

Diploma Thesis

Use of precast elements in bridge construction for incremental launching

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

Diplomarbeit

Verwendung von Halbfertigteilen im Brückenbau bei Taktschiebverfahren

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

von

Mathias Schmidt, BSc

Matr.Nr.: 0957615

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Stephan Fasching, BSc**

Institut für Tragkonstruktion Betonbau
Forschungsbereich
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212, 1040 Wien, Österreich

Wien, im August 2023

Inhaltsverzeichnis

1	Kurzfassung	4
2	Abstract	5
3	Einleitung	6
3.1	Einleitung	6
3.2	Methodik	7
3.2.1	Bauzeit und Ressourcen	7
4	Grundlagen	8
4.1	Grundlagen zum Bauverfahren	8
4.1.1	Anwendungsgebiete des Taktschiebverfahrens	9
4.2	Grundlagen zum Projekt A2 GESB Knoten Inzersdorf Objekt B2314	11
4.2.1	Abmessungen und Größen	11
4.2.2	Statisches System des Bestandes und Neubaus	14
4.2.3	Herstellung eines Taktes in Ortbeton	16
4.3	Grundlagen von Halffertigteilen beim Taktschiebverfahren	18
4.3.1	Anwendungsgebiete von Halffertigteilen	18
4.3.2	Spannbeton	20
4.4	Grundlagen der alternativen Bauweise anhand des Beispiels Objektes B2314	23
4.4.1	Herstellung eines Taktes mithilfe von Halffertigteilen	23
4.4.2	Spezifikationen des Querschnitts	23
4.4.3	Beschreibung der Komponenten	24
4.4.4	Fugenausbildung zwischen den Halffertigteilen	24
4.4.5	Vorspannkräfte in dünnwandigen Querschnitten	27
4.4.6	Nachlaufarbeiten nach dem Einschub	28
4.4.7	Betonagevarianten der alternativen Ausführung	29
5	Ressourcenanalyse	35
5.1	Bauzeit, Löhne	35
5.1.1	Herstellung des Tragwerkes aus Ortbeton	35
5.1.2	Herstellung des Tragwerkes bestehend aus Halffertigteilen	37
5.1.3	Vergleich des Einschubes Ortbeton - Alternativausführung	46
5.1.4	Untersuchung der nachträglichen Betoniervarianten A, D	49
5.1.5	Vergleich der Lohnstunden	53
5.1.6	Optimierungen des Alternativquerschnitts	54
5.1.7	Abschätzender Nachweis der Optimierungen	58
5.2	Material Beton	66
5.2.1	Ortbeton	66
5.2.2	Alternative Ausführung mittels Halffertigteilen	66
5.2.3	Vergleich der Betonmengen	68
5.3	Material Bewehrung, Spannstahl	69
5.3.1	Bewehrung	69

5.3.2	Alternative Ausführung mittels Halfertigteilen	71
5.3.3	Vergleich der Bewehrungsmengen	72
5.4	Vergleich der Baustelleneinrichtung, Vorhaltegeräte	73
5.4.1	Taktzelle	73
5.4.2	Hebmittel	75
5.4.3	Alternativausführung	75
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	76
6.1	Beantwortung der Forschungsfragen	76
6.1.1	Welche Variante ist die bauwirtschaftlich günstigste? Konkurrenzfähigkeit gegenüber einer konventionellen Herstellung?	76
6.1.2	Allgemeine Schlüsse, Grenzwertbetrachtung (Unabhängigkeit der Länge, Querschnitt)	77

Kapitel 1

Kurzfassung

Am Bau von Brückenbauwerken mithilfe von dünnwandigen Fertigteilenelementen wird am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien geforscht. Die Verwendung von Fertigteilen im Brückenbau ist ein alternativer Zugang gegenüber der konventionellen Herstellung von Brückenbauwerken. Fertig- oder Halbfertigteile haben ihren fixen Platz im Hochbau bereits gefunden und dienen zur schnellen Umsetzung von Bauvorhaben aller Art. Mehrere Arbeiten der TU Wien befassen sich mit den statischen Grundlagen zur Umsetzung von Bauprojekten unter der Verwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen. Unter anderem wird auch an der Herstellung von Brücken im Taktschiebverfahren mithilfe von Betonhalbfertigteilen geforscht. In dieser Arbeit wird vertiefend in die Ausführung eines Alternativentwurfs mit dünnwandigen Fertigteilen eingegangen. Es werden die Probleme und Details für die alternative Konstruktionsart aufgezeigt und dazu ein adaptierter Bauablauf entwickelt.

Technisch erprobte Bauweisen, wie das Taktschiebverfahren, sind in ihrem Ablauf mit zunehmender Erfahrung perfektioniert worden. Die Basis für eine Weiterentwicklung dieser Arbeitsweise ist der nachhaltigere Einsatz von Ressourcen. Die Vorteile von Halbfertigteilen werden genutzt um ein filigranes, damit auch leichtes, Tragwerk in kürzester Zeit herzustellen. Durch eine günstige Wahl von dünnwandigen Halbfertigteilen und Vorspannungen könnten so in Zukunft Brückenbauten im Taktschiebverfahren schlanker und schneller durchgeführt werden.

Anhand des bereits durchgeführten Bauprojektes "Knoten Inzersdorf Objekt B2314", bei dem ein konventionelles Taktschiebverfahren angewendet worden war, wurden Bauzeiten und Ressourcen mit einer alternativen Ausführung aus Halbfertigteilen verglichen.

Für den Vergleich der Ressourcen wurde von der bereits abgeschlossenen Masterarbeit von Raphaela Hackl [1] ausgegangen, die sich vor allem mit den statischen Nachweisen der dünnwandigen Halbfertigteilausführung beschäftigte. Ergebnisse des Institutes für Tragwerkskonstruktionen flossen in die Arbeit ein, um eine Übersicht für den Bau von Brücken mit dünnwandigen Halbfertigteilen zu erhalten.

Ausgehend von den Entwürfen der alternativen Ausführung wurden Schwierigkeiten für die Umsetzung dieser herausgearbeitet. Der Querschnitt des Halbfertigteiltragwerkes wurde in mehreren Arbeitsschritten optimiert. Abschließend wurden die zu klärenden Probleme für eine Ausführung zusammengefasst, und die Machbarkeit und Konkurrenzfähigkeit einer Anwendung beurteilt.

Kapitel 2

Abstract

The Institute for Structural Engineering at the Vienna University of Technology is researching the construction of bridge structures using thin prefabricated elements. The use of prefabricated parts in bridge construction is an alternative approach to the conventional manufacture of bridge structures. Prefabricated or semi-finished parts have already found their place in building construction and are used to accelerate the implementation of construction projects of all kinds. Several scientific papers and thesis by the Vienna University of Technology deal with the static basics for the implementation of construction projects using thin-walled semi-finished parts.

In this thesis, an attempt was made to delve deeper into the execution of an alternative design with thin-walled prefabricated parts, to identify problems and to develop an alternative construction process.

Technically established construction methods, such as incremental launching, have been perfected with increasing experience. The basis for the further development of this way of working is the more sustainable use of resources. The advantages of semi-finished parts are used to produce a filigree, and therefore light, supporting structure in the shortest possible time. A favorable choice of thin-walled semi-finished parts and prestressing could mean that bridge construction using the incremental launching method could be carried out more efficiently and quickly in the future.

Based on the already completed construction project "Knoten Inzersdorf Object B2314", in which a conventional incremental launching method was used, construction times and resources were compared with an alternative version made of semi-finished parts.

For the comparison of the resources, Raphaela Hackl's master's thesis [1], was used as a basis, which primarily dealt with the static proof of the thin-walled semi-finished part design. Results from the Institute for Structural Engineering, for necessary detailed solutions of a composite structure, flowed into the work in order to obtain an overview for the construction of bridges with thin-walled semi-finished parts.

Based on the drafts of the alternative design, difficulties for the implementation of these were worked out and attempts were made to further optimize the cross-section in its feasibility.

At the end of the scientific paper, further research fields for the execution will be summarized and an assessment of feasibility and competitiveness will be made.

Kapitel 3

Einleitung

3.1 Einleitung

Bauwerke entstehen im Allgemeinen, um die Lebensqualität einer Gemeinschaft zu erhöhen. Die Rohstoffe jeglicher Bauwerke werden aus der Natur gewonnen und können größtenteils nur durch aufwendige Aufbereitung wiederverwendet bzw. zurückgeführt werden. Das Bewusstsein für die Endlichkeit von Ressourcen erlebt zurzeit, und hoffentlich nachhaltig, eine Renaissance. Das Recyclen von Baustoffen bildet einen eigenen Wirtschaftszweig und wirbt für einen schonenderen Umgang mit unserer Umwelt. Im kleineren Betrachtungsraum treiben die zeit- und materialabhängigen Kosten im Bauwesen Ingenieure und Ingenieurinnen zu immer raffinierteren Bauabläufen und Tragwerken. Infrastrukturbauten, wie die in dieser Arbeit beschriebenen Brückentragwerke und die dazugehörigen Straßenbauwerke, verschlingen beträchtliche Mengen an mineralischen und metallischen Rohstoffen sowie fossilen Energieträgern. Besonders bei der Herstellung von großen und kostenintensiven Brückentragwerken stellt sich die Frage, welches Bauverfahren bzw. welche Ausführungsvariante die ökonomischste bzw. ökologischste ist? Das behandelte Taktschiebeverfahren wird vor allem bei sehr langen Brücken verwendet, bei dem im Allgemeinen ein konventionelles Einrücken der Brücke nicht möglich, oder nicht wirtschaftlich ist. Tiefe Täler oder verbautes Areal zwischen den Auflagern der Brücke bedingen die Zweckdienlichkeit eines Einschubes der Brücke über ein Widerlager.

Betonhalbfertigteile haben im Hochbau das Bauwesen revolutioniert. Durch die Verwendung von vorgefertigten Halbfertigteilen entstehen dem/der Ausführenden zur Abwicklung eines Bauvorhabens zeitliche und meistens somit auch finanzielle Vorteile. Halbfertigteile zeichnen sich durch einen hohen Vorfertigungsgrad, große Genauigkeiten und bei Bedarf auch hohe Festigkeiten aus. Großflächige Abschaltungen und Unterstellungen, wie sie im Umgang mit Ortbeton notwendig sind, können entfallen und werden auf punkt- oder linienförmige Unterstellungen reduziert. Die Vorfertigung in darauf spezialisierten Fertigungshallen erhöht auch die Qualität der Decken- und Wandfertigteile. Da die Querschnitte im konstruktiven Ingenieurbau auch aus Scheiben und Platten bestehen, gibt es prinzipiell keinen Grund, die Verwendung von Halb- oder Fertigteilen auszuschließen. Aufgrund der Verwendung von Halbfertigteilen werden die direkt umzusetzenden Mengen (Transportbeton, Bewehrungsstahl, etc.) auf der Baustelle minimiert. Durch diese Vorleistungen entfallen auf der Baustelle Arbeitsschritte und die Herstellung kann zeiteffizienter gestaltet werden.

Das Taktschiebeverfahren wird bei Baustellen verwendet, bei denen das Tragwerk Stück für Stück in der Achse hergestellt und sukzessive eingeschoben wird. Ein Stück aus diesem Herstellungsprozess wird als Takt bezeichnet und in der Takt-, oder Fertigungszelle hergestellt. Ein Takt wird standardmäßig als Ortbetonabschnitt hergestellt. Der Querschnitt eines Taktes ist dadurch verhältnismäßig schwer und die erforderlichen Kräfte für den Verschub sind, genauso wie die Schnittkräfte des Tragwerkes, groß. Ein Tragwerk aus dünnwandigen Halbfertigteilen dagegen

würde kleinere Einschubkräfte und Schnittkräfte generieren. Ein effizienterer Einsatz von den verwendeten Materialien ist hier möglich. Durch die fortschreitende Summierung der einzelnen Taktherstellungszeiten würde eine möglichst rasche einzelne Taktzeit einen großen Effekt auf die Bauzeit des gesamten Tragwerks erzielen. Für die Herstellart des Taktschiebens erscheint eine Kombination unter Verwendung von Halbfertigteilen sinnvoll.

Diese Arbeit widmet sich der Kombination von Betonhalbfertigteilen mit Vorspannungen und dem Taktschiebverfahren aus dem Brückenbau. Welche Auswirkung hat die Verwendung von Halbfertigteilen auf die Bauzeit und den Ressourcen? Welche technischen Grenzen gibt es bei dieser Art der Bauausführung und welche technischen Details sind konstruktiv und im Bauablauf zu lösen?

