgrenzen	23
2.2.2	Systeme	24
2.2.2.1	Montagesystem mit doppeltem Fachwerkträger	24
2.2.2.2	Montagesystem mit abgespanntem Fachwerkträger	26
2.3	Klassische Ausführungsvarianten von Brückenquerschnitten für den Freivorbau in Segmentbauweise	29
2.3.1	Allgemein	29
2.3.2	Brückenquerschnitt Segmentbauweise	30
2.4	Vorspannkonzep für den Freivorbau in Segmentbauweise	31
2.4.1	Kippsicherung	32
2.4.2	Temporäre Vorspannung mittels Spannstahtab	32
2.4.3	Permanente Vorspannung im Verbund	33
2.4.4	Permanent kontinuierliche externe Vorspannung und/oder permanent kontinuierliche Vorspannung im Verbund	35
3	Entwicklung eines Brückensegments aus dünnwandigen Fertigteilen - Betonvariante	37
3.1	Genereller Entwurf	37
3.1.1	Bodenplatte	41
3.1.2	Deckplatte	42
3.1.3	Kragplatte	42
3.1.4	Steg	42

3.2	Berechnung und Bemessung im Bauzustand auf Segmentebene	47
3.2.1	Statisches System	47
3.2.2	Einwirkung	51
3.2.3	Lastfallkombination	52
3.2.4	Schnittgrößen	52
3.2.5	Nachweise der Bodenplatte	57
3.2.5.1	Nachweis im Anschlussbereich	57
3.2.5.2	Nachweis in Feldmitte	61
3.2.5.3	Nachweis der Schubfuge	61
3.2.6	Nachweise zur Deckplatte	62
3.2.7	Nachweise zur Kragplatte	62
3.2.7.1	Nachweis im Anschlussbereich	62
3.2.7.2	Nachweis im Übergangsbereich von Platte zu Riegel	64
3.2.8	Nachweise zum Steg	69
3.3	Nachweis der verschraubten Kopfplattenverbindung	70
3.3.1	Kopfplatte	70
3.3.2	Tragfähigkeit der Schraubverbindungen	73
3.3.2.1	Kopfplattenverbindung Bodenplatte-Steg	76
3.3.3	Schweißnähte	77
3.3.3.1	Schweißnaht der Bewehrung	77
3.3.3.2	Schweißnaht der Fahnenbleche	78
3.4	Nachweis der Anschlussknoten	81
3.4.1	Allgemeines zum Stabwerkmodell	81
3.4.2	Stabwerkmodell	85
3.4.3	Nachweise Bodenplatte-Steg	86
3.4.3.1	Stabwerkmodell und Stabkräfte	86
3.4.3.2	Druckstreben- und Knotennachweis	88
3.4.3.3	Verankerung der Zugstäbe	90
3.4.4	Nachweise Kragplatte-Steg-Deckplatte	91
4	Herstellung, Beprobung und Schlussfolgerung	95
4.1	Bauteilherstellung und Beprobung	95
4.1.1	Bauteilherstellung	95
4.1.2	Beprobung	98
4.2	Schlussfolgerung	100
A	Berechnungen	i
A.1	Nachweise der Bodenplatte	i
A.1.1	Nachweis in Feldmitte	i
A.2	Nachweise zur Deckplatte	iv
A.2.1	Nachweis im Anschlussbereich	iv
A.3	Nachweise zum Steg	vi
B	Bewehrungspläne und RFEM-Auszüge	ix

Kapitel 1

Einleitung

In diesem Abschnitt werden Arbeiten, welche im Rahmen von Forschungsprojekten am Institut für Tragkonstruktionen im Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau an der Technischen Universität Wien zur Anwendung dünnwandiger Halfertigteile im Brückenbau entstanden, herangezogen. Dabei werden die Dissertation von Sara Reichenbach [1] und David Wimmer [2] sowie die Diplomarbeit von Georg Sebastian Wittman [3] zur Beschreibung des neuen Brückenbauverfahrens herangezogen.

1.1 Motivation

Die Verwendung von dünnwandigen Halfertigteilen im Brückenbau ist eine innovative Methode zur Optimierung gängiger Brückenbauverfahren. Im abgeschlossenen Forschungsprojekt *Dünnwandige Beton-Fertigteilträger im Brücken- und Ingenieurbau* wurde bereits die Anwendung von dünnwandigen Halfertigteilträgern aufgezeigt.

Darauf aufbauend entstand die Idee für das aktuelle Forschungsprojekt *Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen*, in welchem die Segmentbauweise mit dünnwandigen Halfertigteilen zu einem neuen Brückenbauverfahren kombiniert werden soll [4].

Üblicherweise werden weitgespannte Brücken als hohlkastenförmige Spannbetonbrücken hergestellt. Dabei werden die Segmente als Vollfertigteile ausgeführt. Durch die Reduktion des Eigengewichtes aufgrund der Verwendung von dünnwandigen Halfertigteilen sind die Beanspruchungen auf das Tragwerk in den Bauzuständen meist viel geringer als bei aktuell üblichen Bauverfahren.

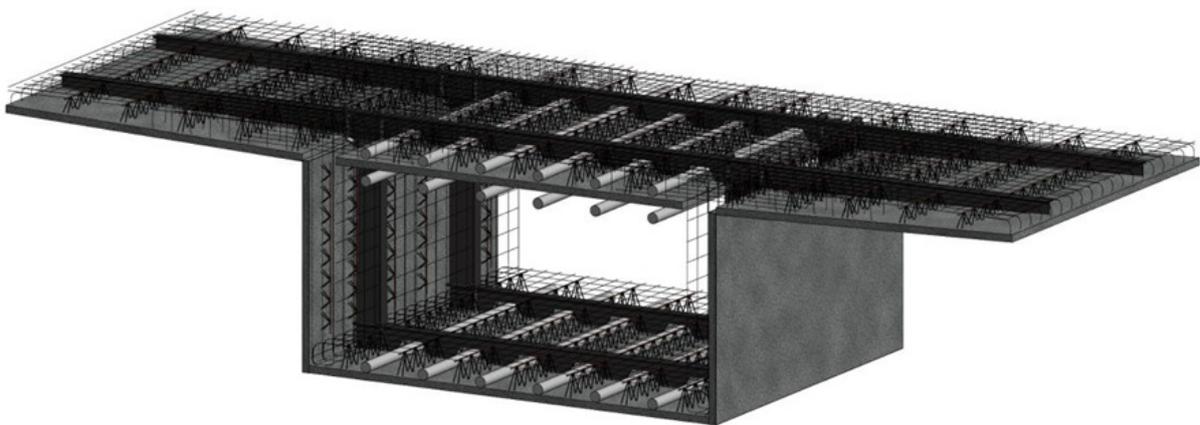


Abb. 1.1: Segment aus dünnwandigen Halfertigteilen, entnommen aus [4] © S. Fasching

Wie in Abbildung 1.1 dargestellt, werden die Brückensegmente aus dünnwandigen Halfertigteilen zusammengesetzt. Dafür werden die in die Halfertigteile eingelassenen Stahlträger miteinander verschraubt. Die dadurch erzeugten Querrahmen übernehmen die Tragfunktion von dem Segment

im Bauzustand. Die Segmente werden anschließend entsprechend der gewählten Segmentbaumethode mittels einer Vorspannung zu einem Brückenträger zusammengefügt. In weitere Folge wird der Brückenträger mit Ortbeton zu dem endgültigen tragfähigen Querschnitt ergänzt.

Durch das verringerte Eigengewicht im Bauzustand ergeben sich weitere Vorteile. Die Segmente sind leichter zu versetzen als im Vergleich zur klassischen Segmentbauweise. Der Schalungsaufwand wird erheblich reduziert, weil die dünnwandigen Halbfertigteile als verlorene Schalung verwendet werden. Sie werden in Fertigteilwerken unter kontrollierten Bedingungen hergestellt. Dadurch wird eine hohe Maßgenauigkeit und eine gleichbleibende Betonqualität gewährleistet. Weitere Vorteile sind die rationalisierten Arbeitsabläufe und die Witterungsunabhängigkeit bei der Produktion im Fertigteilwerk. Die Halbfertigteile können durch ihre Abmessung und ihr geringes Gewicht einfach transportiert werden.

1.2 Zielsetzung

Im Zuge der Diplomarbeit von Georg Sebastian Wittman [3] wurde eine Variante zur Herstellung von hohlkastenförmigen Brückenquerschnitten aus dünnwandigen Halbfertigteilen erarbeitet. Für die Querrahmen wurden dabei Stahlträger verwendet.

Darauf aufbauend soll in dieser Arbeit eine alternative Variante entwickelt werden.

Die gestellte Forschungsfrage lautet, ob solche Segmente anstatt mit Querrahmen aus Stahl auch mit Betonrippen ausgeführt werden können, ohne dabei auf das wesentliche Merkmal dieses Bauverfahrens, nämlich der Schraubenverbindung zwischen den einzelnen Elementen, verzichten zu müssen.

Damit stellt sich im Wesentlichen die Frage, wie eine sinnvoll anwendbare Schraubverbindung zwischen den einzelnen Betonrippen konstruktiv und statisch ermöglicht werden kann. Dabei ist auch auf eine einfache und fehlerunanfällige Montage zu achten.

Eine weitere wichtige Fragestellung ergibt sich durch den Einbau der Brückenlängsvorspannung. Da die dafür benötigten Hüllrohre in etwa auf gleicher Höhe wie die Betonrippen liegen, werden damit einhergehende Aussparungen in den Betonrippen unvermeidbar. Welchen Einfluss haben diese Aussparungen auf das Tragverhalten der Betonrippen bzw. wo dürfen die Aussparungen platziert werden?

Zudem stellt sich die Frage, wie die Kraftumleitung bei den biegesteifen Rahmenecken der Querrahmen bewerkstelligt werden kann. Eine durchgehende Bewehrung ist aufgrund der Segmentierung des Brückenquerschnitts nicht möglich. Somit kann die Kraftumleitung nur über die Schrauben geführt werden.

Wichtig ist auch die Fragestellung zum Herstellungsprozess der Halbfertigteile im Fertigteilwerk. Wie können die dünnwandigen Halbfertigteile mitsamt Betonrippen und den Schraubverbindungen hergestellt werden? Der Herstellungsprozess sollte so effizient wie möglich gestaltet werden.

Grundlegend wird sich zum Ziel gesetzt, dass die Hauptabmessungen der beiden Varianten gleich sein sollen. Außerdem soll die statische Bemessung des Querrahmens mittels Betonrippe auf den Bauzustand begrenzt werden. Dies wurde auch bei der Variante Querrahmen mittels Stahlträger so gemacht. Zudem soll die Segmentierung des Brückensegments beider Varianten gleich sein.

Dadurch lässt sich die Variante Querrahmen mittels Stahlträger und die Variante Querrahmen mittels Betonrippe in weiterer Folge besser miteinander vergleichen.

1.3 Beschreibung des neuen Brückenbauverfahrens

Betonfertigteile kommen im Brückenbau vermehrt zur Anwendung. In erster Linie bringt die Verwendung von Fertigteilen eine Bauzeitverkürzung und somit in weiterer Folge eine Minimierung der Verkehrsbehinderung. Zudem verringert sich der Bedarf an Rüstung und der Schalung vor Ort. Außerdem sind die Fertigteile sofort belastbar.

Das Anwendungsgebiet von Fertigteilen im Brückenbau ist sehr vielfältig. Beim Unterbau einer Brücke können die Widerlager und Stützen sowie Schlepplattenkonstruktionen als Fertigteile ausgeführt werden. Der Überbau reicht von Einfeldträgern, Einfeldträgerketten, Durchlaufträgern, Rahmentragwerken, Plattentragwerken bis hin zu Großbrücken im Freivorbau. Darunter fällt beispielsweise die klassische Segmentbauweise wie sie in Abschnitt 2.1 beschrieben wird.

Bisher wurden in der Regel Vollfertigteile oder dickwandige Halfertigteile im Brückenbau angewendet. In der Dissertation von David Wimmer [2] wurde ein dünnwandiger Halfertigteilträger entwickelt.

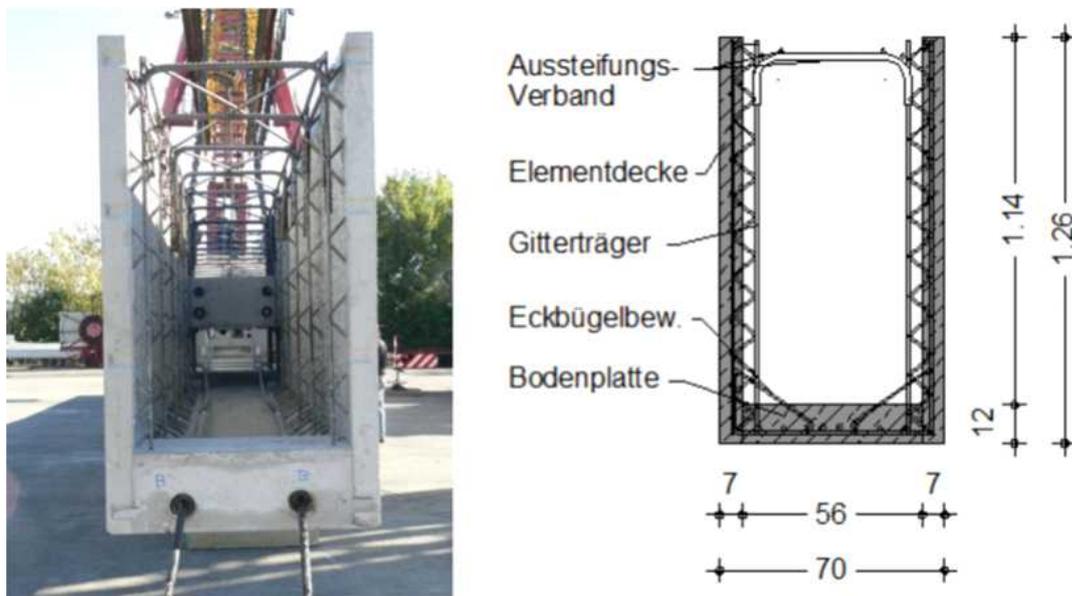


Abb. 1.2: trogförmiger Brückenträger, entnommen aus [2] © D. Wimmer

Der in Abbildung 1.2 dargestellte Träger besteht aus zwei Gitterträgerdecken, welche mittels einer Bodenplatte verbunden werden. Für die Tragfähigkeit beim Transport und in der Bauphase sind die Träger zusätzlich vorgespannt. Für den Endzustand ist der Einbau von weiteren Spanngliedern und einer schlaffen Bewehrung möglich. Im Bauzustand übernimmt der so entstandene trogförmige Träger sowohl die Funktion des Rüstträgers als auch die Funktion der Schalung. Ohne auf das Tragvermögen im Endzustand zu verzichten, schafft der Träger durch die Gewichtsersparnis im Bauzustand neue Anwendungsmöglichkeiten für bereits bestehende und neu entwickelte Brückenbauverfahren.

Im Zuge von dem Ausbau der S7 Fürstenfelder Schnellstraße wurde erstmalig das Brückenklappverfahren bei den Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz angewendet. In Abbildung 1.3 ist die Systematik des Brückenklappverfahrens dargestellt. Die beiden Druckstreben sind am Fußpunkt gelenkig gelagert. Entlang des temporären Hilfspfeilers werden die zuvor senkrecht angebrachten Brückenträger mit einer Absenkvorrichtung in die endgültige Position gebracht. Als Brückenträger wurden die trogförmigen dünnwandigen Halfertigteile nach [2] angewendet. Sie sorgen durch ihr geringes Gewicht für eine wirtschaftlichere Dimensionierung der rotieren-

den Knotenpunkte. Die Vorteile von diesem Brückenbauverfahren sind die verringerte Bauzeit, der reduzierte Bauplatzbedarf sowie ein minimierter Schalungsaufwand und der Entfall von Lehrgerüsten [2].

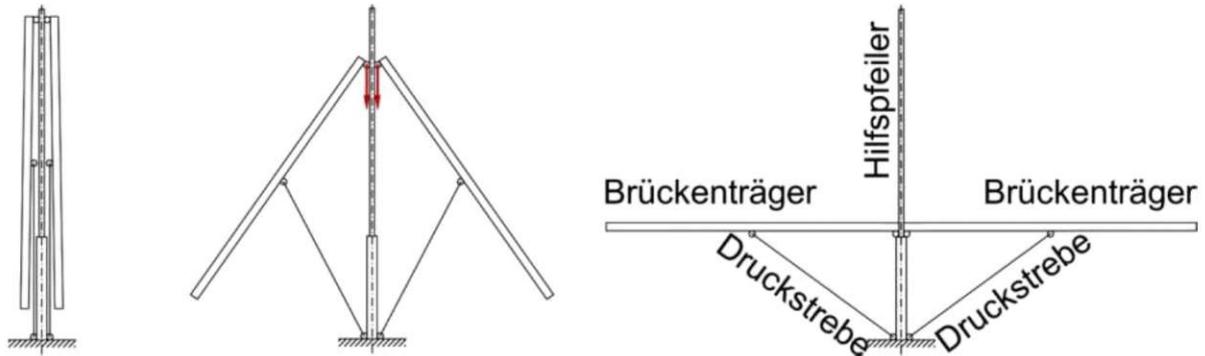


Abb. 1.3: Brückenklappverfahren für Brücken mit geringer Pfeilerhöhe, entnommen aus [2] © D. Wimmer

Für die Kombination mit der Segmentbauweise wurde in der Dissertation von Sara Reichenbach [1] ein Brückenquerschnitt aus dünnwandigen Halbfertigteilen behandelt. Wie in Abbildung 1.4 und Abbildung 1.5 dargestellt, wurden auch hier Halbfertigteile, welche bereits im Hochbau übliche sind, verwendet. Die Bodenplatte besteht dabei aus einer Elementdecke mit einer monolithisch verbundenen Betonrippe. Diese Betonrippe dient zur Lastabtragung von dem Frischbetongewicht während der Betonage in die beiden Stege. Die lastabtragenden Gitterträger in der Elementdecke wirken in Brückenlängsrichtung.

Die Stege selbst bestehen aus Doppelwandelementen. Sie werden monolithisch mit der Bodenplatte verbunden. In den unteren Tragwerksecken werden Hüllrohre für eine Vorspannung vorgesehen. Die Deckenplatte wurde wiederum als Elementdecke ausgeführt. Im Gegensatz zur Bodenplatte wurde hier anstelle einer Betonrippe ein zusätzlicher Gitterträger mit einem U-Profil aus Stahl als Obergurt miteinbetoniert. Dadurch lassen sich Hüllrohre für eine spätere Vorspannung in beinahe beliebiger Position einbauen. Die Gitterträger der Elementdecke verlaufen wiederum in Brückenlängsrichtung.

Entsprechend dem gewählten Bauverfahren der Segmentbauweise werden die Segmente an einen bestehenden Tragwerksteil angeschlossen oder auch als zusammengesetzter Einfeldträger an die vorgesehene Position eingehoben. Das so erstellte Tragwerk wird als Rüstträger und Schalung gleichzeitig verwendet. Durch die anschließende Ortbetonergänzung werden die einzelnen miteinander vorgespannten Segmente zu einem monolithisch Brückentragwerk gemacht.

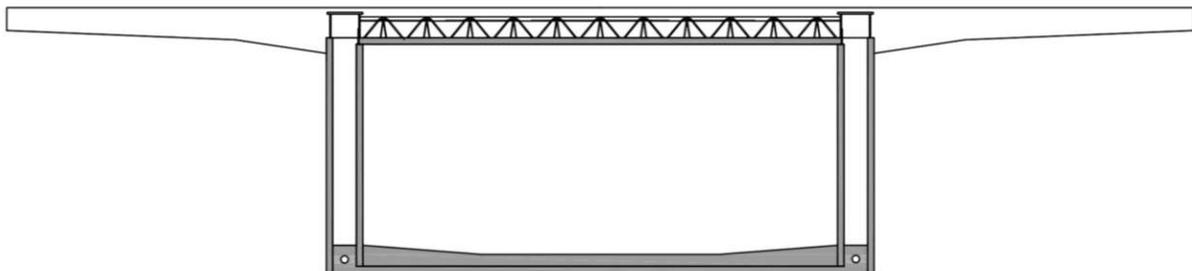


Abb. 1.4: Brückenquerschnitt für die Segmentbauweise, entnommen aus [1] © S. Reichenbach



Abb. 1.5: Prototyp Brückensegment entnommen aus [1] © S. Reichenbach

Aufbauend auf das neue Brückenbauverfahren wurden die einzelnen Komponenten des Hohlkastenquerschnitts weiter untersucht. Dabei wurde unter anderem auf die Segmentierung des Brückensegmentes, wie nachfolgend beschrieben, eingegangen.

1.4 Beschreibung der Stahlvariante des Segments

In der Diplomarbeit von Georg Sebastian Wittmann [3] mit dem Titel *Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halbfertigteilen* wird die Stahlvariante der Segmente beschrieben. Als Stahlvariante wird hierbei die Ausführung der tragenden Struktur für den Bauzustand aus Stahlbauteilen verstanden. Wie in Abbildung 1.6 dargestellt, werden die einzelnen Platten (Boden-, Wand-, Deck- und Kragplatten) über die Eckverbinder zu einem Hohlkastenquerschnitt zusammengefügt.



Abb. 1.6: zusammengesetztes Segment der Stahlvariante, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann

Dabei sind die einzelnen Platten, wie in Abbildung 1.7 dargestellt, mit Stahlträgern versehen. Für die Stahlträger wurden sogenannte Wellstegträger verwendet. Diese Stahlträger sind aus einem sinusläufigen Wellstegträger, welcher der Länge nach halbiert wurde, gefertigt. Diese Ausführung entspricht einer CLC-Decke. Zur Spannkabelverlegung in Brückenlängsrichtung sind trapezförmige Aussparungen hergestellt worden. Um einen Verbund zwischen Beton und Wellstegblech und somit die Übertragung von Längsschubkräften infolge Momenteneinwirkung zu gewähren, werden entsprechend Abbildung 1.8 beidseitig Bewehrungsstäbe an das Wellstegblech geschweißt. Diese Träger werden dann mitsamt der restlichen erforderlichen Bewehrung in der Plattenschalung positioniert und mit Beton vergossen. Es ergibt sich dadurch im Querschnitt betrachtet ein Stahlbeton-Verbundquerschnitt.



Abb. 1.7: Wellstegträger im Verbund mit dem Halbfertigteil, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann



Abb. 1.8: Wellstegträger mit angeschweißter Bewehrung, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann

An den Trägerenden sind wie in Abbildung 1.9a und 1.9b Schraubanschlüsse für die jeweilige Eckverbindungen vorgesehen. Dadurch wird ein einfacher und wiederholgenauer Zusammenbau auf der Baustelle gewährleistet.

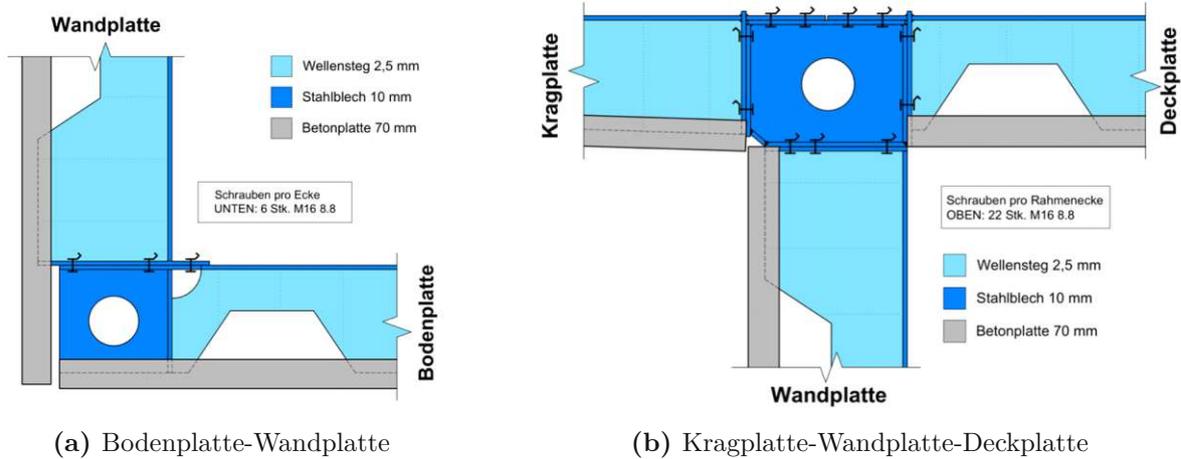


Abb. 1.9: Eckverbindungen, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann

1.5 Beschreibung der Betonvariante des Segments

Anhand der Abbildung 1.10 wird die grundlegende Idee zur alternativen Ausführung des neuen Brückenbauverfahrens erläutert.

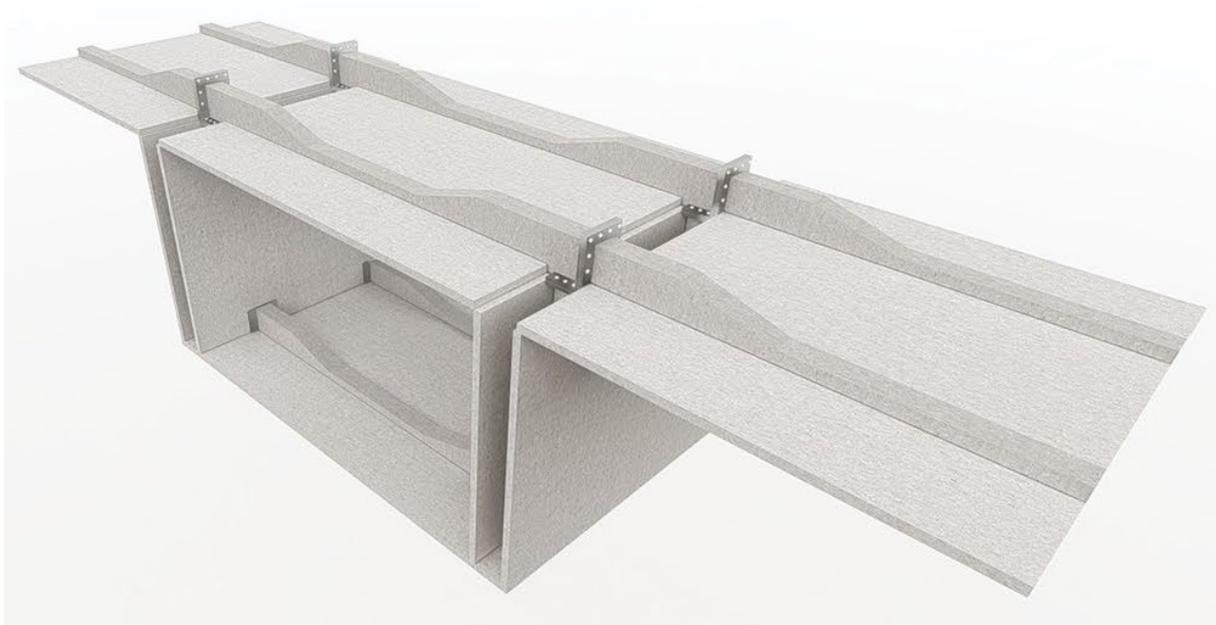


Abb. 1.10: Alternativvariante, entnommen aus [5] © M. Rath

Das dargestellte Segment wird aus den dünnwandigen Halbfertigteilen zusammengesetzt. Die Stege werden dabei, ähnlich zur Ausführung von Sara Reichenbach [1], aus Doppelwandelementen geplant. Die restlichen Elemente werden mit Gitterträgerdecken ausgeführt. Die einzelnen dünnwandigen Halbfertigteile sind jeweils mit zwei Betonrippen versehen, welche monolithisch mit dem dünnwandigen Halbfertigteil verbunden sind. An den stirnseitigen Enden der Rippen sind Schraubenanschlüsse vorgesehen. Über diese Schraubverbindung werden die dünnwandigen Halbfertigteile miteinander verbunden. Diese miteinander verschraubten Rippen bilden die

tragende Struktur des zusammengesetzten Segments. Sie bilden in Brückenquerrichtung einen Querrahmen und sorgen somit für Stabilität im Bauzustand. Die detaillierte Entwicklung und Ausarbeitung der Alternativvariante wird im Kapitel 3 beschrieben

Kapitel 2

Stand der Technik

2.1 Allgemeines zur Segmentbauweise

Unter der Segmentbauweise wird im Brückenbau das Zusammenspannen von vorgefertigten Betonsegmenten mittels Vorspannkabel zu einem monolithischen Überbau verstanden.

Nach der Herstellung von dem Unterbau werden die vorgefertigten Betonsegmente entsprechend dem jeweiligen Montageverfahren an ihre Position gebracht. Die so aneinander gereihten Segmente werden dann provisorisch mit Hilfsspanngliedern horizontal gegeneinander gedrückt, bis abschließend durchlaufend externe Spannglieder im Inneren des Hohlkastens eingezogen und gespannt sind. Die erforderliche Querkraftübertragung zwischen den einzelnen Segmenten wird im Allgemeinen durch eine Schubverzahnung erreicht.

In Österreich und Deutschland wird die Bauweise bisher kaum eingesetzt. Grund dafür ist das Fehlen einer durchgehenden risseverteilende Bewehrung [6]. Durch die Verwendung von Halbfertigteilen mit einem monolithischen Kern soll dieser Problematik weitestgehend entgegengewirkt werden.

2.1.1 Unterscheidung nach Haupttypen der Segmentbauweise

Die Unterscheidungen der Haupttypen wurden in diesem Abschnitt im Wesentlichen von Hans Rudolf Ganz und Max Ernst Meyer aus ihrem Artikel *Segmentbauweise* der Zeitschrift *Schweizer Ingenieur und Architekt* [7] entnommen.

Bei der Segmentbauweise liegt das Hauptaugenmerk auf der Optimierung des Bauverfahrens und nicht wie üblich auf dem Bestreben nach Reduktion vom Materialverbrauch. Das Hauptmerkmal in der Klassifizierung liegt in der Baumethode mit welcher die einzelnen Segmente zusammengebaut werden.

Die Segmentbauweise kann wie folgt in 3 Haupttypen unterschieden werden.

2.1.1.1 Haupttyp 1 Freivorbau

Wie in Abbildung 2.1 dargestellt, werden nach der Herstellung des Unterbaus auf die Stützenköpfe zuerst die Stützensegmente angebracht. Ausgehend von dem Stützensegment werden dann einzelne Segmente in der Regel paarweise beidseitig und auskragend aneinander gebaut und mittels einer Kragträgervorspannung mit den bereits versetzten Segmenten zusammengespannt. Sind die Kragträger fertiggestellt, bleibt in der Feldmitte eine Lücke offen, welche durch ein Ortbetonsegment geschlossen wird. Um eine Durchlaufwirkung zu erzeugen, wird abschließend eine Kontinuitätsvorspannung eingebracht. Um bei dem Lückenschluss die beiden Kragträgerenden auf die gleiche Höhe zu bekommen, werden die Stützsegmente im Bauzustand auf hydraulischen Pressen gelagert. Dieser Höhenausgleich wird Waagebalkenkorrektur genannt.

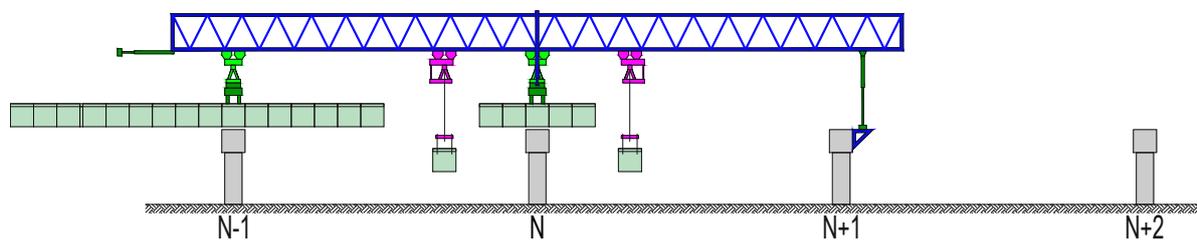


Abb. 2.1: Haupttyp 1 Freivorbau, in Anlehnung an [7]

Neben der symmetrischen Herstellung besteht auch die Möglichkeit der asymmetrischen Herstellung. Ausgehend von einem bereits hergestellten Brückenfeld wird einseitig ein Kragträger angebracht. Hierbei werden aber üblicherweise Abspannungen über Pylone respektive Hilfsstützen im Feld zur Abtragung/Abminderung des Kragmomentes im Stützbereich notwendig.

Übliche Spannweiten bei diesem Verfahren der Brückenherstellung liegen zwischen 25m und 100m. Zu diesem Haupttyp gehört auch das in Kapitel 2.2 beschriebene Verfahren "Precast balanced cantilever erection by launching gantry"

2.1.1.2 Haupttyp 2 feldweiser Zusammenbau

Der feldweise Zusammenbau ist in Abbildung 2.2 dargestellt. Hierbei werden die Segmente feldweise zusammengestellt und feldweise vorgespannt. Die Tragkonstruktion kann als Einfeldträger sowie Durchlaufträger ausgeführt werden. Das Versetzgerüst muss bei dieser Methode in der Lage sein das gesamte Gewicht einer Spannweite abzutragen. Übliche Spannweiten bei diesem Verfahren der Brückenherstellung liegen zwischen 25m und 50m.

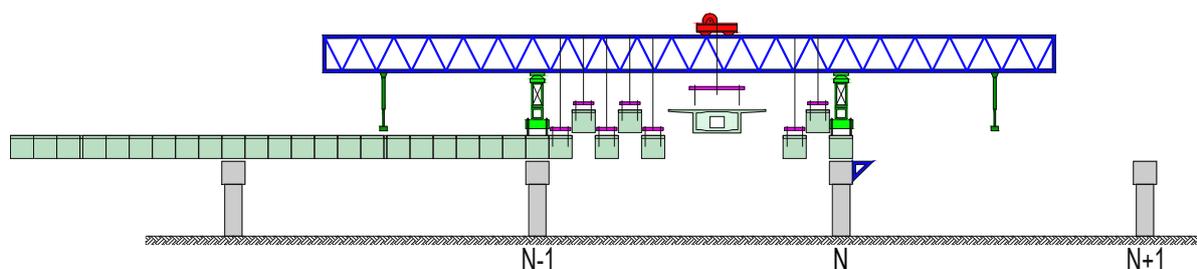


Abb. 2.2: Haupttyp 2 feldweiser Zusammenbau, in Anlehnung an [7]

2.1.1.3 Haupttyp 3 voll vorgefertigter Träger

Hier entspricht die Segmentlänge der Feldlänge, was in der Abbildung 2.3 dargestellt ist. Die Segmente sind dabei selbsttragend und werden üblicherweise über das zuvor erstellte Brückendeck an die vorgesehene Stelle transportiert. Übliche Spannweiten bei diesem Verfahren der Brückenherstellung liegen zwischen 25m und 35m.

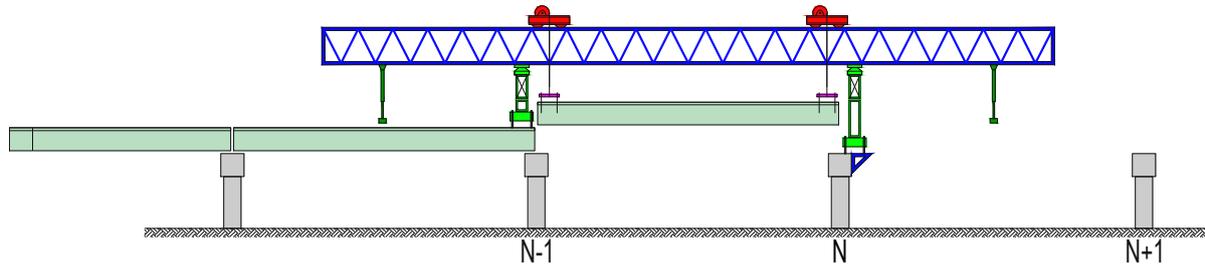


Abb. 2.3: Haupttyp 3 voll vorfabrizierter Träger, in Anlehnung an [7]

2.1.2 Weitere wesentliche Aspekte der Segmentbauweise

Die folgenden Aspekte beruhen auf den Überlegungen von [7] sowie [8].

2.1.2.1 Vorspannung

Bei der Vorspannung können sämtliche Varianten verwendet werden. Für den Haupttyp 1 werden sowohl interne als auch externe Spannkabelverlegungen verwendet. Zumeist wird in der Fahrbahnplatte eine interne Kragträgervorspannung und zur Kontinuitätsvorspannung eine externe Vorspannung verwendet. Für den Haupttyp 2 kommen zumeist externe Vorspannungen zur Anwendung. Vorteil dabei ist der geringere Aufwand bei der Segment- und Fugenherstellung, sowie die Kontrollierbarkeit/Zugänglichkeit der Vorspannkabel. Beim Haupttyp 3 werden in der Regel interne Vorspannungen (mit direktem Verbund) eingesetzt [7].

2.1.2.2 Lager

An die Grundidee der integralen Brückenbauweise anlehnend, scheint eine Minimierung von Lagerkonstruktionen aufgrund der Wartungs- und Instandsetzungskosten zielführend. Bei den Bauweisen mit der Ausführung der Feldkonstruktion als einfacher Balken (Haupttyp 3) wird dieser Nachteil von den zusätzlich notwendigen Lagern allerdings in Kauf genommen. Begründet wird dies mit der erhöhten Herstellgeschwindigkeit im Vergleich zum Durchlaufträger. Weiters werden die einzelnen Lager geringer beansprucht, wodurch kostengünstigere Lagerausführungen zur Anwendung kommen [7].

2.1.2.3 Segmentierung

Grundsätzlich wird zwischen Feldsegment und Stützsegment sowie End- bzw. Dilitationssegment unterschieden. Grundlegend sollten so wenig wie möglich unterschiedliche Segmenttypen zur Anwendung kommen. Begründet werden kann dies durch den Herstellungsaufwand der unterschiedlichen Segmenttypen und die Investitionskosten der Fabrikationsanlage. Eine Änderung der äußeren Geometrie sollte wenn möglich nur in der Trägerhöhe und der Auskrümmungslänge der Kragplatten vorgenommen werden. Variationen der Stegstärke sollten stufenweise erfolgen. Besondere Beachtung sind Verankerungslisenen und den Umlenksätteln bei der Konstruktion und Segmentteilung zu schenken [7].

Eine Beschreibung der klassischen Querschnitte im Freivorbau wird in Kapitel 2.3 vorgenommen.

Eine weitere Art der Segmentierung ergibt sich beim Haupttyp 3, wie in Kapitel 2.1.1.3 beschrieben. Es werden dabei die Längsträger als Segmente betrachtet.

2.1.2.4 Fugen

Ein wichtiger Aspekt der Segmentbauweise ist die Fugenausbildung. Wie in Abbildung 2.4 dargestellt, werden neben der bewehrten Betonfuge und der Verfüllfuge am häufigsten die Pressfuge oder die Trockenfuge in der Segmentbauweise verwendet.

bewehrte Betonfuge

Bei der Betonfuge besteht die Möglichkeit die Bewehrung beider Segmente im Fugenbereich zu verbinden. Für eine Fugenausbildung ist diese Methode allerdings aufgrund des zeitlichen Nachteils nicht vorteilhaft. Ein Zusammenspannen der Segmente ist erst nach ausreichender Erhärtung möglich. Betonfugen werden hauptsächlich für einen Lückenschluss oder Federplatten (verbindet jeweils zwei Spannbeton-Einfeld-Fertigteilträger) eingesetzt [8].