3.2 Methodik

Anhand eines realisierten Projektes aus den Jahren 2015 - 2017 , dem Objekt B2314 des Knoten Inzersdorfs, und aufbauend auf der Diplomarbeit von Raphaela Hackl [1] über dieses Projekt, wird die ausgeführte Bauweise mit einer alternativen Herstellung verglichen. In Ihrer Arbeit wurden auch verschiedene Ausführungsvarianten statisch berechnet, die im weiteren Schritt in dieser Arbeit nun in ihrer praktikablen Umsetzung untersucht werden.

3.2.1 Bauzeit und Ressourcen

Terminliche Meilensteine der bereits hergestellten Brücke sind bekannt und werden mit den berechneten Terminplänen der alternativen Bauweise verglichen. Die zeitlichen Differenzen dienen in primärer Hinsicht zur Evaluierung der Vor- und Nachteile der Ausführungsarten und den Ausführungsvarianten. Gesamtheitlich betrachtet wirken sich kürzere Bauzeiten und Verkehrseinschränkungen positiv auf die volkswirtschaftliche Leistung aus. Werden Transferzeiten verkürzt, steigt die Effizienz des Gesamtsystems.

Um zeitabhängige Kostenerzeuger zu vermeiden, werden die Kostenträger als Ressource dargestellt. Die Untersuchungen umfassen den reinen Beton-Oberbau des Brückenbauwerkes, die Randbedingungen vor oder nach dem Herstellen des Betonbauwerkes werden als ident angenommen.

Zur ressourcenmäßigen Beurteilung ist der bereits gebaute Querschnitt bekannt und kann mit dem theoretischen Querschnitt der Halbfertigteile lt. Hackl [1] verglichen werden. Anders als die Ausführung in Ortbeton ist das Tragwerk mit Halbfertigteilen nach dem Einschub noch nicht fertiggestellt. Relevant für den Vergleich ist daher auch die zeitliche Abfolge der Betonagen für die Vervollständigung des Tragwerks. Dabei wurden mehrere mögliche Betonageabschnitte und Betonagereihenfolgen untersucht.

Kapitel 4

Grundlagen

4.1 Grundlagen zum Bauverfahren

Die wesentlichen Merkmale des Taktschiebeverfahrens sind zum besseren Verständnis in der Abbildung 4.1 dargestellt und beschriftet. Bei diesem Verfahren wird der gesamte Brückenquerschnitt stückweise in einer ortsfesten Schalung am Widerlager hergestellt und etappenweise eingeschoben. Die Takte bezeichnen die einzelnen Verschubstücke, deren Herstellung in einem fixen Rhythmus erfolgt. Zur Einhaltung dieses Taktes werden hochwertige Betongüten und Vorspannungen verwendet, um den Takt möglichst rasch verschubfertig und schlank zu gestalten.

Da bei diesem Verfahren der Querschnitt im Verschubzustand durch Feldmomente und Stützmomente (siehe Abbildung 4.1) beansprucht wird und diese Größen vor allem von seinem Eigengewicht abhängen, werden hauptsächlich Kastenquerschnitte gewählt.

Kastenquerschnitte weisen gegenüber ihrem Gewicht ein großes Widerstandsmoment sowohl bei der Beanspruchung durch Feldmomente als auch durch Stützmomente auf. Eine weitere gute Eigenschaft des geschlossenen Kastens ist es, Torsionsmomente aus einseitiger oder asymmetrischer Belastung gut ableiten zu können. Gegenüber dem Verwinden des Querschnittes in Achsrichtung verhält sich die geschlossene Kastenform steifer als offene Querschnittsformen.

Die in der Schalzone hergestellten Takte werden über Gleitlager mithilfe einer Verschiebepresse in Längsrichtung der Konstruktion verschoben. Um den Reibungswert zu verringern, sind die Gleitlager nach heutigem Stand der Technik mit Teflon beschichtet. Durch diese Beschichtung verringert sich die Horizontalkraft auf die Pfeiler auf ca. 4 % der vertikalen Auflast. Dadurch verringern sich auch die Anforderungen an die Verschiebepressen, die das Tragwerk in seine Endlage bringen.

Das Bauverfahren ist aufgrund der speziellen Herstellungsart des Tragwerkes in ihrer Linieneinführung begrenzt. Durch die Kinematik des Einschubes ist der Grundriss auf gerade oder konstant gekrümmte Trassenführungen sowohl im Grund- als auch im Aufriss limitiert.

Beim Taktschiebeverhalten durchwandert das Tragwerk verschiedene statische Zustände, abhängig von der Lage des Tragwerkes auf den Pfeilern. Um die Spannungen im Querschnitt aus den Montagezuständen zu minimieren, wird vor dem ersten Takt ein Vorbauschnabel installiert.

Dieser Vorbauschnabel ist eine möglichst leichte Stahlkonstruktion, die den entstehenden Kragarm beim Verschub über einen Pfeiler bei idealerweise 60 % des Pfeilerabstandes abfängt. Die ortsfeste Schalung, auch Schal- oder Taktzelle genannt, ist dadurch auch mit einer minimalen Länge von 60 % des Pfeilerabstandes begrenzt, da ansonsten das Grenzgleichgewicht beim ersten Pfeiler nicht eingehalten werden kann. Pfeilerabstände und Brückengeometrien unterscheiden sich bei jedem neuen Bauprojekt, dementsprechend müsste der Vorbauschnabel dazu dimensioniert sein. Die Schnabellänge, der Pfeilerabstand und das Eigengewicht der Konstruktion haben maßgeblichen Einfluss auf die Querkraft und Momentenverteilung entlang des Brückenträgers. Jedoch wäre die Anfertigung individueller Vorbauschnäbel für jede neue Brücke unwirtschaftlich und so werden in der Praxis oft vorhandene Schnäbel adaptiert [2].

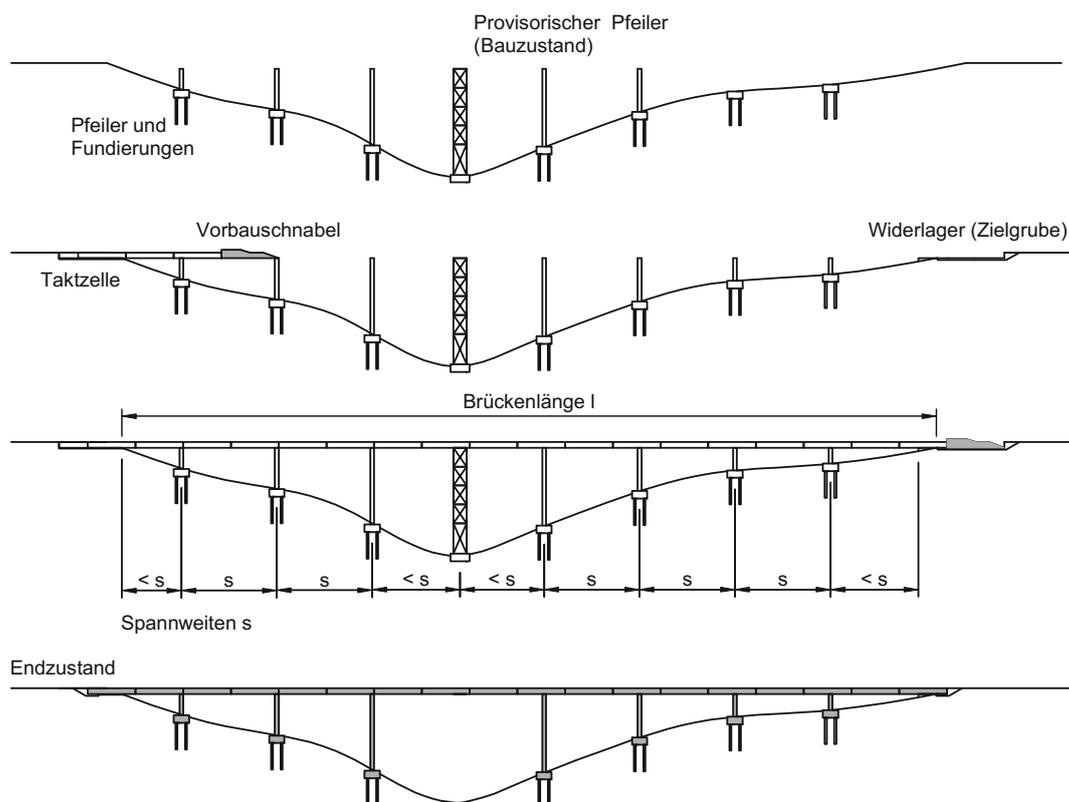


Abb. 4.1: Symbolische Darstellung des Taktschiebeverfahrens (Eigene Darstellung in Anlehnung an B. Göhler [2])

Der Verschiebung wird bis zum Erreichen des gegenüberliegenden Widerlagers durchgeführt. Je nach Gegebenheiten am Zielwiderlager wird beim letzten Takt der Vorbauschub abgebaut oder bis über das Widerlager hinausgeschoben. Abschließend werden nach dem Verschiebung die Schalung und der Vorbauschub abgebaut und die geplanten Widerlager errichtet.

4.1.1 Anwendungsgebiete des Taktschiebeverfahrens

Anfänglich wurde das Herstellungsverfahren für Talbrücken im Mittelgebirge mit Spannweiten über 50 m entwickelt [2]. Das Verfahren bietet vor allem bei tiefen Tälern Vorteile, da durch die ortsfeste Schalung der Montagebereich am Widerlager verbleibt und dank des Einschubes Trag- und Lehrgerüste für das Tragwerk entfallen.

Der Anwendungsbereich wurde nach und nach mit dem Fortschreiten der Technik erweitert und wurde schon 1999 von Hrn. DI Bernhard Göhler [2] mit Gesamtlängen zwischen 100 m bis über 1000 m angegeben. Bei einem beidseitigen Einschub über die Widerlager und einer Koppelfuge in der Mitte der Brücke wird eine Wirtschaftlichkeit der Bauweise bis zu 2000 m attestiert. Die damals ermittelten optimalen Spannweiten lagen bei 45-50 m, die typischerweise gebauten zwischen 35-55 m. Bei längeren Gesamtlängen steht das Bauverfahren lt. Göhler [2] in Konkurrenz zu einer Ausführung mit Vorfahrrüstungen. Ab einer Gesamtlänge von 1000 m prognostiziert dieser eine Kostengleichheit bei gleichen günstigen Bedingungen. Die Vorteile dieser Bauweisen überschneiden sich zum größten Teil, jedoch ist der Investitionsaufwand der Vorfahrrüstung ein weitaus höherer als beim Taktschiebeverfahren. Adaptierungen der Vorfahrrüstung für weitere

Brücken mit anderen Spannweiten sind weit aufwendiger als zum Beispiel die Anpassungen des Vorbauschnabels. Bei kleineren Gesamtlängen wird meist auf konventionelle Ausführungen zurückgegriffen, da auch die Investition für das Taktschieben in keiner Relation steht.

4.1.1.1 Vorteile des Taktschiebeverfahrens

Brücken verbinden und überwinden Hindernisse. Tiefe Täler, nicht tragfähiger Untergrund, fließende und stehende Gewässer, Infrastrukturbauten wie Straßen und Bahnstrecken, oder bereits bestehende Gebäude lassen oft eine Herstellung des Tragwerkes mittels Lehrgerüst nicht zu. Der größte Vorteil des Taktschiebeverfahrens ist die kontinuierliche Herstellung des Tragwerkes in der Taktzelle. Obwohl der äußeren Witterung ausgesetzt, kann hier fast unter "Laborbedingungen" gearbeitet werden. Sich oft wiederholende Arbeitsschritte wie das Schalen der Ober- und Untergurte, der Stege und der Fahrbahnplatte begünstigen die Einarbeitungskurve erheblich. Die Investitionskosten für das Taktschiebeverfahren sind lt. Göhler [2] bereits ab 100 m (bei für das Bauverfahren günstigen Verhältnissen) ökonomisch. Die Kosten für Schalzelle, Vorbauschnabel und Verschiebeinheit legen sich bei größeren Gesamtlängen günstiger auf das Tragwerk um. Die ortsfeste Schalzelle selbst besteht lediglich aus einer konventionellen Systemschalung und deren Gründung, die beliebig auf Querschnitte abgestimmt werden kann. Der Vorbauschnabel wird in der Regel bei mehreren Bauaufträgen eingesetzt, die Kosten auf die einzelnen Baustellen relativieren sich dadurch. Dasselbe gilt für die Verschiebeinheit, die sich zumeist wie der Vorbauschnabel im Besitz der Baufirma befindet.

4.1.1.2 Nachteile des Taktschiebeverfahrens

Den Vorteilen dieses Bauverfahrens stehen zusätzliche Aufwände gegenüber. Die naheliegendste Herstellungsart einer Brücke basiert auf einem unterstützenden Lehrgerüst während der Bauphase. Die abzuleitenden Kräfte der Bauzustände werden über die Gerüstung in den Untergrund abgeleitet. Gegenüber dieser Ausführung werden auch bei Entfall des Lehrgerüsts zusätzliche Baustelleneinrichtungen und Montagemittel benötigt. In Tabelle 4.1 angeführt sind die zwingend notwendigen Zusatzaufwände und deren wirtschaftliche Bedeutung.