Verfüllfuge

Die Verfüllfuge wird, ähnlich wie die bewehrte Betonfuge, für einen größeren Toleranzausgleich verwendet. Aufgrund dieser Eigenschaft wird diese Art der Fugenausbildung für die Segmentherstellung aus Halbfertigteilen verwendet. Am Institut für Betonbau der TU Wien wird derzeit an dieser Fugenausbildung geforscht [8].

Pressfuge

Werden intern verlegte Spannkabel verwendet, sollte eine Pressfuge verwendet werden. Begründet wird dies durch den fehlenden Korrosionsschutz bei einer trockenen Fuge. Zum Einsatz kommen dabei Feinmörtel auf Zement- oder Kunstharzbasis. Das Fugenmaterial wird aufgetragen und im Anschluss werden die Segmente zusammengespannt. Die Fugen sind damit wasserdicht hergestellt. Ein weiterer Vorteil ist dabei das Ausgleichen von Fertigungstoleranzen [8].

Trockenfuge

Werden ausschließlich externe Spannkabelverläufe verwendet, werden die Fugen in der Regel trocken ausgeführt. Eine schlaife Bewehrung wird dabei nicht über die Fuge geführt. Zur sicheren Übertragung der Querkräfte und Torsionsmomente wird die Schubreibungstheorie nach Coulomb angewandt. Durch eine senkrecht auf die Fuge aufgebrachte Normalkraft wird eine Widerstandsreibungskraft erzeugt, welche die vorhin genannten Kräfte übertragen. Daraus ergibt sich umgehend die Notwendigkeit einer Mindestvorspannkraft die in jedem Belastungszustand vorhanden sein muss [8].

Eine wesentliche Rolle bei trockenen Fugen spielt die Schalung der Stirnflächen der Segmente. Da kein Spielraum für Toleranzen vorhanden ist, müssen diese besonders passgenau hergestellt werden. Aufgrund dieser Anforderung wird die *Match-Cast-Methode* verwendet. Dabei wird an ein bereits hergestelltes und erhärtetes Vorgängersegment **N** das Folgesegment **N+1** betoniert. Es wird somit das Vorgängersegment **N** als stirnseitige Schalung verwendet [8].

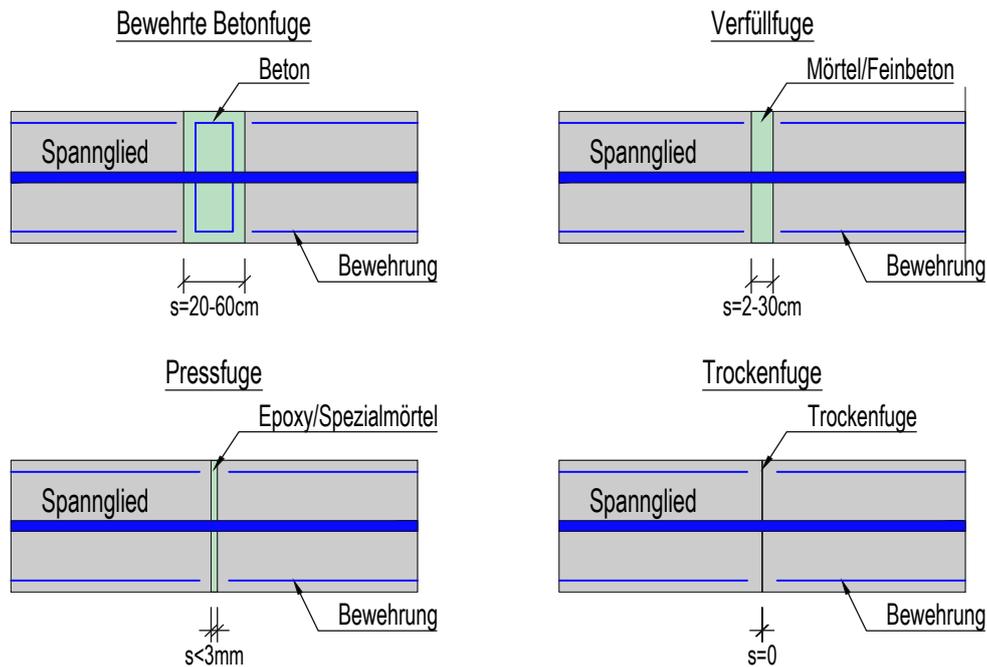


Abb. 2.4: Fugenausbildung, in Anlehnung an [9]

2.1.2.5 Stirnflächen

In der Abbildung 2.5 sind die grundlegenden Ausführungsweisen der Stirnflächen dargestellt. In erster Linie dient eine Profilierung der Stirnflächen einer leichteren Montage. Durch die Formgebung wird das Justieren der Segmente beim Zusammensetzen erleichtert [8].

Außerdem wird über die verzahnten Stirnflächen der Schubfluss beziehungsweise die Querkraftübertragung über den Hakenversatz und dem Montagezahn ermöglicht. Durch den Formschluss ist eine eindeutig definierte Zuordnung der kraftübertragenden Tragwerksteile gegeben [8].

Für die Stegprofilierung werden üblicherweise grobe oder feine Verzahnungen verwendet [8]. Eher selten kommen der Hakenversatz oder der Montagezahn im Steg zur Anwendung.

Der Montagezahn wird gerne in der Boden- und Fahrbahnplatte angewendet, was in der Abbildung 2.10 dargestellt ist.

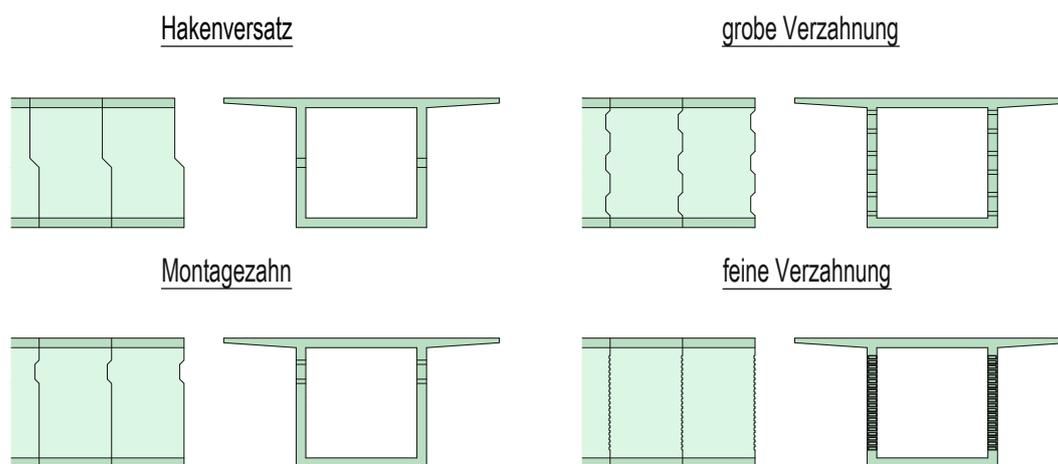


Abb. 2.5: Ausbildung der Stirnflächen, in Anlehnung an [8]

2.2 Fertigteil-Freivorbau mit Vorschubträger-Verlegegerät

Der Inhalt des folgenden Abschnitts beruhen auf den Überlegungen der Mitglieder der Arbeitsgruppe 6 der IABSE [10], in welchem unter anderem das Montageverfahren *Precast balanced cantilever erection by launching gantry* beschrieben wird. Dabei bedeutet *Precast balanced cantilever erection* kurz *BCM* zu Deutsch sinngemäß *Fertigteil-Freivorbau nach dem Waagebalkenprinzip* und *launching gantry* kurz *LG* soviel wie *Vorschubträger mit Verlegegerät*. Im Ganzen kann man dieses Montageverfahren also als *Fertigteil-Freivorbau mit Vorschubträger-Verlegegerät* benennen.

Diese Montageverfahren wird gerne bei mehrfeldrigen Brücken mit in etwa gleichbleibenden Feldspannweiten verwendet. Dabei wird von einem Pfeilertisch aus beidseitig mit etwa gleicher Auskragung die vorgefertigten Segmente montiert. Der Lückenschluss wird in Ortbetonbauweise ausgeführt. Eine Voraussetzung ist das Versetzen der Pfeilersegmente entweder mithilfe des Vorschubträger-Verlegegeräts oder mit Hilfe von einem Mobilkran.

Wann immer möglich sollten die Segmente vom Boden oder einem Schiff aus eingehoben werden. Ist dies nicht möglich werden die Segmente über die bereits ausgeführte Fahrbahnplatte zur Einbaustelle geführt.

2.2.1 Anwendungsgrenzen

Aufgrund der hohen Kosten für das Vorschubträger-Verlegegerät wird dieses Verfahren nicht bei kleinen Projekten angewendet. Eine sinnvolle Anwendung erfolgt bei einer von Feldspannweite von 40m bis 120m und einer Gesamtlänge von 500m bei getrennten Fahrbahnen mit zwei Querschnitten bzw. 1000m bei einem Querschnitt.

Die Segmentlänge wird durch die Querschnittsbreite sowie das zulässige Gewicht bestimmt. Das übliche Gewicht liegt dabei bei 400kN bis 2000kN. Allerdings wird die Segmentlänge durch die Transportwege beschränkt.

Die Trassierung im Grundriss erlaubt Radien ab 150m. Querneigungen werden durch die Justierbarkeit der Montagesysteme ausgeglichen.

2.2.2 Systeme

Es werden im folgenden 2 Montagesysteme zur Herstellung von Segmentbrücken im Freivorbau erläutert. Dies stellt einen Überblick der üblichen Systeme dar. Die Montagesysteme können für den speziellen Einsatz in modifizierter Form vorkommen.

2.2.2.1 Montagesystem mit doppeltem Fachwerkträger

Dieses Montagesystem wird gerne für die gleichzeitige Errichtung von zwei oder mehreren parallel verlaufenden Richtungsfahrbahnen verwendet. Die Segmente können vom Boden aus und über das bereits erstellte Tragwerk dem Verlegegerät zugeführt werden.

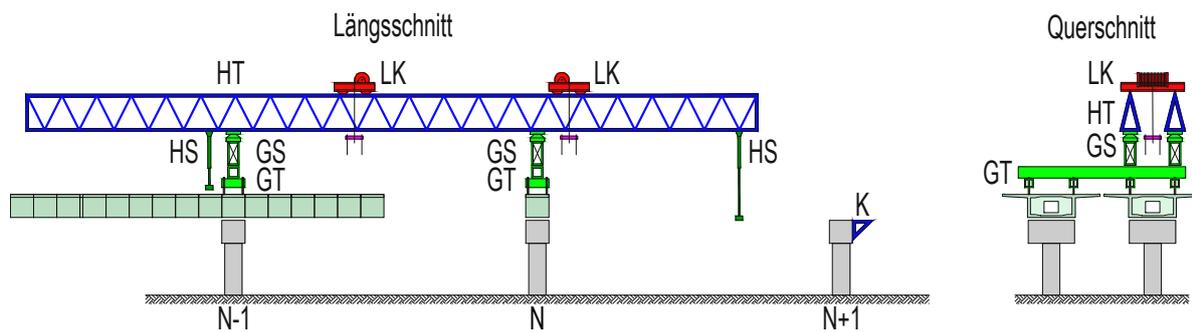


Abb. 2.6: Systemaufbau mit Bauteilbezeichnung, in Anlehnung an [10]

Beschreibung der Bauteile

Wie in Abbildung 2.6 dargestellt, werden die beiden parallel verlaufenden Hauptträger **HT** aus Gewichtsgründen als räumliche Fachwerkträger ausgeführt. Dieser überspannt je zwei Felder. Jeder dieser Hauptträger **HT** lagert auf zwei Gleitstühlen **GS**.

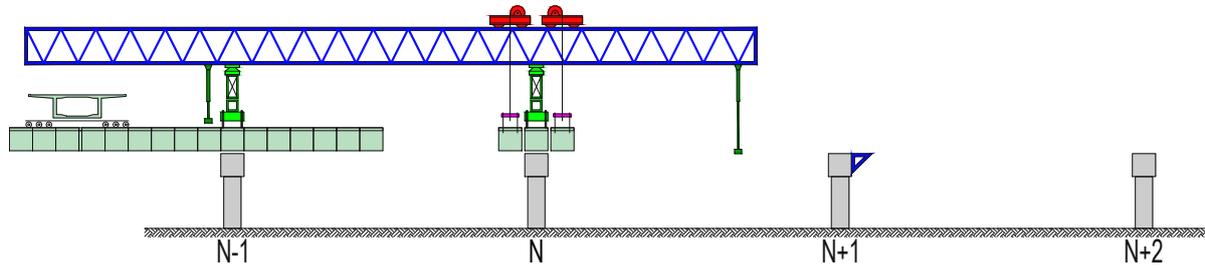
Die beiden Gleitstühle **GS** erlauben im Wesentlichen den Verschiebung des Hauptträgers **HT** in Brückenlängsrichtung. Zudem ermöglichen die Gleitstühle **GS** eine exakte Ausrichtung von dem Verlegegerät. Dabei werden Verschiebungen bzw. Längenänderung und Drehungen in Längs-, Quer- und Vertikalrichtung erlaubt. Diese Justiermöglichkeiten sind notwendig um das Verlegegerät an die gegebenenfalls vorhandene, veränderliche Brückentrassierung anzupassen.

Diese Gleitstühle **GS** lagern wiederum auf Gleitträgern **GT**. Die Gleitträger **GT** sind quer zur Brückenlängsrichtung ausgerichtet und lagern auf den Pfeilersegmente. Die Gleitträger **GT** ermöglichen einen Querverschiebung von dem Verlegegerät auf die benachbarten Fahrbahnen. Zudem ermöglichen sie eine gezielte Krafteinleitung in die Pfeilersegmente. Die Krafteinleitung bedeutet hier nicht nur Druckkräfte sondern auch Zugkräfte, welche im Falle von Windbeanspruchung auf die Hauptträger entstehen können.

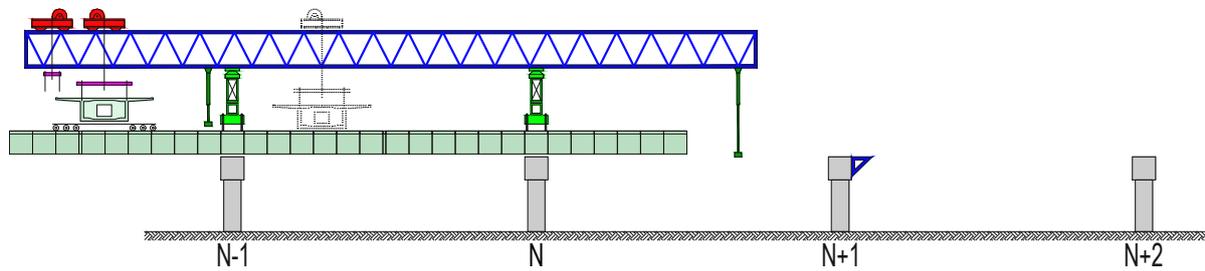
An den jeweiligen Hauptträgerenden befinden sich stationäre hochklappbare Hilfsstützen **HS**. Diese werden nur während dem Verschiebung des Verlegegeräts benötigt. Auf den beiden Hauptträgern **HT** bewegen sich zwei Laufkatzen **LK** mit einer Hubeinrichtung. Zusätzlich sind beidseitig Vorspannplattformen vorgesehen. Sobald ein Segment mit der Hubeinrichtung positioniert wurde, kann über die Vorspannplattform die Vorspannung aufgebracht werden.

Vorbausema

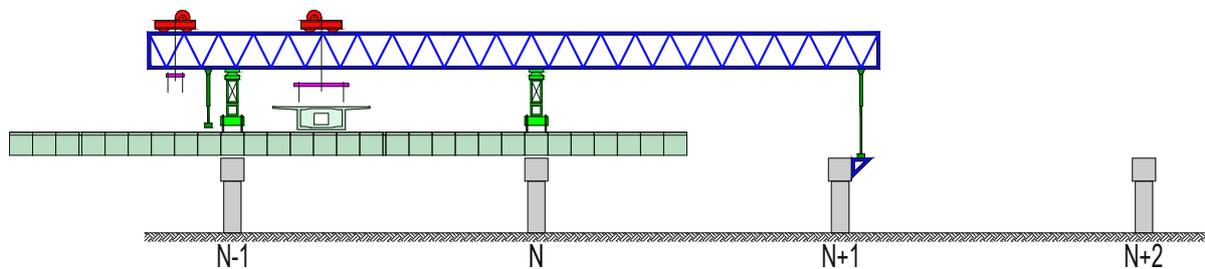
In der Abbildung 2.7 wird das Vorbausema zum Montagesystem mit doppeltem Fachwerkträger beschrieben.



(1) Startposition zur Abschnittsherstellung N-1 bis N+1

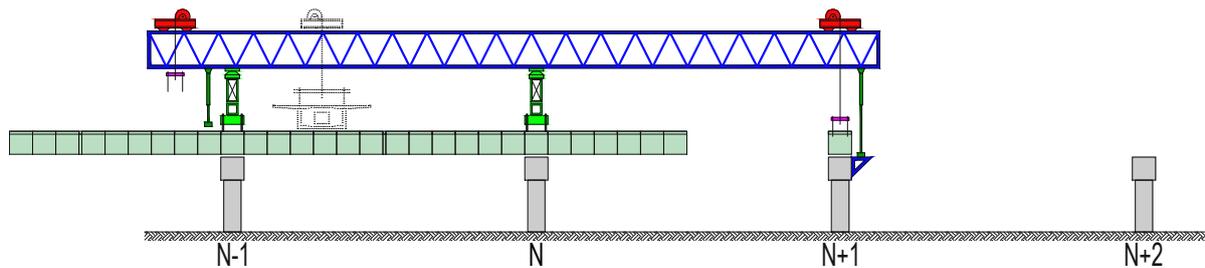


(2) mit der vorderen LK wird das Pfeilersegment N+1 auf dem bereits errichteten Feld abgestellt

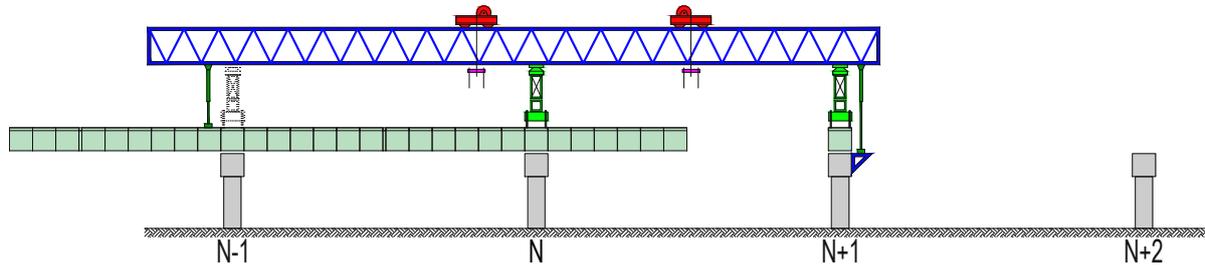


(3) HT wird auf GS verschoben bis über Pfeiler N+1

(4) vordere HS wird auf K positioniert und aktiviert



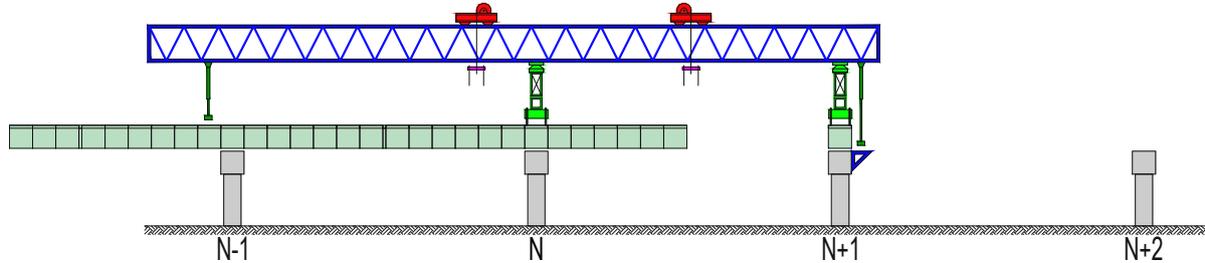
(5) Pfeilersegment N+1 wird mit vorderer LK positioniert



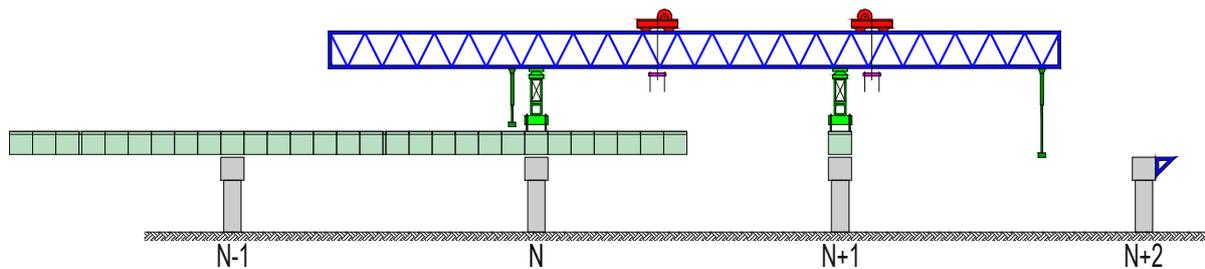
(6) hintere HS wird aktiviert

(7) hinterer GT und GS werden auf Pfeilersegment N+1 positioniert

(8) Lastumlagerung von vorderer HS auf vorderen GT und GS



(9) hintere HS deaktiviert



(10) HT wird in Startposition zur Abschnittsherstellung N bis N+2 verschoben

Abb. 2.7: Vorbauschema zum Montagesystem mit doppeltem Fachwerkträger, in Anlehnung an [10]

2.2.2.2 Montagesystem mit abgspanntem Fachwerkträger

Dieses Montagesystem wird für die Errichtung von Brücken mit gemeinsamer Fahrbahn verwendet. Die Zuführung der Segmente erfolgt in der Regel von dem bereits erstellten Tragwerk aus.

Ein österreichischer Vertreter der Segmentbauweise mit diesem Montageverfahren ist die Hangbrücke Puchreit im Kärntner Liesertal. Die Brücke wurde im Zuge der A10 Tauernautobahn errichtet und im Jahr 1980 fertiggestellt. Die Brücke besitzt zwei getrennte Richtungsfahrbahnen mit jeweils einem einzelligen Hohlkasten. Die Hangbrücke ist 1167m lang und besitzt 20 Felder mit

je 55m Spannweite und 2 Endfelder mit 33,5m. Sie besteht aus 722 Segmenten mit einem jeweiligen Einzelgewicht von 60 Tonnen, welche im Freivorbau mit obenliegenden Verlegegerät montiert wurden. Die Segmentfugen in den Stegen sind mit einer feinen Verzahnung ausgeführt und mit Epoxidharzmörtel verklebt. Der Brückenschluss wurde als Ortbetonfuge ausgeführt. Durch das anschließende Einbringen der Kontinuitätspannglieder wurde aus dem statisch bestimmten Waagebalken ein mehrfeldriger Durchlaufträger [8].

Beschreibung der Bauteile

Das in Abbildung 2.8 dargestellte System besteht aus einem räumlichen Fachwerkträger **HT**, welcher durch eine Abspannkonstruktion **AK** über einen A-förmigen Zentralfuß **ZF** aufgespannt wird. Die Laufkatze **LK** wird bei diesem Montagesystem gleichzeitig auch als Hilfssystemstütze **HS** verwendet. Im hinteren Feld befindet sich eine Portalstütze **PS** die einen Antransport von Segmenten über das bereits errichtete Brückendeck erlaubt. Weiters befinden sich an den beiden Hauptträgerenden je eine Hilfsstütze **HS**. Die Konsole **K** wird mittels Kran montiert.

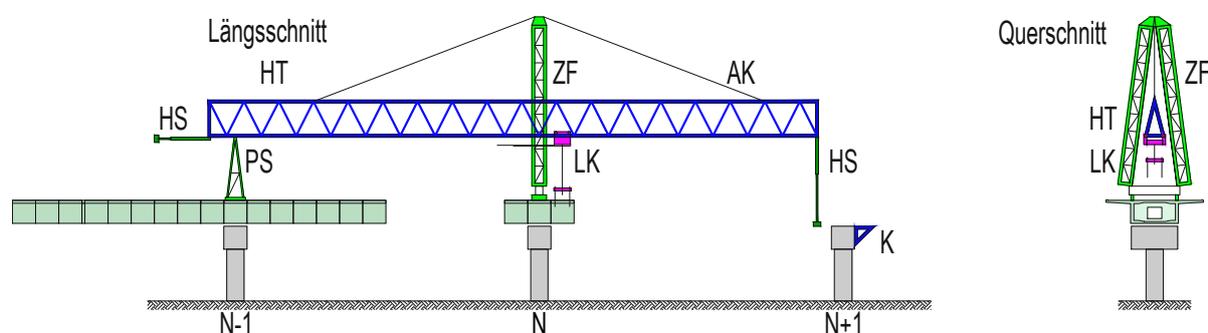
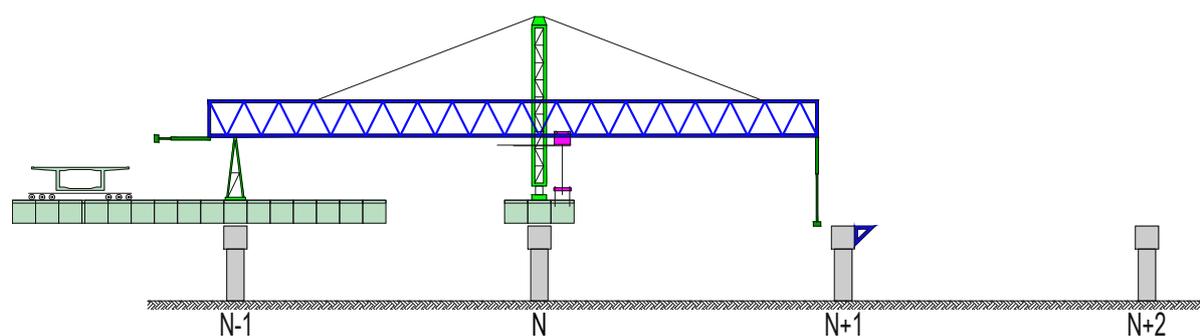


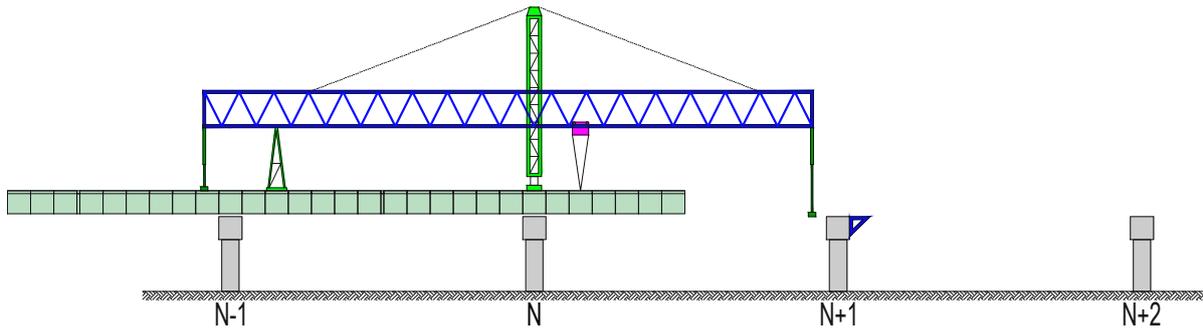
Abb. 2.8: Systemaufbau mit Bauteilbezeichnung, in Anlehnung an [10]

Vorbauschema

In der folgenden Abbildung 2.9 wird das Vorbauschema erläutert



(1) Startposition zur Abschnittsherstellung N-1 bis N+1

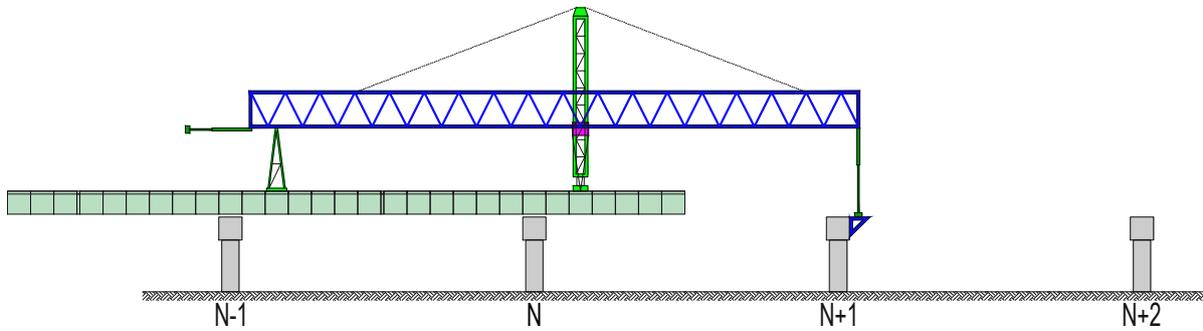


(2) entspannen von AK

(3) aktivieren der hinteren HS

(4) PS auf Feld N-1 und N; PS aktivieren und HS deaktivieren

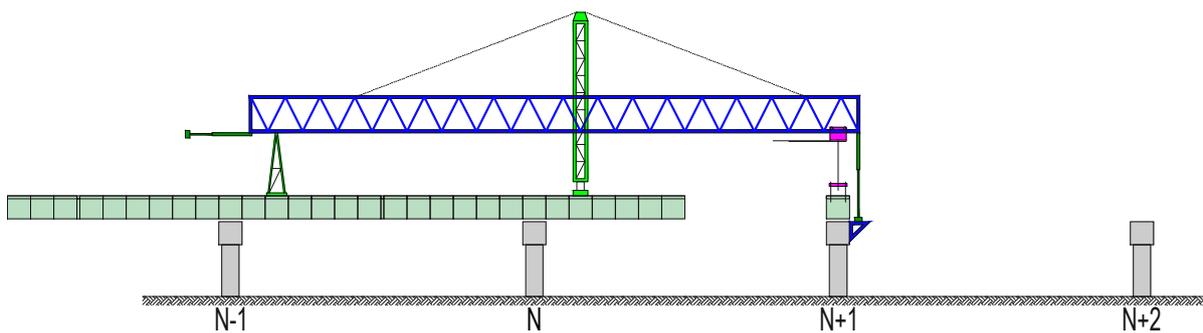
(5) LK auf Feld N und N+1; LK aktivieren; ZF deaktivieren



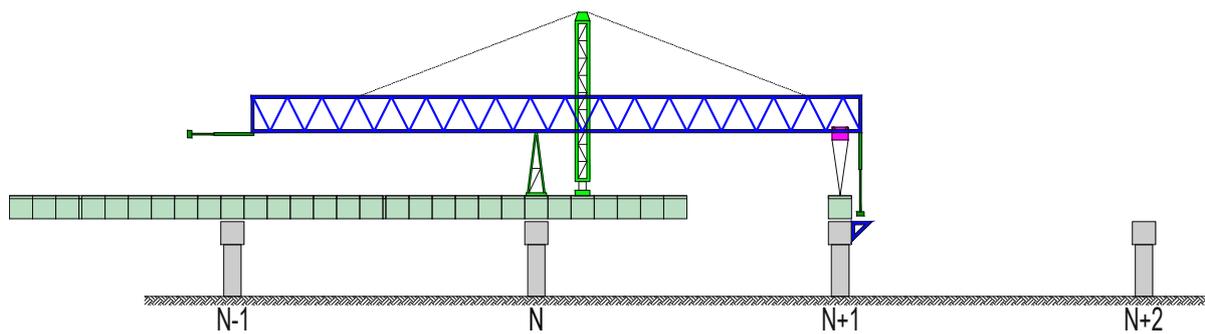
(6) hintere HS hochklappen

(7) HT auf PS und LK vorverschieben bis ZF über LK liegt

(8) vordere HS aktivieren und Lastumlagerung von LK auf ZF



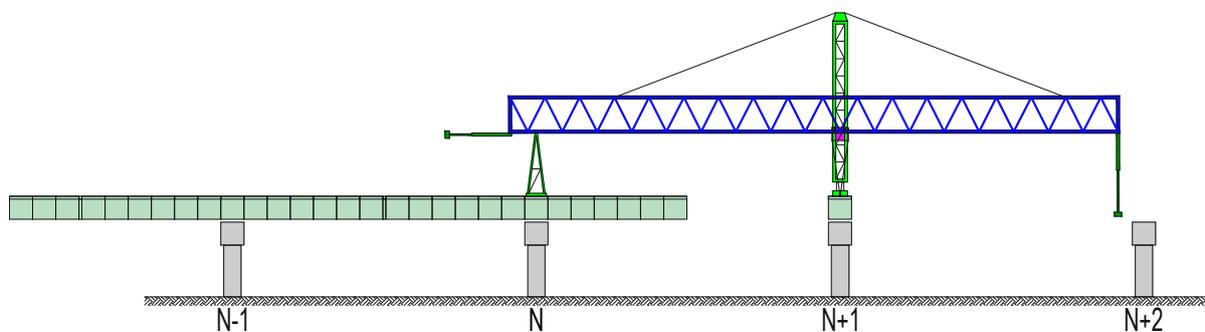
(9) Pfeilersegment wird mit LK auf N+1 positioniert



(10) LK wird aktiviert und vordere HS deaktiviert

(11) hinter HS runterklappen und aktivieren

(12) PS wird deaktiviert und auf Pfeilersegment N verschoben und anschließend wird PS aktiviert und ZF wird deaktiviert



(13) HT wird über PS und LK verschoben anschließend wird ZF aktiviert und LK deaktiviert

(14) AK wird aktiviert

(15) Startposition zur Abschnittsherstellung N bis N+2

Abb. 2.9: Vorbauschema zum Montagesystem mit abgespanntem Fachwerkträger, in Anlehnung an [10]

2.3 Klassische Ausführungsvarianten von Brückenquerschnitten für den Freivorbau in Segmentbauweise

2.3.1 Allgemein

Der Freivorbau kann im Querschnitt betrachtet mit Plattenbalken, Trogquerschnitten und ein- oder mehrzelligen Hohlkästen hergestellt werden. Allerdings eignen sich offene Querschnitte, wie der Plattenbalkenquerschnitt und Trogquerschnitt für segmentierte Brücken weniger, da ihre geringe Quersteifigkeit besonders beim Transport und bei der Montage der Elemente nachteilig ist [8].

Nach [11] ist der wohl am meisten verwendete Querschnitt im Freivorbau der Hohlkastenquerschnitt. Er stellt eine Weiterentwicklung von dem Plattenbalkenquerschnitt dar. Durch das Einbringen der unteren Platte (Bodenplatte) zwischen die beiden Stege entsteht ein Hohlkasten. Einerseits kann durch die eingefügte Bodenplatte die Kragarmbeanspruchung mit hohen negativen Biegemomenten im Bauzustand optimal abtragen werden. Andererseits entsteht durch das Erzeugen eines geschlossenen Querschnitts ein hohes Torsionstragvermögen. Dies ermöglicht

bei ausmittiger Beanspruchung eine nahezu gleichmäßige Verteilung der Beanspruchung auf die beiden Stege. Aufgrund dieser beiden Eigenschaften wird der Querschnitt im Freivorbau sehr oft verwendet.

Durch weitere konstruktive Maßnahmen kann das Tragverhalten optimiert werden. So kann beispielsweise durch eine gevoutete Tragwerksunterseite in Tragwerkslängsrichtung das Widerstandsmoment durch das Vergrößern des inneren Hebelarms dem Verlauf des Stützenmoments angepasst werden. Die gevoutete Tragwerksunterseite des Trägers folgt dabei meist einer Parabel. Auch die Dicke der Bodenplatte im Stützbereich wird gegenüber dem Feldbereich oft stärker ausgeführt um geringere Spannungen in der Druckzone zu erhalten. Allerdings wird die Dicke der Bodenplatte bei gevouteten Tragwerken auch durch die Art der Neigung der Stege beeinflusst. Werden die Stege geneigt ausgeführt, so bleibt entweder die Breite der Bodenplatte konstant oder die Neigung der Stege bleibt konstant. Bei konstanter Neigung der Stege wird die Bodenplatte, aufgrund der verringerten Breite, zum Stützbereich hin stärker ausgeführt.

Unabhängig davon ermöglichen schräge Stege eine breitere Fahrbahnplatte und können durch senkrecht Absenken der Schalung einfacher ausgeschalt werden. Im Gegensatz dazu ist bei vertikalen Stegen sowohl das Einschalen als auch das Betonieren einfacher möglich.

Im Querschnitt betrachtet werden die Stege meist mit einer konstanten Stärke ausgeführt. Die Boden- und Deckplatte sowie die Kragarme werden oftmals mit Vouten zur Gewichtsoptimierung ausgeführt.

2.3.2 Brückenquerschnitt Segmentbauweise

In der Abbildung 2.10 ist ein üblicher Brückenquerschnitt der Segmentbauweise angeführt. Darin sind die Elemente, welche zur Montage und zur Vorspannung der Segmente benötigt werden, gesammelt dargestellt.

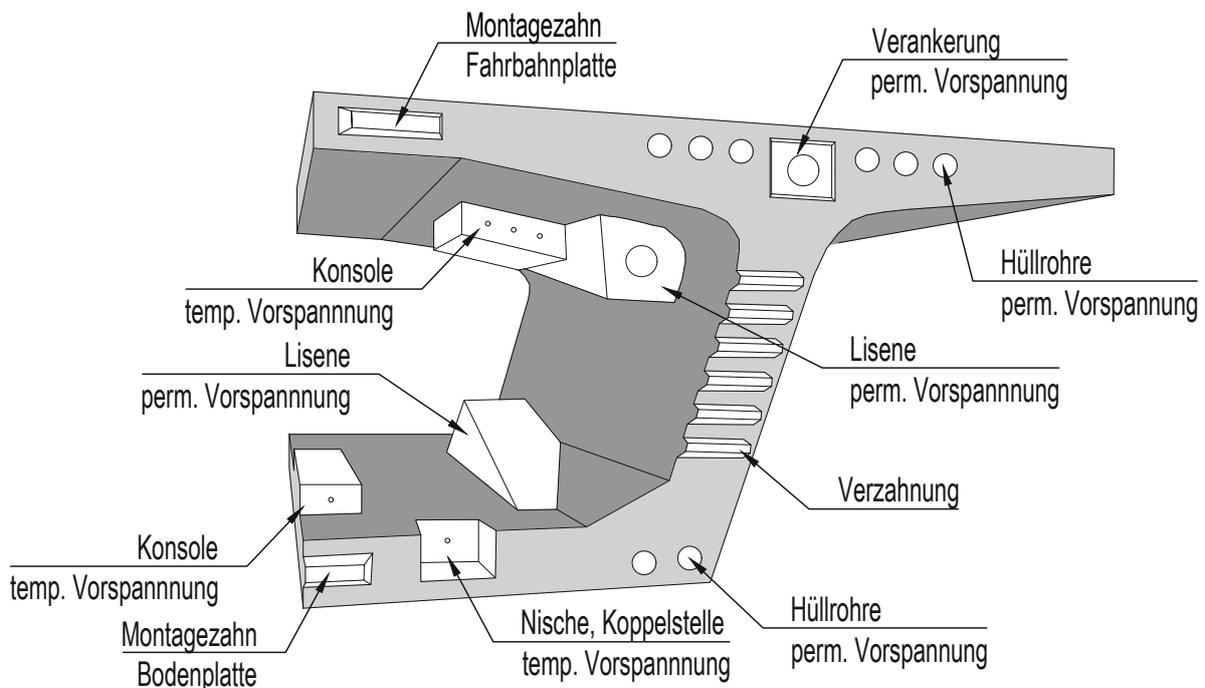


Abb. 2.10: Elemente von einem klassischen Brückenquerschnitt, in Anlehnung an [12]

Nachfolgend sind zwei Vereinigungen angeführt, welche standardisierte Querschnitte bzw. Anforderungen an Querschnittelemente für die Segmentbauweise angeben.