Taktzelle, Vorbauschnabel, Verschiebeinheit und für das Verfahren notwendige Provisorien stellen Einmalkosten dar, die sich nur über die Tragwerkslänge oder den mehrmaligen Einsatz amortisieren. Für die Bauzustände können gegenüber einer Herstellung mithilfe eines Lehrgerüsts weitere statische Maßnahmen zur Ableitung der Kräfte im Montagezustand notwendig sein.

Tab. 4.1: Zusätzliche Baustelleneinrichtungen und Montagemittel für das Taktschiebverfahren

Ausrüstung	zwingende Erfordernis	Aufwände
Vorbauschnabel	ja (Stand der Technik)	Einmalkosten (öftere Verwendung)
Vorschubeinheit und Gleitlager	ja	Errichtungskosten, Vorhaltekosten, Verschleiß
Zusätzliche Gleitlager für Einschub	ja	Errichtungs-, Verschleiß-, Umbaukosten
Fundamentierung Vorschubeinheit	ja	Errichtungskosten eventuell Abbruchkosten
Hilfskonstruktion für Vershub	nach geometr. und stat. Erfordernis	Errichtungs-, Abbruchkosten
Zusätzliche Spannglieder	nach stat. Erfordernis der Bauzustände	zusätz. Herstellkosten
Schalzelle	ja (Ortbeton)	Errichtungs-, Vorhalte-, Rückbaukosten
Fundierung Schalzelle	ja	Errichtungs-, eventuell Rückbaukosten
Hilfspfeiler	nach stat. Erfordernis	Errichtungs-, Vorhalte-, Rückbaukosten

4.2 Grundlagen zum Projekt A2 GESB Knoten Inzersdorf Objekt B2314

Die Brücke B2314 verbindet die Südosttangente (A23) und die Südautobahn (A2). Für den Ausbau der Strecke musste das bestehende Tragwerk abgebrochen und ein neues Brückentragwerk hergestellt werden. Die größten Schwierigkeit dieses Bauvorhabens waren die sehr begrenzte Baustelleneinrichtungsfläche sowie die infrastrukturell wichtigen Flächen unterhalb des Bauwerks. Die Triester Straße, Fuß- und Radwege, die Badner Bahn sowie ein Wartungsbahnhof der Wiener Lokalbahnlinien verlaufen unter der ehemaligen Bestandsbrücke. Eine konventionelle Herstellung über Traggerüste war aus diesen Gründen nicht möglich.

Die Herstellung der neuen Brücke erfolgte aufgrund der beengten und begrenzten Platzverhältnisse nach dem Taktschiebverfahren. Durch das gewählte Herstellungsverfahren blieben die Eingriffe in den darunterliegenden Bereichen mit der Herstellung der neuen Auflagerpfeiler minimal. Das bestehende Tragwerk und dessen Pfeiler wurden im Vorfeld abgetragen und die Stützen für den Neubau errichtet. Die Bereiche der Widerlager dienten als Baustelleneinrichtungsflächen. Das neue Brückentragwerk wurde in Form von zwei unabhängigen Fahrbahnen (NORD und SÜD) hergestellt. Begonnen wurde 2015 mit den Fahrbahnen NORD, bevor die Fahrbahnen SÜD in den Jahren 2016-2017 hergestellt wurden.

4.2.1 Abmessungen und Größen

Die Länge eines Tragwerkes besteht aus 24 Takten in Richtungsfahrbahn NORD, mit einer Gesamtlänge von 484 m. Die Richtungsfahrbahn SÜD besteht aus 25 Takten mit einer Gesamtlänge von 475 m. Die Grundrisse beider Richtungsfahrbahnen sind kontinuierlich mit einem Radius von 600 m gekrümmt. Die Richtungsfahrbahnen ruhen auf je 14 Auflagern und bieten Platz für jeweils

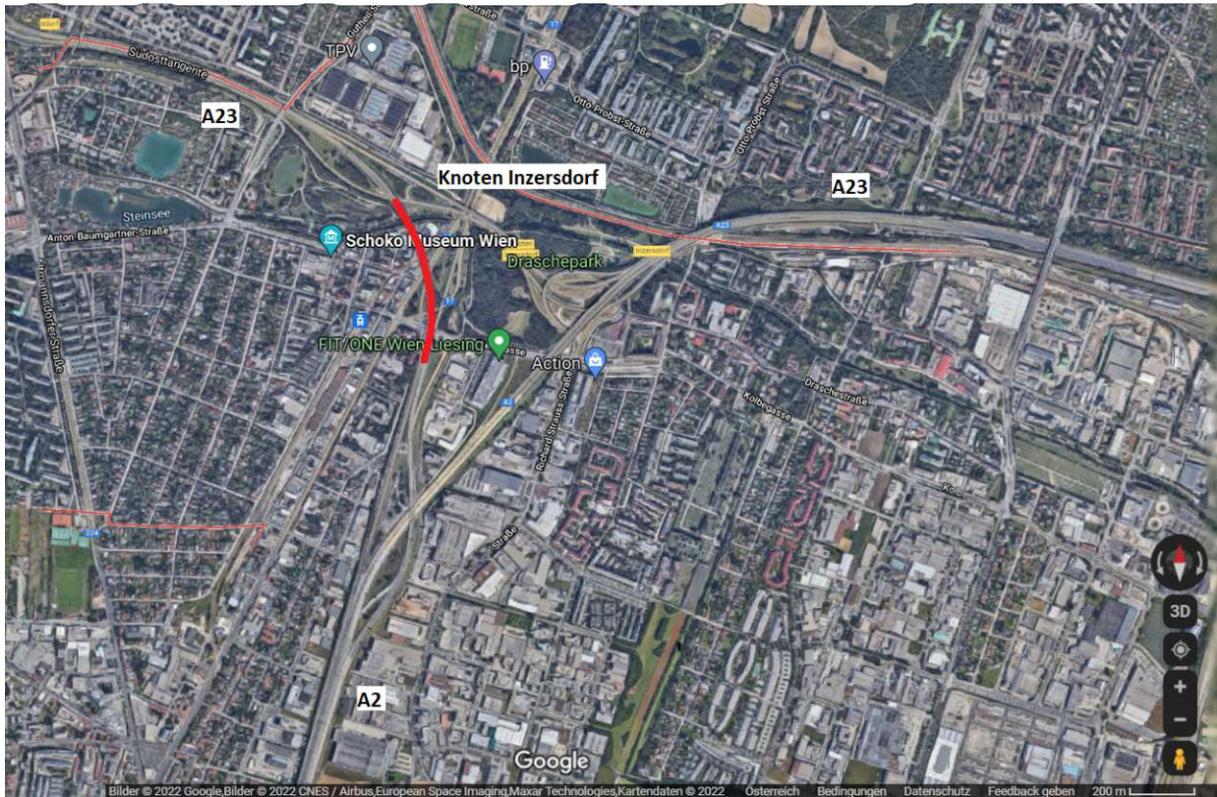


Abb. 4.2: Lage des A2 GESB Knoten Inzersdorf Objektes B2314 (Quelle: <https://www.google.com/maps/place/Knoten+Inzersdorf>)

zwei Fahrstreifen. In Darstellung 4.3 ist ein Regelquerschnitt für einen Takt des Tragwerkes NORD abgebildet.

Der Hohlkasten misst bei den Richtungsfahrbahnen NORD sowie SÜD eine Breite auf der Unterseite von 5,10 m. Die untere Platte ist auf der linken und rechten Seite erhöht, um die Vorspannungselemente für die Montage-, und die Endlage unterzubringen. Die Stege des Kastens besitzen eine Stärke von 55cm und weiten sich in Richtung der Fahrbahnplatte auf. Über den Stegen ist auch die Fahrbahnplatte für die Montage von Vorspannelementen als gevoutete Decke ausgebildet. In Richtung der Randbalken verjüngt sich die Deckplatte auf 20cm.

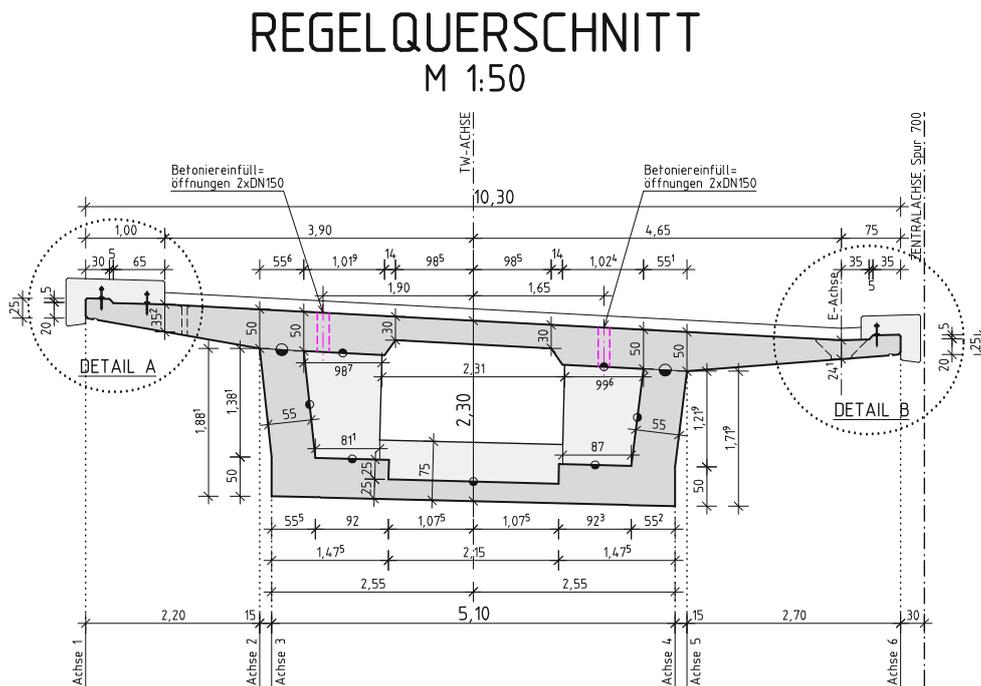


Abb. 4.3: Regeltakt anhand des Schaltaktes 10 der Richtungsfahrbahn NORD (Quelle: ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

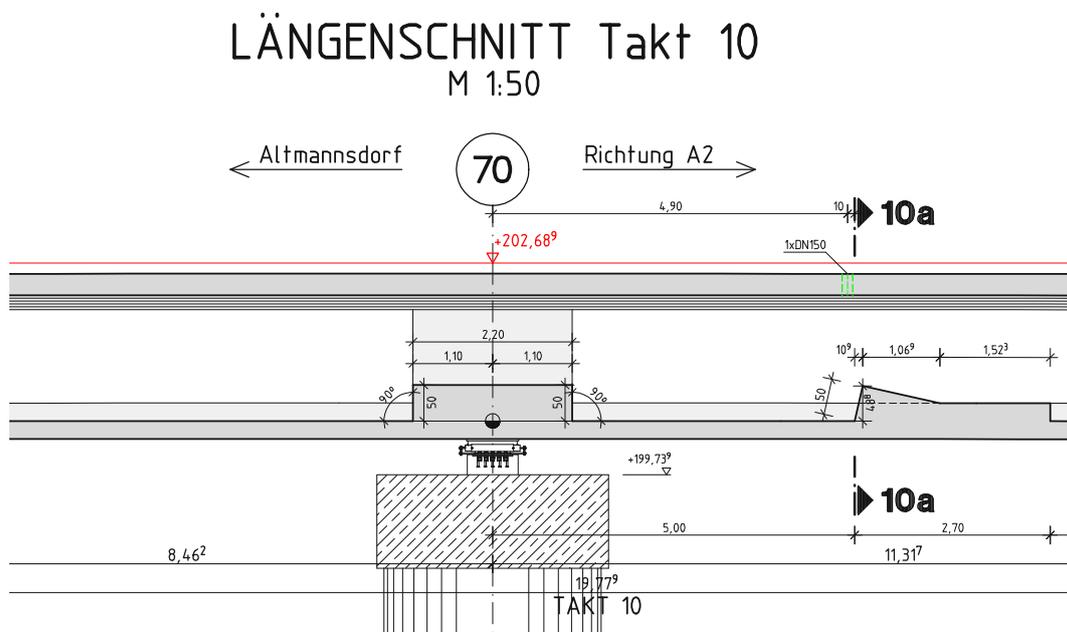


Abb. 4.4: Schnitt durch den Regeltakt 10 der Richtungsfahrbahn NORD (Quelle: ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

Im Bereich der Auflager in Endlage, wie im Schnitt 4.4 eines Taktes (hier zum Beispiel Takt 10) ersichtlich, wird der Regelquerschnitt durch Querwände verstärkt, um die erhöhten Querkräfte aus den veränderlichen Kräften des Endzustandes aufzunehmen. Ebenso dargestellt ist rechts auf der unteren Hohlkastenplatte eine Voute zur Aufbringung der Spannkkräfte in Feldmitte. Diese Spannglieder werden in der Endlage eingebaut und dienen ebenso zur Abtragung der veränderlichen Kräfte des Endzustandes. In der Grundrissabbildung 4.5 ist eine kontinuierliche Krümmung des Tragwerkes erkennbar. Das Objekt B2314 wurde mit einem durchgehenden Radius von 600m geplant und ausgeführt.

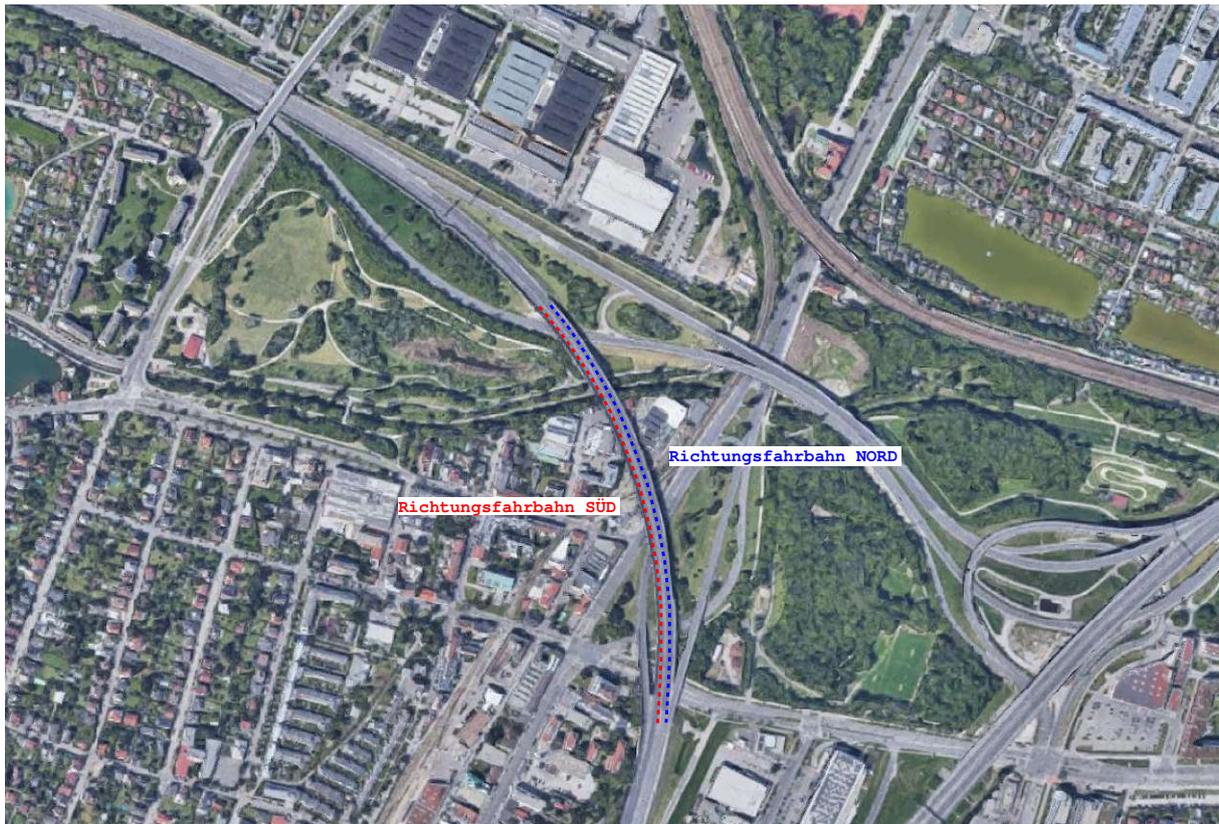


Abb. 4.5: Grundriss Knoten Inzersdorf Objekt 2314 (Quelle: <https://www.google.com/maps/place/Knoten+Inzersdorf,+1230+Wien/@48.1522309,16.3315793,1150m/>)

4.2.2 Statisches System des Bestandes und Neubaus

Das neue Tragwerk leitet die vertikalen Lasten als Durchlaufträger und die horizontalen Lasten über Festlager in der Mitte des Tragwerkes ab. Bei beiden Tragwerken bilden die drei Festlager in der Mitte das Zentrum der Fahrbahndehnungen aufgrund von Temperaturschwankungen. Wie bereits in Kapitel 4.2.1 beschrieben, ist das Tragwerk kontinuierlich mit einem Radius von 600m gekrümmt. In der Abbildung 4.6 ist die Auflagersituation anhand des Beispiels des Tragwerkes SÜD ersichtlich. Das nördliche Tragwerk unterscheidet sich dabei nur durch die verschiedenen Lagerabstände.

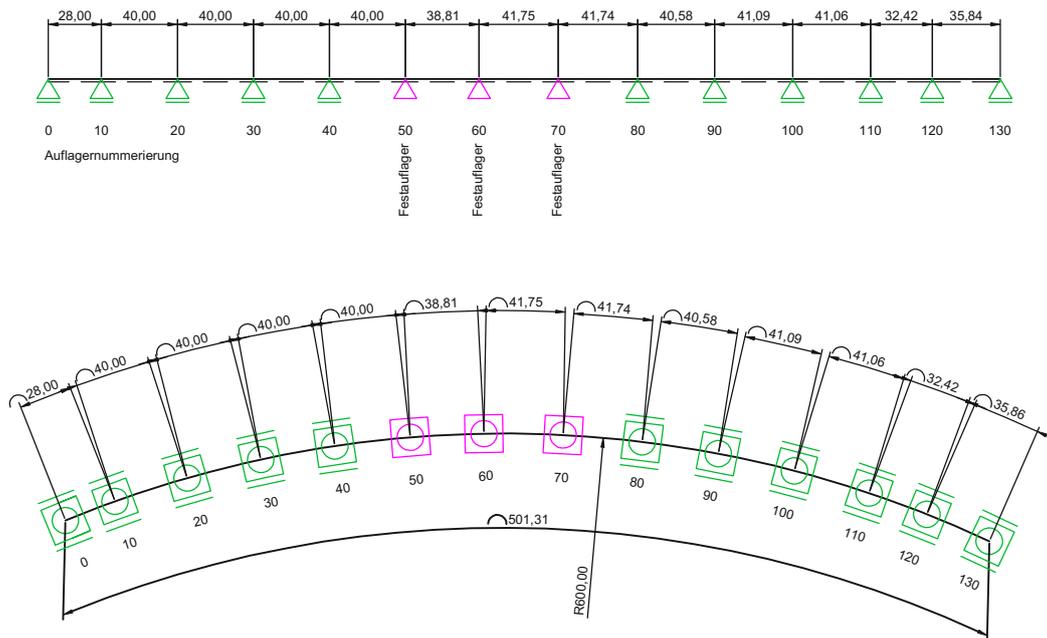


Abb. 4.6: Statisches System Neubau und Bestand Objekt 2314 (Eigene Darstellung in Anlehnung an den ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

Im Gegensatz zum Endzustand sind im Bauzustand die Lager 50, 60 und 70 (siehe Abbildung 4.6) als Gleitlager ausgebildet, um den kontinuierlichen Vershub des Tragwerkes zu ermöglichen. Diese Gleitlager werden im Zuge des Ausbaus mit festen Auflagern ausgetauscht. Im Plananschnitt 4.7 dargestellt sind die provisorischen (in Rot und Blau gekennzeichneten) Gleitlager auf den Pfeilerköpfen, die nur zum Vershub dienen. Darunter liegend befinden sich bereits die Schweißplatten für die in Endlage zu montierenden Fixlager. Gut ersichtlich in der Abbildung ist auch die erforderliche Leiteinheit (Stahlkonstruktion) auf der Außenseite der Krümmung, um das Tragwerk während des Vershubes auf Achse zu halten.

SCHNITT 1-1 Bauzustand

M 1:25

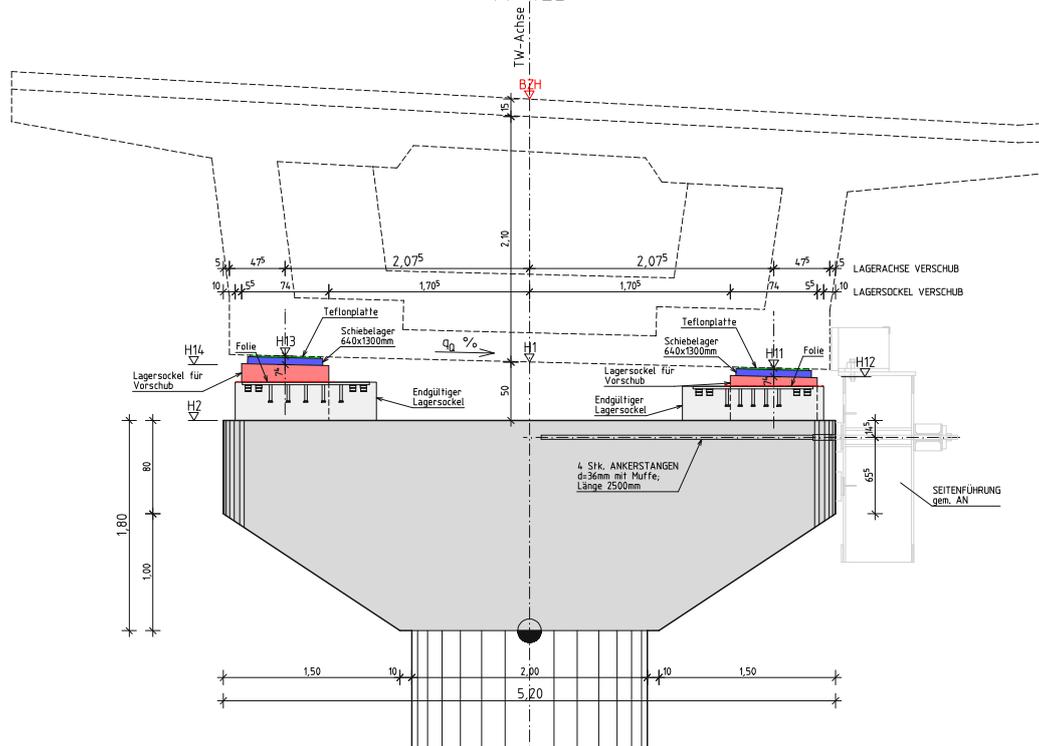


Abb. 4.7: Lager Bauzustand und Endzustand in den Auflagern 50-70 (Quelle: ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

4.2.3 Herstellung eines Taktes in Ortbeton

Bei der konventionellen Herstellung der Takte wurden Abschnitte zwischen 10,50 m und 22,69 m verwendet. Der kürzeste Abschnitt diente zum Lückenschluss des gegenüberliegenden Widerlagers, in der Regel wurden Taktlängen von ca. 20,0 m verwendet. Die Größe eines Taktes wird bestimmt durch die Größe der Schalzelle (Größe der Baustelleneinrichtungsfläche), Abstände der Zwischenaufleger und dem Restmaß des Endauflagers.

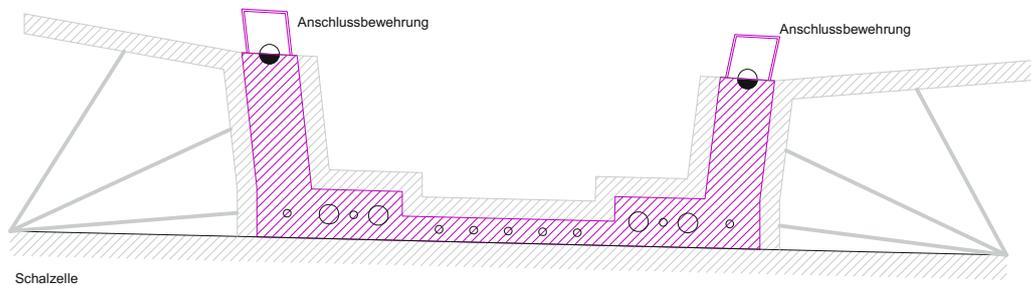
4.2.3.1 Ablauf Regeltakt

Für die Herstellung eines Taktes wurde ein Wochenrhythmus eingeführt. Den Start der Woche bildet das Spannen der Vorspannung des letzten Wochentaktes, der Vershub des Tragwerkes und die bereits vorbereitete Bewehrung der Bodenplatte sowie Stege des nächsten Taktes. Alternativ könnte beim Taktschiebverfahren die vorbereitete Bewehrung mittels Traversen in die Schalung eingehoben werden. Für die Herstellung des Regeltaktes wird als Erstes die untere Bewehrung der Bodenplatte und die der Stege ergänzt. Die Hüllrohre für die nachträgliche Vorspannung werden versetzt und befestigt. Die Schalungen der Stege werden gestellt, anschließend werden die zentrischen Vorspannungskabel innerhalb der Bodenplatte gelegt. Die Bodenplatte sowie die Stege werden fertig bewehrt, die Stegschalung geschlossen. Am zweiten Tag werden die Bodenplatte und die Stege gemeinsam betoniert. Im Ablaufschema 4.8 werden die bereits beschriebenen Betonierabschnitte des Regeltaktes dargestellt.