American Association of State Highway and Transportation Officials-Standard kurz AASHTO-Standard

Im amerikanischen Raum wurden von der ASBI¹ (American Segmental Bridge Institut) bestehende Brücken in Segmentbauweise inspiziert und ihr Zustand mit einer Notenskala von Null (nicht mehr nutzbar) bis Neun (ausgezeichnet) bewertet. Dabei ergaben sich aus den Inspektionsbefunden äußerst ermutigende Ergebnisse. Bei 84% wurde eine Note von 7 und höher vergeben [7]. Aus diesem Anlass heraus wurde eine Standardisierung von Abmessungen, Bemessungen und Herstellung von Segmentbrücken erarbeitet. Dieser AASHTO-Standard ermöglicht eine wirtschaftliche Anwendung von Brückenüberbauten in Segmentbauweise auf mittelgroße Projekte.

International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)

Die IABSE ist eine wissenschaftlich-technische Fachvereinigung des Ingenieurbauwesens mit Hauptsitz an der ETH Zürich. Sie befasst sich mit allen Belangen des Ingenieurbaus, wozu auch der Brückenbau zählt. Mitglieder der Arbeitsgruppe 6 der IABSE haben in ihrem Werk *Bridge Deck Erection Equipment, A best practice guide* [10] die heute gängigen maschinellen Bauverfahren von Brücken zusammengestellt. Wie in Absatz 2.2 bereits beschrieben, werden hier Brückenquerschnitte für diese Verfahren angeführt.

2.4 Vorspannkonzep für den Freivorbau in Segmentbauweise

Das Vorspannkonzep einer Segmentbrücke ist wesentlich an das Montageverfahren und deren Bauphasen gebunden.

Wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, wird beim Freivorbau vom Pfeiler ausgehend die Brücke im Waagebalkenprinzip errichtet. Da das Anbringen der Segmente in der Regel in einem Zyklus stattfindet, entsteht aufgrund dieser asymmetrischen Beanspruchung ein Kippmoment. Um ein Kippen des Tragwerks zu verhindern, kann es notwendig werden eine vertikale Vorspannung am Pfeilersegment anzubringen. Sollte eine Vorspannung aufgrund eines schmalen Pfeilerkopfes nicht möglich sein, dann werden die Segmente mit Stützen unterstellt.

Wird ein Segment montiert, so wird diese üblicherweise temporär mittels Spann Stahlstab an das zuvor angebrachte Segment verspannt. Dies geschieht in der Regel aus den folgenden Gründen. Einerseits will man das Segment zügig von dem Montagegerät lösen, um den weiteren Arbeitsprozess des Montagegerätes nicht zu behindern.

Ein weiterer Grund ist die Fugenausbildung. Wird die Fuge aus Epoxidharzmörtel hergestellt, wird beim Aushärten ein konstanter Druck über die gesamte Querschnittsfläche benötigt. Dies kann nur durch die temporäre Vorspannung erzeugt werden. Dabei können die Segmente extern über Betonkonsolen mittels Spann Stahlstäben verbunden werden. Der Vorteil dabei ist die Wiederverwendbarkeit von den Spann Stahlstäben. Eine kontinuierlich, interne und in den Querschnitt integrierte Verbindung der Spann Stahlstäbe mittels Muffen ist auch möglich.

Nachdem nun beidseitig entsprechend dem Waagebalkenprinzip die beiden angebrachten Segmente temporär mit Spann Stahlstäben befestigt wurden, wird die permanente Vorspannung im Verbund aufgebracht. Die Kragarmvorspannung ist in der Bauphase die statisch wirksame Vorspannung.

Nachdem die Kragarme hergestellt wurden, werden die beiden aufeinander treffenden Kragarmenden miteinander verbunden. Dies geschieht durch den Lückenschluss. Zuvor werden mittels der Waagebalkenkorrektur die beiden Kragarmenden auf gleiche Höhe gebracht.

¹<http://www.asbi-assoc.org/>

Nachdem der Lückenschluss fertiggestellt wurde, wird abschließend die permanent kontinuierliche externe Vorspannung und/oder permanent kontinuierliche Vorspannung im Verbund hergestellt.

Nachfolgend werden die eben angeführten einzelnen Komponenten zur Vorspannung im Herstellungsprozess beschrieben.

2.4.1 Kippsicherung

Die Stabilisierung des Überbaus während des Freivorbau wird im wesentlichen durch die beiden in Abbildung 2.11 dargestellten Möglichkeiten erreicht.

Die in Abbildung 2.11a dargestellte Abstützung ermöglicht eine große Kernweite wodurch es einer Zugverankerung in der Regel nicht bedarf. Diese Variante der Kippsicherung wird gerne bei schmalen Pfeilerköpfen eingesetzt. Die Abstützung selbst erfolgt durch eine Stahlbaukonstruktion oder durch Betonscheiben. Eine abgewandelte Variante der beschriebenen Abstützung ist das Unterstellen des Tragwerks mittels Hilfsstütze. Diese Abwandlung wird bei unterschiedlichen Kraglängen verwendet. Dabei wird die größere Kraglänge unterstellt. Zum Justieren sind die Hilfsstützen mit hydraulischen Pressen versehen.

In Abbildung 2.11b ist die Verankerung als Kippsicherung dargestellt. Bei dieser Variante wird die Kernweite nicht erreicht. Das bedeutet es treten Zugkräfte auf. Diese werden durch die Verankerung in den Pfeiler beziehungsweise Pfeilerkopf abgetragen.

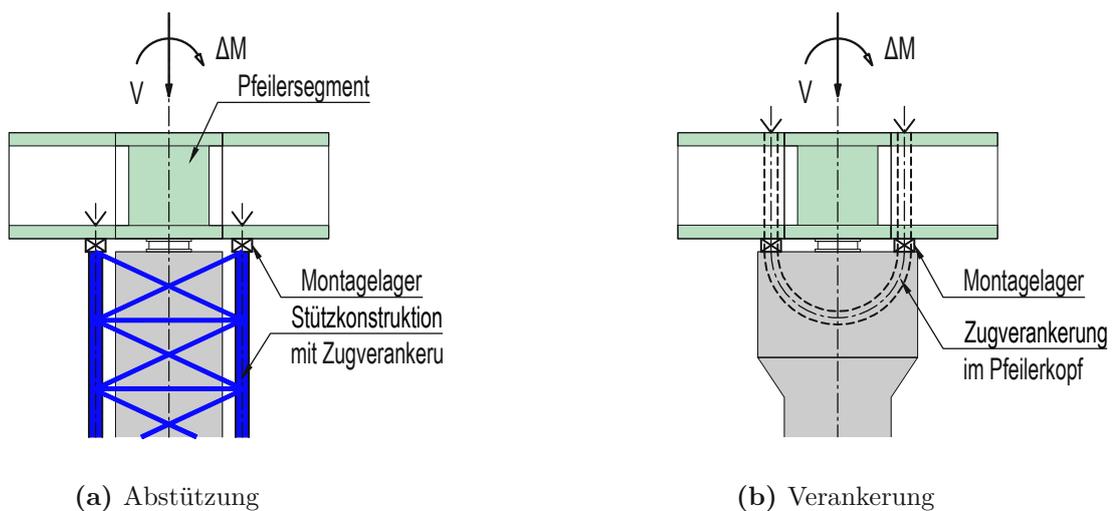


Abb. 2.11: Kippsicherung, in Anlehnung an [10]

2.4.2 Temporäre Vorspannung mittels Spannstahlstab

Die temporäre Vorspannung mittels Spannstahlstab ist ein wesentliches Element im Herstellungsprozess der Segmentbauweise im Freivorbau. Um ein Segment an seiner vorgesehenen Position temporär zu fixieren, geschieht dies mittels Spannstahlstäben. Dabei werden die Segmente in Position gebracht und mit den Spannstahlstäben an den bestehenden Bauteil von der Spannplattform aus montiert. Dadurch ist ein rasches Lösen der Hebeeinrichtung möglich. Durch die Verwendung von der temporären Vorspannung wird zudem ein konstanter Druck für die Aushärtung von dem Fugenmaterial der Pressfuge ermöglicht. Durch Verwendung einer Muffenverbindung, wie sie in der Abbildung 2.12 dargestellt ist, werden die einzelnen Spannstahlstäbe miteinander verbunden. Dabei entsteht die Möglichkeit eine kontinuierliche Vorspannung zu erzeugen.

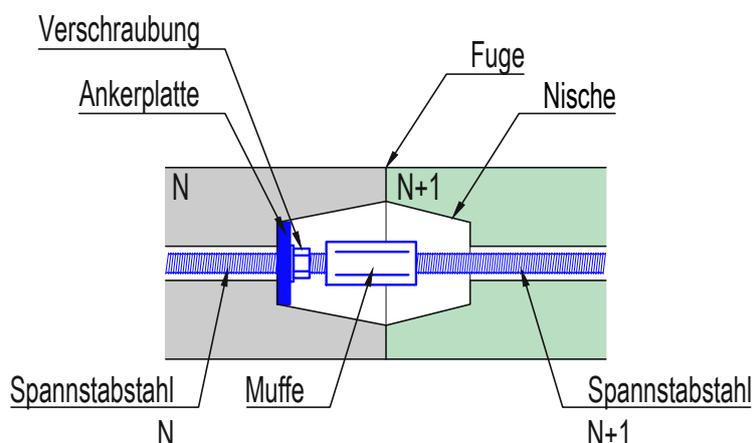


Abb. 2.12: Koppelstelle, in Anlehnung an [12]

Alternativ kann die temporäre Vorspannung über Konsolen (siehe Abbildung 2.10) erfolgen. Nachdem die permanente Vorspannung aufgebracht wurde, können die Hilfsspannglieder anschließend demontiert und wiederverwendet werden.

2.4.3 Permanente Vorspannung im Verbund

Bei der Herstellung im Freivorbau können grundlegend zwei verschiedene Arten der Vorspannung angewendet werden. Die beiden Möglichkeiten sind in der Abbildung 2.13 dargestellt. Die asymmetrische Vorspannung in Abbildung 2.13a ermöglicht ein sofortiges Vorspannen, nachdem ein Segment in Position gebracht wurde. Der Nachteil gegenüber der symmetrischen Spannkabelanordnung, wie sie in Abbildung 2.13b dargestellt wird, ist die Anzahl der benötigten Spannkabel. Für die symmetrische Spannkabelanordnung wird die Hälfte der Spannkabelanzahl benötigt. Die Spannkabel müssen im Querschnitt untergebracht werden können, was bei der asymmetrischen Anordnung bei großen Kragarmen immer mehr zum Problem wird. Daraus ergibt sich, dass die symmetrische Spannkabelanordnung deutlich mehr angewendet wird. Allerdings müssen bei der symmetrischen Anordnung der Spannkabel beide Segmente im vorspannbarem Zustand vorhanden sein. Ein Vorteil der asymmetrischen Anordnung der Spannkabel ist die Verteilung und Anzahl der Arbeitskräfte im Herstellungsprozess.

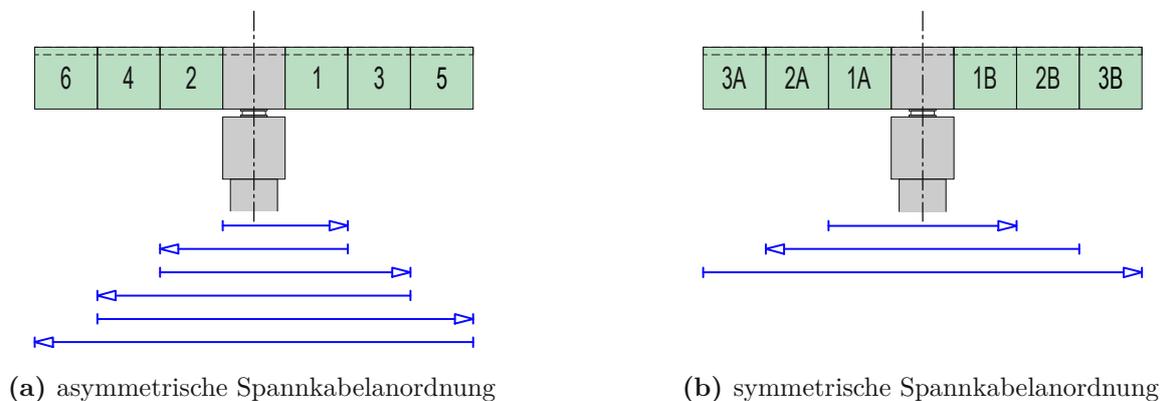
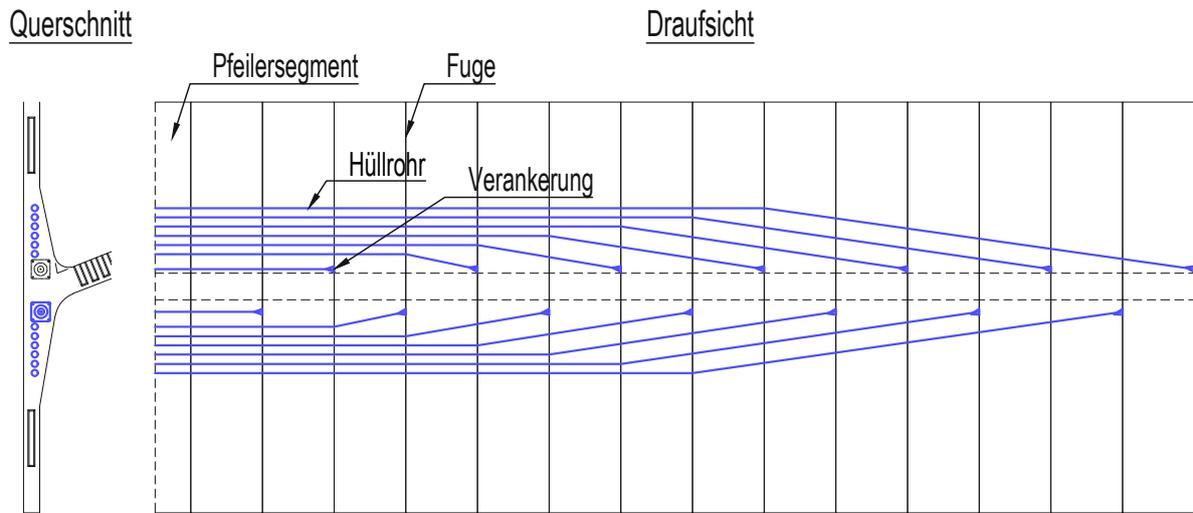
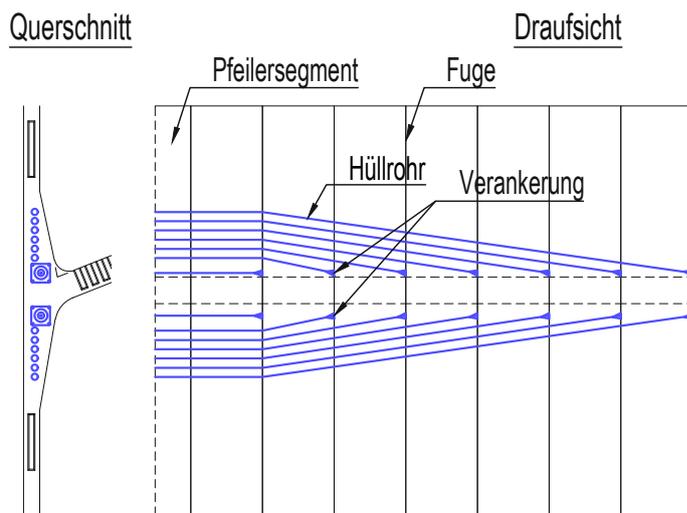


Abb. 2.13: Spannkabelanordnungen, in Anlehnung an [10]



(a) einfache Spannkabelführung



(b) doppelte Spannkabelführung

Abb. 2.14: Spannkabelführung Platte, in Anlehnung an [12]

Zusätzlich muss auch die Anzahl der notwendigen Spannkabel je Segment beachtet werden. In der Abbildung 2.14a eine einfache Spannkabelführung mit einer doppelten Verankerung je Segment und in der Abbildung 2.14b eine doppelte Spannkabelführung mit einer vierfachen Verankerung je Segment dargestellt.

Wie man aus den beiden zuvor angeführten Sachverhalte erkennen kann, haben Überlegungen zur Anordnung der permanente Vorspannung im Verbund erheblichen Einfluss auf die Querschnittsgestaltung.

2.4.4 Permanent kontinuierliche externe Vorspannung und/oder permanent kontinuierliche Vorspannung im Verbund

Die Verwendung externer Vorspannungen ist eine geeignete Option für eine permanente und kontinuierliche Vorspannung. In der Abbildung 2.16a erkennt man, dass der Verlauf der externen Vorspannung an die Beanspruchungen entlang des Tragwerks angepasst werden kann. Wird eine externe Vorspannung verwendet, sind dafür allerdings Sondersegmente notwendig. Die Sonderquerschnitte sind in den Abbildungen 2.15a und 2.15b dargestellt. Ein Querschott wird in der Regel als Pfeilersegment zur Verankerung der Vorspannkabel verwendet. Der Sattel beziehungsweise die Rippe wird für die Umlenkung der Vorspannkabel verwendet. Die externe Vorspannung ist immer in Kombination mit der Kragarmvorspannung anzuwenden.

Im Vergleich dazu erfordert die permanent kontinuierliche Vorspannung im Verbund Lisenen zum Aufbringen der Vorspannkraft. Die Lisenen sind in der Abbildung 2.10 dargestellt. Ein exemplarischer Verlauf der Vorspannung im Verbund ist in der Abbildung 2.16b dargestellt. Die Spannkabel werden dazu mehrheitlich in der Fahrbahnplatte (als Kragarmvorspannung) und in der Bodenplatte verlegt.

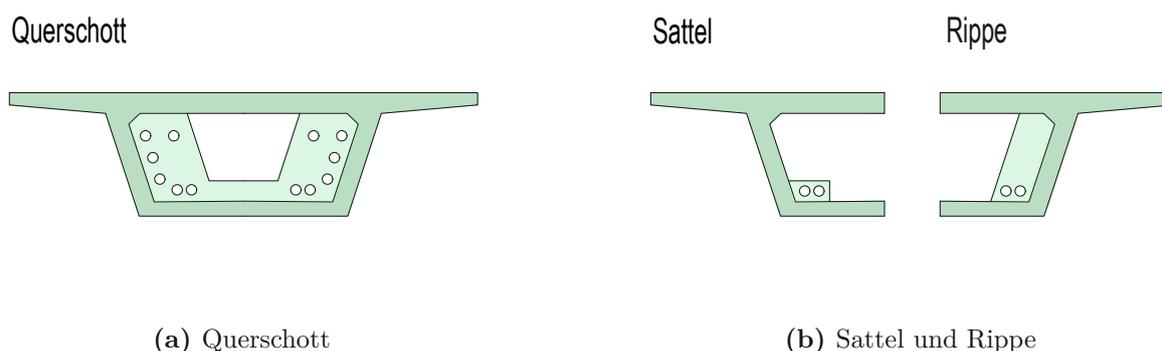
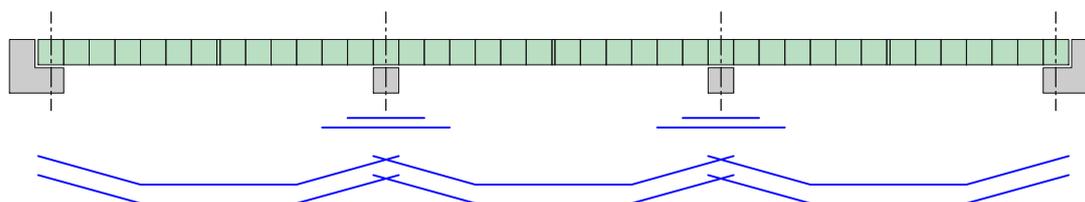
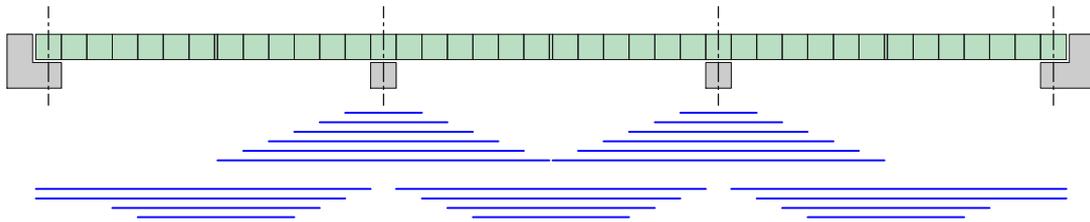


Abb. 2.15: Sondersegmente bei externer Vorspannung, in Anlehnung an [10]



(a) permanente externe Vorspannung



(b) permanente Vorspannung im Verbund

Abb. 2.16: permanente Vorspannung, in Anlehnung an [10]

Kapitel 3

Entwicklung eines Brückensegments aus dünnwandigen Fertigteilen - Betonvariante

In diesem Kapitel wird im ersten Schritt auf den generellen Entwurf eingegangen. Dabei wird ausgehend von dem zusammengesetzten Querschnitt jedes Fertigteilelement mit der jeweiligen Verbindung erläutert. Anschließend folgt eine Definition der Beanspruchungen im Bauzustand auf den zusammengesetzten Gesamtquerschnitt. Auf Basis dieser Beanspruchungen werden Schnittgrößen ermittelt, welche dann für die Bemessung der einzelnen Elemente des Gesamtquerschnitts verwendet werden. Abschließend werden Detailnachweise für die jeweiligen Knoten geführt.

3.1 Genereller Entwurf

Ausgehend von den grundlegenden Überlegungen wie sie im Kapitel 1.5 beschrieben wurden, werden in diesem Abschnitt die einzelnen Komponenten der Querschnittsgestaltung beschrieben.

Brückensegment, Anforderungen und Tragstruktur

Ziel der Querschnittsgestaltung war es einen vorgespannten Hohlkastenquerschnitt nachzubilden, welcher mittels im Fertigteilwerk produzierten Bauteilen einfach vor Ort montiert und durch Aufbeton komplettiert werden kann. Die Vorgaben aus der Fertigteilherstellung für die Halbfertigteile waren im Wesentlichen die Abmessungen der Plattenstärken. Für die Bodenplatte, Deckplatten sowie die Kragarme durfte eine Elementstärke von 10 cm verwendet werden. Für die Stege sollten doppelwandige Halbfertigteile mit einer Elementstärke von 7cm zur Anwendung kommen. Die finalen Bauteilstärken mit Aufbeton waren vorgegeben.

Für die notwendige Längsvorspannung wurden Aussparungen für die Spannkabeldurchführung gefordert. Hierbei wurde versucht die Vorspannung möglichst weit entfernt vom Querschnittschwerpunkt zu platzieren. Der konstante Querschnitt an den Bauteilenden ist der Vorspannung geschuldet.

Für eine Gewichtsreduktion wurden die Bodenplatte und die Deckplatte jeweils zur Mitte hin gevoutet. Außerdem wurden die Kragplatten nach außen hin mit einer linearen Querschnittsabminderung ausgeführt.

Die Vorgabe der einfachen und zeitsparenden Montage wurde durch eine verschraubbare Verbindung zwischen den Elementen gelöst.

Aus diesen Vorgaben und Randbedingungen ergab sich das in Abbildung 3.1 und 3.2 dargestellte Brückensegment. Selbiges ist in der Abbildung 3.3 räumlich dargestellt.

In der Abbildung 3.4 ist die tragende Struktur von dem Brückensegment dargestellt. Die tragende Struktur wird aus den Stahlbetonrippen der jeweiligen Halbfertigteilen gebildet und anhand der Verbindungselemente biegesteif miteinander verbunden.

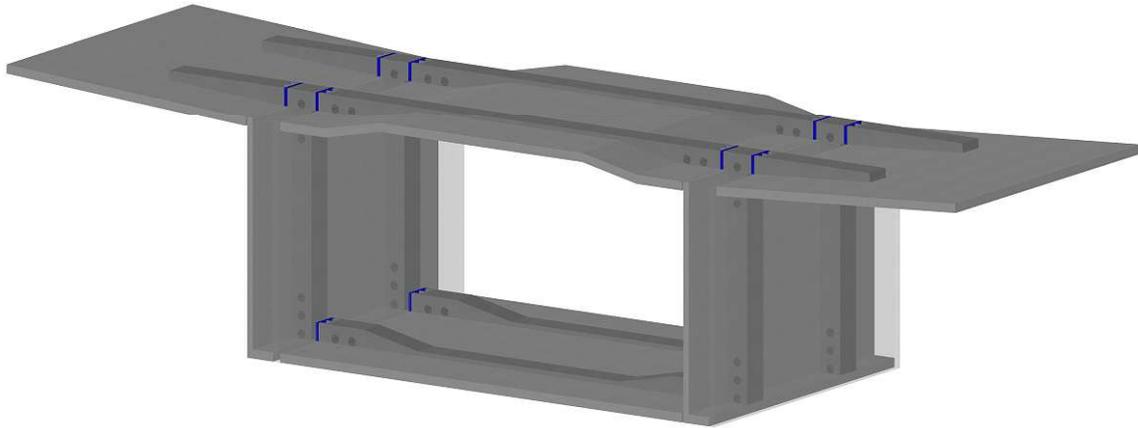


Abb. 3.3: zusammengesetztes Segment ohne Aufbeton

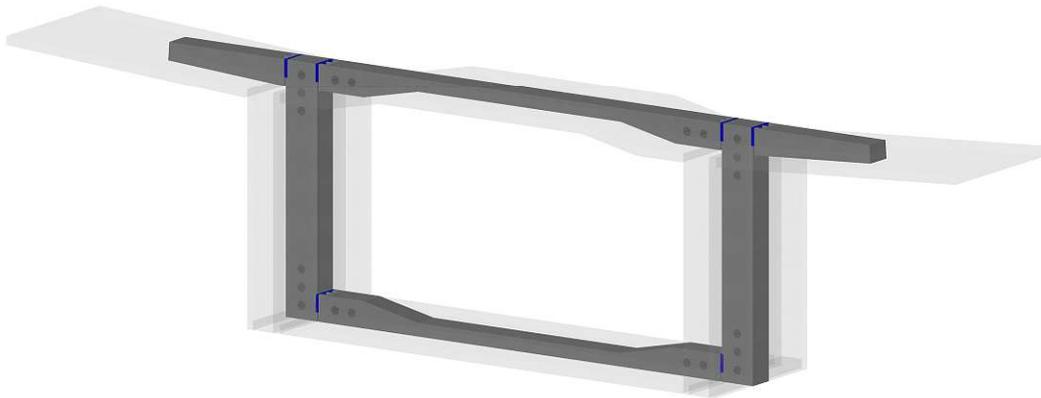


Abb. 3.4: Rippen bilden die tragende Struktur

Verbindungselement

Eine große Herausforderung waren die Überlegungen zu den biegesteifen Verbindungen zwischen den einzelnen Halbfertigteilen. Dazu wurde im ersten Schritt eine 3D-Zeichnung gefertigt. Anhand dieser konnten nun mögliche Ausführungen der Verbindungen leichter überlegt werden. Zeitgleich wurde durch Recherchen im Bereich zu Fertigteilbau-Lösungen von bereits entwickelten Verbindungen durchgeführt. Ein besonders gefällige Lösung wurde bei Fertigteilstützen im Skriptum für Hochbaukonstruktionen 1 Teil A [13] gefunden. Die dort verwendeten Stützenfüße oder Stützenschuhe ermöglichen eine einfache Montage und eine hohe statische Tragfähigkeit. In Abb. 3.5 ist eine solche Verbindung dargestellt.

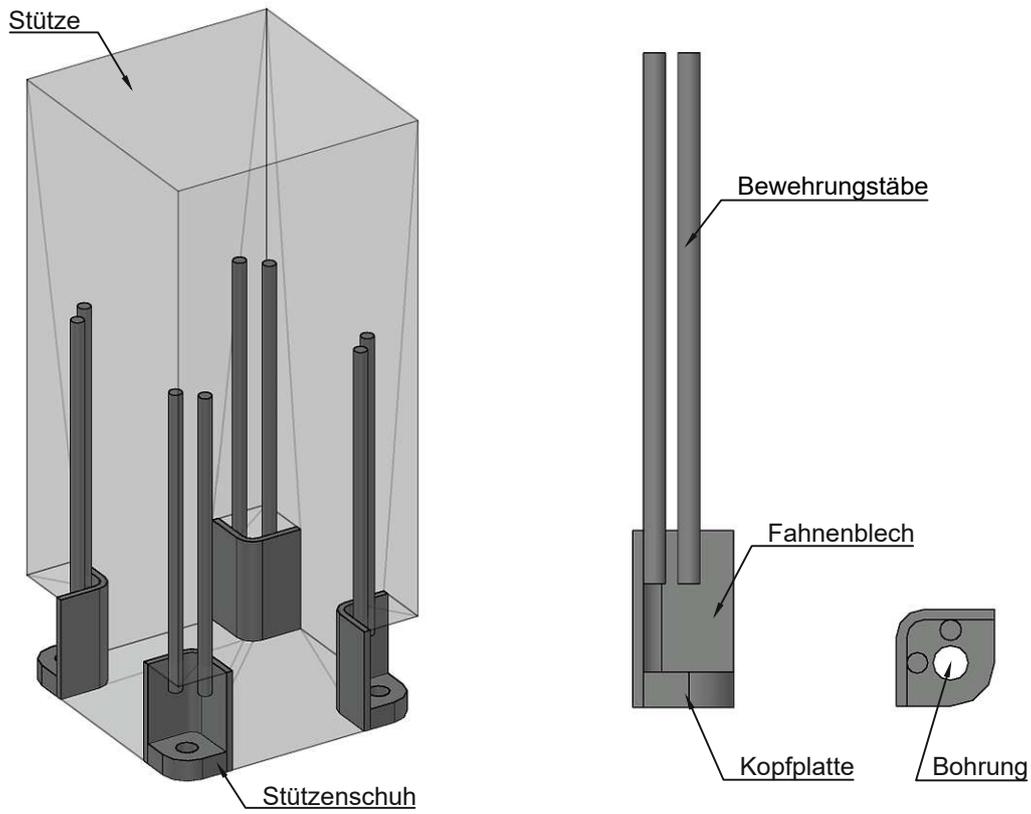


Abb. 3.5: Verbindungselement Stützenschuh, in Anlehnung an [13]

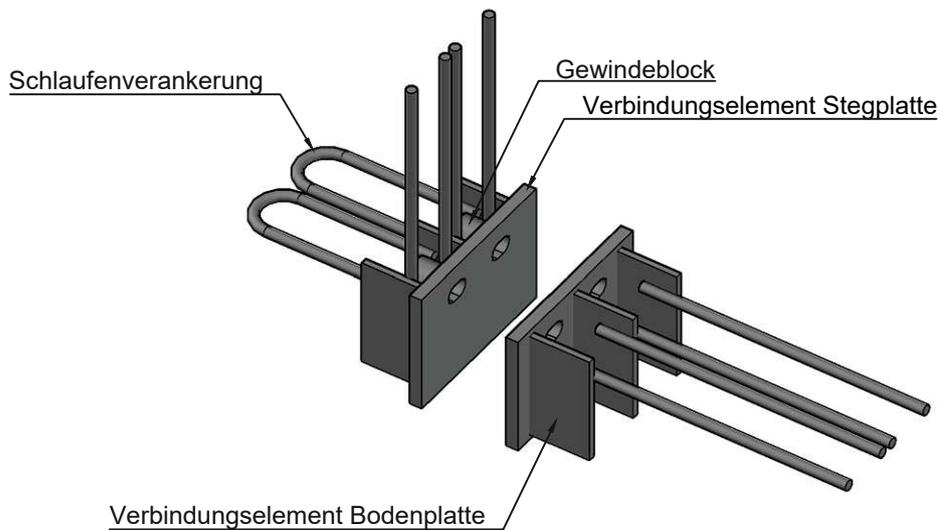


Abb. 3.6: Verbindungselement Bodenplatte - Stegplatte

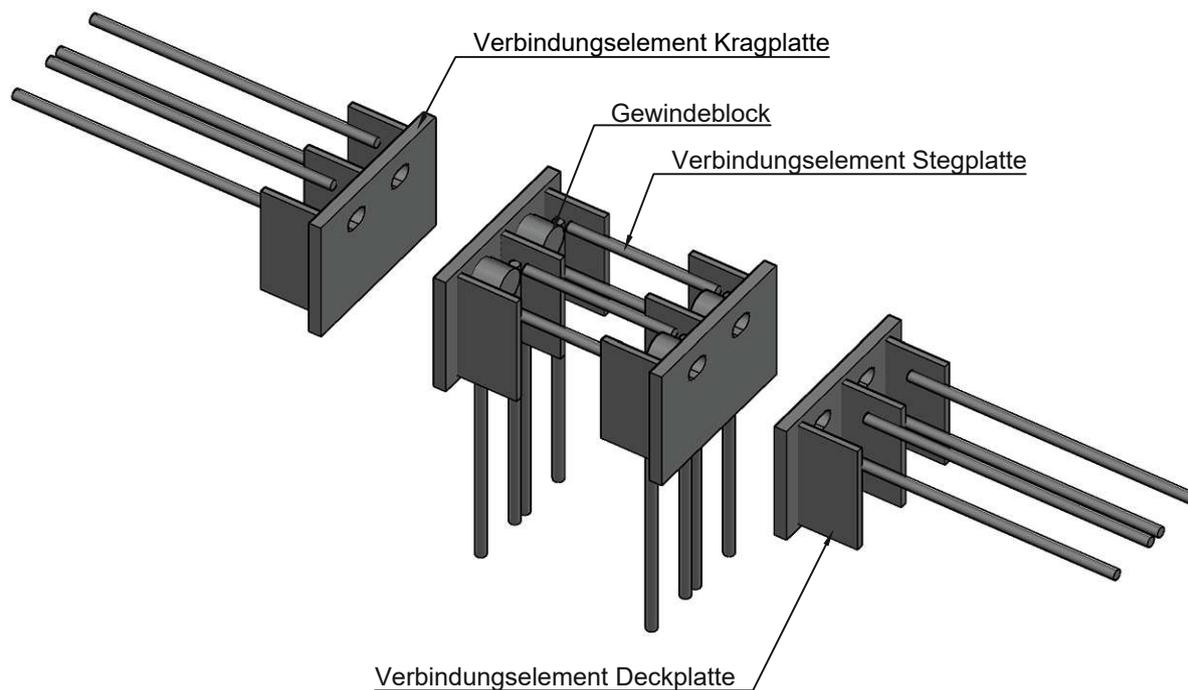


Abb. 3.7: Verbindungselement Krag-, Deck- und Stegplatte

Aufbauend auf dieses industriell gefertigte Produkt wurde ein eigenständige Lösung für das Brückensegment erarbeitet. In der Abbildung 3.6 ist das Verbindungselement Bodenplatte - Stegplatte dargestellt. Beide Elemente bestehen aus einer Kopfplatte mit angeschweißten Fahnenblechen. An die jeweiligen Fahnenbleche sind die notwendigen Bewehrungen zur Kraftübertragung geschweißt.

In der Abbildung 3.7 ist das Verbindungselement der Krag-, Deck- und Stegplatte abgebildet.

Die Verbindungselemente der Stegplatte wurden mit einem Gewindeblock mit Sacklochbohrung versehen. Dieser Gewindeblock soll die Funktion einer Schraubenmutter ersetzen. Es wird dadurch ein Zugang für das Verschrauben der Verbindungselemente nurmehr von Seite der Krag-, Deck- und Bodenplatte aus notwendig.

3.1.1 Bodenplatte

In der Abbildung 3.8 ist die Bodenplatte mitsamt der Kopfplattenbewehrung dargestellt.

Im ersten Herstellungsschritt wird die Platte mit einer Stärke von 10 cm produziert. Dabei werden die erforderliche Plattenbewehrungen, die Anschlussbewehrung der Rippe sowie die Kopfplatte mit entsprechender angeschweißter Bewehrung eingearbeitet.

Zur Gewährleistung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen der Fertigteilplatte und der Rippe bzw. dem Ortbeton ist die Oberfläche entsprechend rau auszuführen.

Im zweiten Herstellungsschritt wird die Rippe ergänzt. Im Anschlussbereich ist die Rippe stärker ausgeführt. Die Rippenhöhe ist aufgrund der statischen Beanspruchung erforderlich und wird gleichzeitig zum Unterbringen der Hüllrohre für die Spannkabel genutzt. In Feldmitte ist eine geringere Höhe der Rippe erforderlich. Der Übergang zwischen dem Anschlussbereich und der Feldmitte wird mit einer Voute im Verhältnis von $> 1 : 4$ ausgeführt.

Im Bereich der Kopfplatte ist eine Aussparung vorgesehen. Diese wird für das Verschrauben an die Stegplatte benötigt. Zusätzlich werden die Hüllrohre für die Spannkabelführung eingebaut.

3.1.2 Deckplatte

Die Deckplatte ist in der Abbildung 3.9 dargestellt. Die Deckplatte wird ähnlich wie die Bodenplatte hergestellt. Hier ist allerdings eine speziellere Schalung für die Plattenunterseite erforderlich.

3.1.3 Kragplatte

Die Kragplatte ist in der Abbildung 3.10 dargestellt. Sie unterscheidet sich im Herstellungsprozess nicht zur Boden- oder Deckplatte. Die Rippe wird nicht bis ganz an den Plattenrand geführt. Dies ist aus statischer Sicht nicht notwendig. Zudem ist ein Auslaufen der Rippe auf null nicht sinnvoll ausführbar. Vorspannkabel sind in der Kragplatte nicht vorgesehen. Zumindest ein Hüllrohr wäre allerdings ausführbar. Durch die veränderliche Höhe der Kragplatte ist es erforderlich die Kopfplatte mit einer Neigung einzubauen.

3.1.4 Steg

Der Steg wird als einziges Element des Segmentverbands als eine Doppelwand hergestellt. Aufgrund des Herstellungsprozesses des doppelwandigen Halbertigteils ist für die beiden Wandplatten nur eine Stärke von 7cm möglich.

Im ersten Herstellungsschritt wird die innenliegende Wandplatte mit dem Verbindungselement der Boden- und Deckplatte hergestellt. Dabei werden die erforderliche Plattenbewehrung, die Anschlussbewehrung der Rippe und der Bodenplatte sowie die Kopfplatten mit entsprechender angeschweißter Bewehrung eingearbeitet.

Im zweiten Herstellungsschritt wird die Rippe hergestellt. Die Spannkabelhüllrohre werden über die gesamte Länge eingelegt, da ein nachträgliches Einbringen nicht mehr möglich ist. Außerdem wird die Bodenplatte mit der Stärke von 10cm hergestellt.

Nachdem die Rippe und Bodenplatte ausgehärtet sind, wird im dritten Herstellungsschritt die zweite Wandplatte hergestellt. Dazu wird die bereits hergestellte Wandplatte kopfüber in den Frischbeton der zweiten Wandplatte gelegt. Durch Distanzhalter wird die Position der ersten Wandplatte bis zur Erhärtung der zweiten Wandplatte gewährleistet.

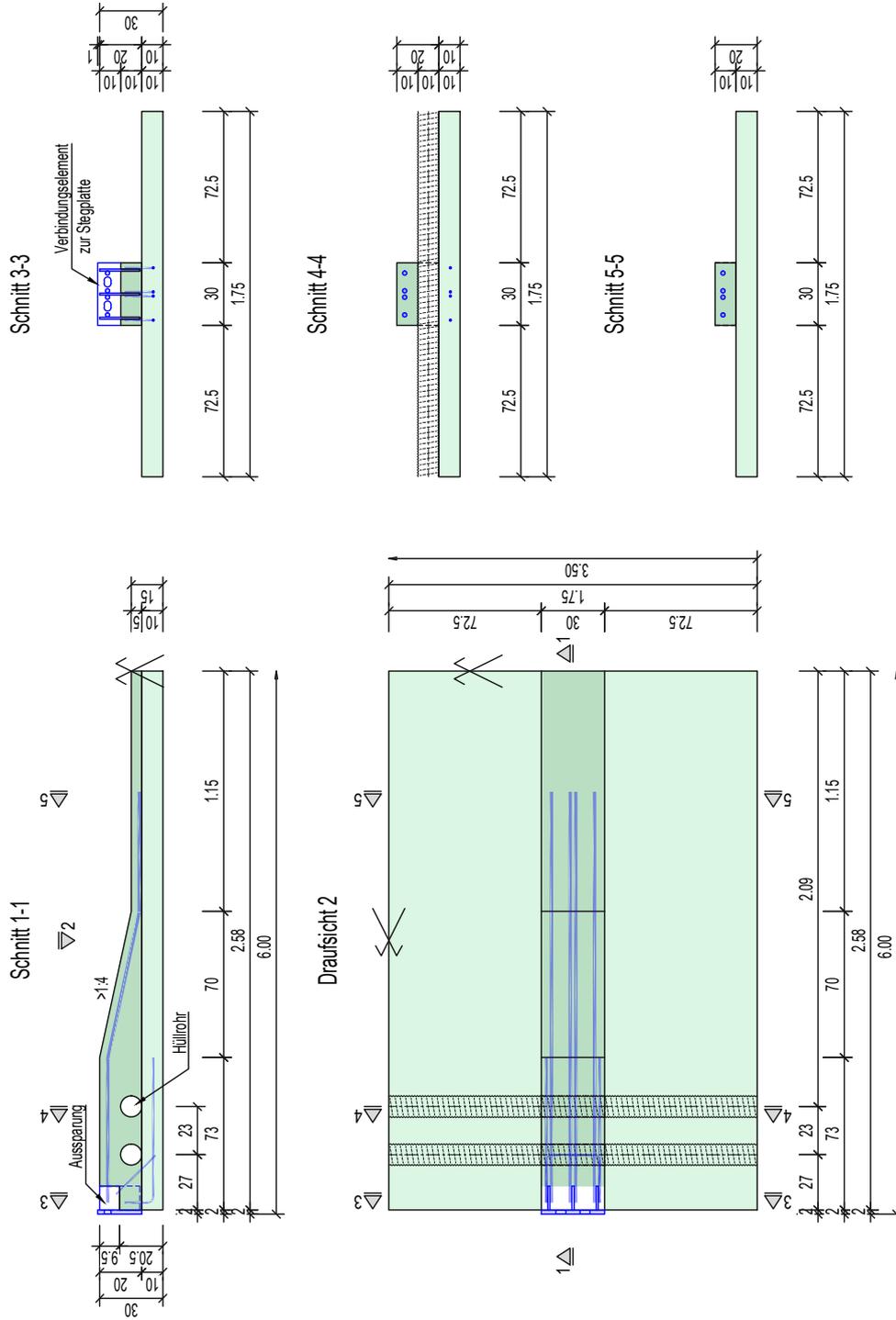


Abb. 3.8: Bodenplatte

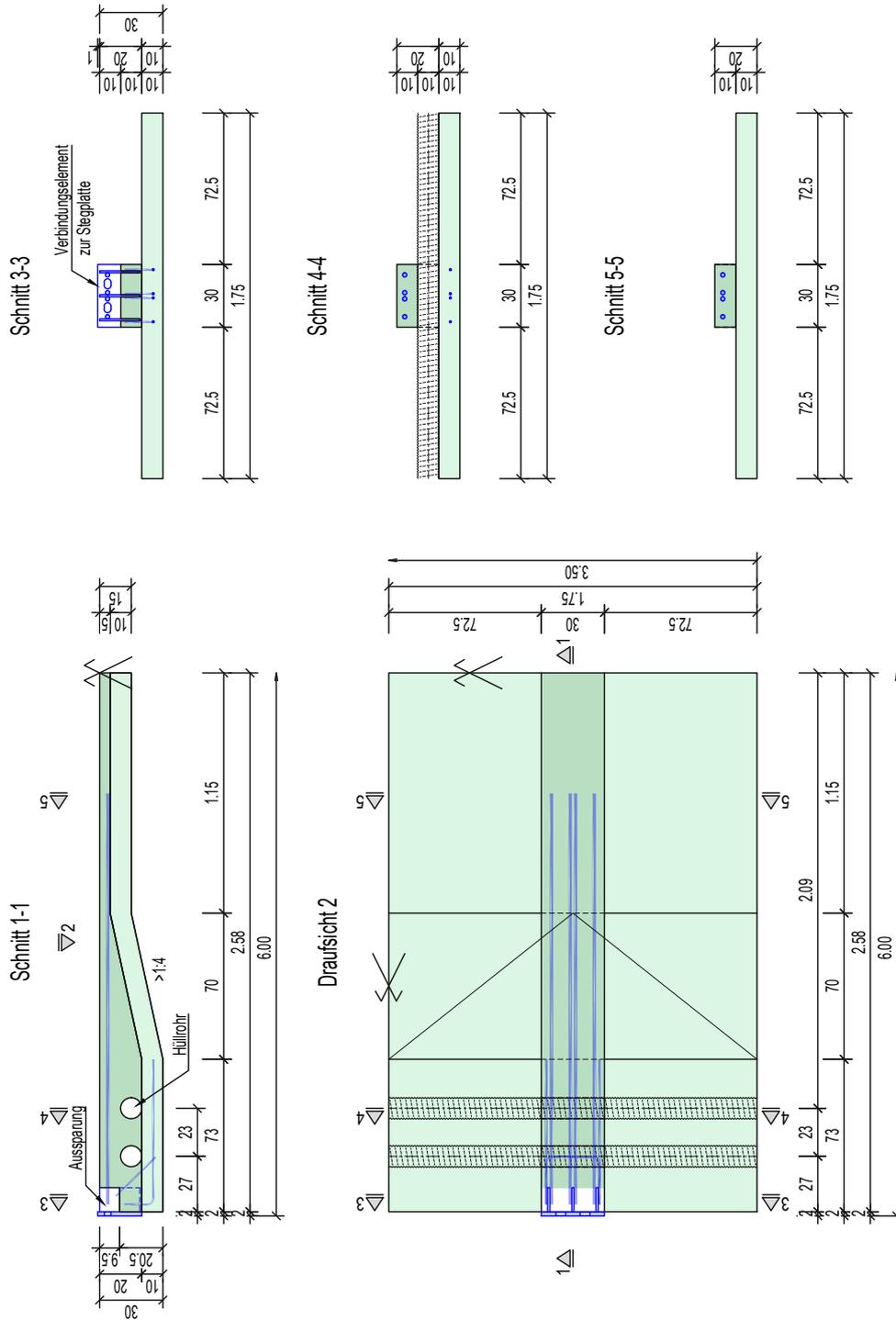


Abb. 3.9: Deckplatte

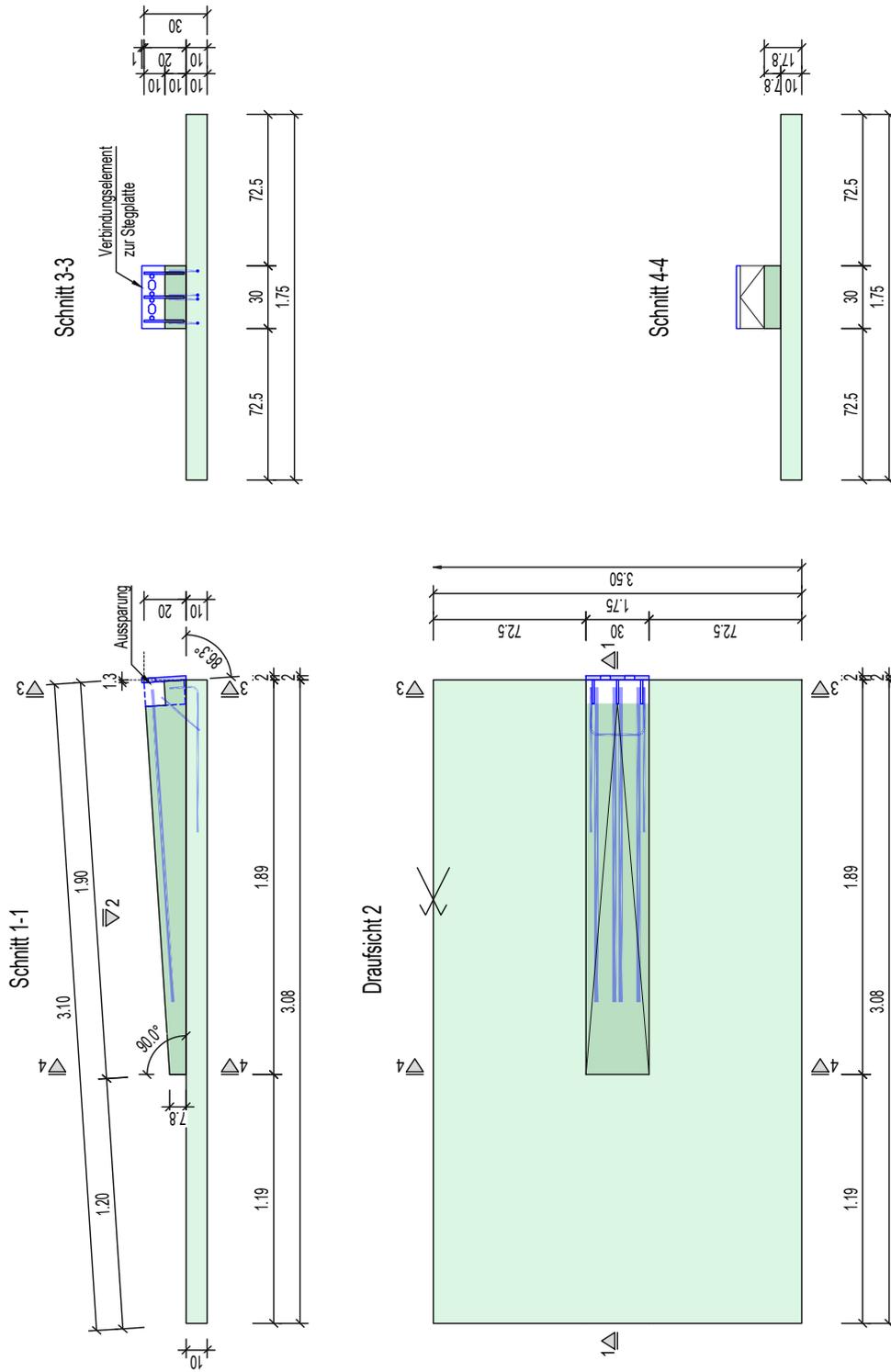


Abb. 3.10: Kragplatte

3.2 Berechnung und Bemessung im Bauzustand auf Segmentebene

in den folgenden Abschnitten werden die Nachweise der einzelnen Bauteile des Brückenquerschnitts geführt. Dabei ist zu beachten, dass die Beanspruchung nur in Brückenquerrichtung betrachtet wird. Effekte aus der Brückenlängsrichtung werden nicht beachtet. Weiters werden keine Gebrauchstauglichkeitsnachweise geführt.

3.2.1 Statisches System

Der Brückenquerschnitt ist über die Aufhängevorrichtung äußerlich statisch bestimmt gelagert. Der Hohlkasten bildet einen geschlossenen, biegesteif verbundenen Rahmen, welcher innerlich 3-fach statisch unbestimmt ist. Die beiden seitlichen Kragarme sind statisch bestimmt.

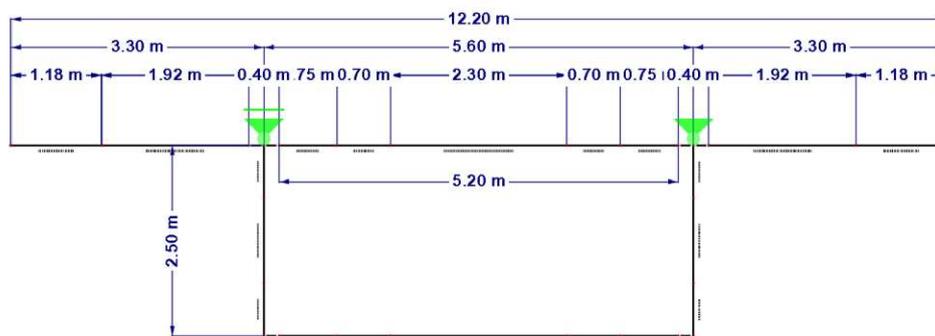


Abb. 3.12: RFEM Modell

Mit

a	Grad der statischen Unbestimmtheit
r	Anzahl der Auflagerreaktionen
v	Anzahl der Zwischenreaktionen
n	Anzahl der Scheiben

folgt gemäß der Abzählformel für 2D-Stabwerke

$$a^{(a)} = r - 3 = 3 - 3 = 0 \quad (3.1)$$

$$a^{(i)} = v - 3 \cdot (n - 1) = 3 - 3 \cdot (1 - 1) = 3 \quad (3.2)$$

$$a = a^{(a)} + a^{(i)} = 0 + 3 = 3 \quad (3.3)$$

In der Bauausführung sind die einzelnen Brückensegmente mit einer geeigneten Maßnahme gegen seitliche Verschiebungen zu sichern. Dies kann beispielsweise durch die Verwendung von einer Aussteifung in Form eines K-Fachwerks, wie sie in Abbildung 3.13 dargestellt ist, bewerkstelligt werden.

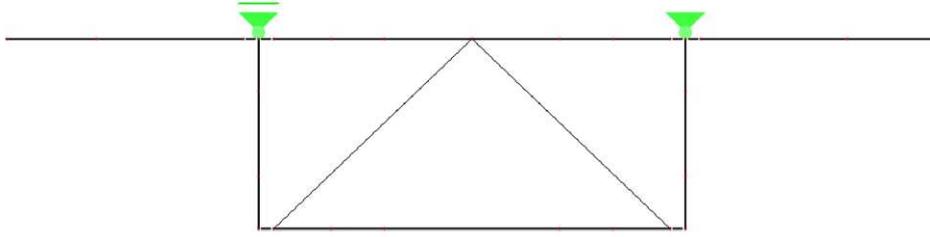


Abb. 3.13: Aussteifung K-Fachwerk

Auch im vorgespanntem Zustand darf das Brückensegment als ausgesteift betrachtet werden. Da also ein unverschieblicher geschlossener Rahmen vorliegt, dürfen die Druckglieder nach den Regeln für Einzeldruckglieder bemessen werden. Dabei sind die Bodenplatte und Deckplatte ausschlaggebend für die Untersuchung nach Theorie II-Ordnung. Anhand des Abgrenzungskriteriums wird bestimmt, ob eine Berechnung nach Theorie II-Ordnung anzuwenden ist. Aus den Normkraftverläufen der unterschiedlichen Betonierphasen ergibt sich, dass die maßgebende Normkraftbeanspruchung in der Bodenplatte zum Zeitpunkt der Deckenbetonage entsteht. Ohne genauere Ermittlung ergibt sich die Grenزشlankheit für ein Einzeldruckglied zu

$$\lambda_{lim} = \frac{10,78}{\sqrt{n}} = \frac{10,78}{\sqrt{0,0078}} = 121,3 \quad (3.4)$$

Die bezogene Normkraft wird mit einem Querschnitt von $b = 30$ und $h = 15$ ermittelt.

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9,47}{30 \cdot 15 \cdot 2,667} = 0,0078 \quad (3.5)$$

Die Knicklänge ergibt sich für ausgesteifte Bauteile mit einem Mindestwert für die Einspanngrade von $k_{1,2} = 0,1$ und einer lichten Länge von $l = 520$ zu

$$\begin{aligned} l_0 &= 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \\ &= 0,5 \cdot 520 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right)} = 307,3 \text{ cm} \end{aligned} \quad (3.6)$$

Die vorhandene Schlankheit der Einzeldruckglieder berechnet sich dann mit

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{307,3}{\frac{15}{\sqrt{12}}} = 70,9 \quad (3.7)$$

Somit ist eine Berechnung nach Theorie II-Ordnung unter den vorgegebenen Maßnahmen zur Aussteifung nicht notwendig.

$$\begin{aligned} \lambda &\leq \lambda_{lim} \\ 70,9 &\leq 121,3 \end{aligned} \quad (3.8)$$

Bei der Schnittgrößenermittlung nach Theorie I-Ordnung sind geometrische Imperfektionen anzusetzen. Auf eine Schiefstellung kann allein schon aufgrund der äußeren Lagerung verzichtet werden. Eine Vorverkrümmung der Boden bzw. Deckplatte wird nicht angesetzt. Dies wird

begründet durch die Herstellungsgenauigkeit im Fertigteilwerk und einer eventuellen Überhöhung der Boden- und Deckplatte für einen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit im Endzustand.

Betonierreihenfolge

Die Betonierreihenfolge hat einen Einfluss auf das statische System im Baufortschritt. Es sind drei Betoniervorgänge vorgesehen. Im ersten Betoniervorgang sollen die beiden Stege betoniert werden. Sie liefern den größten Anteil zur Tragfähigkeit in Brückenlängsrichtung. Im zweiten Betoniervorgang wird die Fahrbahnplatte hergestellt. Dabei war es gefordert, dass die Deckplatte gemeinsam mit den beiden Kragplatten herzustellen ist. Abschließend wird die Bodenplatte im dritten Betoniervorgang fertiggestellt.

Die Entscheidung ob zuerst die Bodenplatte oder doch zuerst die Fahrbahnplatte herzustellen ist, wird in der Abbildung 3.14 dargestellt. Dort ist die Gesamtverformung bei der Betonage der Bodenplatte abgebildet. Aufgrund der Kragarmverformung ergibt sich, dass zuerst die Fahrbahnplatte und erst anschließend die Bodenplatte erstellt werden soll.

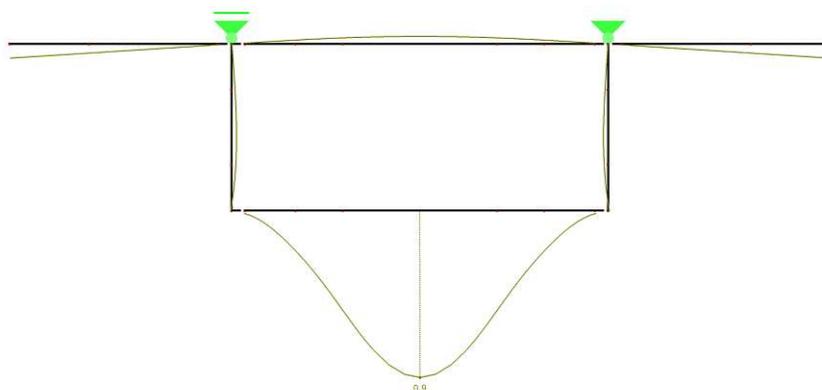


Abb. 3.14: überhöht dargestellte Verformung Betonage Bodenplatte

Faktorisierung der Stabsteifigkeit

Schnittgrößen von unbestimmten Stabtragwerken sind nicht alleine durch Formulieren von Gleichgewichtsbedingungen bestimmbar und zusätzlich sind die Schnittgrößen im Allgemeinen abhängig von den Stabsteifigkeiten EA , EI , $G\ddot{A}$. Es muss somit nach jedem Betoniervorgang die Stabsteifigkeit entsprechend angepasst werden. Für die Ausarbeitung wurde je Bauzustand ein Modell generiert.

Alternativ kann auch nur ein Modell mit einer Faktorisierung der Stabsteifigkeiten in den Lastkombinationen modelliert werden. Die Faktorisierung gibt an um wieviel der Querschnitt an Steifigkeit nach der Betonage zugenommen hat. Der entsprechende Faktor wird bei der zugehörigen Lastkombination eingetragen.

Mitwirkende Plattenbreite

Laut EN 1992-1-1, 5.3.2.1(4) [14] ist die Anwendung bei der Schnittgrößenermittlung zwar nicht zwingend erforderlich, sie wird dennoch für genauere Ergebnisse in der Modellierung abgebildet. Allerdings erfolgt die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite vereinfacht mit $b_{eff} = \frac{l_0}{3}$. Die ideellen Stützweiten sind in der Abbildung 3.15 abgebildet. Aufgrund der Einspannung kann die komplette mitwirkende Plattenbreite bereits im Auflagerbereich genutzt werden. Allerdings muss beachtet werden dass sich die ideellen Stützweiten l_0 im Feld und Einspannbereich unterscheiden.

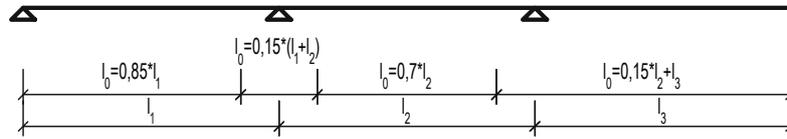


Abb. 3.15: ideale Stützweiten

Die ideale Stützweite für den Einspannbereich der Boden- bzw. Deckplatte und die vereinfacht ermittelte beidseitig mitwirkende Plattenbreite ergeben sich zu

$$l_0 = 2 \cdot 0,15 \cdot l = 2 \cdot 0,15 \cdot 520 = 156cm \quad (3.9)$$

$$b_{eff} = \frac{l_0}{3} = \frac{156}{3} = 52cm \quad (3.10)$$

Die ideale Stützweite für den Feldbereich der Boden- bzw. Deckplatte und die vereinfachte beidseitig mitwirkende Plattenbreite ergeben sich zu

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 520 = 364cm \quad (3.11)$$

$$b_{eff} = \frac{l_0}{3} = \frac{364}{3} = 121cm \quad (3.12)$$

Die ideale Stützweite für den Feldbereichbereich vom Steg und die vereinfacht ermittelte beidseitig mitwirkende Plattenbreite ergeben sich zu

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 250 = 175cm \quad (3.13)$$

$$b_{eff} = \frac{l_0}{3} = \frac{175}{3} = 58cm \quad (3.14)$$

Die ideale Stützweite für den Kragarm der Boden- bzw. Deckplatte und die vereinfachte beidseitig mitwirkende Plattenbreite ergeben sich zu

$$l_0 = 0,15 \cdot l_{Feld} + l_{Kragarm} = 0,15 \cdot 520 + 310 = 388cm \quad (3.15)$$

$$b_{eff} = \frac{l_0}{3} = \frac{388}{3} = 129cm \quad (3.16)$$

Zusammenfassend werden in der Modellierung die Breiten vereinfacht mit $b_{eff} \approx 60cm$ und $b_{eff} \approx 120cm$ entsprechend angenommen.

Für die Berechnung auf Querschnittebene werden die mitwirkenden Plattenbreiten nicht in Rechnung gestellt. Es wird bei einer Berechnung mittels Rechteckquerschnitt der innere Hebel z auf der sicheren Seite liegend unterschätzt, was somit zu einer erhöhten Biegezugbewehrung führt. In der Feldmitte ist die mitwirkende Breite nicht relevant. Die Platte liegt dort in der Zugzone.

3.2.2 Einwirkung

Die Zusammenstellung der Einwirkungen gliedert sich in ständige Lasten wie Eigengewicht und Aufbeton sowie veränderliche Beanspruchungen aus den Bauausführungslasten bei der Betonage. Anschließend werden noch Einwirkungen wie Wind und Schnee sowie Beanspruchungen bei der Montage angegeben, auf welche jedoch in der weiteren Ausarbeitung dieser Arbeit nicht eingegangen wird.

Eigengewicht und Aufbeton

Es wurde jeweils der Querschnitt an der Stelle x betrachtet und daraus das Eigengewicht sowie das Gewicht vom Aufbeton ermittelt.

Tab. 3.1: Eigengewicht und Aufbeton

Kragarm			Bodenplatte			Steg		
x m	$g_{e,x}$ kN/m	$g_{a,x}$ kN/m	x m	$g_{e,x}$ kN/m	$g_{a,x}$ kN/m	x m	$g_{e,x}$ kN/m	$g_{a,x}$ kN/m
0,00	5,875	11,625	0,00	5,875	11,625	0,00	8,075	9,425
1,92 ⁻	4,938	7,090	0,75	5,875	11,625	2,50	8,075	9,425
1,92 ⁺	4,375	7,656	1,45	4,750	6,188			
3,10	4,375	4,375	2,60	4,750	6,188			

Bauausführungslasten während des Betoniervorganges

Die Beanspruchung während des Betoniervorganges setzt sich entsprechend der in ÖNORM EN 1991-1-6 [15] enthaltenen Tabelle 4.2 aus den folgenden drei Einwirkungen zusammen.

Q_{ca} beinhaltet Bauausführungslasten infolge Personal, Angestellte und Besucher, möglicherweise mit Handwerkzeugen oder anderen kleinen Baustellengeräten. Der empfohlene Wert mit $q_{ca} = 0,75 \text{ kN/m}^2$ wird angewendet.

Q_{cf} beinhaltet das Gewicht des Frischbetons für die Bemessungshöhe. Frischbetonzuschlag Für die Wichte des Frischbetons ist der Nennwert für bewehrten Normalbeton gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 [16] Tabelle A.1 um 1 kN/m^3 zu erhöhen. Dies entspricht einer Erhöhung der Aufbetonlasten um 4%.

In der statischen Berechnung wurde vereinfacht der grösste Wert $g_{a,x,max} \cdot 0,04$ konstant über die gesamte Bauteillänge angesetzt.

Q_{cc} beinhaltet das Eigengewicht der Schalung und lastabtragende Elemente. Da die Halbfertigteile als sich selbsttragende Schalung verwendet wird, entfällt dieser Anteil.

Einwirkung	Belastete Fläche	Last in kN/m ²
(1)	außerhalb der Arbeitsfläche	0,75 deckt Q_{cs} , ab
(2)	innerhalb der Arbeitsfläche 3 m × 3 m (oder der Spannweite, falls kleiner)	10 % des Eigengewichtes von Beton aber nicht weniger als 0,75 und nicht mehr als 1,5 einschließlich Q_{cs} und Q_{ef}
(3)	aktuelle Fläche	Eigengewicht der Schalung, lastabtragende Elemente (Q_{cs}) und das Gewicht des Frischbetons für die Bemessungshöhe (Q_{ct})

Abb. 3.16: Betoniervorgang, Auszug aus ÖNORM EN 1991-1-6[17]

Schnee

Beanspruchungen aus Schnee sind im Allgemeinen ortsabhängige Größen und somit für jedes Einzelprojekt gesondert zu bestimmen. Weiters ist laut ÖNORM B 1991-1-6 [17] eine Kombination der Schneelast mit den Bauausführungslasten nicht vorzunehmen, wenn ein gleichzeitiges Auftreten durch organisatorische Maßnahmen sichergestellt werden kann. Da keine Kombination notwendig ist und Lasten aus der Bauausführung größer als die Schneelasten sind, wird ein Lastfall Schnee nicht in Rechnung gestellt.

Wind

Auch die Beanspruchungen aus Wind sind im Allgemeinen ortsabhängige Größen und somit für jedes Einzelprojekt gesondert zu bestimmen. Für das Aufstellen der Fertigteile ist die Beanspruchung Verformungen Wind und Schiefstellung durch geeignete Maßnahmen zu verhindern und nicht in der Rechnung weiter betrachtet. Eine mögliche Maßnahme wurde bereits in der Abbildung 3.13 aufgezeigt. Es werden diese Beanspruchungen für die weiteren Berechnungen nicht beachtet.

3.2.3 Lastfallkombination

Die Lastfallkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖNORM EN 1990 [18] lautet entsprechend der Gleichung (6.10) wie folgt:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Die Bemessungsbeiwerte der Einwirkungen wurden aus ÖNORM EN 1990, Tabelle A.2.4(B) [18] entnommen.

3.2.4 Schnittgrößen

Folgende Überlegungen sind aus [19] sinngemäß entnommen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt nach der linear elastischen Berechnung (Elastizitätstheorie), wie sie in Abbildung 3.17 dargestellt wird. Die Schnittgrößenverteilung bei statisch unbestimmten Systemen wird mit den Steifigkeiten des ungerissenen Querschnitts bei Verwendung eines konstanten E-Moduls E_{cm} berechnet. In weiterer Folge bleibt die strikte Trennung der Systeme (Schnittgrößenermittlung) und Querschnitt

(Bemessung) erhalten. Im Unterschied zu den nichtlinearen Berechnungsverfahren bleibt das Superpositionsgesetz gültig.

Die Tragfähigkeitsreserven bei statisch unbestimmten Systemen werden jedoch nicht genutzt. Die möglichen Laststeigerungen stellen bei einer konventionellen linearen Berechnung ohne Lastumlagerung zusätzliche, nicht näher ausgewiesene Traglastreserven dar.

Eine zumindest geringe plastische Verformungsfähigkeit der hochbeanspruchten Tragwerksbereiche ist allerdings auch bei Anwendung der E-Theorie erforderlich. In der Regel ist eine Begrenzung der bezogenen Druckzonenhöhe zur Sicherstellung der Mindestduktilität ausreichend.

$$\xi_{lim} = \frac{x}{d} \leq 0,45 \text{ bis C50/60} \quad (3.18)$$

Dieser Nachweis wird aufgrund der Einschränkung der Betondruckzonenhöhe durch den Einbau der Spannkabelhüllrohre allenfalls erfüllt und wird somit in weiterer Folge nicht gesondert nachgewiesen.

Durch die Berechnung mit den Steifigkeiten des ungerissenen Querschnitts werden die Verformungen unterschätzt. Besonders deutlich wird dies bei der Kragplatte, wo die Verformungen mit dem gerissenen Zustand II zu ermitteln wären.

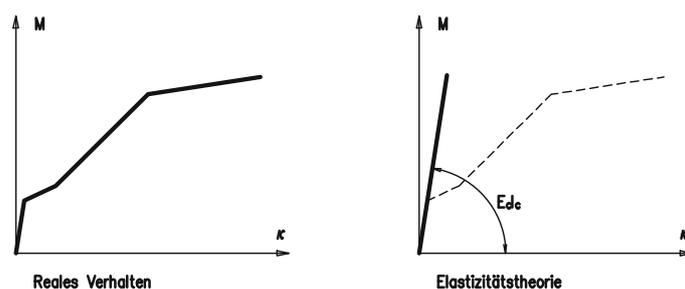


Abb. 3.17: Berechnung nach E-Theorie

Schnittgrößenverlauf

Aus den zuvor beschriebenen Überlegungen ergeben sich nachfolgend die Schnittgrößen der Bauzustände *Betonage Steg*, *Betonage Fahrbahnplatte* und *Betonage Bodenplatte*. Die jeweiligen Lastbilder sind dem Anhang beigelegt.

Schnittgrößenverlauf der Lastkombination Betonage Steg

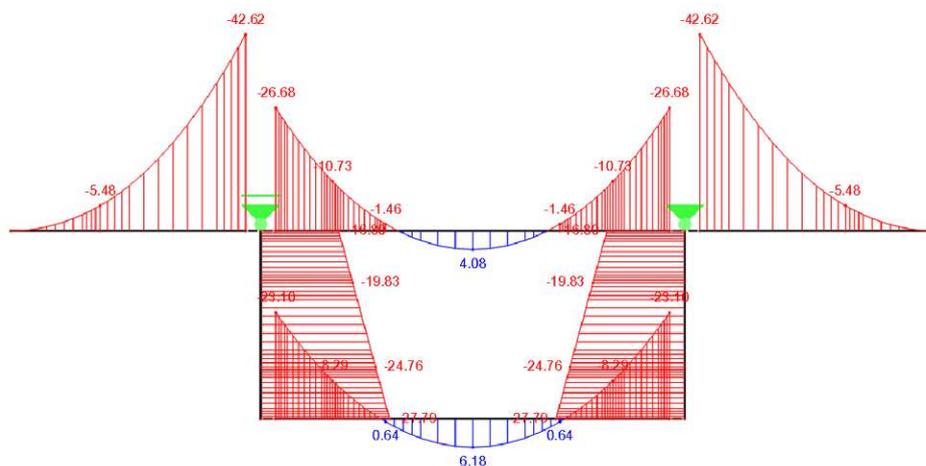
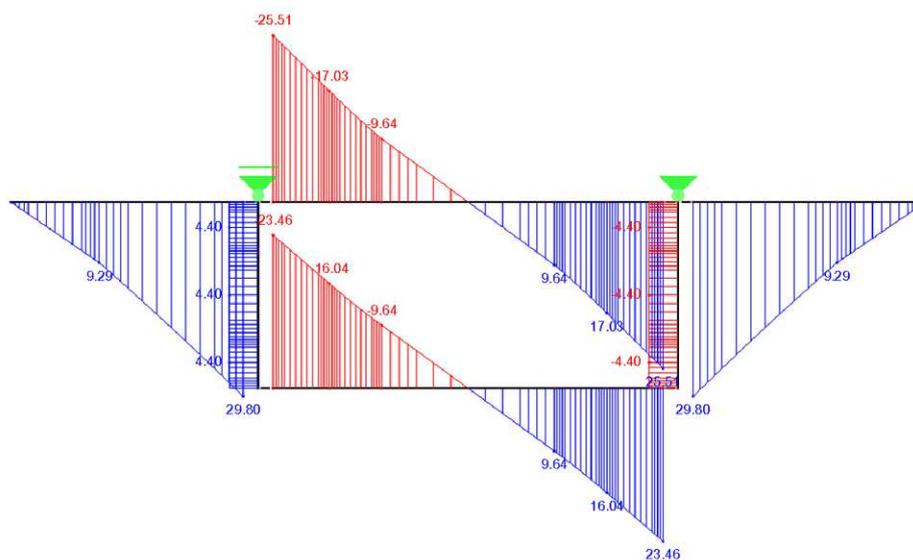
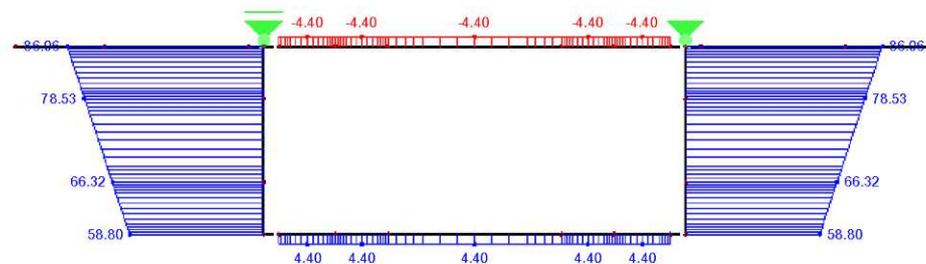
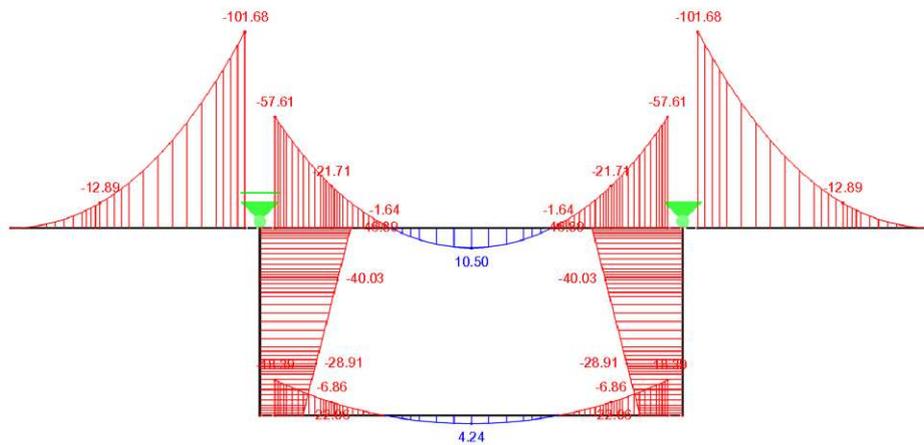
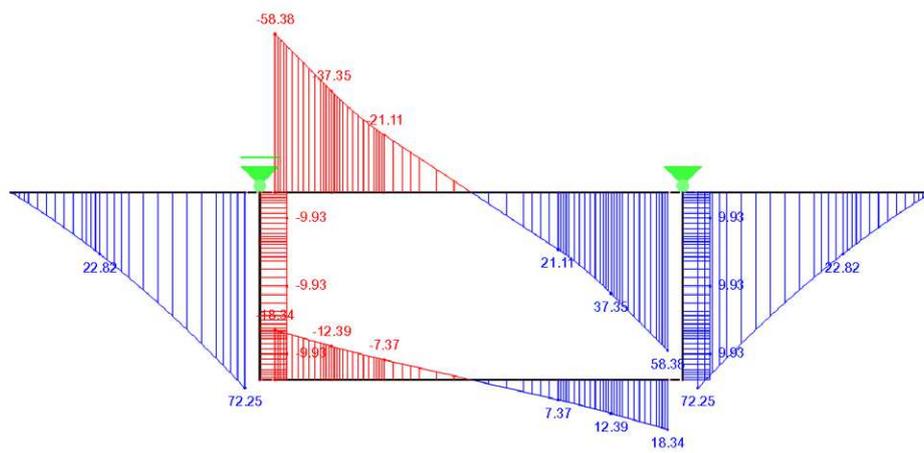
(a) Momentenverlauf [kNm](b) Querkraftverlauf [kN](c) Normalkraftverlauf [kN]

Abb. 3.18: Lastkombination Betonage Steg

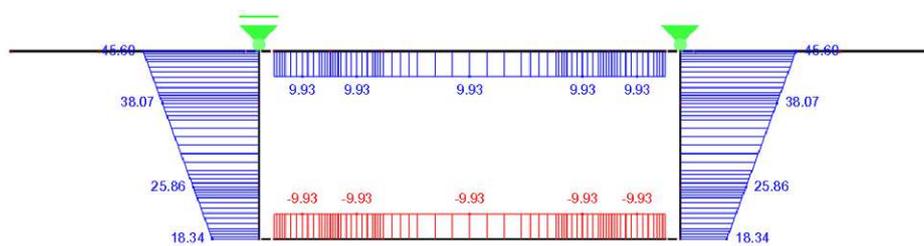
Schnittgrößenverlauf der Lastkombination Betonage Fahrbahnplatte



(a) Momentenverlauf [kNm]



(b) Querkraftverlauf [kN]



(c) Normalkraftverlauf [kN]

Abb. 3.19: Lastkombination Betonage Fahrbahnplatte

Schnittgrößenverlauf der Lastkombination Betonage Bodenplatte

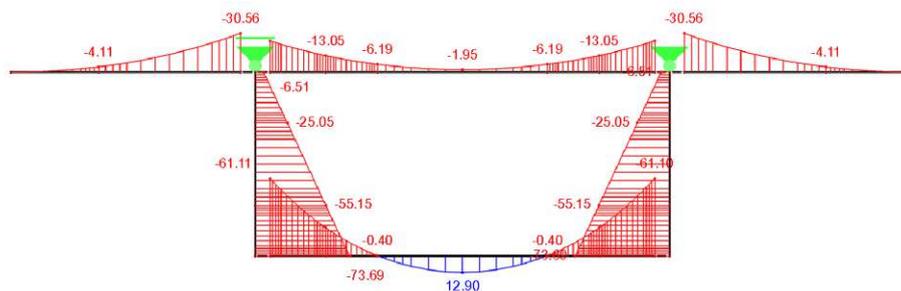
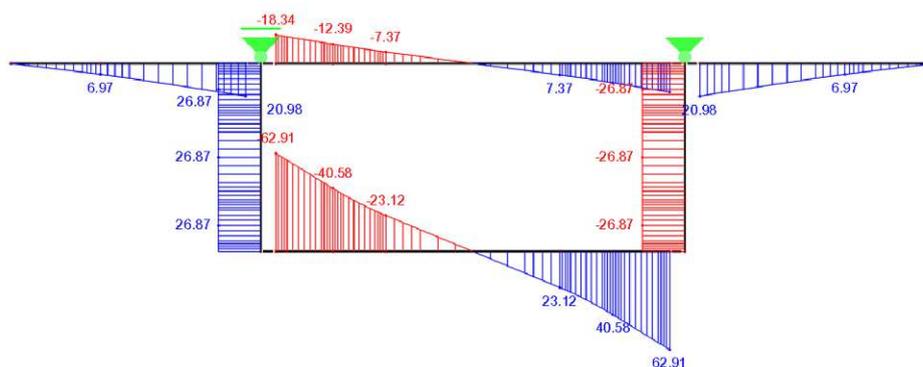
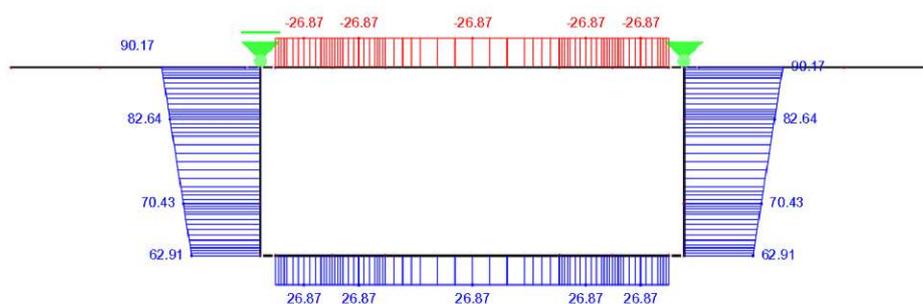
(a) Momentenverlauf [kNm](b) Querkraftverlauf [kN](c) Normalkraftverlauf [kN]

Abb. 3.20: Lastkombination Betonage Bodenplatte

3.2.5 Nachweise der Bodenplatte

Auf die Vorzeichenkonvention ist zu achten. Gemäß Betonbauskript 1 Die Ermittlung der erforderlichen Biegezugbewehrung erfolgt mittels P-R-Diagramm.