Herstellschema Regelschnitt Tragwerk NORD (Beispiel Takt 4)

Taktlänge 22,51m

1. Betonage am 2 AT



2. Betonage am 4 AT

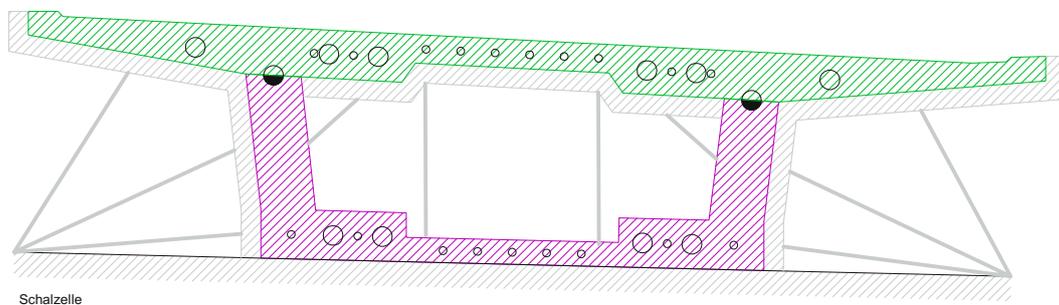


Abb. 4.8: Schema der Betonageabschnitte in Ortbetonausführung (Eigene Darstellung in Anlehnung an den ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

Danach werden die Decke und die Kragplatten des Hohlkastens eingeschalt, vor Ort bewehrt, die Hüllrohre und Spannkabel in der Decke verlegt und diese am 4. Tag betoniert. Am 5. Tag wird der Takt ausgeschalt und am darauffolgenden 1. Arbeitstag der neuen Woche vorgespannt und verschoben. Um die für die Vorspannungen benötigte Festigkeit des Betones nach 72 Stunden zu erreichen, kommen hochwertige Betongüten, in diesem Beispiel C40/50/B5, zum Einsatz. Da die Vorspannungen jeweils über einen weiteren Takt reichen, wird nur ein Teil der vorhandenen Kabeln im Querschnitt vorgespannt. Im Schemabild 4.9 sind anhand des Taktes 4 des NORD-Tragwerkes die Spannglieder dargestellt, die bei diesem Takt gespannt werden und bis in den Vortakt reichen. Die ergänzend benötigten Spannglieder zur Aufnahme der Verkehrslasten sind in der Abbildung mittig oben und unten im Hohlkasten positioniert.

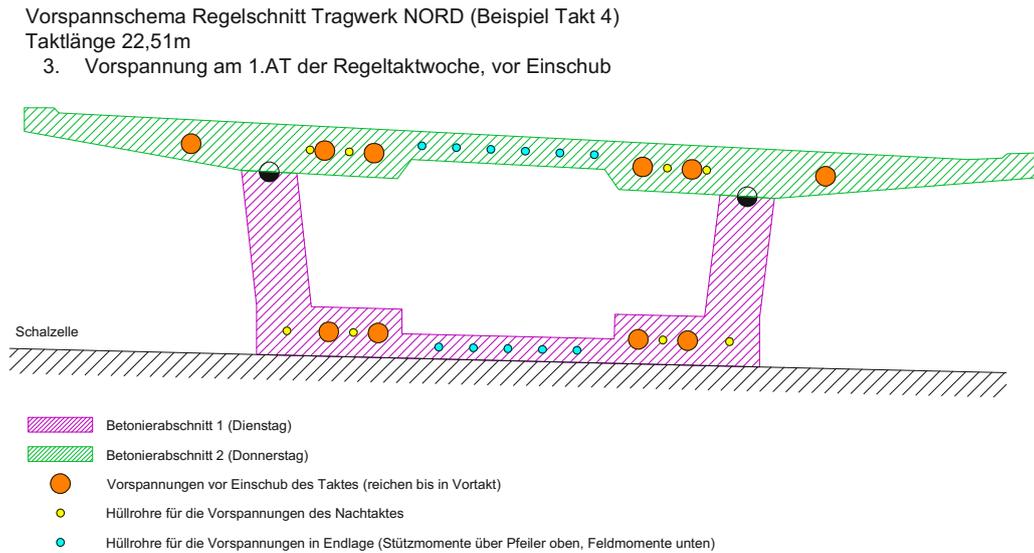


Abb. 4.9: Vorspannschema Ortbetonausführung (Eigene Darstellung in Anlehnung an den ASFINAG Bestandspläne Objekt B2314)

4.3 Grundlagen von Halbfertigteilen beim Taktschiebverfahren

Als Grundlage dient die Forschungsarbeit des Betonbauinstitutes der TU Wien. Aufbauend auf der Arbeit „Semi-precast segmental bridge construction method: Development steps towards a new bridge construction method“ (Stephan Fasching [3]), wird in den folgenden Kapiteln die Theorie und Idee einer Brückenherstellung im Taktschiebverfahren mithilfe von Halbfertigteilen beleuchtet. Resultierend daraus werden die erforderlichen Details und Herstellungsschritte für eine Umsetzung herausgearbeitet und beschrieben.

Die Vorteile der im Werk angefertigten Halbfertigteile sollen den Bau effizienter und ressourcenschonender gestalten. Das Institut forscht bereits seit Jahren an den Detaillösungen von Bauausführungen mit Halbfertigteilen im Brückenbau in diversen Ausführungsvarianten. Für die alternative Durchführung des Beispiels Objekt B2314 werden die Grundlagen zu Hohlwänden, Elementdecken und zur Vorspannung von dünnwandigen Halbfertigteilen benötigt. Zum Thema der Einleitung von Vorspannkraften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte und die Kraftübertragung in den Konstruktionsfugen wird auf die Arbeiten von Michael Rath et al. [4], [5] verwiesen, die in den nachfolgenden Kapiteln behandelt werden. Ein weiterer Schlüsselfaktor bei diesem nicht monolithisch hergestellten Baukörper ist die Fugenausbildung zwischen den einzelnen Halbfertigteilen.

4.3.1 Anwendungsgebiete von Halbfertigteilen

Im Gegensatz zu Ortbetontragwerken sind Halbfertigteile erst mit den dementsprechenden Ortbeton- und Bewehrungsergänzungen in ihrer Endlage fertiggestellt. Halbfertigteile werden als Scheiben oder als Platten ausgeführt. Nachstehend wird auf Hohlwände und Elementdecken eingegangen, die aber nur einen Teil der Palette von Halbfertigteilen oder Fertigteilen ausmachen. Für die Ausführungen der Konstruktionen in dieser Arbeit sind jedoch Hohlwände und Elementdecken ausreichend. Normativ geregelt werden diese Elemente in der ÖNORM-EN

13747 "Betonfertigteile - Deckenplatten mit Ortbetonergänzung"[6] und der ÖNORM-EN 14992 "Betonfertigteile - Wandelemente"[7].

4.3.1.1 Hohlwände

Hohlwände funktionieren als zwei vorgefertigte Schalen, die durch Gitterträger oder Blechlamellen verbunden sind. Die bereits bewehrten Schalen ersetzen die Schalung auf der Baustelle, der Zwischenraum der Schalen wird an den Rändern mit Bewehrung ergänzt und ausbetoniert. Die gelieferten Hohlwände werden auf der Baustelle versetzt und mittels Schrägstützen vor der Betonage abgesichert. Die im Hochbau üblichen maximalen Längen betragen 12,0 m, die Breite ist mit der maximalen Transporthöhe von 3,50 m begrenzt. Wandstärken sind zwischen 18 - 50 cm auch mit integrierter Wärmedämmung möglich. Die Schalenstärke beträgt je nach Geometrie oder statischen Angaben zwischen 5 - 7 cm. Erforderliche Aussparungen in den Hohlwänden werden schon im Werk vorgefertigt und mit Abschaltungen auf die Baustelle geliefert. Hohlwände werden im Hochbau auch Elementwände, Gitterträgerwände oder Doppelwände genannt und stellen den Stand der Technik im Wohnhausbau dar [8]. Der Transport auf die Baustelle erfolgt in Transportboxen (siehe Bild 4.10), die abgestellt werden können oder direkt vom Tieflader. Für die Hubarbeiten sind die Hohlwände mit Anschlagpunkten innerhalb der Schale oder mit Aussparungen für Abhubdorne ausgestattet. Je nachdem ob die Elemente liegend oder stehend auf die Baustelle gebracht werden, besitzen sie zwei oder vier Anschlagpunkte.

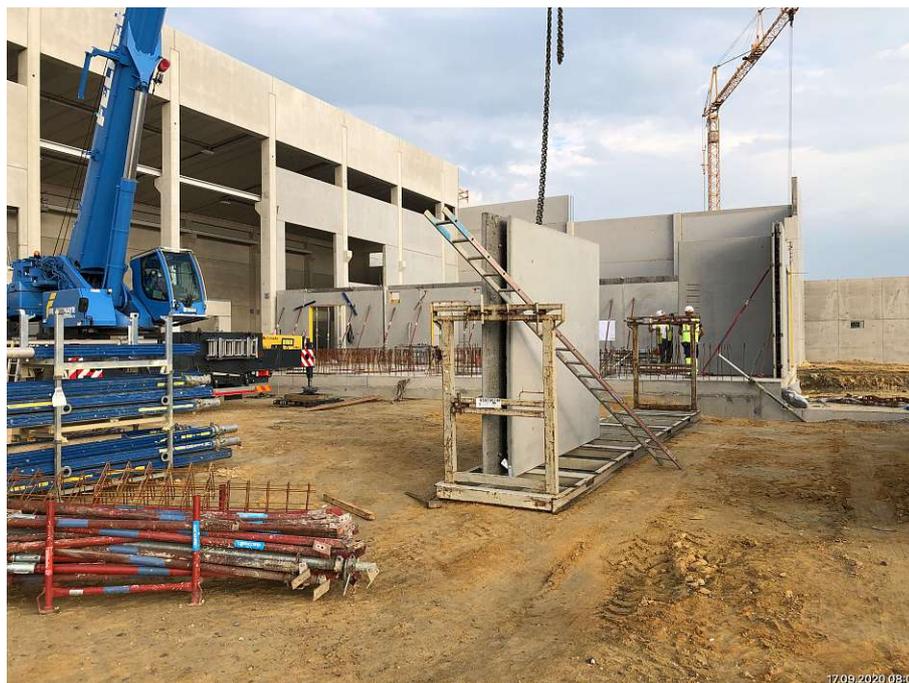


Abb. 4.10: Verwendung von Hohlwänden auf einer Baustelle (Eigene Baustellenaufnahme)

4.3.1.2 Elementdecken

Die Schalen von Elementdecken ersetzen die vollflächige Schalung einer Decke. Die Elemente mit einer maximalen Breite von 3,0 m und einer Länge von bis zu 9,0 m werden auf Tiefladern zur Baustelle transportiert und auf den Unterstellungen platziert. In der Regel werden die Elementdecken in einem Raster von 1,5 m unterstellt, mit der zusätzlichen Aufbetonbewehrung

versehen und nach den seitlichen Abschalungen betoniert. Für unterstellungsfreie Deckenfelder mit kleinen Spannweiten gibt es die Möglichkeit von stärkeren Schalen mit zusätzlicher Bewehrung und massiveren Gitterträgern oder Schalen mit vorgespannter Bewehrung [9].



Abb. 4.11: Verwendung von Elementdecken auf einer Baustelle (Eigene Baustellenaufnahme)

4.3.2 Spannbeton

Anders als bei üblichen Stahlbetonkonstruktionen mit schlaffer Bewehrung wird bei Spannbeton eine Kraft durch die hochfesten Stähle in das Bauteil eingebracht. Die Lage der Vorspannung im Bauteil wird so positioniert, dass die Belastung aus der Vorspannung entgegen der Belastung wirkt. Besonders für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wirkt eine Vorspannung günstig.