Beton C40/50 nach EC 2

Teilsicherheitsbeiwert für Beton	$\gamma_c = 1,50$
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit	$f_{cd} = 26,67 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Betonzugfestigkeit	$f_{ctd} = 2,33 \text{ N/mm}^2$
mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante	$E_{cm} = 35,000 \text{ N/mm}^2$

Bewehrungsstahl B550B nach EC 2

Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_s = 1,15$
charakteristische Streckgrenze	$f_{sk} = 550 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Streckgrenze	$f_{sd} = 478 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$

3.2.5.1 Nachweis im Anschlussbereich

Die maßgebenden Schnittgrößen im Anschnittbereich entstehen zum Zeitpunkt der Betonage der Bodenplatte

$$M_{ed} = -61,11 \text{ kNm} \quad N_{ed} = 26,87 \text{ kN} \quad V_{ed} = 62,91 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen im Anschlussbereich

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Aufgrund der Beanspruchung und konstruktiven Ausführung sind folgende Nachweise im Anschlussbereich zu führen:

- Nachweis der Biegung mit Normalkraft
- Nachweis der Querkraft
- Nachweis der Schubfuge
- indirekte Lagerung

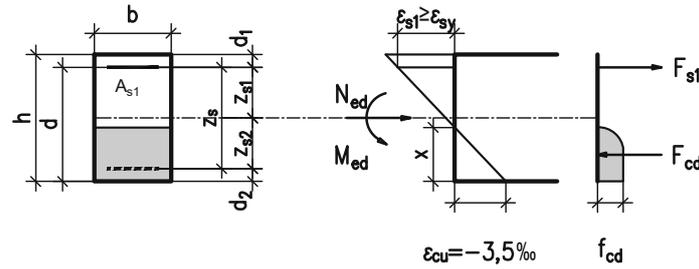


Abb. 3.21: Überwiegend Biegung kopfüber

Biegemoment und Normalkraft

Vorzeichenkonvention: Wie in der Abbildung 3.21 dargestellt wird bei der Normalkraft und dem Biegemoment das Vorzeichen vertauscht! Lage der inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} = 3,0 + 0,8 = 3,8 \text{ cm} \quad (3.19)$$

$$d = h - d_1 = 30 - 3,8 = 26,2 \text{ cm} \quad (3.20)$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = 15 - 3,8 = 11,2 \text{ cm} \quad (3.21)$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,262}{700 + 478} = 0,155 \text{ m} \quad (3.22)$$

Die Betondruckzonenhöhe ist aufgrund der Hüllrohre zu begrenzen auf 10cm. Betondruckkraft mit ermittelter maximaler Betondruckzonenhöhe

$$F_{cd,lim} = 0,8095 \cdot x_{lim} \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,155 \cdot 0,30 \cdot 26,6 = 647,60 \text{ kN} \quad (3.23)$$

Ist die Normalkraft kleiner als die maximal aufnehmbare Betondruckkraft (bei reiner Biegung) ist eine Biegebemessung durchzuführen

$$N < F_{cd,lim} \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

$$26,87 < 647,60 \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

Moment um die Biegebewehrung

$$M_{S1} = M_{ed} + N_{ed} \cdot z_{s1} = 61,11 + -26,87 \cdot 0,112 = 58,10 \text{ kNm} \quad (3.24)$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{S1}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (3.25)$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,262 - \sqrt{0,262^2 - \frac{2,055 \cdot 58,10}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,036 \text{ m}$$

Die Betondruckzonenhöhe ist kleiner als die vorhandene Betonhöhe unter dem Hüllrohr. Ermittlung der Betondruckkraft

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,036 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 235,28 \text{ kN} \quad (3.26)$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{ed}}{\sigma_{s1}} = \frac{235,28 - -26,87}{47,8} = 5,49 \text{ cm}^2 \quad (3.27)$$

vorhanden 4Ø16 entspricht $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$

Die Biegezugkraft ergibt sich zu

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 5,49 \cdot 47,8 = 262,15 \text{ kN} \quad (3.28)$$

Zusätzliche Druckbewehrung

$$x < x_{lim} \text{ bzw. } \sqrt{< 0} \Rightarrow \text{zus. Druckbewehrung } A_{s2} \quad (3.29)$$

$$0,036 \text{ m} < 0,155 \text{ m}$$

$$0,262^2 - \frac{2,055 \cdot 58,10}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000} = 0,030 > 0$$

Es ist keine Druckbewehrung erforderlich womit der Nachweis Biegung mit Längskraft abgeschlossen ist.

Abschließend werden die Mindest- und Maximalwerte der Längsbewehrung geprüft

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.30)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,5}{550} \cdot 30 \cdot 26,2 \geq 0,0013 \cdot 30 \cdot 26,2$$

$$A_{s,min} = 1,30 \text{ cm}^2 \geq 1,02 \text{ cm}^2$$

$A_{s,max}$ gilt für den Bereich außerhalb eines Stoßes

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 30 \cdot 30 = 36 \text{ cm}^2 \quad (3.31)$$

Querkraft

Aufgrund der Aussparungen für die Spannkabel mittels Hüllrohren mit einem Durchmesser von Ø100mm ist eine genauere Betrachtung der Querkraftübertragung erforderlich. Dazu wurde im Skriptum Betonbau 2 [20] ein entsprechendes Stabwerkmodell gefunden, welches in Abbildung 3.22 dargestellt ist. Der innere Hebelarm wird vereinfacht wie folgt bestimmt

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 26,2 = 23,6 \text{ cm} \approx 23,0 \text{ cm} \quad (3.32)$$

Zusammen mit der gewählten Betondruckstrebenneigung $\theta_{gew.} = 45^\circ$ und Bügelneigung $\alpha_{gew} = 45^\circ$ ($0,6 \leq \tan \theta \leq 1,0$ gilt bei $\sigma_{sd} = f_{yd}$) ergibt sich die Geometrie für das Stabwerkmodell. Die Position der Hüllrohre wird damit durch $s = 23,0 \text{ cm}$ vorgegeben. Im ersten Schritt wird

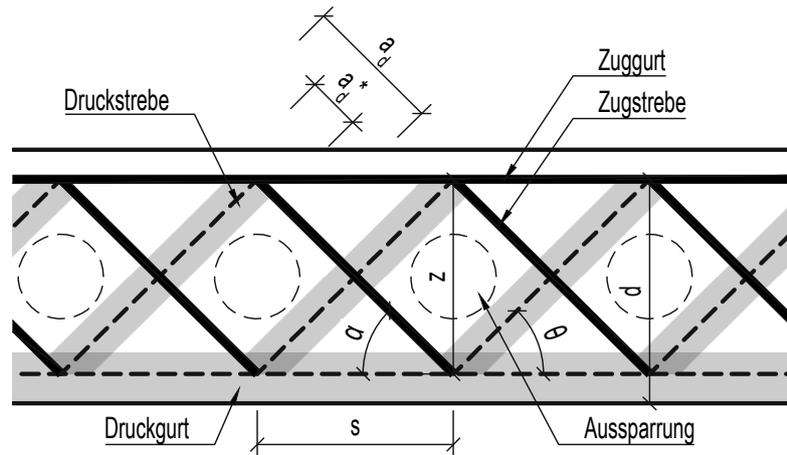


Abb. 3.22: Stabwerkmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung

der Bemessungswert der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraft ermittelt. Dabei wird die Bügelbewehrung mit $\text{Ø}10/23$ angenommen.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (3.33)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57}{23} \cdot 23 \cdot 47,8 \cdot (1 + 1) \cdot 0,707 = 106,12 \text{ kN}$$

Als nächster Schritt wird der Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft ermittelt. Die Formel 3.34 bezieht sich auf eine Betondruckstrebe mit einer Stärke von a_d und kommt somit nicht zur Anwendung.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \frac{1}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.34)$$

Wie sich in Abbildung 3.22 erkennen lässt, kann sich aufgrund der Aussparungen nur eine Betondruckstrebe mit einer Stärke von a_d^* ausbilden. Aus diesem Grund wird die minimale Abmessung der Betondruckstrebe unter der Annahme $V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$ ermittelt. Anschließend wird geprüft ob $a_{d,vorh} \leq a_d^*$ ist.

$$a_{d,vorh} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{V_{Rd,s}}{\alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{106,12}{1 \cdot 0,504 \cdot 2,667 \cdot 30} = 2,63 \text{ cm} \quad (3.35)$$

mit $\alpha_{cw} = 1$

$$\text{und } \nu_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504 \quad (3.36)$$

$$a_{d,vorh} = 2,63 \text{ cm} \leq a_d^* = 6,26 \text{ cm}$$

Mindestbügelbewehrung und Maximalabstand zwischen den Bügelelementen

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{3,5}{478} = 0,001098 \quad (3.37)$$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,001098 \cdot 0,3 \cdot 0,707 \cdot 10000 = 2,3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (3.38)$$

Maximalabstand zwischen den Bügelementen

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 26,2 \cdot (1 + 1) = 39,3 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (3.39)$$

indirekte Lagerung

Für die Kraftableitung vom vertikalen Anteil der Betondruckstrebe werden Aufhängebügel wie bei einer indirekten Lagerung benötigt. Die Querkraftübertragung zwischen der Bodenplatte und dem Steg erfolgt dann über die beiden Schrauben.

$$F_{cwd} = F_{swd} = \frac{V_{ed}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{62,91}{2 \cdot 0,707} = 44,48 \text{ kN} \quad (3.40)$$

$$A_{sw,req} = \frac{V_{ed}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{62,91}{2 \cdot 47,8} = 0,65 \text{ cm}^2 \quad (3.41)$$

3.2.5.2 Nachweis in Feldmitte

Die Nachweise zum Biegemoment mit Normalkraft sowie zur Querkraft sind im Anhang zu finden.

3.2.5.3 Nachweis der Schubfuge

Da die Betonrippe der Bodenplatte herstellungsbedingt nicht zeitgleich mit der Fertigteilplatte betoniert werden kann, ist ein Nachweis zur Schubfuge zu erbringen. Die Schubkraftübertragung in Fugen zwischen zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Betonierabschnitten ist nach ÖNORM EN 1992-1-1 [14] zu prüfen. Da sich die Schubfuge in der Zugzone befindet ergibt sich zu $\beta = 1$ womit sich der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge ermittelt lässt

$$\nu_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b} \quad (3.42)$$

$$\nu_{Ed} = 1,0 \cdot \frac{62,91}{23 \cdot 30} = 0,091 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge setzt sich aus der Tragfähigkeit der unbewehrten Fuge und dem bewehrten Anteil zusammen

$$\nu_{Rd} = \nu_{Rd,c} + \nu_{Rd,s} \quad (3.43)$$

$$\nu_{Rd} = 0,066 + 0,142 = 0,208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Für den Anteil der unbewehrten Fuge werden die beiden Beiwerte c und μ entsprechend der ausgeführten Rauigkeit angeführt. Diese Werte sind dem Hersteller anzugeben oder im Plan anzuführen.

Rau: eine Oberfläche mit mindestens 3 mm Rauigkeit, erzeugt durch Rechen mit ungefähr 40 mm Zinkenabstand, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen: $c = 0,40$ und $\mu = 0,7$

$$\nu_{Rd,c} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (3.44)$$

$$\nu_{Rd,c} = 0,40 \cdot 0,166 + 0,7 \cdot 0 = 0,066 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Für den bewehrten Anteil wird die Bügelbewehrung $\varnothing 10/23$ in Rechnung gestellt

$$\nu_{Rd,s} = \frac{A_s}{A} \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.45)$$

$$\nu_{Rd,s} = \frac{6,83}{30 \cdot 100} \cdot 47,8 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 45^\circ + \cos 45^\circ) = 0,142 \text{ kNcm}^2$$

Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.46)$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504 \text{ N/mm}^2$$

Die maximale Tragfähigkeit der Schubfuge

$$\nu_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.47)$$

$$\nu_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,504 \cdot 26,67 \cdot 0,1 = 0,672 \text{ kN/cm}^2$$

Nachweis der Schubfuge

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd} \leq \nu_{Rd,max} \quad (3.48)$$

$$0,091 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \nu_{Rd,max}$$

3.2.6 Nachweise zur Deckplatte

Die Deckplatte wird wie die Bodenplatte ausgeführt. Es wird nur der Nachweis im Anschlussbereich geführt, da die angreifenden Kräfte für die Nachweise der Anschlussknoten benötigt werden. Dieser ist im Anhang zu finden.

3.2.7 Nachweise zur Kragplatte

3.2.7.1 Nachweis im Anschlussbereich

Momententragfähigkeit

$$M_{ed} = -101,68 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 72,25 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen im Anschnitt

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Lage der Inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \varnothing_{längs} + \frac{\varnothing}{2} = 3,0 + 1,0 = 4,0 \text{ cm} \quad (3.49)$$

$$d = h - d_1 = 30 - 4,0 = 26,0 \text{ cm} \quad (3.50)$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,26}{700 + 478} = 0,155 \text{ m} \quad (3.51)$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}} \right) < x_{lim} \quad (3.52)$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,26 - \sqrt{0,26^2 - \frac{2,055 \cdot 101,68}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,068m < 0,155m$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8095 \cdot 0,068 \cdot 0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}{47,8} = 9,15 \text{ cm}^2 \quad (3.53)$$

vorhanden 4Ø20 entspricht $A_{s1} = 12,56 \text{ cm}^2$

Die Biegezugkraft

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 9,15 \cdot 47,8 = 437,37 \text{ kN} \quad (3.54)$$

Die Mindestlängsbewehrung

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.55)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,5}{550} \cdot 30 \cdot 26 \geq 0,0013 \cdot 30 \cdot 26$$

$$A_{s,min} = 1,29 \text{ cm}^2 \geq 1,01 \text{ cm}^2$$

Die Maximallängsbewehrung

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 30 \cdot 30 = 36 \text{ cm}^2 \quad (3.56)$$

Querkraft

Die veränderliche Trägerhöhe sorgt für eine Querkraftabminderung.

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed,s}}{z} \cdot \tan \varphi_c = \frac{101,68}{0,9 \cdot 26} \cdot \tan 3,4^\circ = 25,75 \text{ kN} \quad (3.57)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,Balkenstatik} - V_{ccd} = 72,25 - 25,75 = 46,50 \text{ kN} \quad (3.58)$$

Diese Querkraftabminderung wird hier nicht genutzt. Die ersten drei Bügel werden analog der Boden- und Deckplatte unter dem Winkel von 45° verlegt. Anschließend werden vertikal verlegte Bügel mit einem Abstand von 10 cm verwendet.

Mindestbügelbewehrung und Maximalabstand zwischen den Bügelementen

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{3,5}{478} = 0,001098 \quad (3.59)$$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,001098 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 10000 = 3,3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (3.60)$$

Maximalabstand zwischen den Bügelementen

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 26 \cdot (1 + 0) = 19,5 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (3.61)$$

Am Kragträgerende ergibt sich der Maximalabstand wie folgt

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d_2 \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 13,5 \cdot (1 + 0) = 10,1 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (3.62)$$

3.2.7.2 Nachweis im Übergangsbereich von Platte zu Riegel

Momenten Tragfähigkeit

$$M_{ed} = -12,89 \text{ kNm} \quad N_{ed} = 0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 22,82 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen im Anschnitt

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Lage der Inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \bar{O}_{längs} = 2,5 + 0,6 = 3,1 \text{ cm} \quad (3.63)$$

$$d = h - d_1 = 10 - 3,1 = 6,9 \text{ cm} \quad (3.64)$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,069}{700 + 478} = 0,041 \text{ m} \quad (3.65)$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}} \right) < x_{lim} \quad (3.66)$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,069 - \sqrt{0,069^2 - \frac{2,055 \cdot 12,89}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,037 \text{ m} < 0,041 \text{ m}$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8095 \cdot 0,037 \cdot 0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}{47,8} = 5,04 \text{ cm}^2 \quad (3.67)$$

vorhanden 5Ø12 entspricht $A_{s1} = 5,65 \text{ cm}^2$

Die Mindestlängsbewehrung

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.68)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,5}{550} \cdot 30 \cdot 6,9 \geq 0,0013 \cdot 30 \cdot 6,9$$

$$A_{s,min} = 0,34 \text{ cm}^2 \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

Die Maximallängsbewehrung

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 10 \cdot 30 = 12 \text{ cm}^2 \quad (3.69)$$

Zum Vergleich der Ergebnisse wurde eine Berechnung mittels finiten Elementen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.23 und 3.24 dargestellt. Ausgehend von einer Breite mit

30cm zur Bewehrungsabdeckung im betrachteten Querschnitt an der Einspannstelle ergeben sich somit folgende erforderlichen Bewehrungsmengen zu

$$A_{s2} = a_{s2} \cdot b = 7,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 0,30 = 2,1 \text{ cm}^2 \quad (3.70)$$

$$A_{s1} = a_{s1} \cdot b = 3,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cdot 0,30 = 1,2 \text{ cm}^2 \quad (3.71)$$

$$A_{s2} = 3\text{Ø}10 \text{ und } A_{s1} = 3\text{Ø}8$$

Anmerkung: die Richtungsbezeichnungen 1 und 2 sind hier vertauscht.

In Vergleich zu den Berechnungen mittels finiten Elementen ist die erforderliche Bewehrungsmenge im betrachteten Querschnitt an der Einspannstelle mit $A_c = 10 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$ nach der Balkentheorie deutlich höher und somit unwirtschaftlich.

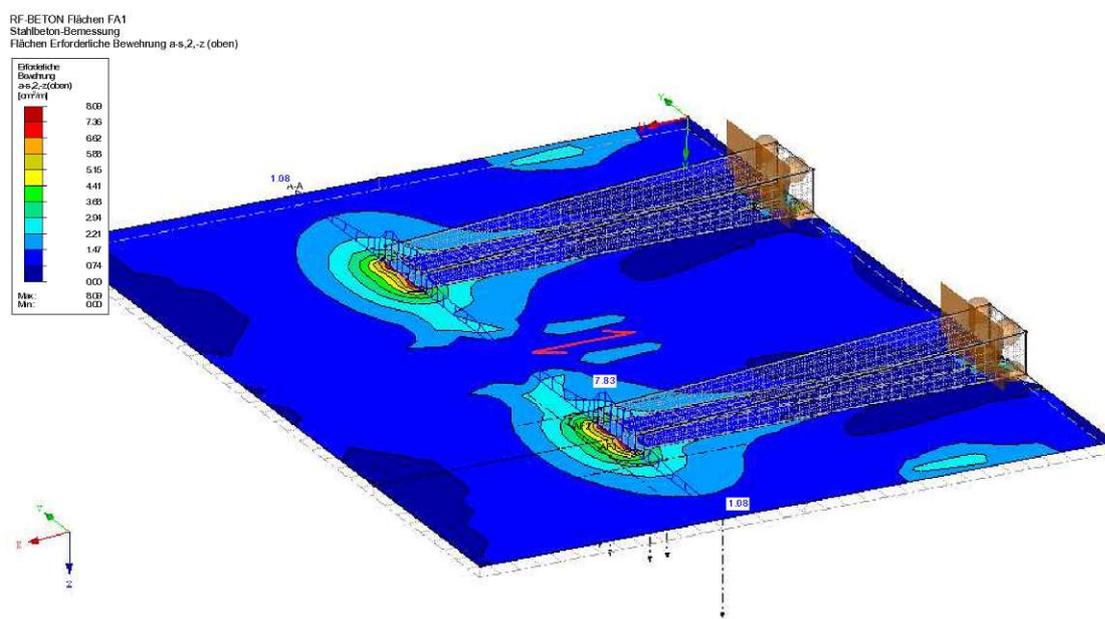


Abb. 3.23: erforderliche Längsbewehrung

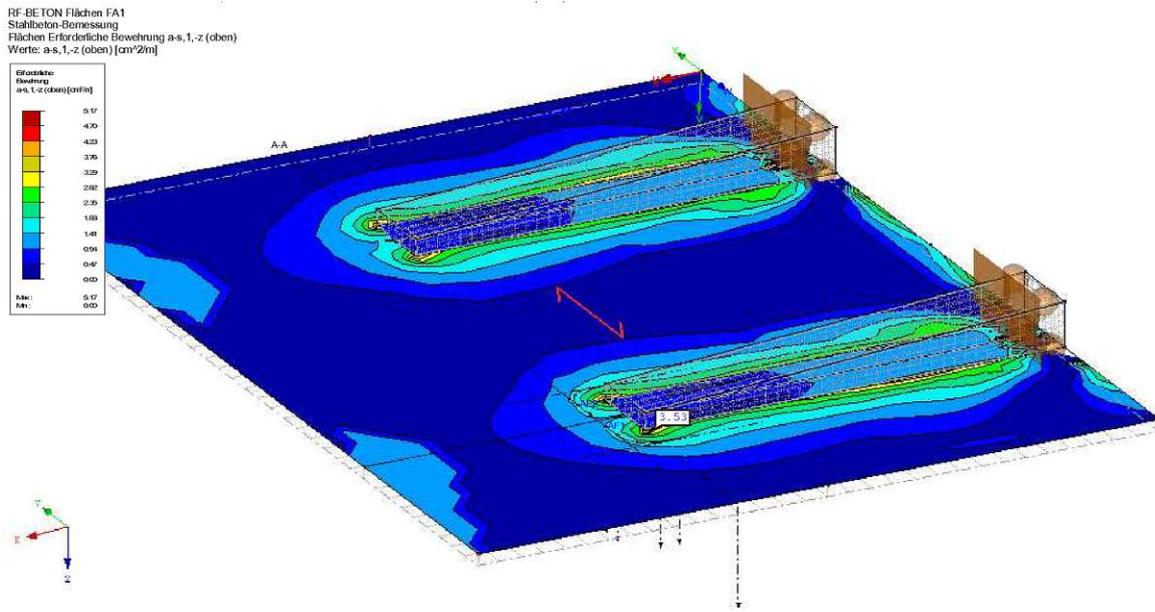


Abb. 3.24: erforderliche Querbewehrung

Querkraft in der Platte

Als Querkrafttragfähigkeitsnachweis wird das Durchstanzen der Halbfertigteilplatte am Ende der Stahlbetonrippe geführt. In Abbildung 3.25 stellt die grau schraffierte Fläche die Stahlbetonrippe in der Draufsicht dar. Entlang dem kritischen Schnitt u_1 wird der Nachweis mit $\nu_{ed} \leq \nu_{rd}$ geführt. Die Abbildung wurde aus [14] entnommen.

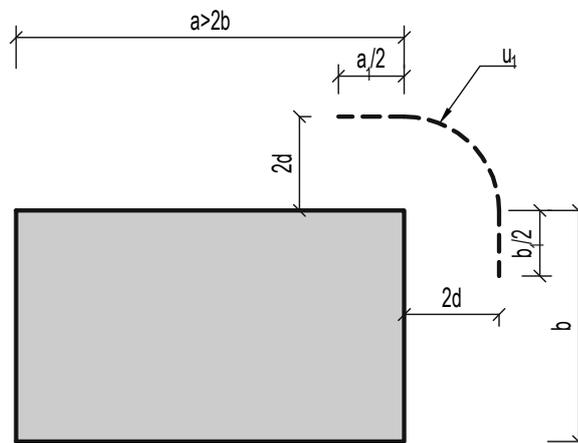


Abb. 3.25: Durchstanzen als Querkrafttragfähigkeitsnachweis

Abmessungen für den kritischen Rundschnitt

$$b_1 \leq \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ 2,8 \cdot d = 2,8 \cdot 6,1 = 17,1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 \leq \begin{cases} a = 190 \text{ cm} \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 30 = 60 \text{ cm} \\ 5,6 \cdot d - b_1 = 5,6 \cdot 6,1 - 17,1 = 17,1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = b_1 = 17,1 \text{ cm}$$

Der kritische Rundschnitt u_1 wie in Abbildung 3.25 dargestellt ergibt sich somit zu

$$u_1 = \frac{a_1}{2} + \frac{b_1}{2} + d \cdot \pi = 17,1 + 6,1 \cdot \pi = 36,26 \text{ cm} \quad (3.72)$$

Der Lasterhöhungsfaktor β darf aufgrund der Verwendung von exakten, nicht gemittelten Werten $v_{max,b}$ mit $\beta = 1,0$ angenommen werden [21]. Der Wert $v_{max,b}$ ist der Abbildung 3.26 zu entnehmen.

$$\nu_{Ed,c} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} = \frac{v_{max,b}}{d} = \frac{33,8}{0,061 \cdot 1000} = 0,553 \text{ N/mm}^2 \quad (3.73)$$

Bemessungskraft - V_{Ed}

	x [m]	V_{Ed} [kNm]
max	0,380	33,757
min	-	-

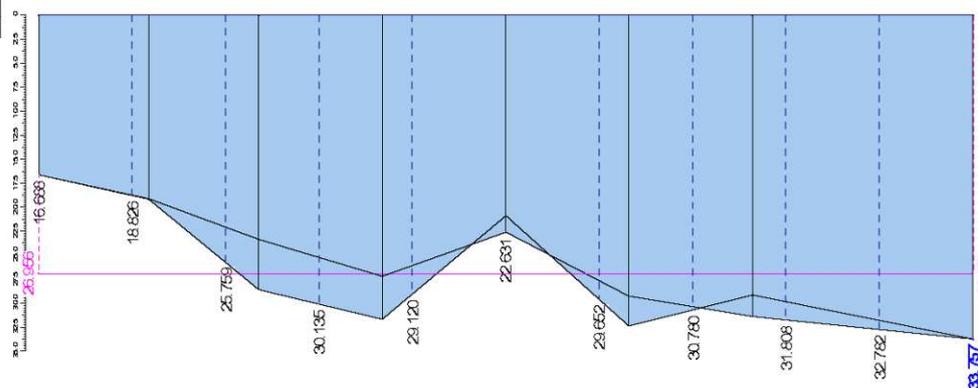


Abb. 3.26: $v_{max,b}$ entlang kritischem Rundschnitt

Nutzhöhen

$$d_1 = h - c_{nom} - \frac{\varnothing_{quer}}{2} = 10,0 - 3,0 - 0,4 = 6,6 \text{ cm} \quad (3.74)$$

$$d_2 = h - c_{nom} - \varnothing_{quer} - \frac{\varnothing_{längs}}{2} = 10,0 - 3,0 - 0,8 - 0,6 = 5,6 \text{ cm} \quad (3.75)$$

$$d = \frac{(d_1 + d_2)}{2} = \frac{(6,6 + 5,6)}{2} = 6,1 \text{ cm} \quad (3.76)$$

Für den Bewehrungsgrad wird die Regelbewehrung in oberer Lage der Platte verwendet. Diese gilt als verankerte Zugbewehrung. Die untere Bewehrungslage darf nicht angerechnet werden. Die

zusätzliche Bewehrung im Riegel wird auf der sicheren Seite liegend nicht in Rechnung gestellt. Es wird nur die Grundbewehrung der Halbfertigteilplatte angewendet.

$$A_{s1} = 8\emptyset 15 \text{ und } A_{s2} = 12\emptyset 20$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{A_c} = \frac{3,35}{10 \cdot 100} = 0,00335 \quad (3.77)$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{A_c} = \frac{5,65}{10 \cdot 100} = 0,00565 \quad (3.78)$$

Somit ergibt sich der Bewehrungsgrad wie folgt zu

$$\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2} \leq 0,02 \leq 0,4 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.79)$$

$$\rho = \sqrt{0,00335 \cdot 0,00565} \leq 0,02 \leq 0,4 \cdot \frac{26,67}{478}$$

$$\rho = 0,00435 \leq 0,02 \leq 0,022$$

Modellfaktor

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{[mm]}}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200}{61}} = 2,8 > 2,0 \rightarrow k = 2,0 \quad (3.80)$$

Der Mindestdurchstanzwiderstand ergibt sich wie folgt

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck[N/mm^2]}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 40^{1/2} = 0,626 \quad (3.81)$$

Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands einer Platte darf wie folgt bestimmt werden: Da keine Vorspannung in der Platte zur Anwendung kommt, werden die Terme $+k_1 \cdot \sigma_{cp}$ nicht angewendet.

mit

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (3.82)$$

folgt

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (3.83)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,00435 \cdot 40)^{1/3} \geq 0,626$$

$$v_{Rd,c} = 0,622 \geq 0,626$$

Es wird der Nachweis ohne einer zusätzlichen Durchstanzbewehrung erfüllt

$$v_{Ed,c} = 0,553 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,c} = 0,626 \text{ N/mm}^2$$

Querkrafttragfähigkeit in der Rippe

Wie in Abbildung 3.27 dargestellt, ist im Höhengsprung eine Aufhängebewehrung nachzuweisen. Diese wird durch die Biegezugkraft aus der Platte erzeugt.

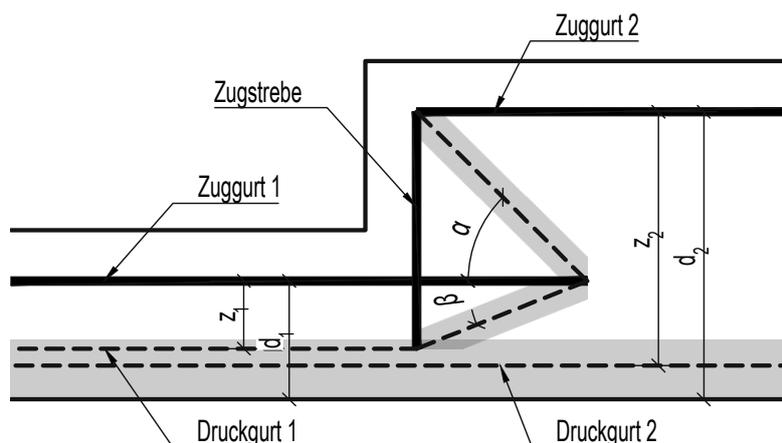


Abb. 3.27: Deckensprung

Unter der Annahme einer Ausbreitung über 45 Grad mit $\alpha = 45^\circ$ ergibt sich die notwendige Verbügelung für die Zugkraft wie folgt zu

$$A_{sw} = \frac{F_{sd}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{2,1 \cdot 47,8}{2 \cdot 47,8} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (3.84)$$

Somit werden für die notwendige Zugkraftverankerung zwei zusätzliche Bügel $\varnothing 8$ verlegt.

3.2.8 Nachweise zum Steg

Die Nachweise für die Stege sind dem Anhang zu entnehmen.

3.3 Nachweis der verschraubten Kopfplattenverbindung

In diesem Abschnitt werden die Nachweise der Verbindung geführt. Im ersten Schritt wird die Kopfplattenstärke mittels FEM-Berechnung ermittelt. Anschließend folgen die Schraubennachweise und die Schweißnähte der Bewehrung und der Fahnenbleche nachgewiesen. Abschließend werden die Stabwerkmodelle nachgewiesen.

Materialkennwerte

Baustahl S355 nach EC 3

Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_{m0} = 1,00$
	$\gamma_{m2} = 1,25$
Streckgrenze	$f_y = f_{yd} = 355 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit	$f_u = f_{ud} = 470 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul	$E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2$
Korrelationsfaktor	$\beta_w = 0,9$

Sechskantschrauben M27 8.8 nach ÖNORM EN 15048

Nennwert der Streckgrenze	$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$
Nennwert der Zugfestigkeit	$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$
Schaftquerschnitt	$A = 573 \text{ mm}^2$
Gewindequerschnitt	$A_s = 459 \text{ mm}^2$
Gewindedurchmesser	$d_1 = 27 \text{ mm}$
Nennlochspiel	$\Delta d = 3 \text{ mm}$
Lochdurchmesser	$d_0 = 30 \text{ mm}$
Eckmaß	$\min e = 45,2 \text{ mm}$
Schlüsselweite	$s = 41 \text{ mm}$
Beiwert für Abscheren	$\alpha_V = 0,6$
Beiwert für Zugbeanspruchung	$k_2 = 0,9$

3.3.1 Kopfplatte

Zur Bestimmung der Kopfplattenstärke und für das Erkennen von gegebenenfalls vorhandenen Abstützkräften (welche mit einer Vergrößerung der Schraubenbeanspruchung einhergehen) wurde die Kopfplatte mittels RFEM modelliert: Dazu wurden nach [22] das Kriterium für den Grenzzustand nach Anhang C.8 angewendet.

2. Für Bereiche unter Zugbeanspruchung: Erreichen eines Maximalwertes der Hauptmembrandehnung Der darin empfohlene Maximalwert der Hauptmembrandehnung wird mit 5 Prozent angegeben.

Für die Modellierung wurde der Lochrand mit dem Flächentyp *Membranzugfrei* gewählt. Der Vorteil ist dabei, dass nur Druckkräfte auf die Lochleibung übertragen werden. Die Kontaktvolumen zwischen den beiden Platten wurden mit der Eigenschaft *Ausfall bei Zug* modelliert.

Die Schrauben wurden als Stab definiert. Aus den Schnittgrößen dieser Stäbe lässt sich das Vorhandensein von Abstützkräften erkennen.

Es wurde weder eine Unterlegscheibe noch die Ausführung der Schraubenlöcher als Langloch berücksichtigt. Aufgrund der verwendeten Schraubenkategorie wurde eine Vorspannung der Schrauben nicht angesetzt.

Aufgrund der Betondruckzonenhöhe aus der Formel 3.53 mit $x = 0,068$ m wird davon ausgegangen, dass die Kopfplatte ausschließlich durch die Biegezugkraft beansprucht wird.

Der Nachweis für die Verbindung der Kragplatte mit dem Steg wird der Maßgebende sein. Die Beanspruchungen ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus den Schnittgrößen im Anschlussbereich mit der entsprechenden Verschiebung der angreifenden Schnittgrößen in die Wirkungslinie der Schraubengruppe.

Da die Biegezugbewehrung auf der selben Höhenlage wie die Verschraubung liegt, dürfen die Zugkräfte F_{s1} aus der jeweiligen Biegebemessung übernommen werden. Aus der Formel 3.54 auf Seite 63 lässt sich die Zugkraft F_{s1} ermitteln

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 9,15 \cdot 47,8 = 437,37 \text{ kN} \quad (3.85)$$

Aufgrund der Modellunterschiede zwischen Biegetheorie (M,N) und Fachwerkanalogie (V) liegt der Wert der Biegezugkraft in der Fachwerkanalogie unter jenem der Biegetheorie. Dieser Sachverhalt deckt sich mit den normativen Vorgaben zur Zugkraftdeckung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [14]. Der Differenzbetrag ΔF_{sd} aus Fachwerkanalogie und Biegetheorie entfällt somit.

$$\Delta F_{sd} = \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 0 \dots \theta = 45^\circ \text{ und } \alpha = 45^\circ \quad (3.86)$$

Weil allerdings die reale Wirkungslinie der angreifenden Querkraft nicht mit der Stoffuge der beiden Kopfplatten übereinstimmt, ist eine zusätzliche Zugkraft $\Delta F_{sd,V}$ aus dem Versatzmoment zu berücksichtigen.

$$\Delta F_{sd,V} = V_{Ed} \cdot \frac{e_x}{z_s} = 72,25 \cdot \frac{5,5}{23} = 17,28 \text{ kN} \quad (3.87)$$

Die Einwirkung ergeben sich dann zu je Bewehrungsstab:

$$F_{V,Ed} = \frac{1}{4} \cdot V_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot 72,25 = 18,06 \text{ kN} \quad (3.88)$$

$$F_{t,Ed} = \frac{1}{4} \cdot (F_{s1} + \Delta F_{sd,V}) = \frac{1}{4} \cdot (437,37 + 17,28) = 113,66 \text{ kN} \quad (3.89)$$

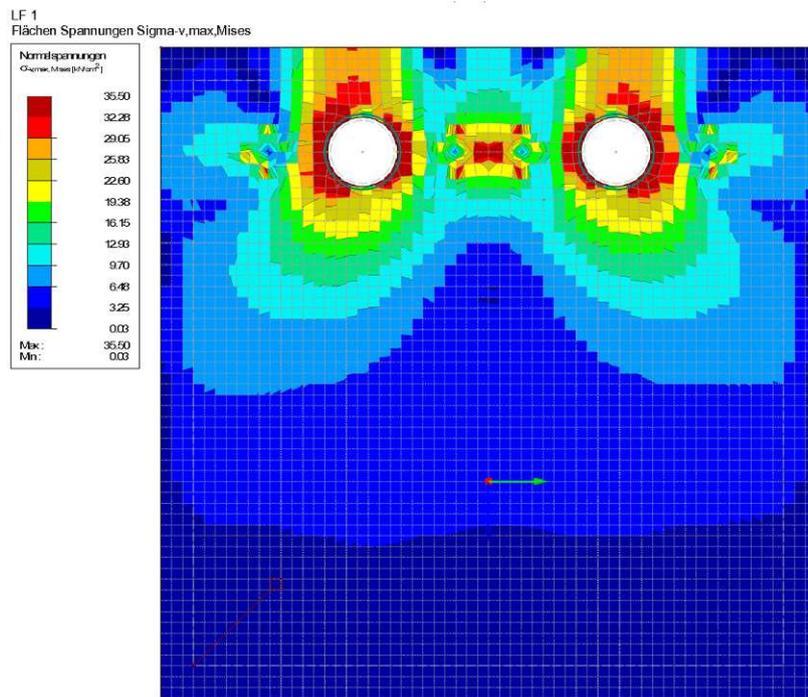


Abb. 3.28: Kopfplatte Vergleichsspannung

In der Abbildung 3.28 ist die Vergleichsspannung dargestellt. Es kommen Bereiche direkt um das Schraubenloch ins fließen.