Es wird grundsätzlich zwischen Spannbeton mit nachträglichen, Spannbeton mit sofortigen Verbund und ohne Verbund unterschieden (siehe dazu Abbildung 4.12). Die Bemessung und Konstruktion der Varianten erfolgt nach dem Eurocode 2 [10].

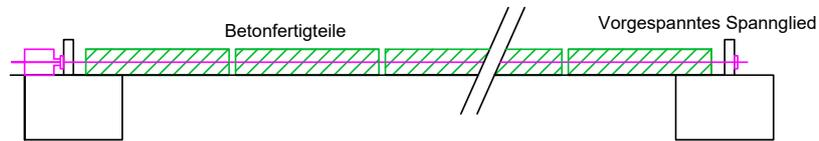
Bei der behandelnden alternativen Ausführung mit Halbfertigteilen kommt, wie in der Ortbetonausführung, eine Vorspannung mit nachträglichem Verbund zum Einsatz. Prinzipiell funktioniert das Prinzip der nachträglichen Vorspannung im Alternativentwurf ähnlich wie eine Ortbetonausführung mit externer Spanngliederführung. Es sind jedoch weitere Details erforderlich, die in Kapitel 4.4.5 ausführlicher behandelt werden.

Bei der Ausführung mit nachträglichem Verbund werden für die Spannkabel Hüllrohre in das Bauteil eingelegt, die Kabel eingezogen und vorerst ungespannt belassen. Erst nach der Betonage und der benötigten Festigkeitsentwicklung des Bauteiles werden die Kabel gespannt und die Kraft nachträglich auf den Betonkörper übertragen. Gegenüber herkömmlichem Bewehrungsstahl, der fast immer die Festigkeitsklasse B550 besitzt (Streckgrenze von 550 MPa), weisen Spannstähle deutlich höhere Festigkeiten auf. Anbei aufgelistet sind die Festigkeitswerte der von R. Hackl [1] für die Bemessung verwendeten Litzen und Kabeln und die der ausgeführten Ortbetonvariante.

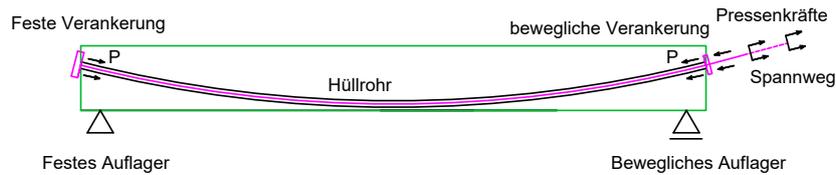
Wie in der Tabelle 4.2 angeführt, unterscheidet sich die Streckgrenze von Bewehrungsstahl und Spannstahl um ca. den Faktor 3. Der angeführte Reibungswert, die ungewollte Umlenkung und die Keilschlüpfе dienen zur Berechnung der Reibungs- und Spannkraftverluste sowie der Verluste aus Imperfektion der Verlegung laut Eurocode 2 [10].

Da Teile der Vorspannung auch schon für den Montagezustand des Verschubes notwendig sind, ist es nötig, die Spannkabel eines Taktes vorzuspannen und zu koppeln. Dies wird wie im

Vorspannung mit sofortigem Verbund

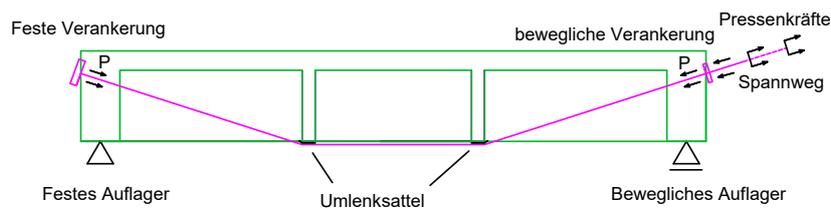


Vorspannung mit nachträglichem Verbund



P.....Vorspannkraft

Externe Vorspannung



P.....Vorspannkraft

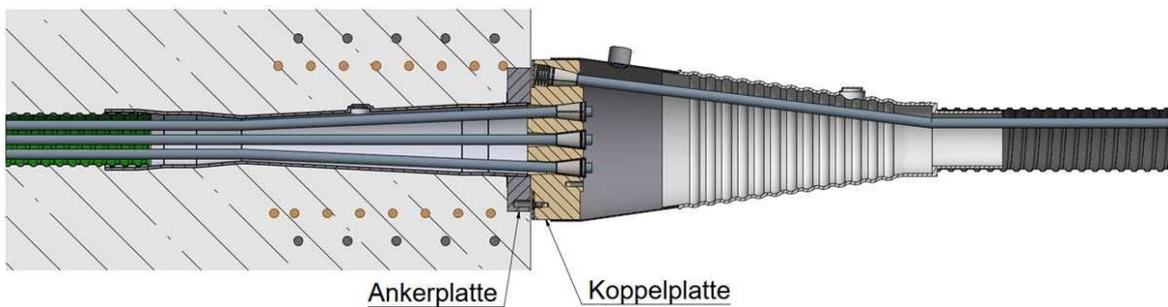
Abb. 4.12: Arten von Vorspannungen (Eigene Darstellung)

Beispielbild 4.13 bewerkstelligt. Durch diese Kopplungsstellen können die Spannglieder beliebig verlängert und gestoßen werden. Die Kopplungsstellen werden jeweils an den Enden der Regeltakte platziert, die Positionierung der zusätzlichen Vorspannungen für die Ableitung der Verkehrslasten werden in Kapitel 5.1.6.3 ausführlicher beschrieben.

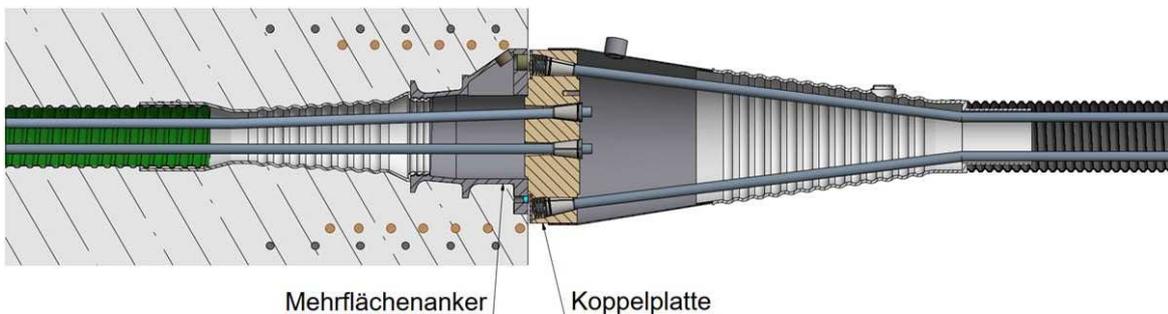
Tab. 4.2: Angaben zum Spannsystem und Stahlgüte des verwendeten Spannstahls

	Ortbetonausführung	Alternativentwurf
Spannsystem	Dywidag SUSPA-Litze DW	k.A
Spannglied	Typ 6-12 (12 Litzen)	2-12 Litzen
Querschnitt einer Litze	150 mm ²	150 mm ²
Querschnitt eines Kabels	18 cm ²	3-18 cm ²
Stahlgüte der Litzen	Y1860S7	Y1860S7
Hüllrohr Innendurchmesser	80 mm	80 mm
Reibungsbeiwert	$\mu = 0,19$	$\mu = 0,20$
Ungewollte Umlenkung	0,005 RAD/m	0,001 RAD/m
Keilschlupf Spannanker	Typ MA = 6 mm	5 mm
Keilschlupf Festanker	Typ MP = 0 mm	0 mm
Verankerungstyp	Mehrfachverankerung MA	k.A
fpk in kN/cm ²	186	186
fp0,1k in kN/cm ²	164	164
fpd in KN/cm ²	145,5	145,5

Feste Kopplung FÜK (L3 – L9)



Feste Kopplung FÜK (L12 – L31)

**Abb. 4.13:** Beispielbild von Kopplungsstellen der Vorspannungen (Auszug aus der allgemeinen Zulassung der Firma BBV für internes Litzenverfahren Typ i) [11]

4.4 Grundlagen der alternativen Bauweise anhand des Beispiels Objektes B2314

Als alternative Ausführung zum konventionellen Bauverfahren wird nachstehend untersucht, welche zeitlichen und wirtschaftlichen Auswirkungen eine Ausführung mit Halbfertigteilen auf das Bauvorhaben des Objektes B2314 haben würde. Ausgehend von der Diplomarbeit von Raphaela Hackl [1] wird ein Querschnitt verwendet, der aus Halbfertigteilplatten und Halbfertigteilwänden besteht.

4.4.1 Herstellung eines Taktes mithilfe von Halbfertigteilen

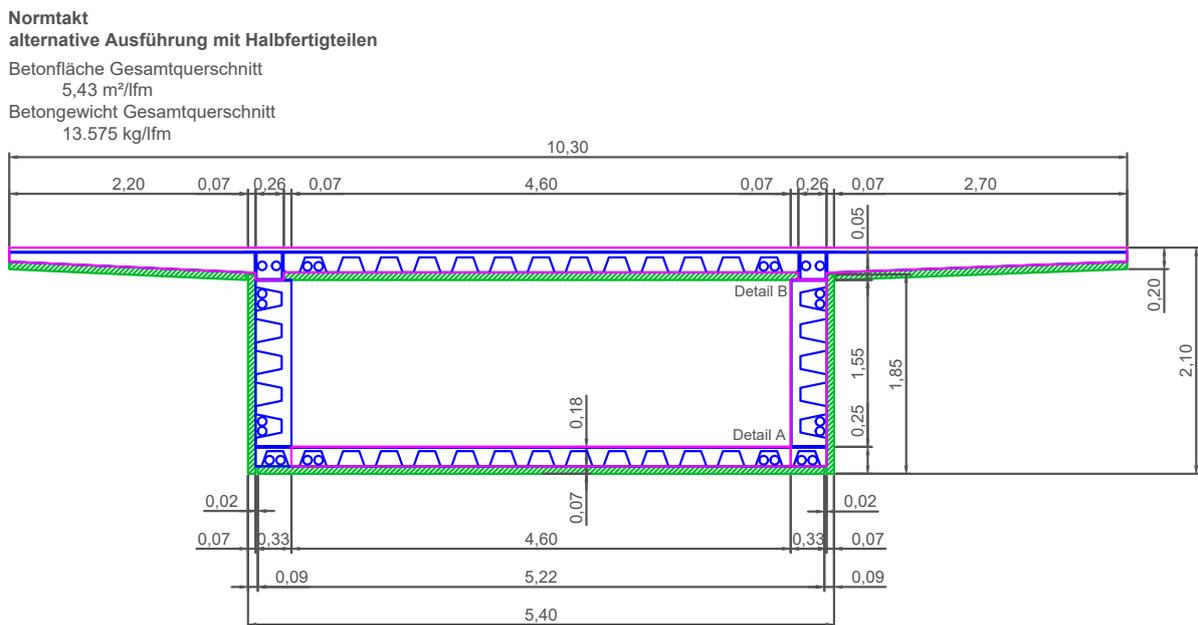


Abb. 4.14: Querschnitt der Alternativausführung (Eigene Darstellung in Anlehnung an Masterarbeit Raphaela Hackl [1])

Der Regelquerschnitt der alternativen Ausführung besteht wie oben dargestellt aus den Kragplatten, der mittigen Fahrbahnplatte, den Stegen des Hohlkastens und der oberen und der unteren Platte des Hohlkastens. Die einzelnen Elemente werden mittels Schraubverbindungen montiert, die Stoßfugen der Platten und Scheiben mittels Verguss verschlossen und anschließend mit den zu ergänzenden Hüllrohren der Verspannung und der Bewehrung ergänzt.

4.4.2 Spezifikationen des Querschnitts

Für die statischen Nachweise des Querschnitts wird auf Die Diplomarbeit von Raphaela Hackl [1] "Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren unter Verwendung dünnwandiger Betonfertigteile" verwiesen.