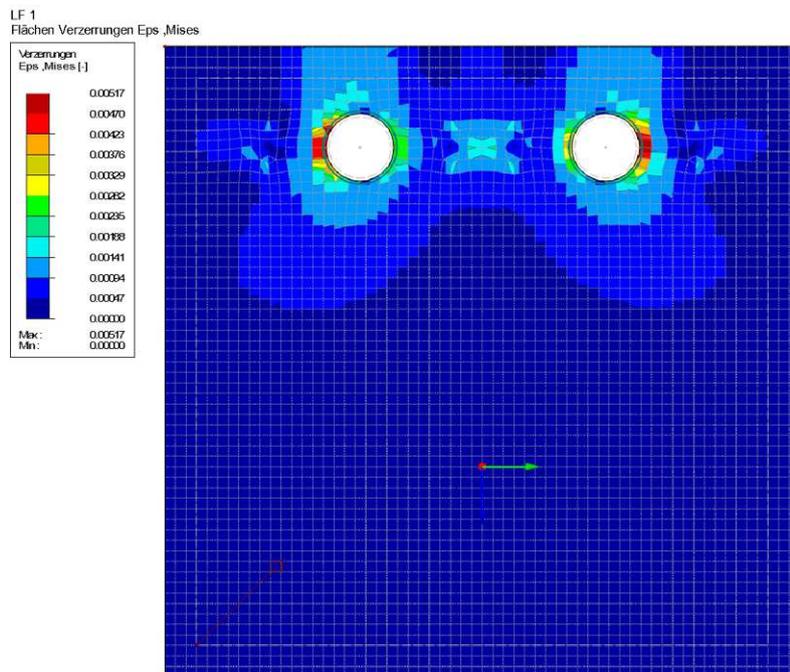


Abb. 3.29: Kopfplatte Verzerrung

In der Abbildung 3.29 erkennt man, dass die vorhandene Verzerrung von 0,517% die plastischen Grenzdehnung von 5,0% nicht überschritten wird.

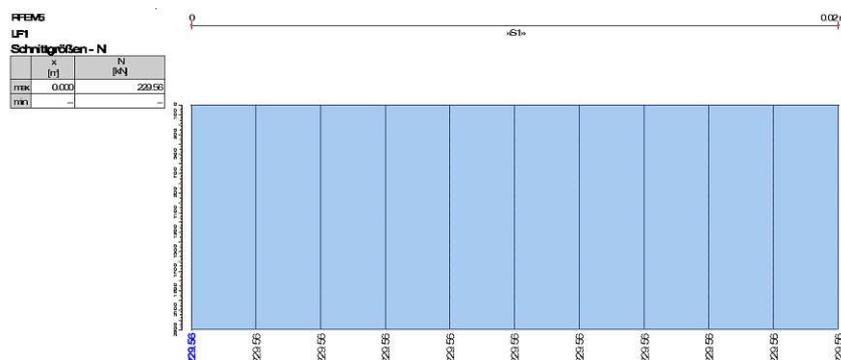


Abb. 3.30: Schraubenkraft

In der Abbildung 3.30 ist der Ergebnisverlauf einer Schraube dargestellt. Aus dem Vergleich der angreifenden Kräfte $2 \cdot 113,66 \text{ kN} = 227,32 \text{ kN}$ und der ermittelten Schraubenkraft mit $229,56 \text{ kN}$ ergibt sich, dass keine Abstützkräfte wirken. Die geringfügige Differenz ergibt sich aus dem Angriffspunkt der Vertikalkräfte in der Schwerachse der Kopfplatte in der Modellierung.

Überlegungen zu einem Terrassenbruch wurden im Zuge dieser Arbeit nicht getätigt.

3.3.2 Tragfähigkeit der Schraubverbindungen

Aufgrund der zeitlich begrenzten Beanspruchung der Schraubverbindung in der Bauausführung wird auf eine Schraubenvorspannung verzichtet. Die Schraubverbindung wird als einschnit-tige Verbindung mit Beanspruchung auf Scherung und Lochleibung ausgeführt. Somit ist die Schraubverbindung der Kategorie **A+D** Scher- und Lochleibungsverbindung ohne Vorspannung zugeordnet.

Beanspruchung der Schraubverbindung

Der Nachweis für die Verbindung der Kragplatte mit dem Steg wird der Maßgebende sein. Im Unterschied zur Kopfplatten werden hier die Einwirkung je Schraube ermittelt:

$$F_{V,Ed} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 72,25 = 36,13 \text{ kN} \quad (3.90)$$

$$F_{t,Ed} = \frac{1}{2} \cdot (F_{s1} + \Delta F_{sd,V}) = \frac{1}{2} \cdot (437,37 + 17,28) = 227,33 \text{ kN} \quad (3.91)$$

Abschernachweis der Schraube

Es macht für die Abscherkraft einen Unterschied ob die Scherfuge im glatten Teil der Schraube oder eben im Gewindeteil liegt. Auf der sicheren Seite liegend wird mit der Scherfuge im Gewindeteil die Grenzabscherkraft mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt.

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 459}{1,25 \cdot 10^3} = 176,26 \text{ kN} \quad (3.92)$$

Die Grenzabscherkraft $F_{V,Rd}$ gilt je Scherfuge und je Schraube.

Lochleibungsnachweis des Bleches

Die Grenzlochleibungskraft je Schraube mit normalem Lochspiel (definiert in EN 1090 Abschnitt 6.6 Tabelle 11) ermittelt sich aus:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,533 \cdot 470 \cdot 27 \cdot 20}{1,25 \cdot 10^3} = 270,55 \text{ kN} \quad (3.93)$$

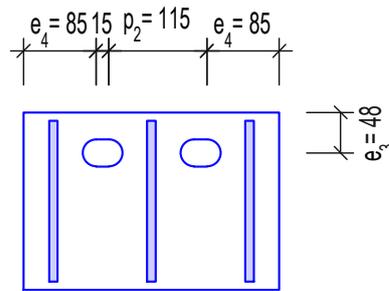


Abb. 3.31: Lochabstände

Dabei sind die Lochleibungsbeiwerte k_1 und α_b abhängig von der Lochgeometrie und Krafrichtung. Bei der Konstruktion sind die geforderten Kleinst- und Größtwerte der Loch- und Randabstände gemäß EN 1993-1-8[23] eingehalten. Die zugehörigen Abstände sind in der Abbildung 3.31 dargestellt.

$$e_3 \geq 1,5 \cdot d_0 \quad (3.94)$$

$$e_4 \geq 1,5 \cdot d_0 \quad (3.95)$$

$$2,4 \cdot d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ oder } 200 \text{ mm} \quad (3.96)$$

Weiters sind die Grenzwerte für Langlochmaße in EN 1090-2 in 1.2.7 [24] angegeben. Der Lochleibungsbeiwert für die Lochanordnung in Krafrichtung ermittelt sich wie folgt

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \quad (3.97)$$

$$\alpha_b = \min \{0,533; -; 2,22; 1\} = 0,533$$

Der Lochleibungsbeiwert für die Lochanordnung quer zur Krafrichtung ergibt sich wie folgt

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right\} \quad (3.98)$$

$$k_1 = \min \{6,23; 2,5; 2,96\} = 2,5$$

Eine weitere Forderung gilt bei einschnittigen Anschlüssen mit nur einer Schraubenreihe. Hier sollten Unterlegscheiben sowohl unter dem Schraubenkopf als auch unter der Mutter eingesetzt werden. In der Regel sind dabei gehärtete Unterlegscheiben zu verwenden. Weiters ist die Lochleibungstragfähigkeit $F_{b,Rd}$ der Schrauben zu begrenzen auf:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,5 \cdot 470 \cdot 27 \cdot 20}{1,25 \cdot 10^3} = 304,56 \text{ kN} \quad (3.99)$$

$$270,55 \text{ kN} \leq 304,56 \text{ kN}$$

Die Lochleibungstragfähigkeit $F_{b,Rd}$ wird bei Langlöchern mit Längsachse quer zur Kraftrichtung mit dem Beiwert 0,6 gegenüber normalem Lochspiel abgemindert.

$$F_{b,Rd,LL} = 0,6 \cdot F_{b,Rd} = 0,6 \cdot 270,55 = 162,33 \text{ kN} \quad (3.100)$$

Zugnachweis der Schraube

Die Grenzzugkraft einer Schraube beträgt:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 459}{1,25 \cdot 10^3} = 264,38 \text{ kN} \quad (3.101)$$

Durchstanznachweis des Bleches

Die Grenzkraft einer Schraube auf Durchstanzen beträgt:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 43,1 \cdot 20 \cdot 470}{1,25 \cdot 10^3} = 610,94 \text{ kN} \quad (3.102)$$

$$d_m = \frac{e + s}{2} = \frac{45,2 + 41}{2} = 43,1 \text{ mm} \quad (3.103)$$

d_m ... rechnerischer Durchmesser des Schraubenkopfes für Durchstanzen

t_p ... Blechdicke unter dem Schraubenkopf

Sollte eine Unterlegscheibe verwendet werden, darf der Durchmesser der Unterlegscheibe bei der Ermittlung der Grenzkraft auf Durchstanzen verwendet werden. Da der Grenzwert auf Durchstanzen jenen der Grenzzugkraft deutlich überschreitet ist dies allerdings nicht notwendig.

Interaktion Kategorie A+D

Bei gleichzeitiger Beanspruchung quer und parallel zur Schraubenachse muss folgende Interaktionsbedingung erfüllt werden. Es wird der Nachweis für die Verbindung der Bodenplatte mit dem Steg sowohl für die Kragplatte mit dem Steg geführt. Dies wird gemacht um auch die Ausnützung der Verbindung Bodenplatte mit dem Steg zu erfahren.

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.104)$$

$$\frac{36,13}{162,33} + \frac{227,33}{1,4 \cdot 264,38} = 0,83 \leq 1 \quad (3.105)$$

Die darin angeführten Widerstände ergeben sich wie folgt:

$$F_{V,Rd} = \min \{F_{V,Rd}; F_{b,Rd,LL}\} = 162,33 \text{ kN} \quad (3.106)$$

$$F_{t,Rd} = \min \{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 264,38 \text{ kN} \quad (3.107)$$

Nachweis gegen Blockversagen

Da die Querschnittsschwächung der Kopfplatte durch die Schraubengruppe ein Abreißen derer zur Folge haben kann, ist ein Nachweis auf Blockversagen zu führen. Der Widerstand gegen Blockversagen ergibt sich bei symmetrisch angeordneter Schraubengruppe und zentrischer Belastung und mit der Geometrie nach Abbildung 3.32 zu

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nV}}{\gamma_{M0}} = \frac{68 \cdot 20 \cdot 470}{1,25} + \frac{235}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2 \cdot 20 \cdot 32}{1,0} = 685,03 \text{ kN} \quad (3.108)$$

A_{nV} = schubbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche

A_{nt} = zugbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche

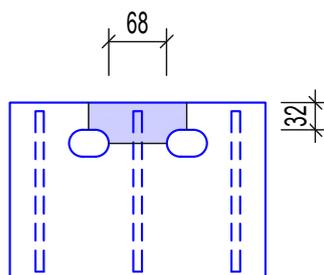


Abb. 3.32: Blockversagen

Das Blockversagen ist nicht maßgebend

$$V_{Ed} < V_{eff,1,Rd} \quad (3.109)$$

$$72,25 \text{ kN} \ll 685,03 \text{ kN}$$

3.3.2.1 Kopflattenverbindung Bodenplatte-Steg

Bei dieser Verbindung ist nur eine einseitige Verschraubung von der Bodenplatte aus möglich. Dieser Umstand erfordert eine entsprechende Konstruktion. Es wurden zwei Möglichkeiten der Schraubenbefestigung ausgearbeitet. Dabei wurde auch auf den Herstellungsprozess der Doppelwand geachtet.

Gewindeblock mit Sacklochbohrung

In der Abbildung 3.33 ist die Lösung mittels Gewindeblock mit einem Gewindegewindeblock dargestellt. Die Bohrung der Kopfplatte wird als Passloch ausgeführt. Der Gewindeblock wird mit einer Sacklochbohrung versehen. Wie der Name schon andeutet, durchdringt die Sacklochbohrung den Gewindeblock nicht vollständig. Der Gewindeblock wird mittels einer Gewindestange an der Kopfplatte positioniert und ringsum an die Kopfplatte verschweißt. Durch die Sacklochbohrung kann bei der Herstellung der Halbfertigteile kein Frischbeton in das Gewinde gelangen. Zusätzlich kann die eingedrehte Gewindestange bis zur Montage in der Sacklochbohrung bleiben, um sie vor Verschmutzungen zu schützen.

Gemäß dem Normentwurf prEN 1993-1-8:2021-03 [25] unter dem Kapitel 5.7.4 *Schrauben in Löchern mit Gewinde* kann die Mindest-Gewindeeingriffslänge L_t mittels dem Schraubendurchmesser d und dem in Tabelle 5.8 stehenden Verhältnis $\frac{L_t}{d}$ ermittelt werden. Für die verwendete Schraubenklasse 8.8 und einer gewählten Stahlorte S355 für den Gewindeblock ergibt sich die Mindest-Gewindeeingriffslänge zu

$$\frac{L_t}{d} = 1,11 \quad (3.110)$$

$$L_t = 1,11 \cdot 27 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Die Gewindebohrung wird mit einem Sicherheitszuschlag von 5mm mit einer Tiefe von $t_G = 35 \text{ mm}$ ausgeführt. Die Vorbohrung beziehungsweise das Kernloch ist mit einem Sicherheitszuschlag von 10mm auf eine Tiefe von $t_B = m_{ges} + 5 \text{ mm} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$ vorgesehen.

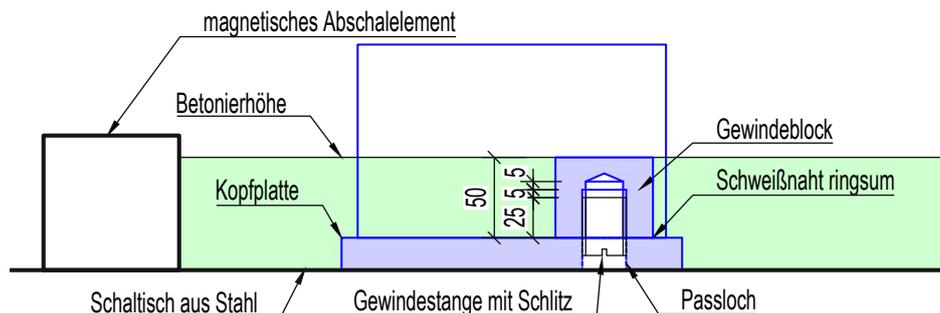


Abb. 3.33: Gewindeblock

3.3.3 Schweißnähte

Im folgenden werden die Schweißnähte der Bewehrungsstäbe sowie der Fahnenbleche ermittelt. Diese werden bei der Kopfplatte am Kragarm ermittelt, da dort die höchste Beanspruchung vorherrscht. Grundsätzlich ist das Verschweißen von Baustahl und Betonstahl möglich. Laut EN 1090-2 [24] muss der Betonstahl, welcher an den Baustahl geschweißt werden soll schweißgeeignet sein. Zudem ist laut EN 1090-2 [24] bei dem Verschweißen von Betonstahl und Baustahl bei der Ausführung auf eine Zertifizierung nach ÖNORM EN ISO 17660 zu achten.

3.3.3.1 Schweißnaht der Bewehrung

Die Nachweise der Schweißnähte erfolgen nach dem vereinfachten Verfahren gemäß ÖNORM EN 1993-1-8[23].

Die Bewehrungsstäbe werden gemäß den Regeln nach EN-ISO-17660-1 [26] beidseitig an das Fahnenblech verschweißt. Eine einseitige Kehlnaht ist nicht empfehlenswert, da aufgrund der durch die Normalkraft hervorgerufene Biegebeanspruchung eine Zugbeanspruchung in der Nahtwurzel entsteht. Abhängig vom Bewehrungsstabdurchmesser wird die erforderliche minimale Schweißnahtdicke nachfolgend laut EN-ISO-17660-1 [26] angeführt.

$$a \approx 0,3 \cdot d \geq 3 \text{ mm} \quad (3.111)$$

$$a_{\varnothing 20} \approx 0,3 \cdot 20 \approx 6 \text{ mm}$$

$$a_{\varnothing 16} \approx 0,3 \cdot 16 \approx 5 \text{ mm}$$

$$a_{\varnothing 12} \approx 0,3 \cdot 12 \approx 4 \text{ mm}$$

$$a_{\varnothing 10} \approx 0,3 \cdot 10 \approx 3 \text{ mm}$$

Abhängig vom Bewehrungsstabdurchmesser wird die erforderliche minimale Schweißnahtlänge nachfolgend angeführt

$$l_{min} \geq 4 \cdot d \quad (3.112)$$

$$l_{\varnothing 20} \geq 4 \cdot 20 \approx 80 \text{ mm}$$

$$l_{\varnothing 16} \geq 4 \cdot 16 \approx 70 \text{ mm}$$

$$l_{\varnothing 12} \geq 4 \cdot 12 \approx 50 \text{ mm}$$

$$l_{\varnothing 10} \geq 4 \cdot 10 \approx 40 \text{ mm}$$

Abhängig vom Bewehrungsstabdurchmesser wird die erforderliche minimale Fahnenblechstärke nachfolgend angeführt

$$0,4 \cdot d \leq t \quad (3.113)$$

$$0,4 \cdot 16 = 6,4 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

Der Nachweis für die Schweißnähte wird mit dem vereinfachten Verfahren geführt. Exemplarisch an dem Stabdurchmesser $\phi 20$ wie folgt

$$F_{s,Rd,\phi 20} \leq F_{w,Rd,\phi 20} \quad (3.114)$$

$$150,09 \text{ kN} \leq 231,36 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit des Bewehrungsstabes

$$F_{s,Rd,\phi 20} = f_{yd} \cdot A_{s,\phi 20} = 47,8 \cdot 3,14 = 150,09 \text{ kN} \quad (3.115)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Schweißnaht mit der minimalen Schweißnahtlänge und der minimalen Schweißnahtdicke und einer beidseitigen Verschweißung

$$F_{w,Rd,\phi 20} = f_{vw,Rd} \cdot 2 \cdot a \cdot l = 24,1 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 8 = 231,36 \text{ kN} \quad (3.116)$$

Der Bemessungswert der Scherfestigkeit der Schweißnaht

$$f_{vw,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{47}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 24,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (3.117)$$

Bei Verwendung der minimalen Schweißnahtlängen und der minimalen Schweißnahtdicken ist der Nachweis für alle weiteren Stabdurchmesser in gleicher Weise erbracht.

3.3.3.2 Schweißnaht der Fahnenbleche

Die minimale Schweißnahtdicke ergibt sich entsprechend dem Skriptum Stahlbau [27] wie folgt

$$a_{min} = 3 \text{ mm} \quad (3.118)$$

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} - 0,5 = \sqrt{20} - 0,5 = 4 \text{ mm} \quad (3.119)$$

$$a_{max} = 0,7 \cdot t_{min} = 0,7 \cdot 15 = 10 \text{ mm} \quad (3.120)$$

Kehlnähte dürfen rechnerisch als tragend angesetzt werden wenn gilt:

$$l \geq \max \begin{cases} 30 \text{ mm} \\ 6 \cdot a \end{cases} \quad (3.121)$$

Die Forderung nach der minimalen Schweißnahtlänge in 3.121 wird durch das Anwenden einer umlaufenden Schweißnaht erfüllt. Zwar ist eine umlaufende Schweißnaht zur Kraftübertragung nicht zwingend notwendig, jedoch macht die Anwendung aus konstruktiver Sicht (Bindefehler, Korrosion) durchaus Sinn.

Äusseres Fahnenblech

Aufgrund der Modellunterschiede wie sie in der Formel 3.86 beschrieben worden sind, wird der horizontale Kraftanteil der Bügelbewehrung für die Schweißnaht des Fahnenblechs nicht in Rechnung gestellt.

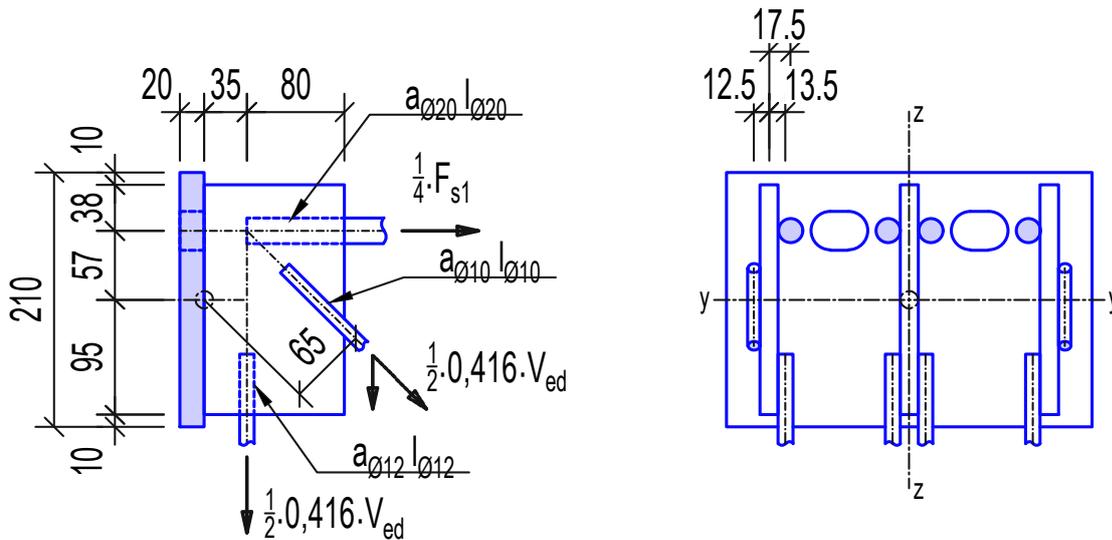


Abb. 3.34: äußeres Fahnenblech

Die Querkraft wird anteilmäßig aufgeteilt. Es werden jeweils 50% von der Querkraft der Bügelbewehrung und der Aufhängebewehrung zugeordnet. Es ergibt sich somit für das äußere Fahnenblech einen Anteil von $\frac{50\%}{2} + \frac{50\%}{3} = 41,6\%$.

Die angreifenden Kräfte bezogen auf den Schwerpunkt der Schweißnaht

$$N_{Ed} = \frac{F_{t,Ed}}{2} = \frac{227,33}{2} = 113,67 \text{ kN} \quad (3.122)$$

$$V_{Ed} = 72,25 \cdot 0,416 = 30,06 \text{ kN} \quad (3.123)$$

$$M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_z + V_{Ed} \cdot e_x = 113,67 \cdot 5,7 + 30,06 \cdot 5,5 = 813,20 \text{ kNcm} \quad (3.124)$$

$$M_{z,Ed} = N_{Ed} \cdot e_y = 113,67 \cdot 1,75 = 198,91 \text{ kNcm} \quad (3.125)$$

Bei nicht durchgeschweißten Nähten sind die Spannungen in der wirksamen Nahtfläche zu ermitteln, die konzentriert in der Wurzellinie anzunehmen ist. Die wirksame Nahtfläche ist das Produkt aus wirksamer Nahtdicke a und Nahtlänge l . (aus Stahlbauscript) Die vereinfacht gleichmäßig über die Blechhöhe einwirkende Schubspannung ergibt sich aus

$$\tau_{||,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{30,06}{2 \cdot 19 \cdot 1} = 0,79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (3.126)$$

Die maximale Zugspannung ergibt sich am oberen linken Rand zu

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{yy}} \cdot z \pm \frac{M_{z,Ed}}{I_{zz}} \cdot y \quad (3.127)$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{113,67}{2 \cdot 19 \cdot 1} \pm \frac{813,20}{1143,2} \cdot 9,5 \pm \frac{198,91}{24,5} \cdot 0,75 = 15,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Wobei gilt

$$I_{zz} = 2 \cdot \left[l \cdot a \cdot \left(\frac{t}{2} \right)^2 + \left(\frac{l \cdot a^3}{12} \right) \right] = 2 \cdot \left[19 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1,5}{2} \right)^2 + \left(\frac{19 \cdot 1^3}{12} \right) \right] = 24,5 \text{ cm}^4 \quad (3.128)$$

$$I_{yy} = 2 \cdot \left(\frac{a \cdot l^3}{12} \right) = 2 \cdot \left(\frac{1 \cdot 19^3}{12} \right) = 1143,2 \text{ cm}^4 \quad (3.129)$$

Somit ergibt sich der Nachweis für das äußere Fahnenblech mit

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + \tau_{\parallel,Ed}^2} \leq f_{vw,Rd} \quad (3.130)$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{15,84^2 + 0,79^2} = 15,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 24,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

erbracht.

Inneres Fahnenblech

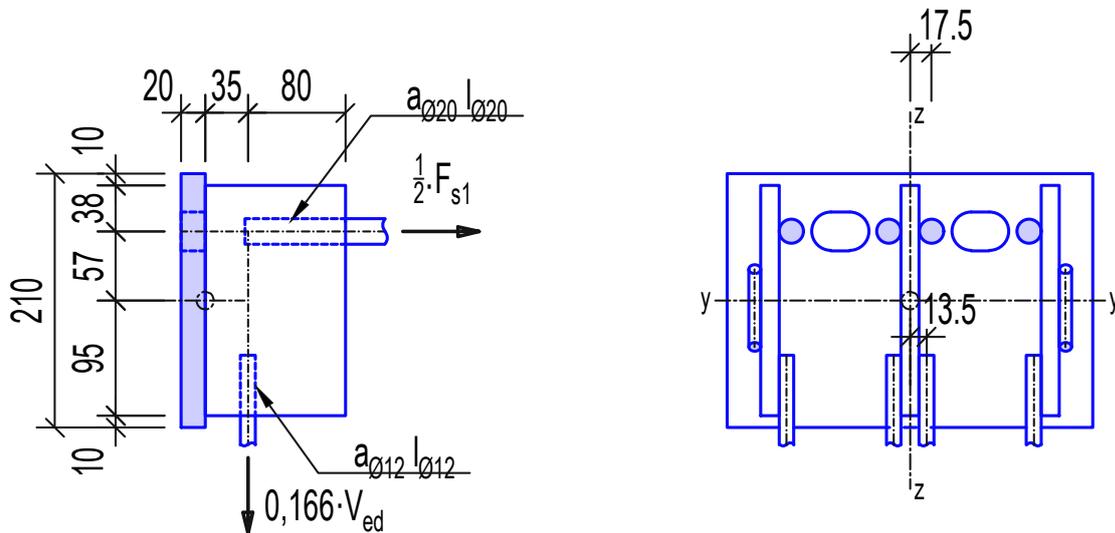


Abb. 3.35: inneres Fahnenblech

$$N_{Ed} = F_{t,Ed} = 227,33 \text{ kN} \quad (3.131)$$

$$V_{Ed} = 72,25 \cdot 0,166 = 12,00 \text{ kN} \quad (3.132)$$

$$M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_z + V_{Ed} \cdot e_x = 227,33 \cdot 5,7 + 12,00 \cdot 5,5 = 1361,78 \text{ kNcm} \quad (3.133)$$

Die vereinfacht gleichmäßig über die Blechhöhe einwirkende Schubspannung ergibt sich aus

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{12,00}{2 \cdot 19 \cdot 1} = 0,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (3.134)$$

Die maximale Zugspannung ergibt sich am oberen Rand zu

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{yy}} \cdot z \quad (3.135)$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{227,33}{2 \cdot 19 \cdot 1} \pm \frac{1360,18}{1143,2} \cdot 9,5 = 17,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Somit ergibt sich der Nachweis für das äußere Fahnenblech mit

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + \tau_{\parallel,Ed}^2} \leq f_{vw,Rd} \quad (3.136)$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{17,29^2 + 0,32^2} = 17,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 24,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

erbracht.

3.4 Nachweis der Anschlussknoten

In diesem Abschnitt werden die Anschlussknoten behandelt. Im ersten Schritt wird die Entscheidung für das gewählte Stabwerkmodell beschrieben. Dabei wurde die Annahme getroffen, dass es zum Zeitpunkt der Beanspruchung des Stabwerkmodells noch zu keiner Verpressung der Vorspannung gekommen ist. Es verbleibt somit eine Aussparung. Anschließend folgen die Nachweise der einzelnen Anschlussknoten.

3.4.1 Allgemeines zum Stabwerkmodell

Zur Entscheidung für ein passendes Stabwerkmodell zu den Anschlussknoten wurden im ersten Schritt die in der Norm vorgesehenen Möglichkeiten erörtert.

In ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang J.2.3 werden mögliche Stabwerkmodelle und Bewehrungsführungen bei öffnendem Moment angegeben. In welcher Form diese angewendet werden dürfen, wird nachfolgend überprüft.

Im ersten Schritt ist eine geometrische Überprüfung für nahezu gleiche Höhen von Riegel und Stiel durchzuführen.

$$\frac{2}{3} < \frac{h_{\text{Bodenplatte}}}{h_{\text{Steg}}} < \frac{3}{2} \quad (3.137)$$

$$\frac{2}{3} < \frac{30}{30} < \frac{3}{2}$$

Im zweiten Schritt folgt die Überprüfung auf Vorliegen eines „mäßig öffnendes Moment“ oder „hohem öffnenden Moment“ mit $A_{s,erf} = 4\emptyset 16$

$$\frac{A_{s,erf}}{b \cdot h} \leq 2 \quad (3.138)$$

$$\frac{8,04 \cdot 100}{900} = 0,89 \leq 2$$

Im dritten Schritt wird gemäß dem nationalen Anhang ÖNORM B 1992-1-1:2018-01 Absatz 25.3.1.3d) der Bedarf einer Schrägbewehrung überprüft.

$$\frac{A_{s,erf}}{b \cdot h} \leq 1 \quad (3.139)$$

Gemäß den drei erfüllten Anforderungen 3.137, 3.138, 3.139 ist eine Berechnung und Bewehrungsführung mit der in ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang J.2.3 vorgeschlagenen Stabwerkmodell und Bewehrungsführung für ein „mäßig öffnendes Moment“ zulässig.

In Abbildung 3.36 ist das laut Norm vorgeschlagene Stabwerkmodell dargestellt. Es werden keine Betondruckkräfte direkt über die Aussparung übertragen. Die Verankerung der Hauptzugbewehrung erfolgt mittels Schlaufen oder Ankerplatte. Die beiden diagonalen Zugstäbe erfordern eine diagonal verlegte Verbügelung. Sie sorgen für die Umlenkung der Betondruckkräfte.

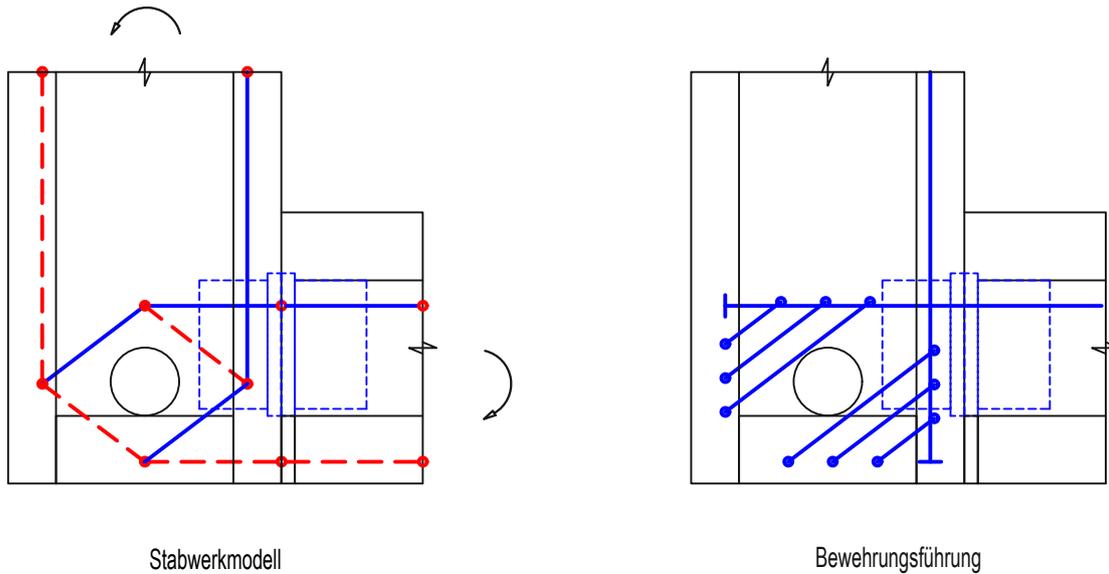


Abb. 3.36: Stabwerkmodell laut Norm

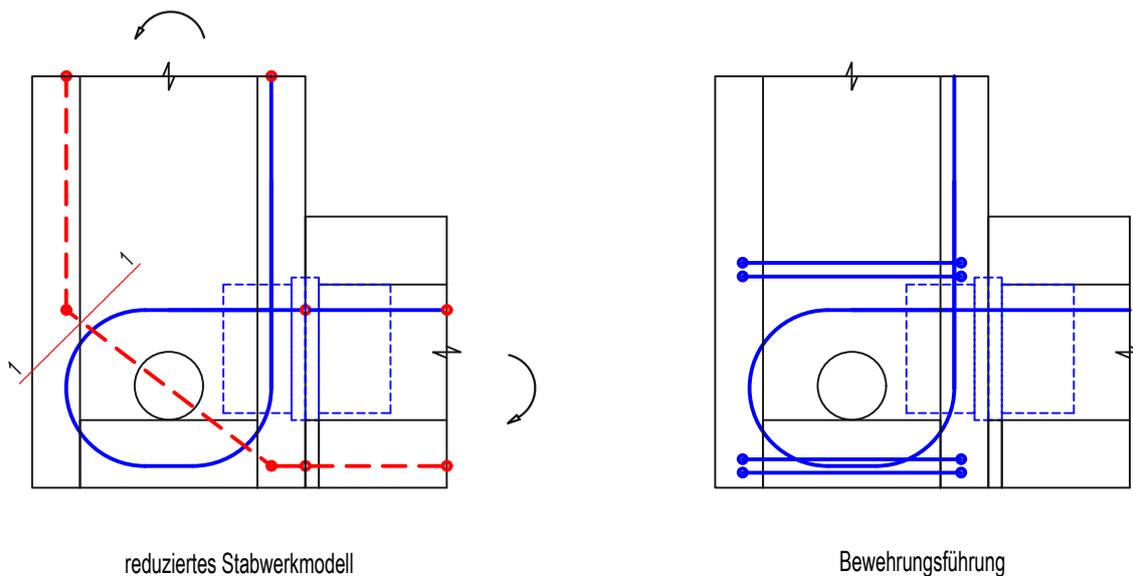


Abb. 3.37: schlaufenförmige Bewehrungsführung

Alternativ kann laut Norm eine Schlaufe zur Verankerung der Hauptzugbewehrung verwendet werden. Die Umlenkstreckenlast $u_P = \frac{F}{R}$ steht dabei im Gleichgewicht mit den Zugkräften in der Bewehrung. Diese ist in der Abbildung 3.37 dargestellt. Die Umlenkung der Betondruckkraft erfolgt in diesem Modell über die Betonzugspannungen. Für die Umlenkung der Betondruckkraft steht keine Bewehrung zur Verfügung. Um im Schnitt 1-1 bei höheren Beanspruchungen ein Abgleiten der Betondruckkraft an der Bewehrung zu verhindern, kann eine Verbügelung notwendig werden.

Die beiden in den Abbildungen 3.37 und 3.36 gezeigten Bewehrungsanordnungen werden jedoch nicht verwendet. Die diagonal verlegete Verbügelung ist keine baupraktische Ausführung. Der Verlauf der Betondruckstrebe in der Abbildung 3.37 kann sich aufgrund der Ausparung nicht ausbilden. Aus diesen beiden Gründen wird eine Bewehrungsführung nach Kapitel 25.3.1.3 in der ÖNORM B 1992-1-1 gewählt. Damit die Bewehrungsführung der orthogonalen Verbügelung mit dem Stabwerkmodell übereinstimmt, werden die Zugstäbe wie in Abbildung 3.38 dargestellt umgelegt. Die Idee zu diesem Stabwerkmodell sind aus dem Vorlesungsskriptum aus Betonbau der Technischen Universität Graz [28] entnommen.

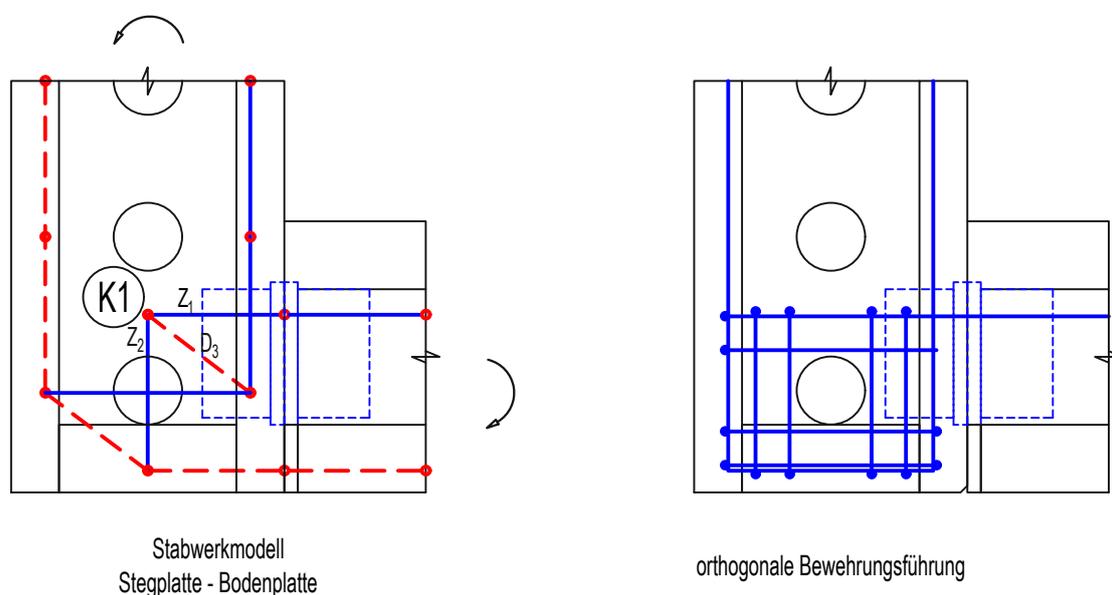


Abb. 3.38: gewähltes Fachwerkmodell Rahmenecke

Ein wesentlicher Vorteil von dem gewählten Stabwerkmodell ist die universelle Anwendbarkeit. Die Bewehrungsführung der Schubverbügelung bleibt bei öffnendem und schließendem Moment gleich. Bei dem T-Knoten in der Abbildung 3.39 erzeugt die Kragarmbeanspruchung beispielsweise ein schließendes Moment. Das Stabwerkmodell kann hier in gleicher Weise angewendet werden. Das führt bei einer Dimensionierung des maßgebenden Knoten zu einer einheitlich anwendbaren Schubbewehrung für alle Knoten. Dieser Umstand sollte zu einer Produktionssteigerung sowie zur Minimierung von Verlegefehlern führen.