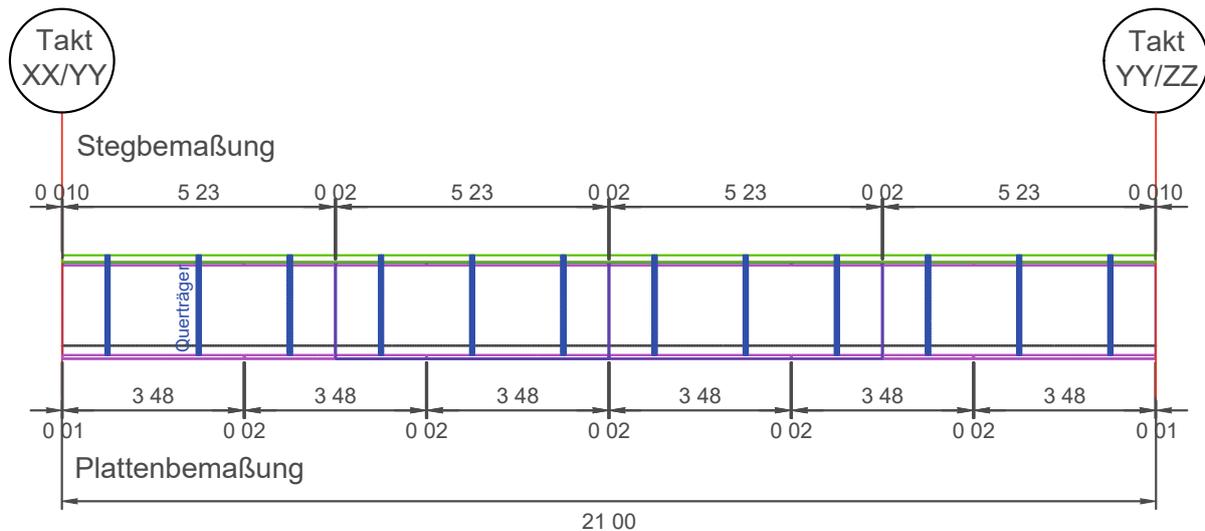


Abb. 4.15: Längsschnitt des alternativen Querschnitts (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

4.4.3 Beschreibung der Komponenten

Fertigteilplatten und Scheiben: Die Fertigteilscheiben weisen eine Festigkeit des Betons C50/60 auf und eine Stärke von 7 cm. Die Festigkeiten und Stärke sind aufgrund der Vorspannungskräfte notwendig. Der Hohlkasten ist umlaufend alle 1,75 m mit Querträgern aus Stahlträgern versehen, um eine Schraubmontage zu ermöglichen, die stabil genug für den Einschub des Hohlkastenquerschnitts ist.

Diese Querträger sind in den Abbildungen 4.14, 4.15 blau gekennzeichnet.

Die Stege des Querschnitts sind einschalig ausgeführt, um die Vorspannungen nach der Montage der Elemente verlegen zu können. Nachteilig bei dieser Ausführung ist die Notwendigkeit der nachträglichen Schalung des gesamten Hohlkastens innenseitig. Dieser Nachteil wird bei den Nachlaufarbeiten nach dem Einschub des Tragwerkes schlagend. Für diese Variante spricht die Gewichtsersparnis des Tragwerkes beim Einschub und den daraus folgenden geringeren Belastungen des Nettoquerschnitts.

In der Arbeit von Raphaela Hackl [1] wurde besonderes Augenmerk auf die Gewichtsreduktion des Kastens gelegt. Deshalb wurde davon ausgegangen, die Kragplatten des Kastens, die beim Einschub keine tragende, sondern eine ausschließlich belastende Rolle spielen, erst im Nachgang, nach dem Herstellen des tragenden Kastens, zu montieren. Die Kragarmplatten sind wie die anderen Elemente des Hohlkastens mittels Kopfplattenstoß an den umlaufenden Stahlquerträgern befestigt.

4.4.4 Fugenausbildung zwischen den Halbfertigteilen

Ein Hauptaugenmerk bei einer Ausführung mittels Halbfertigteilen liegt auf der Verbindung dieser. Zwischen den einzelnen Elementen wird eine Fuge geplant, die 20 mm Stärke und 70 mm (Schalenstärke Halbfertigteile) Breite besitzt. In Abbildung 4.17 sind die getesteten Fugenformen

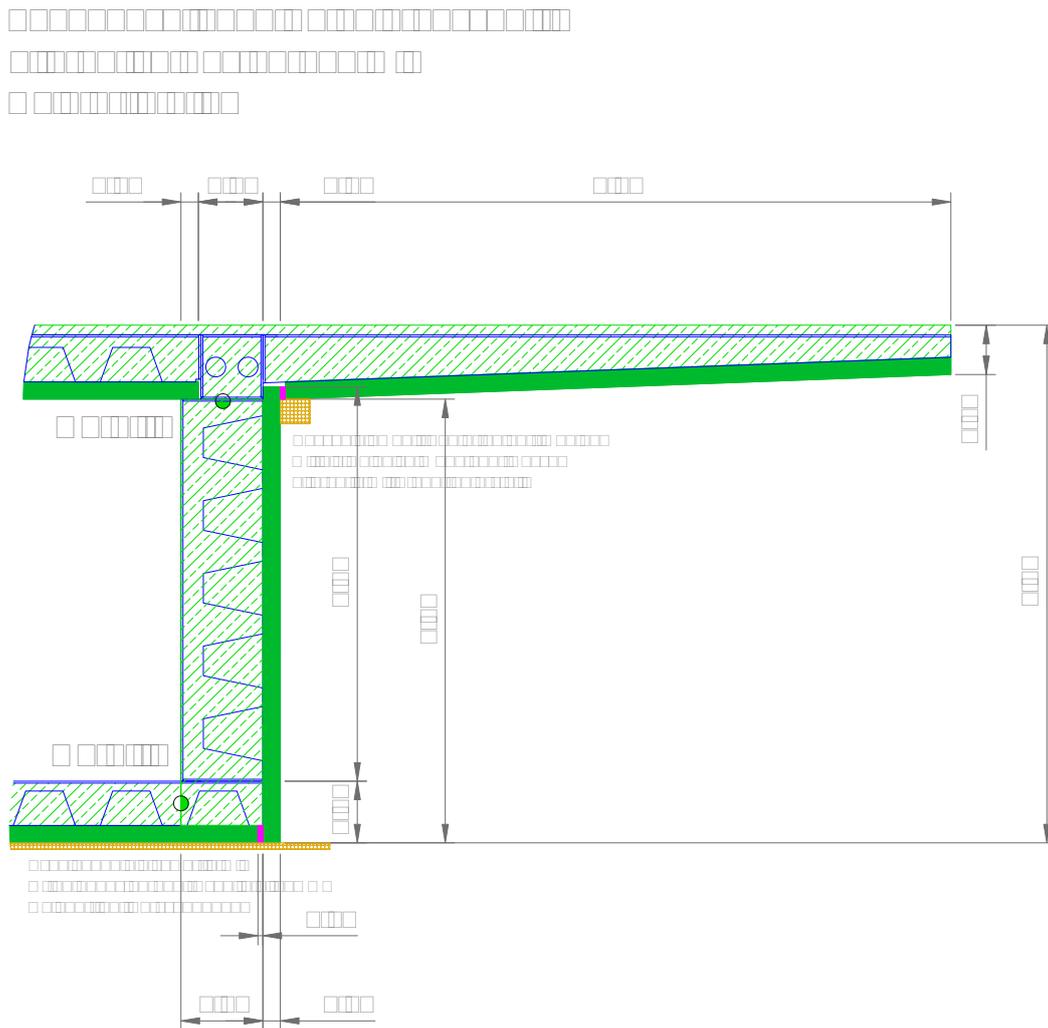


Abb. 4.16: Spezifikation des Querschnitts (Alternativausführung) mit symbolischer Spanngliederführung in den Stegen (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

ersichtlich. Ergänzend wurden die Versuche mit verschiedenen Mörteln durchgeführt und jeweils bis zum Versagen der Konstruktion belastet.

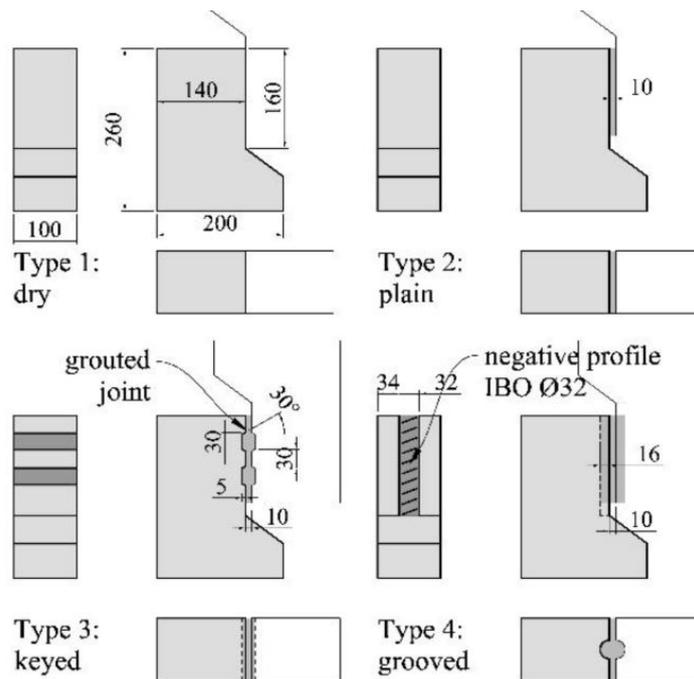


Abb. 4.17: Mögliche Fugenausbildungen der Halbfertigteile aus [5]

Die Versuchsdurchführungen wurden wie in der Schemaskizze 4.18 durchgeführt und bei zunehmender Belastung die Verformungen aufgezeichnet. Für den Typ 3 und 4 (siehe Abbildung 4.17) wurden gute Werte ermittelt. Das neue Konzept der profilierten Nutfuge (Typ 4) ermöglicht bei kleineren Fugen eine annähernd gleiche Querkrafttragfähigkeit wie bereits bekannte Fugen mit Schubverzahnung.

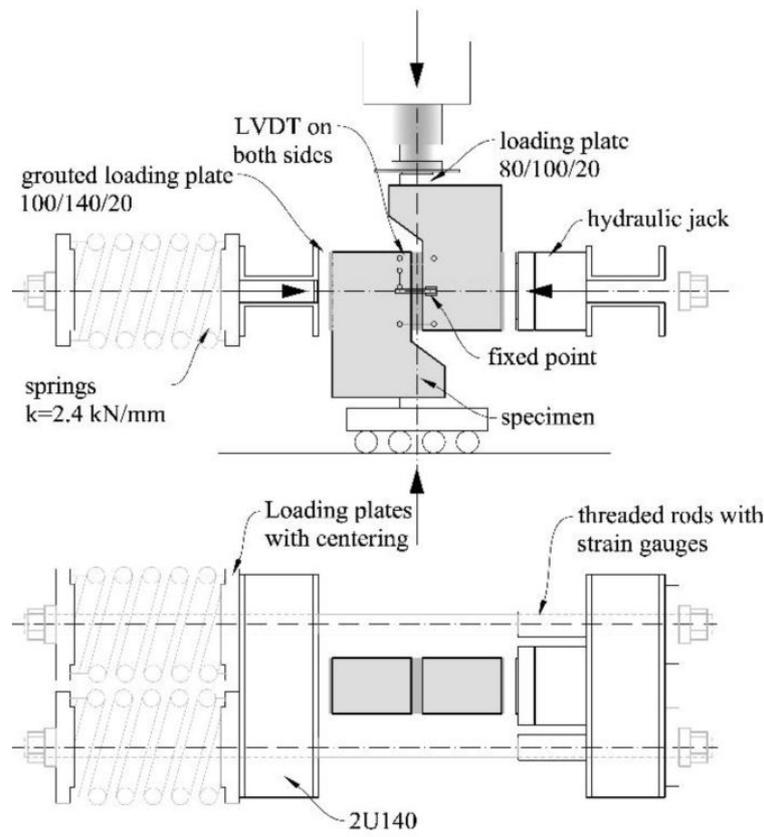


Abb. 4.18: Ablauf der Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Fugenfestigkeit aus [5]

Als Verguss in der Ausführung werden hochfeste und schnellerhärtende Mörtel verwendet. Für eine möglichst rasche Abhandlung eines Taktes werden Mörtelfestigkeiten von mind. 30-35 N/mm² innerhalb von 24 Stunden benötigt. Moderne Produkte sind bereits im Stande diese Festigkeit innerhalb der vorgegebenen Zeit zu entwickeln (Beispiel Produkt siehe [12]).

Die waagrechten Fugen, wie in Schnitt 4.16 dargestellt, stellen keine Probleme beim Vergießen dar. Die jeweils senkrechten Fugen, im Längsschnitt 4.15 ersichtlich, werden in der Praxis abgeschalt und mittels Verpressschläuchen vergossen. Der Verguss beginnt damit an der Unterkante der Fuge und das Vergussmaterial wird nach oben gedrückt, der Schlauch abschließend nach oben herausgezogen. Für diese Art des Vergusses würde sich vor allem der Typ 4 (Abbildung 4.17) der untersuchten Fugenausbildungen eignen.