Ein weiterer großer Vorteil ist die zur Betonoberfläche parallele Verlegung. Dadurch kommt es zu weniger Kollisionen mit dem Stahleinbauteil, was bei einer diagonalen Verlegung nicht der Fall wäre.

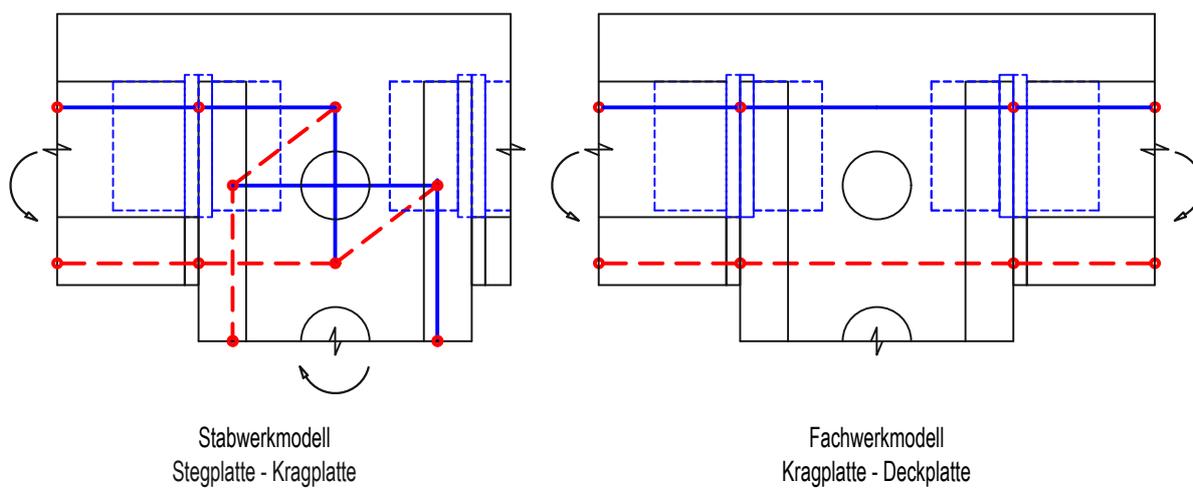


Abb. 3.39: Fachwerkmodell Kragplatte - Stegplatte - Deckplatte

3.4.2 Stabwerkmodell

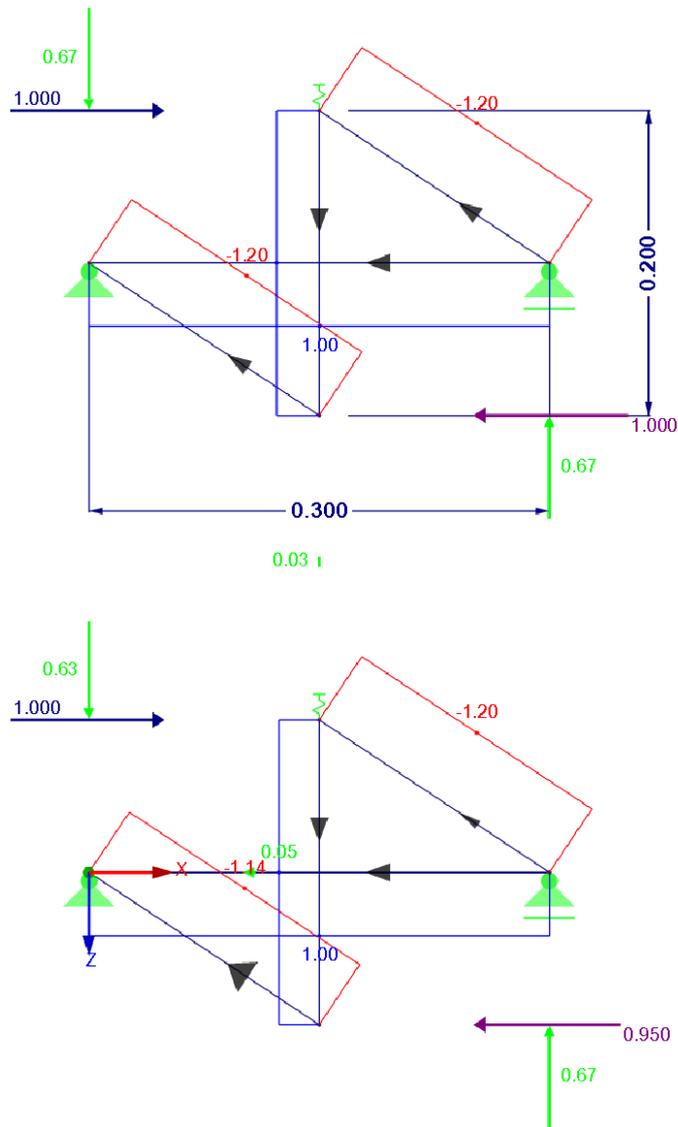


Abb. 3.40: Stabwerkmodell aus RFEM

Mit

- a Grad der statischen Unbestimmtheit
- r Anzahl der Auflagerreaktionen
- p Anzahl der Stäbe
- k Anzahl der Knoten

3.4.3.2 Druckstreben- und Knotennachweis

Wie in Abbildung 3.43 dargestellt, kann der ZDZ-Knoten auch als DZD-Knoten aufgefasst werden. Die Verankerung der Zugkraft Z_1 beginnt ab dem Knoten $K1$ mit einer Schlaufenverankerung. Diese Schlaufenverankerung erzeugt eine mit Z_1 im Gleichgewicht stehende Betondruckstrebe D_{Z1} . Diese Betondruckstrebe D_{Z1} wird für den Knotennachweis verwendet.

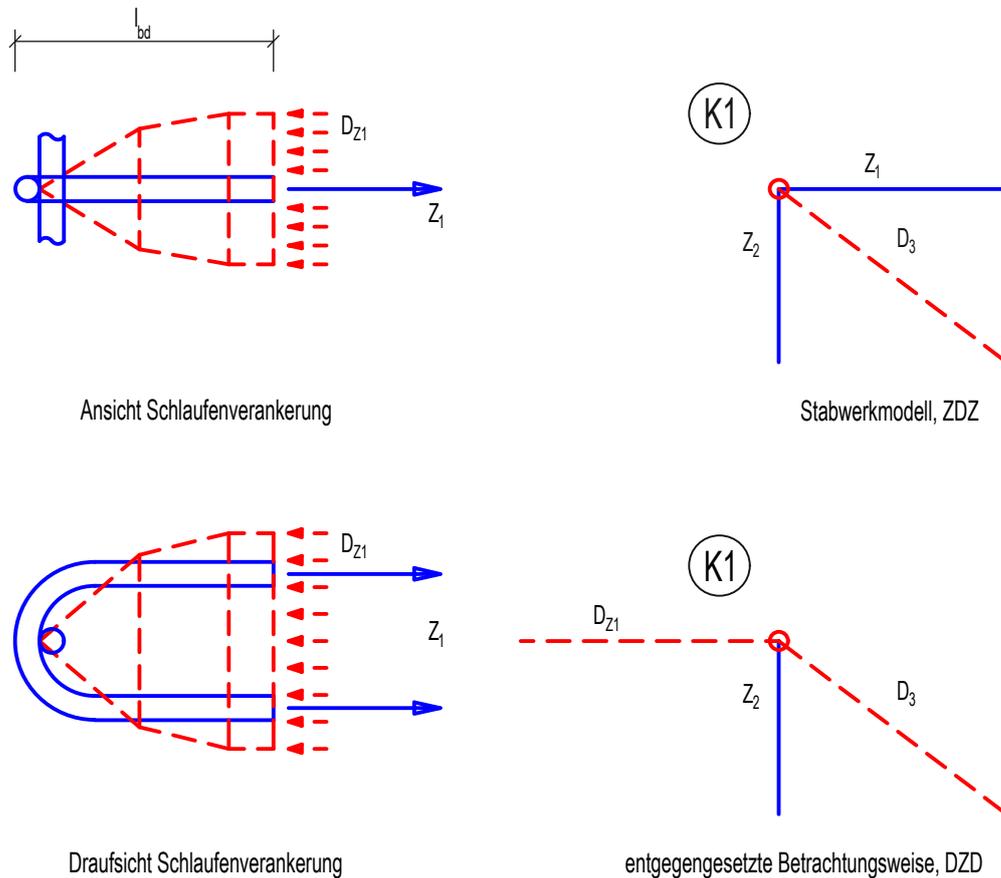


Abb. 3.43: Verankerung mittels Schlaufen

Die Breite der Druckstreben werden mit $b = 30$ cm angenommen. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite, da zum Zeitpunkt der Betonage *Bodenplatte* die Betonage *Steg* bereits durchgeführt worden ist. Einwirkende Querzugkräfte senkrecht auf den ebenen Knoten sind nicht gegeben. Je nach Wahl des Montagesystems ist die Vorspannung bereits aufgebracht und die Spannkabel sind verpresst. Es wird allerdings, wie eingangs erwähnt, davon ausgegangen, dass zumindest keine Verpressung stattgefunden hat. Somit gilt das Hüllrohr als geometrische Randbedingung für die Druckstreben. Sämtliche Knoten werden als DDZ-Knoten aufgefasst. Die Abmessungen der Druckstreben und Knotenpunkte sind in der Abbildung 3.44 angeführt.

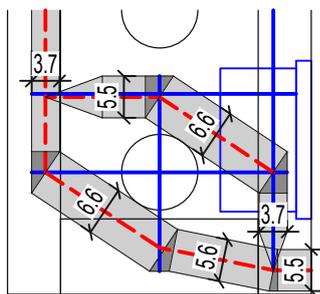


Abb. 3.44: Stabwerkmodell Bodenplatte-Steg

Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen

$$\nu' = 1,0 - \frac{f_{ck}}{250} = 1,0 - \frac{40}{250} = 0,84 \quad (3.146)$$

Die Bemessungsdruckfestigkeiten der Druckstreben ergibt sich wie folgt:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 26,67 \text{ MPa} \quad (3.147)$$

Die Bemessungsdruckfestigkeiten im DDZ-Knoten

$$\sigma_{Rd,max} = 0,9 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 0,9 \cdot 0,84 \cdot 26,67 = 20,16 \text{ MPa} \quad (3.148)$$

In weiterer Folge werden die Knotendruckfestigkeiten auch für die Nachweisführung der Druckstreben verwendet

Druckstreben- und Knotennachweis für Knoten K1

$$\sigma_{D3} = \frac{D_3}{a \cdot b} = \frac{0,350}{0,066 \cdot 0,3} = 17,68 \text{ MN/m}^2 \leq \sigma_{Rd,max} = 20,16 \text{ MN/m}^2 \quad (3.149)$$

$$\sigma_{D,Z_1} = \frac{Z_1}{a \cdot b} = \frac{0,291}{0,055 \cdot 0,3} = 17,64 \text{ MN/m}^2 \leq \sigma_{Rd,max} = 20,16 \text{ MN/m}^2 \quad (3.150)$$

$$A_{s,erf} = \frac{Z_1}{f_{yd}} = \frac{290,87}{47,8} = 6,09 \text{ cm}^2 \quad (3.151)$$

vorhanden 4Ø16 entspricht $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A_{s,erf} = \frac{Z_2}{f_{yd}} = \frac{176,00}{47,8} = 3,68 \text{ cm}^2 \quad (3.152)$$

vorhanden 8Ø10 entspricht $A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2$

Druckstreben- und Knotennachweis für Knoten K2

$$\sigma_{D1} = \frac{D_1}{a \cdot b} = \frac{0,264}{0,056 \cdot 0,3} = 15,71 \text{ MN/m}^2 \leq \sigma_{Rd,max} = 20,16 \text{ MN/m}^2 \quad (3.153)$$

$$(3.154)$$

Druckstreben- und Knotennachweis für Knoten K3

$$\sigma_{D4} = \frac{D_4}{a \cdot b} = \frac{0,176}{0,037 \cdot 0,3} = 15,86 \text{ MN/m}^2 \leq \sigma_{Rd,max} = 20,16 \text{ MN/m}^2 \quad (3.155)$$

$$A_{s,erf} = \frac{Z_3}{f_{yd}} = \frac{290,87 \text{ kN}}{47,8} = 6,09 \text{ cm}^2 \quad (3.156)$$

$$\text{vorhanden } 8\text{Ø}10 \text{ entspricht } A_{s1} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad (3.157)$$

Druckstreben- und Knotennachweis für Knoten K4

$$A_{s,erf} = \frac{Z_4}{f_{yd}} = \frac{256,82 \text{ kN}}{47,8} = 5,38 \text{ cm}^2 \quad (3.158)$$

$$\text{vorhanden } 4\text{Ø}14 \text{ entspricht } A_{s1} = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (3.159)$$

3.4.3.3 Verankerung der Zugstäbe**Verankerungslänge der Schlaufe Z_1**

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ermittelt sich wie folgt

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,66 = 3,75 \text{ MPa} \quad (3.160)$$

Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

$$\eta_1 = 1,0 \dots \text{guter Verbund} \quad (3.161)$$

$$\eta_2 = 1,0 \dots \emptyset \leq 32 \text{ mm} \quad (3.162)$$

Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 2,5}{1,5} = 1,66 \text{ MPa} \quad (3.163)$$

die vorhandene Stahlspannung im GZT des Stabes am Beginn der Verankerungslänge

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \cdot f_{yd} = \frac{6,09}{8,04} \cdot 47,8 = 36,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (3.164)$$

Der erforderliche Grundwert der Verankerungslänge zur Verankerung der Kraft $A_s \sigma_{sd}$ eines geraden Stab unter Annahme einer konstanten Verbundspannung f_{bd}

$$l_{b,rqd} = \frac{\theta}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{362}{3,75} = 386 \text{ mm} \quad (3.165)$$

Mit den Beiwerten α_i

$$\alpha_1 = 0,7 \quad (3.166)$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(c_d - 3\phi)}{\phi} = 1 - 0,15 \cdot \frac{(254 - 3 \cdot 16)}{16} = -0,93 \geq 0,7 \quad (3.167)$$

$$(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0,7 \quad (3.168)$$

$$\alpha_4 = 0,7 \quad (3.169)$$

ergibt sich der Bemessungswert der Verankerungslänge zu

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.170)$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 345 = 133 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}$$

Die Mindestverankerungslänge bei Verankerungen unter Zug beträgt

$$l_{b,min} > [0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ mm}] \quad (3.171)$$

$$l_{b,min} > [116; 160; 100]$$

$$l_{b,min} > 160 \text{ mm}$$

Die vorhandene Verankerungslänge beträgt

$$l_{b,vorh} = \frac{b_{Steg}}{2} - c = \frac{400}{2} - 30 = 170 \text{ mm} \quad (3.172)$$

Ein Nachweis auf Betonversagen entfällt gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, 8.3 (3) [14] wenn folgende Bedingungen eingehalten werden

- Der Stab liegt nicht am Rand (Ebene der Biegung nahe der Betonoberfläche)
- und der Durchmesser des Querstabs innerhalb der Biegung beträgt $\geq \phi = 16 \text{ mm}$
- und der Biegerolldurchmesser überschreitet $D_{min,Stahl} \geq 4\phi = 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$

Die Forderung nach dem Querstab zur Aufnahme der Querkraft wird sinnigerweise durch eine Biegeleiste ersetzt.

Verankerungslänge der Schlaufe Z_4

Die Betondruckstrebe wird analog zu Z_1 über eine Schlaufenverankerung aufgenommen. Die Verankerung dieser Schlaufen erfolgt über eine gerades Stabende im Steg. Ohne gesonderten Nachweis wird die Verankerungslänge mit $l_{bd} = 100 \text{ cm}$ angenommen.

Aufhängebügel Z_2 und Z_3

Die beiden Zugstäbe werden als geschlossene Bügel ausgeführt. Zur Einleitung der Umlenkraft infolge der beiden Druckstreben werden Steckseisen eingelegt. Diese Form der Kraftaufnahme gleicht einer Aufhängebewehrung. Es ist kein Nachweis einer Verankerungslänge notwendig. Wichtig ist allerdings die Platzierung hinter dem Druckknoten. Als alternative Ausführung wäre eine Ankerplatte denkbar.

3.4.4 Nachweise Kragplatte-Steg-Deckplatte

Dieser Knoten wird in zwei Stabwerkmodelle unterteilt. Das Stabwerkmodell *Durchlaufwirkung*, wie es in Abbildung 3.45 dargestellt ist, übernimmt die Beanspruchungen aus der Deckenplatte. Das bedeutet die Beanspruchungen aus der Deckplatte stehen im Gleichgewicht mit Teilen der Beanspruchungen aus dem Kragarm. Die restlichen Teile der Beanspruchungen aus dem Kragarm werden in den Steg übertragen. In der Abbildung 3.46 ist das dafür vorgesehene Stabwerkmodell *Umlenkwirkung* dargestellt. Für die Nachweise der Stäbe Z_1 und D_1 sowie D_5 müssen die Werte aus den jeweiligen Modelle überlagert werden.

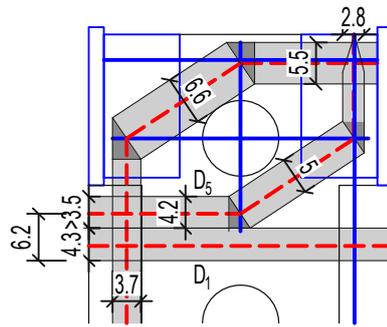


Abb. 3.47: Stabwerkmodell Momentengleichgewicht

Die Abmessungen der Druckstreben und Knotenpunkte sind in der Abbildung 3.47 angeführt. Die Bewehrungsseisen werden entweder an die Fahnenbleche verschweißt oder als Bügel ausgeführt. Somit entfällt der Nachweis einer Verankerung.

Kapitel 4

Herstellung, Beprobung und Schlussfolgerung

In diesem Abschnitt werden zuerst die Herstellung und Beprobung des Prototypen beschrieben. Abschließend wird eine Schlussfolgerung der bearbeiteten Inhalte gegeben.

4.1 Bauteilherstellung und Beprobung

Durch die Betreuer der Arbeit wurde es ermöglicht bei der Herstellung als auch bei der Beprobung im Prüflabor der TU Wien teilzunehmen.

4.1.1 Bauteilherstellung

Ein Prototyp von dem Halbfertigteil wurde in einem Werk der Firma FRANZ OBERNDORFER GmbH & Co KG in Gars am Kamp produziert. Trotz Einschränkungen durch die damalige Pandemie und zusätzlich unter laufendem Betrieb wurde es ermöglicht bei dem Herstellungsprozess des Prototypen anwesend zu sein und die Abläufe zu dokumentieren. Zuerst wurde das Werk kurz besichtigt. Darauf wurde der bereits bewehrte Prototyp begutachtet. Anschließend wurde bei der Betonage des Prototypen zugeschaut. Sehr interessant war dabei die schienengeführten Schalwagen bei der Plattenherstellung mit den entsprechenden Abschalelementen. Dabei bekam man einen Eindruck und ein verbessertes Verständnis für die Produktionsschritte und Arbeitsabläufe für die Herstellung der Halbfertigteile. Ein weiterer großer Vorteil durch die Beschauung vor Ort war, mögliche Fehler in der Konstruktion bzw. Verbesserungspotentiale für die Planung beziehungsweise Modellbildung zu erkennen.

In der Abb. 4.1 ist die Bewehrung im Einspannbereich dargestellt. Es lassen sich hier die Kopfplatte mit den Fahnenblechen und verschweißter Längsbewehrung und der geeigneten Verbügelung erkennen. Außerdem sind die Ankerhülsen zur Manipulation der Halbfertigteile zu sehen.

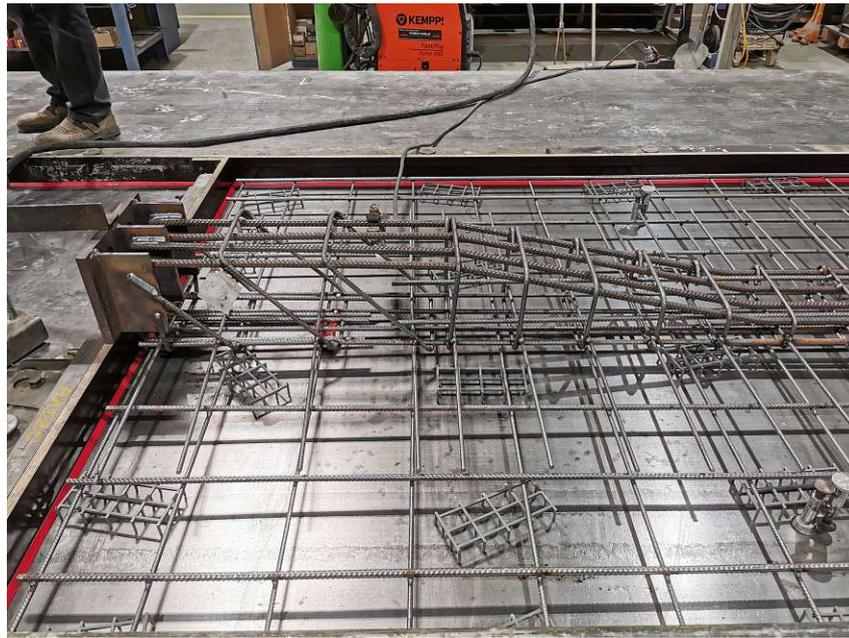


Abb. 4.1: Bewehrung Halbfertigteil



Abb. 4.2: Detailaufnahme zur Bewehrung an der Kopfplatte

In der Abb. 4.2 erkennt man die Schweißverbindungen zu den Fahnenblechen. Die untere Längsbewehrung wurde vor Einbau der Kopfplatte an diese verschweißt. Die obere Längsbewehrung wurde vor Ort verschweißt. Aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit für die Schweißarbeiten wurde die Längsbewehrung nur an der Oberseite an das Fahnenblech verschweißt. Zur Lagesicherung der Schrägverbügelung wurden einzelne Punktverschweißungen getätigt.

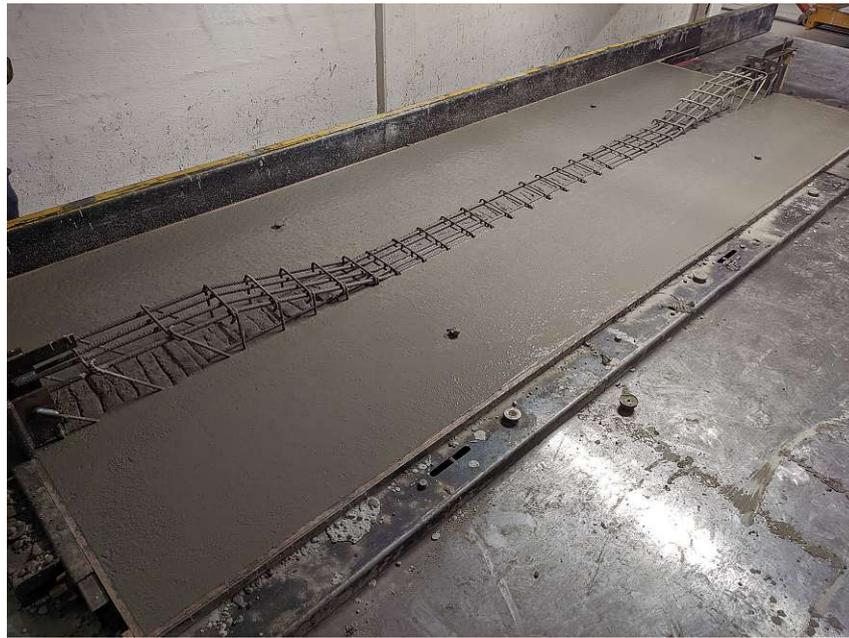


Abb. 4.3: Halbfertigteil nach der ersten Betonage

Nachdem die Bewehrung fertiggestellt war, wurde der auf Schienen geführte Schalwagen zur Betoniereinrichtung befördert. Dort wurde die notwendige Betonmenge eingebracht und mittels Plattenrüttleinrichtung verdichtet. Anschließend wurde der Schalwagen zum Abbinden des Betons an einen Lagerplatz verfahren.

In der Abb. 4.3 ist das Halbfertigteil nach der ersten Betonage zu sehen. Entlang der Rippen wurde auf der Betonoberfläche eine Verzahnung eingearbeitet. Weiters lassen sich die vier Aufhängeanker erkennen.



Abb. 4.4: Schalung der Rippe mit Aussparung Schraubverbindung und Hüllrohr

In der Abb. 4.4 ist die Schalung der Rippe auf der zuvor hergestellten Halbfertigteilplatte zu sehen. Für die Montage der Kopfplattenverschraubung wurden Aussparungskörper eingelegt, welche nach der Aushärtung des Betons entfernt werden. Weiters sind die Hüllrohre für die Spannkabel im Einspannbereich zu erkennen.

4.1.2 Beprobung

Die Beprobung der Prototypen fand im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen am Science Center der TU Wien statt. Dabei wurden die einzelnen Prototypen in einer Prüfvorrichtung nach entsprechender Vorgabe beansprucht.

In der Abb. 4.5 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Das Halbfertigteil wird in dem Aufspannfeld kopfüber montiert. Das Halbfertigteil wurde an den Rippenenden in die Prüfeinrichtung eingespannt. Die Kraftaufbringung erfolgt zwischen Boden und Bauteil. Das Halbfertigteil wird sozusagen aufgespannt. Auf der Unterseite sind Hydraulikpressen für die Kraftaufbringung zu erkennen. Über dem Prüfling wurde eine Tragkonstruktion aus Doka-Trägern für die Montage der Wegmesser installiert. Im Einspannbereich erkennt man die Markierung für das Objekt-Rasterverfahren. Im Bildvordergrund lassen sich die Kameras zur Bildaufnahme während des Versuchs erkennen.



Abb. 4.5: Versuchsaufbau im Aufspannfeld



Abb. 4.6: Durchbiegung vor der Beprobung

Am linken Bildrand der Abb. 4.6 lässt sich eine Bauteilverformung gut erkennen. Diese Verformung stellt keine geplante Überhöhung dar, sondern wurde allein durch das Eigengewicht des Halbfertigteile erzeugt. Eine derartige Beanspruchung in der gewendeten Position des Halbfertigteils sollte in den statischen Berechnungen für den Transportzustand mitberücksichtigt werden.



Abb. 4.7: geöffnete Stoßfugen

In der Abb. 4.7 erkennt man an der Einspannstelle der Versuchsanlage sowie an der Einspannstelle zum Halbfertigteil die geöffneten Stoßfugen kurz vor dem Versagen.

4.2 Schlussfolgerung

Die Motivation und Zielsetzung dieser Arbeit war die Ausarbeitung von einem Brückensegment aus vorgefertigten Halbfertigteilelementen mit einem tragenden Querrahmen als Stahlbetonrippe. Dazu wurden im Kapitel 1.2 Fragen definiert, welche nachfolgend beantwortet werden.

Wie kann die Kraftumleitung bei den biegesteifen Rahmenecken der Querrahmen bewerkstelligt werden?

Eine große Herausforderung waren die Überlegungen zu den biegesteifen Verbindungen zwischen den einzelnen Halbfertigteilen. Durch Recherchen im Bereich Fertigteilbau konnte eine Lösung von bereits entwickelten Verbindungen dazu gefunden werden. Für Fertigteilstützen werden schon seit einiger Zeit Stützenfüße oder Stützenschuhe verwendet. Diese ermöglichen eine einfache Montage und eine hohe statische Tragfähigkeit.

Aufbauend auf diese Verbindungslösung wurde eine eigenständige Lösung für das Brückensegment erarbeitet. Dabei wurde darauf geachtet, dass möglichst alle Verbindungselemente die gleichen Abmessungen haben. Für die Problemstellung der einfachen und schnellen Montage wurde somit eine effiziente Lösung gefunden. Da außerdem die Wirkungslinien der Verschraubung und der Biegezugbewehrung im Aufriss gesehen ident sind, konnte die Einwirkung auf die Kopfplatte gering gehalten werden.

Wie können die dünnwandigen Halbfertigteile mitsamt Betonrippen und den Schraubverbindungen effizient hergestellt werden?

Die Verbindungselemente der Stegplatte wurden mit einem Gewindeblock mit Sacklochbohrung versehen. Dieser Gewindeblock soll die Funktion einer Schraubenmutter ersetzen. Diese Idee wurde auf alle Verbindungselemente angewendet. Es wird dadurch ein Zugang für das Verschrauben der Verbindungselemente nurmehr von Seite der Krag-, Deck- und Bodenplatte aus notwendig.

Der Gewindeblock selbst wird in der Produktion mittels einer Gewindestange an der Kopfplatte positioniert und ringsum an die Kopfplatte verschweißt. Durch die Sacklochbohrung kann bei der Herstellung der Halbfertigteile kein Frischbeton in das Gewinde gelangen. Zusätzlich kann eine provisorisch eingedrehte Gewindestange bis zur Montage in der Sacklochbohrung bleiben, um sie vor Verschmutzungen zu schützen.

Für die Plattenherstellung ist je Element ein Arbeitsschritt zusätzlich notwendig.

Im ersten Herstellungsschritt wird die Boden-, Deck- oder Kragplatte mit einer Stärke von 10 cm produziert. Dabei werden die erforderliche Plattenbewehrungen, die Anschlussbewehrung der Rippe sowie die Kopfplatte mit entsprechender angeschweißter Bewehrung eingearbeitet. Zur Gewährleistung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen der Fertigteilplatte und der Rippe bzw. dem Ortbeton ist die Oberfläche entsprechend rau auszuführen. Im zweiten Herstellungsschritt wird die Rippe ergänzt. Im Bereich der Kopfplatte ist eine Aussparung vorgesehen. Diese wird für das Verschrauben an die Stegplatte benötigt. Zusätzlich werden die Hüllrohre für die Spannkabelführung eingebaut. Für die Stegplatten wird ein weiterer Herstellungsprozess, zur Herstellung der Doppelwand, notwendig.

Es konnte gezeigt werden, dass die Herstellung der Halbfertigteile ohne besonders umständlichen Aufwand möglich ist. Es kann die erforderliche Plattenbewehrung, die Anschlussbewehrung der Rippe sowie die Kopfplatten mit entsprechender angeschweißter Bewehrung recht einfach eingearbeitet werden.

Welchen Einfluss haben diese Aussparungen auf das Tragverhalten der Betonrippen bzw. wo dürfen die Aussparungen platziert werden?

Bei der Bauteilbemessung erforderten die Aussparungen der Spannkabelhüllrohre besondere Überlegungen für die Querkraftbeanspruchung. Durch das gewählte Stabwerkmodell kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit einfach geführt werden. Zu beachten ist dabei, dass die Lage der Spannkabelhüllrohre durch das Stabwerkmodell eindeutig vorgegeben ist.

Eine besondere Herausforderung stellte das Stabwerkmodell der Knotenpunkte dar.

Zur Entscheidung für ein passendes Stabwerkmodell zu den Anschlussknoten wurden im ersten Schritt die in der Norm vorgesehenen Möglichkeiten erörtert. Hierbei wurde allerdings keine passende Lösung gefunden.

Nach weiterer Recherche zu Stabwerkmodellierungen von Rahmenecken, konnte schlussendlich ein gefälliges Modell gefunden werden.

Ein wesentlicher Vorteil von dem gewählten Stabwerkmodell ist die universelle Anwendbarkeit. Die Bewehrungsführung der Schubverbügelung bleibt bei öffnendem und schließendem Moment gleich. Das Stabwerkmodell kann in gleicher Weise angewendet werden. Das führt bei einer Dimensionierung des maßgebenden Knotens zu einer einheitlich anwendbaren Schubbewehrung für alle Knoten. Dieser Umstand sollte zu einer Produktionssteigerung sowie zur Minimierung von Verlegefehlern führen.

Ein weiterer großer Vorteil ist die zur Betonoberfläche parallele Verlegung. Dadurch kommt es zu weniger Kollisionen mit dem Stahleinbauteil, was bei einer diagonalen Verlegung nicht der Fall wäre.

Durch das gewählte Stabwerkmodell konnte eine funktionierende und in der Bewehrungsführung nachvollziehbare Lösung gefunden werden.

Abschließend darf somit die gestellte Forschungsfrage, ob solche Segmente anstatt mit Querrahmen aus Stahl auch mit Betonrippen ausgeführt werden können, ohne dabei auf das wesentliche Merkmal dieses Bauverfahrens, nämlich der Schraubenverbindung zwischen den einzelnen Elementen, verzichten zu müssen, mit einem Ja beantwortet werden.

Die Verwendung von Rippen aus Stahlbeton als tragende Struktur in Verbindung mit der einfachen Schraubverbindung für den Brückenquerschnitt sollten überzeugen können.

Literatur

- [1] S. Reichenbach. „Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2019.
- [2] D. Wimmer. „Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2016.
- [3] G. S. Wittmann. „Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halffertigteilen“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2020.
- [4] J. Kollegger, S. Fasching und S. Maier. „Building box girder bridges using thin-walled pre-fabricated elements“. In: *fib Symposium* (2019), S. 1315–1322.
- [5] S. Fasching, M. Rath, T. Huber, J. Kollegger und M. Pauser. *Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen*. Forschungsber. Forschungsförderungsgesellschaft, 2020. 19 S.
- [6] F. A. Josef Fink. *Brückenbau*. Skriptum zur Vorlesung. Institut für Tragkonstruktionen. Technische Universität Wien.
- [7] H. R. Ganz und M. E. Meyer. „Segmentbauweise“. In: *Schweizer Ingenieur und Architekt* 115 (1997), S. 528–533.
- [8] P. Lorenz. „Brücken in Segmentbauart und ihre Ausführung in Europa.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 82.5 (1987), S. 123–129.
- [9] M. Rettinger, A. Hückler und M. Schlaich. „Technologien und Entwicklungen im Segmentbrückenbau“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.S2 (2021), S. 12–23. ISSN: 0005-9900.
- [10] Members of IABSE Working Group 6. *Bridge Deck Erection Equipment*. London: ICE Publishing, 2018. ISBN: 978-0-7277-6193-4.
- [11] K. H. Holst und R. Holst. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton : Entwurf, Konstruktion und Berechnung*. 5. Aufl.. Berlin [u.a.]: Ernst, 2004. ISBN: 3433028370.
- [12] *Construction Practices Handbook for Concrete Segmental and Cable-Supported Bridges*. 3. Edition. United States of America: American Segmental Bridge Institute, June 2019.
- [13] A. Kolbitsch. *HBK I - A*. Skriptum Teil A zur Vorlesung. Institut für Hochbau und Technologie. Technische Universität Wien, 2013.
- [14] *ÖNORM B 1992-1-1:2018 01 01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2018.
- [15] *ÖNORM EN 1991-1-6:2013 03 15: Einwirkungen auf Tragwerke –Teil 1-6 : Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während der Bauausführung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.

- [16] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011 12 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Dez. 2020.
- [17] *ÖNORM B 1991-1-6:2013 03 15: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6 : Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während der Bauausführung – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-6 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [18] *ÖNORM EN 1990:2013 03 15: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [19] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 2006. ISBN: 978-3-540-20650-7.
- [20] J. Kollegger. *Betonbau 2 nach EC 1992-1-1*. 9. Aufl. Skriptum zur Vorlesung. Institut für Tragkonstruktionen. Technische Universität Wien, 2017.
- [21] P. Kieloch. *Ermittlung der Durchstanzlast an Wandenden und Wandecken in RF-STANZ Pro*. 2016. URL: <https://www.dlubal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/001383>.
- [22] *ÖNORM EN 1993-1-5:2020 01 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2020.
- [23] *ÖNORM EN 1993-1-8:2012 03 01: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [24] *ÖNORM EN 1090-2:2020 07 15: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Juli 2020.
- [25] *ÖNORM EN 1993-1-8:2021 04 01: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen (Normentwurf)*. Wien: Austrian Standards, Apr. 2021.
- [26] *EN ISO 17660-1:2007 06 01: Schweißen-Schweißen von Betonstahl – Teil 1: Tragende Schweißverbindungen (ISO 17660-1:2006)*. Wien: Austrian Standards, Juni 2007.
- [27] J. Fink. *Stahlbau 1*. Skriptum zur Vorlesung. Institut für Tragkonstruktionen. Technische Universität Wien.
- [28] L. Sparowitz. *Vorlesungsskriptum aus Betonbau*. Skriptum zur Vorlesung. Institut für Betonbau. Technische Universität Graz, 2004.
- [29] A. Hörmann. „Ermittlung optimierter Stabwerkmodelle auf Basis des Kraftflusses als Anwendung plattformunabhängiger Prozesskopplung“. Dissertation. Technische Universität München, 2006.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Segment aus dünnwandigen Halbfertigteilen, entnommen aus [4] © S. Fasching	10
1.2	trogförmiger Brückenträger, entnommen aus [2] © D. Wimmer	12
1.3	Brückenklappverfahren für Brücken mit geringer Pfeilerhöhe, entnommen aus [2] © D. Wimmer	13
1.4	Brückenquerschnitt für die Segmentbauweise, entnommen aus [1] © S. Reichenbach	13
1.5	Prototyp Brückensegment entnommen aus [1] © S. Reichenbach	14
1.6	zusammengesetztes Segment der Stahlvariante, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann	14
1.7	Wellstegträger im Verbund mit dem Halbfertigteil, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann	15
1.8	Wellstegträger mit angeschweißter Bewehrung, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann	15
1.9	Eckverbindungen, entnommen aus [3] © G.S. Wittmann	16
	a Bodenplatte-Wandplatte	16
	b Kragplatte-Wandplatte-Deckplatte	16
1.10	Alternativvariante, entnommen aus [5] © M. Rath	16
2.1	Haupttyp 1 Freivorbau, in Anlehnung an [7]	19
2.2	Haupttyp 2 feldweiser Zusammenbau, in Anlehnung an [7]	19
2.3	Haupttyp 3 voll vorfabrizierter Träger, in Anlehnung an [7]	20
2.4	Fugenausbildung, in Anlehnung an [9]	22
2.5	Ausbildung der Stirnflächen, in Anlehnung an [8]	23
2.6	Systemaufbau mit Bauteilbezeichnung, in Anlehnung an [10]	24
2.7	Vorbausehema zum Montagesystem mit doppeltem Fachwerkträger, in Anlehnung an [10]	26
	1 Startposition zur Abschnittsherstellung N-1 bis N+1	26
	2 mit der vorderen LK wird das Pfeilersegment N+1 auf dem bereits errichteten Feld abgestellt	26
	3 HT wird auf GS verschoben bis über Pfeiler N+1	26
	4 vordere HS wird auf K positioniert und aktiviert	26
	5 Pfeilersegment N+1 wird mit vorderer LK positioniert	26
	6 hintere HS wird aktiviert	26
	7 hinterer GT und GS werden auf Pfeilersegment N+1 positioniert	26
	8 Lastumlagerung von vorderer HS auf vorderen GT und GS	26
	9 hintere HS deaktiviert	26
	10 HT wird in Startposition zur Abschnittsherstellung N bis N+2 verschoben	26
2.8	Systemaufbau mit Bauteilbezeichnung, in Anlehnung an [10]	27
2.9	Vorbausehema zum Montagesystem mit abgespanntem Fachwerkträger, in Anlehnung an [10]	29
	1 Startposition zur Abschnittsherstellung N-1 bis N+1	29
	2 entspannen von AK	29
	3 aktivieren der hinteren HS	29
	4 PS auf Feld N-1 und N; PS aktivieren und HS deaktivieren	29
	5 LK auf Feld N und N+1; LK aktivieren; ZF deaktivieren	29

6	hintere HS hochklappen	29
7	HT auf PS und LK vorverschieben bis ZF über LK liegt	29
8	vordere HS aktivieren und Lastumlagerung von LK auf ZF	29
9	Pfeilersegment wird mit LK auf N+1 positioniert	29
10	LK wird aktiviert und vordere HS deaktiviert	29
11	hinter HS runterklappen und aktivieren	29
12	PS wird deaktiviert und auf Pfeilersegment N verschoben und anschließend wird PS aktiviert und ZF wird deaktiviert	29
13	HT wird über PS und LK verschoben anschließend wird ZF aktiviert und LK deaktiviert	29
14	AK wird aktiviert	29
15	Startposition zur Abschnittsherstellung N bis N+2	29
2.10	Elemente von einem klassischen Brückenquerschnitt, in Anlehnung an [12]	30
2.11	Kippsicherung, in Anlehnung an [10]	32
a	Abstützung	32
b	Verankerung	32
2.12	Koppelstelle, in Anlehnung an [12]	33
2.13	Spannkabelanordnungen, in Anlehnung an [10]	33
a	asymmetrische Spannkabelanordnung	33
b	symmetrische Spannkabelanordnung	33
2.14	Spannkabelführung Platte, in Anlehnung an [12]	34
a	einfache Spannkabelführung	34
b	doppelte Spannkabelführung	34
2.15	Sondersegmente bei externer Vorspannung, in Anlehnung an [10]	35
a	Querschott	35
b	Sattel und Rippe	35
2.16	permanente Vorspannung, in Anlehnung an [10]	36
a	permanente externe Vorspannung	36
b	permanente Vorspannung im Verbund	36
3.1	Segment	38
3.2	Segment	38
3.3	Segment	39
3.4	Stützenschuh	39
3.5	Stützenschuh	40
3.6	Verbindungselement Bodenplatte - Stegplatte	40
3.7	Verbindungselement Krag-, Deck- und Stegplatte	41
3.8	Bodenplatte	43
3.9	Deckplatte	44
3.10	Kragplatte	45
3.11	Stegplatte	46
3.12	RFEM Modell	47
3.13	Aussteifung K-Fachwerk	48
3.14	überhöht dargestellte Verformung Betonage Bodenplatte	49
3.15	ideelle Stützweiten	50
3.16	Betoniervorgang, Auszug aus ÖNORM EN 1991-1-6[17]	52
3.17	Berechnung nach E-Theorie	53
3.18	Lastkombination Betonage Steg	54
a	Momentenverlauf $[kNm]$	54

b	Querkraftverlauf [kN]	54
c	Normalkraftverlauf [kN]	54
3.19	Lastkombination Betonage Fahrbahnplatte	55
a	Momentenverlauf [kNm]	55
b	Querkraftverlauf [kN]	55
c	Normalkraftverlauf [kN]	55
3.20	Lastkombination Betonage Bodenplatte	56
a	Momentenverlauf [kNm]	56
b	Querkraftverlauf [kN]	56
c	Normalkraftverlauf [kN]	56
3.21	Überwiegende Biegung kopfüber	58
3.22	Stabwerkmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung	60
3.23	erforderliche Längsbewehrung	65
3.24	erforderliche Querbewehrung	66
3.25	Durchstanzen	66
3.26	$v_{max,b}$ entlang kritischem Rundschnitt	67
3.27	Deckensprung	69
3.28	Kopfplatte Vergleichsspannung	72
3.29	Kopfplatte Verzerrung	72
3.30	Schraubkraft	73
3.31	Lochabstände	74
3.32	Blockversagen	76
3.33	Stegkopfplatte	77
3.34	äußeres Fahnenblech	79
3.35	inneres Fahnenblech	80
3.36	Stabwerkmodell laut Norm	82
3.37	mögliche Modellbildung	82
3.38	gewähltes Fachwerkmodell Rahmenecke	83
3.39	Fachwerkmodell Kragplatte - Stegplatte - Deckplatte	84
3.40	Stabwerkmodell aus RFEM	85
3.41	Stabwerkmodell Bodenplatte-Steg	86
3.42	Stabkräfte	87
3.43	Verankerung mittels Schlaufen	88
3.44	Stabwerkmodell Bodenplatte-Steg	89
3.45	Stabwerkmodell Durchlaufwirkung	92
3.46	Stabwerkmodell Umlenkwirkung	93
3.47	Stabwerkmodell Momentengleichgewicht	94
4.1	Bewehrung Halbfertigteil	96
4.2	Detailaufnahme zur Bewehrung an der Kopfplatte	96
4.3	Halbfertigteil nach der ersten Betonage	97
4.4	Schalung der Rippe mit Aussparung Schraubverbindung und Hüllrohr	97
4.5	Versuchsaufbau im Aufspannfeld	98
4.6	Durchbiegung vor der Beprobung	99
4.7	Streckvermögen Schraube	99
A.1	überwiegend Biegung	i

Tabellenverzeichnis

3.1	Eigengewicht und Aufbeton	51
-----	-------------------------------------	----

Anhang A

Berechnungen

A.1 Nachweise der Bodenplatte

A.1.1 Nachweis in Feldmitte

Die maßgebenden Schnittgrößen im Anschnittbereich entstehen zum Zeitpunkt der Betonage der Bodenplatte

$$M_{ed} = 12,90 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = 26,87 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 0,00 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen in Feldmitte

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Aufgrund der Beanspruchung und konstruktiven Ausführung sind folgende Nachweise in Feldmitte zu führen:

- Nachweis der Biegung mit Normalkraft
- Nachweis der Schubfuge

Biegemoment und Normalkraft

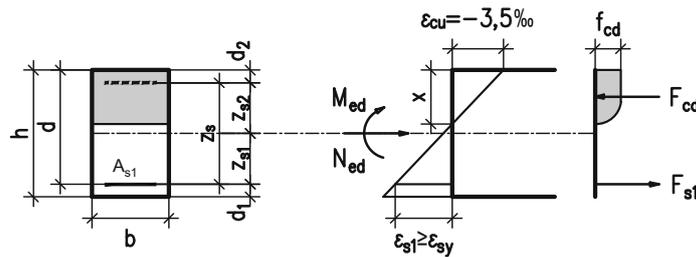


Abb. A.1: überwiegend Biegung

Vorzeichenkonvention: Wie in der Abbildung A.1 dargestellt wird bei der Normalkraft das Vorzeichen vertauscht!

Lage der inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \varnothing_{Bügel} + \frac{\varnothing}{2} = 3,0 + 0,8 + 0,6 = 4,4 \text{ cm} \quad (\text{A.1})$$

$$d = h - d_1 = 15 - 4,4 = 10,6 \text{ cm} \quad (\text{A.2})$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = 7,5 - 4,4 = 3,1 \text{ cm} \quad (\text{A.3})$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,106}{700 + 478} = 0,063 \text{ m} \quad (\text{A.4})$$

Betondruckkraft mit ermittelter maximaler Betondruckzonenhöhe

$$F_{cd,lim} = 0,8095 \cdot x_{lim} \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,063 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 407,91 \text{ kN} \quad (\text{A.5})$$

Ist die Normalkraft kleiner als die maximal aufnehmbare Betondruckkraft (bei reiner Biegung) ist eine Biegebemessung durchzuführen

$$N < F_{cd,lim} \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

$$26,87 < 407,91 \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

Moment um die Biegebewehrung

$$M_{S1} = M_{ed} + N_{ed} \cdot z_{s1} = 12,90 + -26,87 \cdot 0,031 = 12,07 \text{ kNm} \quad (\text{A.6})$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{S1}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (\text{A.7})$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,106 - \sqrt{0,106^2 - \frac{2,055 \cdot 12,07}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,019 \text{ m}$$

Die Betondruckzonenhöhe ist kleiner als die vorhandene Betonhöhe unter dem Hüllrohr. Ermittlung der Betondruckkraft

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,019 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 123,01 \text{ kN} \quad (\text{A.8})$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{ed}}{\sigma_{s1}} = \frac{123,01 - -26,87}{47,8} = 3,13 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.9})$$

$$\text{vorhanden } 4\varnothing 12 \text{ entspricht } A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Druckbewehrung

$$x < x_{lim} \text{ bzw. } \sqrt{< 0} \Rightarrow \text{zus. Druckbewehrung } A_{s2} \quad (\text{A.10})$$

$$0,019 \text{ m} < 0,063 \text{ m}$$

$$0,106^2 - \frac{2,055 \cdot 12,07}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000} = 0,008 > 0$$

Es ist keine Druckbewehrung erforderlich womit der Nachweis Biegung mit Längskraft abgeschlossen ist. Abschließend werden die Mindest- und Maximalwerte der Längsbewehrung geprüft

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (\text{A.11})$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,5}{550} \cdot 30 \cdot 10,6 \geq 0,0013 \cdot 30 \cdot 10,6$$

$$A_{s,min} = 0,53 \text{ cm}^2 \geq 0,42 \text{ cm}^2$$

$A_{s,max}$ gilt für den Bereich außerhalb eines Stoßes

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 15 \cdot 30 = 18 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.12})$$

Querkraft

Die Betondruckstrebenneigung wird mit $\theta_{gew.} = 45^\circ$ und die Bügelneigung mit $\alpha_{gew} = 90^\circ$ gewählt. Die Bügelbewehrung wird mit $\text{Ø}8/7,5$ angenommen.

Bemessungswert der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraft

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\text{A.13})$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{7,5} \cdot 0,9 \cdot 10,6 \cdot 47,8 \cdot 1 = 59,09 \text{ kN}$$

Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{A.14})$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 10,2 \cdot 0,504 \cdot 2,667 \cdot \frac{1}{1+1} = 185,09 \text{ kN}$$

Der kleinere der beiden Werten ergibt

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rd,max}; V_{Rd,s}\} = 59,09 \text{ kN} \quad (\text{A.15})$$

Mindestbügelbewehrung und Maximalabstand zwischen den Bügelementen

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{3,5}{478} = 0,001098 \quad (\text{A.16})$$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,001098 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 10000 = 3,3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{A.17})$$

Der Mindestdurchstanzwiderstand ergibt sich wie folgt

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 10,6 \cdot (1 + 0) = 7,65 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (\text{A.18})$$

A.2 Nachweise zur Deckplatte

A.2.1 Nachweis im Anschlussbereich

Die maßgebenden Schnittgrößen im Anschnittbereich entstehen zum Zeitpunkt der Betonage der Deckplatte

$$M_{ed} = -58,74 \text{ kNm} \quad N_{ed} = 9,48 \text{ kN} \quad V_{ed} = 58,38 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen im Anschlussbereich

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Aufgrund der Beanspruchung und konstruktiven Ausführung sind folgende Nachweise im Anschlussbereich zu führen:

- Nachweis der Biegung mit Normalkraft
- Nachweis der Querkraft
- Nachweis der Schubfuge

Biegemoment und Normalkraft

Lage der Inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} = 3,0 + 0,8 = 3,8 \text{ cm} \quad (\text{A.19})$$

$$d = h - d_1 = 30 - 3,8 = 26,2 \text{ cm} \quad (\text{A.20})$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = 15 - 3,8 = 11,2 \text{ cm} \quad (\text{A.21})$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,262}{700 + 478} = 0,155 \text{ m} \quad (\text{A.22})$$

Die Betondruckzonenhöhe ist aufgrund der Hüllrohre zu begrenzen auf 10cm. Betondruckkraft mit ermittelter maximaler Betondruckzonenhöhe

$$F_{cd,lim} = 0,8095 \cdot x_{lim} \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,100 \cdot 0,30 \cdot 26,6 = 647,60 \text{ kN} \quad (\text{A.23})$$

Ist die Normalkraft kleiner als die maximal aufnehmbare Betondruckkraft (bei reiner Biegung) ist eine Biegebemessung durchzuführen

$$N < F_{cd,lim} \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

$$9,48 < 647,60 \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

Moment um die Biegebewehrung

$$M_{S1} = M_{ed} + N_{ed} \cdot z_{s1} = 58,74 + -9,48 \cdot 0,112 = 57,68 \text{ kNm} \quad (\text{A.24})$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{S1}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (\text{A.25})$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,262 - \sqrt{0,262^2 - \frac{2,055 \cdot 57,68}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,036 \text{ m}$$

Die Betondruckzonenhöhe ist kleiner als die vorhandene Betonhöhe unter dem Hüllrohr. Ermittlung der Betondruckkraft

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,036 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 233,46 \text{ kN} \quad (\text{A.26})$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{ed}}{\sigma_{s1}} = \frac{233,46 - -9,48}{47,8} = 5,08 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.27})$$

vorhanden 4Ø16 entspricht $A_{s1} = 8,04 \text{ cm}^2$

Die Biegezugkraft ergibt sich zu

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 5,08 \cdot 47,8 = 242,94 \text{ kN} \quad (\text{A.28})$$

A.3 Nachweise zum Steg

Es wird davon ausgegangen, dass der Brückenquerschnitt während der Stegbetonage entsprechend der Lagerung der statischen Modellbildung in Position gehalten wird. Eine Kraftableitung der Beanspruchungen ist somit über die gesamte Steglänge bis zur Lagerung hin erforderlich.

Biegemoment mit Normalkraft

Die maßgebenden Schnittgrößen entstehen zum Zeitpunkt der Betonage der Stegplatte

$$M_{ed} = 27,79 \text{ kNm} \quad N_{ed} = 58,80 \text{ kN} \quad V_{ed} = 4,40 \text{ kN}$$

Die Querschnittsabmessungen im Anschlussbereich

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Vorzeichenkonvention: Wie in der Abbildung A.1 dargestellt wird bei der Normalkraft das Vorzeichen vertauscht!

Die Querschnittsabmessungen im Anschnitt Die Bewehrung wird nicht in die Bodenplatte ausgelagert

Lage der Inneren Kräfte

$$d_1 = c_{nom} + \varnothing_{längs} + \frac{\varnothing}{2} = 3,0 + 0,8 + 0,6 = 4,4 \text{ cm} \quad (\text{A.29})$$

$$d = h - d_1 = 40 - 4,4 = 35,6 \text{ cm} \quad (\text{A.30})$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = 20 - 4,4 = 15,6 \text{ cm} \quad (\text{A.31})$$

Betondruckzonenhöhe bei voller Ausnutzung bzw. im GZT

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu2}|}{|\varepsilon_{cu2}| + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,156}{700 + 478} = 0,093 \text{ m} \quad (\text{A.32})$$

Betondruckkraft mit ermittelter maximaler Betondruckzonenhöhe

$$F_{cd,lim} = 0,8095 \cdot x_{lim} \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,093 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 600,40 \text{ kN} \quad (\text{A.33})$$

Ist die Normalkraft kleiner als die maximal aufnehmbare Betondruckkraft (bei reiner Biegung) ist eine Biegebemessung durchzuführen

$$N < F_{cd,lim} \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

$$58,80 < 600,40 \Rightarrow \text{Biegebemessung}$$

Moment um die Biegebewehrung

$$M_{S1} = M_{ed} + N_{ed} \cdot z_{s1} = 27,79 + -58,80 \cdot 0,156 = 18,62 \text{ kNm} \quad (\text{A.34})$$

Ermittlung der Betondruckzonenhöhe

$$x = 1,202 \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 \cdot M_{S1}}{b \cdot f_{cd}}} \right) \quad (\text{A.35})$$

$$x = 1,202 \cdot \left(0,356 - \sqrt{0,356^2 - \frac{2,055 \cdot 18,62}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000}} \right) = 0,008 \text{ m}$$

Die Betondruckzonenhöhe ist kleiner als die vorhandene Betonhöhe unter dem Hüllrohr. Ermittlung der Betondruckkraft

$$F_{cd} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0,8095 \cdot 0,008 \cdot 0,30 \cdot 26,67 \cdot 1000 = 52,79 \text{ kN} \quad (\text{A.36})$$

Ermittlung der Bewehrung

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{ed}}{\sigma_{s1}} = \frac{52,79 - -58,80}{47,8} = 2,33 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.37})$$

$$\text{vorhanden } 4\text{Ø}12 \text{ entspricht } A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Zusätzliche Druckbewehrung

$$x < x_{lim} \text{ bzw. } \sqrt{< 0} \Rightarrow \text{zus. Druckbewehrung } A_{s2} \quad (\text{A.38})$$

$$0,008 \text{ m} < 0,093 \text{ m}$$

$$0,356^2 - \frac{2,055 \cdot 18,62}{0,3 \cdot 26,67 \cdot 1000} = 0,349 > 0$$

Es ist keine Druckbewehrung erforderlich womit der Nachweis Biegung mit Längskraft abgeschlossen ist. Abschließend werden die Mindest- und Maximalwerte der Längsbewehrung geprüft

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (\text{A.39})$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,5}{550} \cdot 30 \cdot 35,6 \geq 0,0013 \cdot 30 \cdot 35,6$$

$$A_{s,min} = 1,78 \text{ cm}^2 \geq 1,39 \text{ cm}^2$$

$A_{s,max}$ gilt für den Bereich außerhalb eines Stoßes

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 40 \cdot 30 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.40})$$

Querkraft

Aufgrund der geringen Querkrafteinwirkung wird die Mindestbügelbewehrung und der Maximalabstand zwischen den Bügelementen verwendet

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{3,5}{478} = 0,001098 \quad (\text{A.41})$$

$$a_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,001098 \cdot 0,3 \cdot 0,707 \cdot 10000 = 2,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{A.42})$$

Maximalabstand zwischen den Bügelementen

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 35,6 \cdot (1 + 0) = 26,7 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad (\text{A.43})$$

Aus den beiden Anforderungen folgt

$$A_{sw,gew} = \emptyset 8/20 \text{ mit } a_{sw,vorh} = 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Im Bereich der Hüllrohre werden die Bügel jeweils direkt ober- und unterhalb derer verlegt. Dies geschieht zur Lagesicherung der Hüllrohre und zur Gewährleistung einer Umlenkungswirkung der Betondruckstrebe zwischen den Hüllrohren.

Anhang B

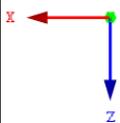
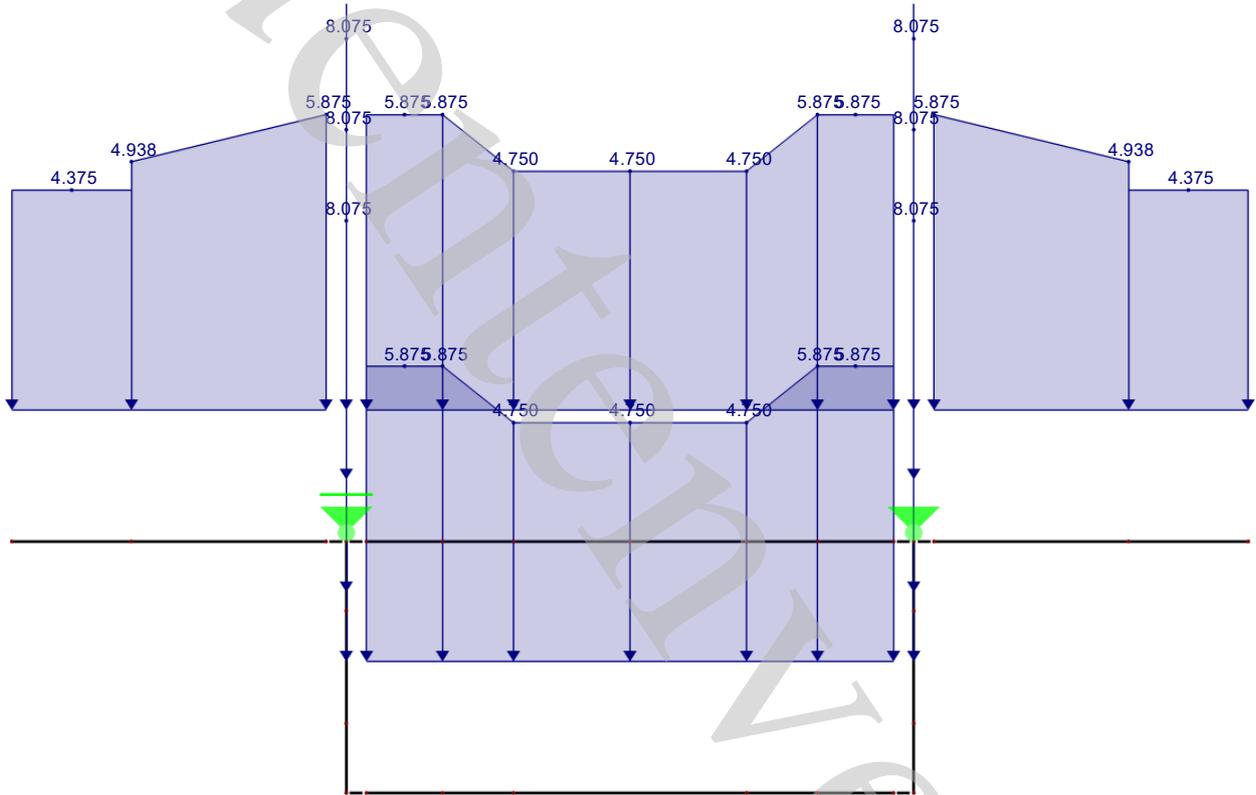
Bewehrungspläne und RFEM-Auszüge



LF1: EIGENGEWICHT

LF 1: Eigengewicht
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung



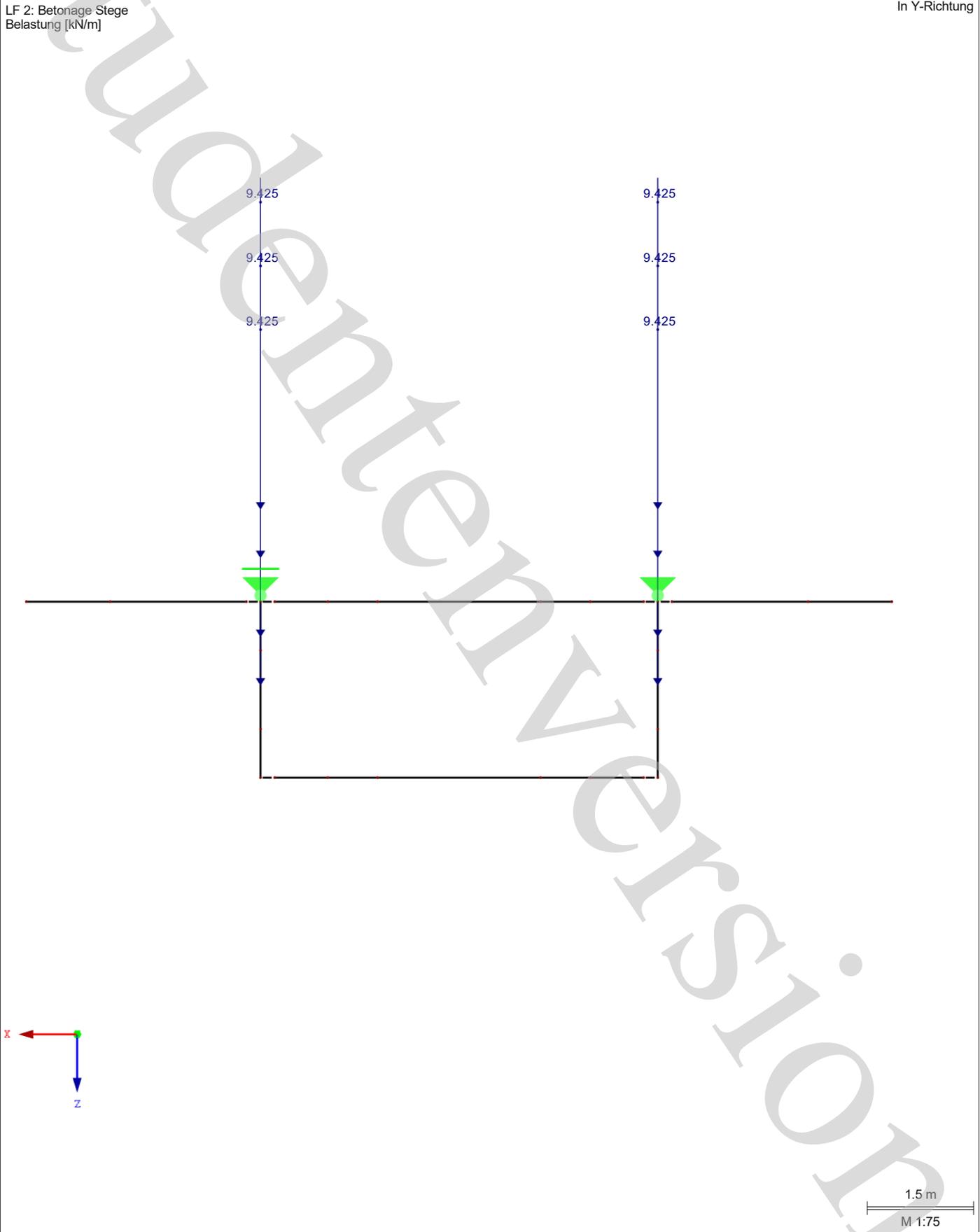
1.5 m
M 1:75



■ LF2: BETONAGE STEGE

LF 2: Betonage Stege
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung

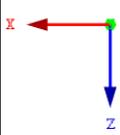
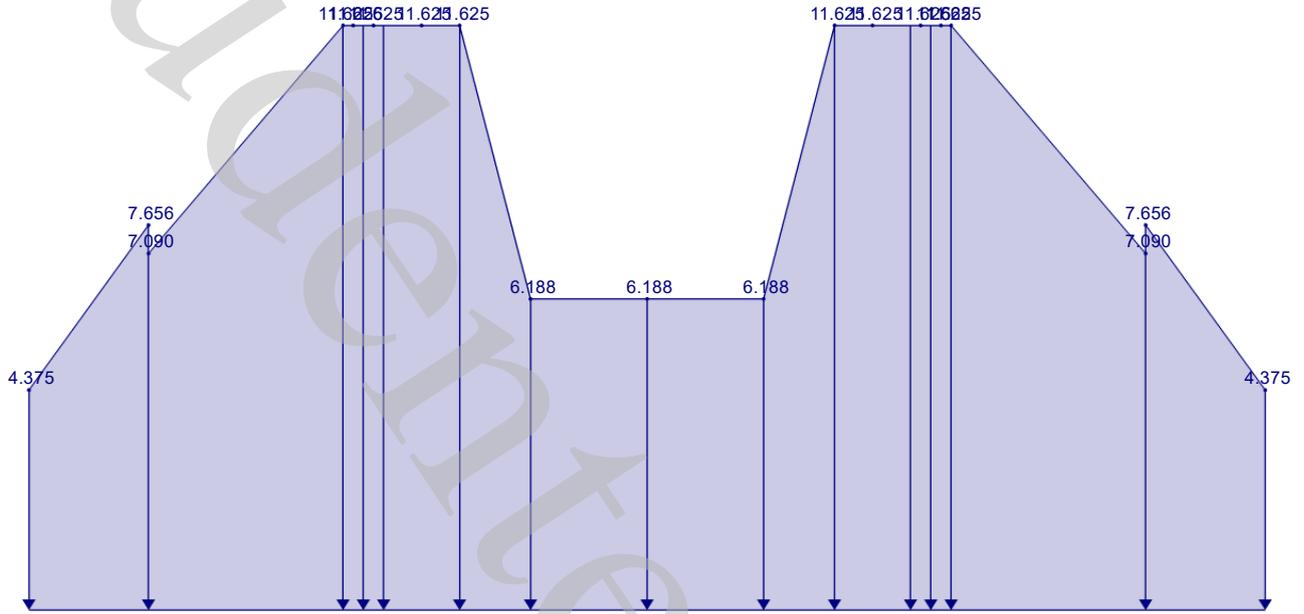




LF3: BETONAGE DECKE

LF 3: Betonage Decke
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung



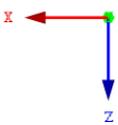
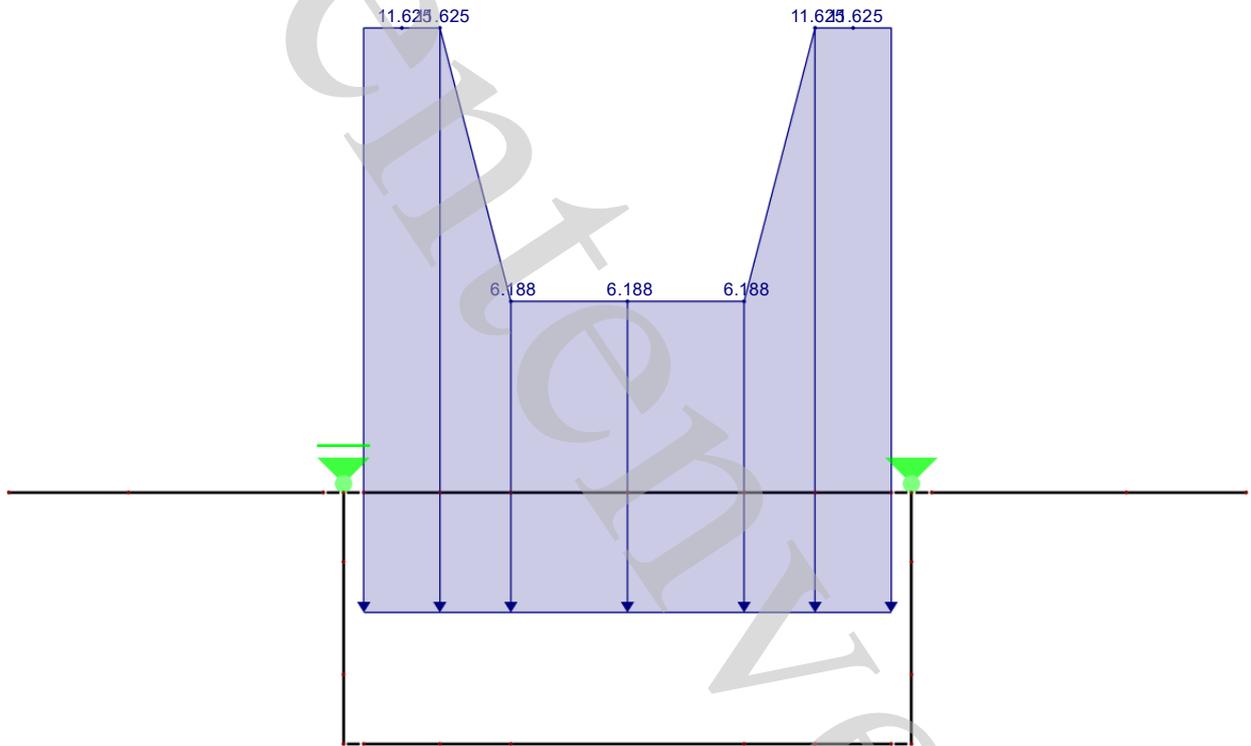
1.5 m
M 1:75



LF4: BETONAGE BODENPLATTE

LF 4: Betonage Bodenplatte
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung



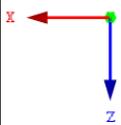
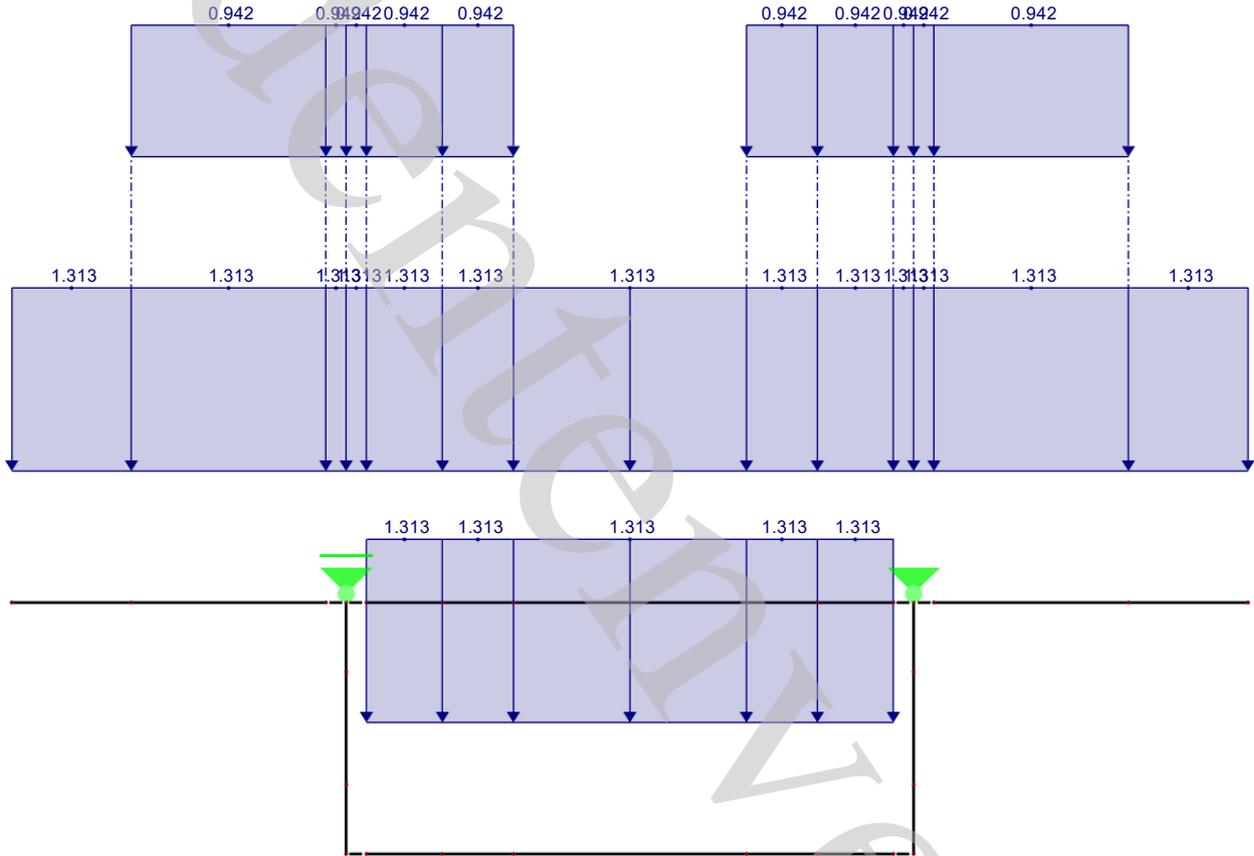
1.5 m
M 1:75



LF5: BAUAUSFÜHRUNGSLAST STEG

LF 5: Bauausführungslast Steg
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung



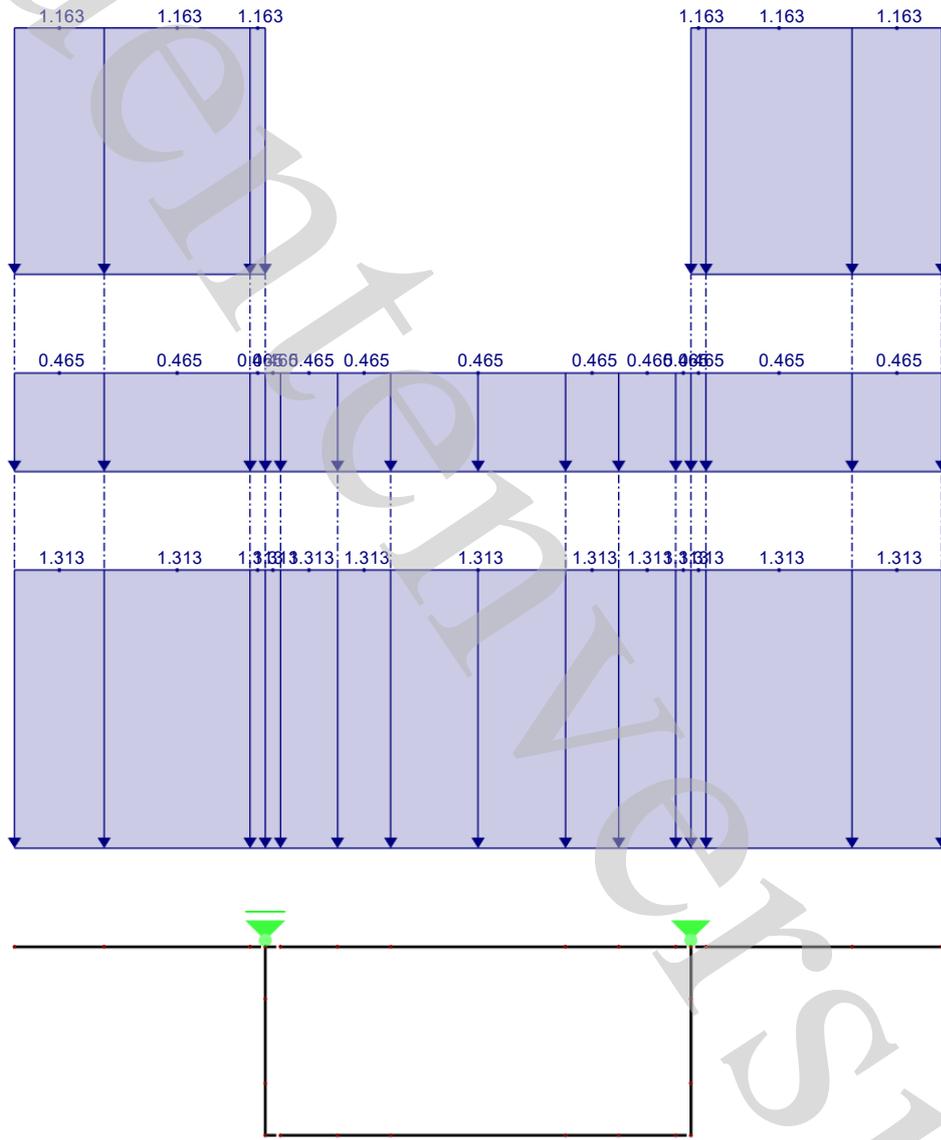
1.5 m
M 1:75



LF6: BAUAUSFÜHRUNGSLAST DECKE

LF 6: Bauausführungslast Decke
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung





LF7: BAUAUSFÜHRUNGSLAST BODENPLATTE

LF 7: Bauausführungslast Bodenplatte
Belastung [kN/m]

In Y-Richtung