4.4.5 Vorspannkkräfte in dünnwandigen Querschnitten

Gegenüber einer alternativen Bauweise mittels Halffertigteilen hat die konventionelle Ortbetonherstellung den Vorteil der großflächigen Einbringung von Vorspannkkräften. Im Gegensatz dazu müssen bei den Halffertigteilen die Vorspannkkräfte in das filigrane Tragwerk mit einer Schalenstärke von 7 cm eingeleitet werden. In einer Studie von Michael Rath, Stephan Fasching, Kerstin Gaßner und Johann Kollegger [4] wurden Versuche durchgeführt, ob Vorspannköpfe als Fertigteile hergestellt werden können.

In der Illustration 4.19 links (Bild a) ist die Ausführung der Vorspannkung mithilfe Fertigteilisenen ersichtlich. Diese werden in die Schalen der Halffertigteile eingelegt und mit jenen kraftschlüssig verbunden. Im rechten Bild (b) sichtbar ist die nachträgliche Aufbetonage der Einleitungspunkte der Vorspannkraft.

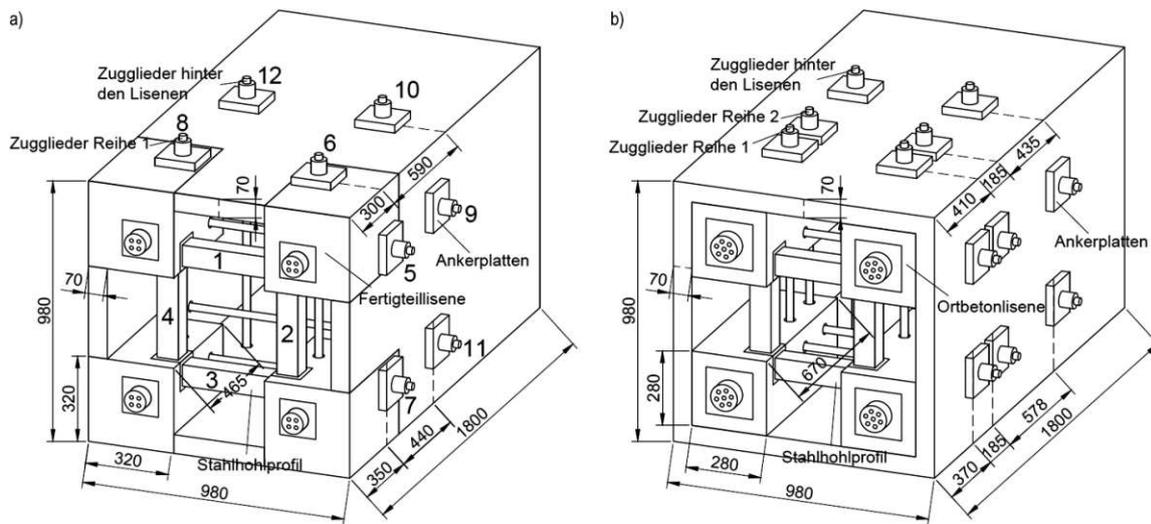


Abb. 4.19: Prüfkörper der Vorspannung als Ortbeton oder Fertigteillösung aus [4]

Zusammenfassend wurde eine Empfehlung für die vorgefertigten Lisenen ausgesprochen. Der Vorteil der vorgefertigten Lisenen ist die direkte Kraftübertragung in die Schalen der Halbfertigteile (siehe Darstellung 4.19). Zusätzlich werden weitere Zugglieder im Eckbereich und im Übergangsbereich der Vorspannung empfohlen. Da es sich meines Wissens um die ersten Experimente auf diesem Gebiet handelte, sind bis zu einer tatsächlichen Ausführung oder Normierung noch weitere Experimente notwendig. Es ist noch weiterer Forschungsbedarf für die Anordnung der Zugglieder, der Querschnittsgeometrien und den Einfluss der Druckglieder vorhanden.

4.4.6 Nachlaufarbeiten nach dem Einschub

Durch den Einschub des Tragwerkes aus Halbfertigteilen fallen in der Endlage der Konstruktion noch Nachlaufarbeiten an.

Als Nachteil der alternativen Ausführung gilt die komplette nachträgliche Betonage des gesamten Brückentragwerkes. In den nachfolgenden Kapiteln werden die Varianten der Betonagenabläufe ausführlicher beschrieben. Mittels moderner Betonpumpen sind Förderwege von 250 m möglich, jedoch nur bis ca. 125 m ohne größeren technischen Aufwand umsetzbar. Über Stahlrohre und flexible Schläuche wird der Beton ohne Zwischenpumpstationen bis zu 125 m an den Einbauort gebracht.

Gegenüber der konventionellen Ausführung, als fertiger Vollquerschnitt eingeschoben, wird aber im Nachlauf Zeit verloren.

Mit einer gewöhnlichen Betonpumpe können normalerweise Reichweiten von max. 56 m erreicht werden, darüber hinaus wird weitere Logistik benötigt. Dies betrifft nicht nur die Stahlrohre, die schon mit dem Tragwerk eingeschoben werden. Für die Betonage mit Schläuchen und Rohren wird zuerst eine sogenannte Schmiermischung eingebracht. Diese Schmiermischung ist eine zusätzlich mit Zementleim angereicherte Sondermischung. Die Schmiermischung dient zur vollständigen Benetzung der Rohre, da dem Pumpbeton diese Feinanteile ansonsten entzogen werden würden.

Des Weiteren muss im Vorfeld die Möglichkeit der Spülung der Pumpleitung nach der Betonage durchgeplant werden. Nach der Betonage müssen die Rohre mit Wasser gespült werden. Dieses Spülwasser muss vom Tragwerk abgeleitet und im unteren Baufeld gesammelt werden. Verkehrswege, z.B. Pfostenbeläge, sind vorab bereitzustellen, da der Zugang über die obere Lage der

Bewehrung auf Längen bis zu 250 m nicht zumutbar wäre und auch nicht dem Arbeitnehmerschutz entspricht.

Die Intention sollte sein, die Pumpleitungen auf ein Minimum zu reduzieren und möglichst viel Aufstellorte parallel zur Brücke zu schaffen, sodass die größten Bereiche der Brücke mittels konventioneller Betonpumpen abgedeckt werden können.

Ein weiterer erheblicher Aufwand ist die Schalung der Stege im eingeschobenen Zustand. Die Schalung kann bereits vorbereitet und mit dem Tragwerk eingeschoben werden, die Mengen an Schalungen sind jedoch beträchtlich (ca. 1.500 m² für die gesamte Hohlkasteninnenseiten). Die Schalungen sind auch während des Einschubes vorzuhalten und nach der Betonage der Stege wieder aus dem Hohlkasten auf einer Länge von 500 m auszubringen. Das Arbeiten im Hohlkasten ist beengt und nur gebückt möglich (lichte Höhe 1,55m).

Die Reihenfolgen der Betonagen von den Halbfertigteilen wird in Kapitel 4.4.7 behandelt, diese sehen jedoch eine Betonage der Stege vor der Herstellung der unteren Hohlkastenplatte vor. Dies würde bedeuten, dass die Schalungsarbeiten der Stege auf der Bewehrung der unteren Fertigteilplatte durchgeführt werden müssen.

Ebenso wie bei der herkömmlichen Herstellung werden im Nachlauf die zusätzlichen Vorspannungen zur Aufnahme der Feld- und Stützmomente der Verkehrslasten sowie die aussteifenden Scheiben über den Auflagern hergestellt.

Untenstehend in Tabelle 4.3 angeführt sind die zusammenfassenden Leistungen der Alternativausführung, die für die Fertigstellung des Tragwerkes notwendig sind.

Tab. 4.3: Nachlaufarbeiten zur Fertigstellung des Tragwerkes

Nachlaufarbeiten	Ortbeton	Alternativausführung
Betonage untere Hohlkastenplatte	nein	ja
Schalungsarbeiten Stege	nein	ja
Betonage Stege	nein	ja
Betonage obere Hohlkastendecke	nein	ja
Montage Kragplatten	nein	ja
Bewehrung Kragplatten	nein	ja
Betonage Kragplatten	nein	ja
erneute Absturzsicherungen anbringen (Kragplatten)	nein	ja
Ergänzung Spannglieder für Verkehrslasten	ja	ja
Aussteifende Wandscheiben bei Auflager	ja	ja

4.4.7 Betonagevarianten der alternativen Ausführung

Aufbauend auf der Arbeit von Raphaela Hackl [1] werden die vorgestellten Varianten der Betonagereihenfolgen untersucht. Bei allen vier Varianten wird der Hohlkasten, bestehend aus den unteren Hohlkastenplatten, den Stegen und der oberen Hohlkastendecke ohne den auskragenden Deckenplatten eingeschoben (siehe dazu Abbildung 4.14). Die Montage der Kragplatten erfolgt nach der Fertigstellung der Betonagen und der dazu benötigten Aushärtezeiten. Mittels LKW werden auf dem Tragwerk die Kragplatten versetzt, die Bewehrung ergänzt und anschließend

vom Hohlkasten aus betoniert. Durch die nachträgliche Betonage der Kragplatten wird das Eigengewicht des Hohlkastens beim Einschub auf ein Minimum reduziert.

Zusätzlich zu den verschiedenen Lastaufbringungen des Frischbetons unterscheiden sich die Varianten durch die verschiedenen Spanngliedführungen.

Gemein haben alle vier Varianten die Spanngliedführungen für den Einschub. Der Querschnitt wird zentrisch mit 2 Stück Kabeln a 11 Litzen auf der oberen Hohlkastenplatte und mit 2 Stück Kabeln a 12 Litzen auf der unteren Hohlkastenplatte vorgespannt (siehe dazu Abbildungen 4.21 bis 4.27).

4.4.7.1 Betonage Variante A

Der Ablauf der Variante A (siehe dazu Abbildung 4.20) ist der einfachste der in den folgenden Absätzen vorgestellten Reihenfolgen. Durch die frühe und vollständige Stegbetonage soll ein Querkraftversagen der Stege ausgeschlossen werden. Beginnend mit der Betonage der Stege, von beiden Widerlagern aus, werden nach deren Erhärtung die unteren Platten des Hohlkastens betoniert. Die Betonage erfolgt wieder über die Stahlrohrleitungen und durch Öffnungen der oberen Hohlkastenplatten. Für die Betonage der unteren Hohlkastenplatte können die bereits erhärteten Stege statisch angesetzt werden. Der jetzt bestehende Trog (Stege und Untergurt) muss nun in der Lage sein, den Frischbetonlasten der oberen Hohlkastenplatte standzuhalten.

Die Vorspannungen für den Endzustand (siehe dazu Abbildung 4.21) sind horizontal geführt und werden nach der Erhärtung des Hohlkastens aufgebracht. Für diese Variante sind im Auflagerbereich bis zu drei Spannglieder pro Seite erforderlich. Für die Aufnahme der Feldmomente sind ebenfalls drei Spannglieder pro Seite notwendig.

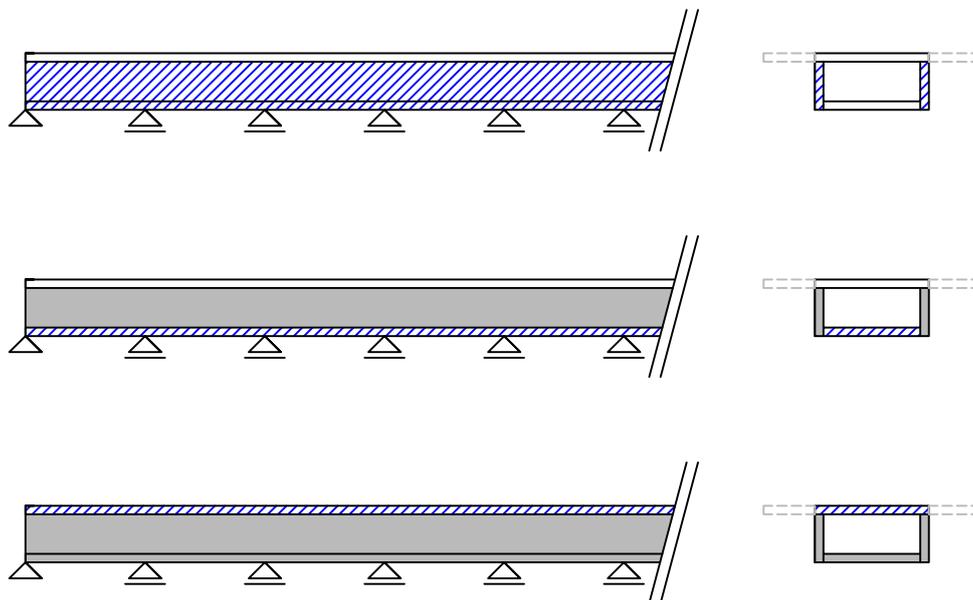


Abb. 4.20: Ablauf des Herstellungsvorganges des fertigen Tragwerkes nach dem Einschub - Betonagevariante A (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

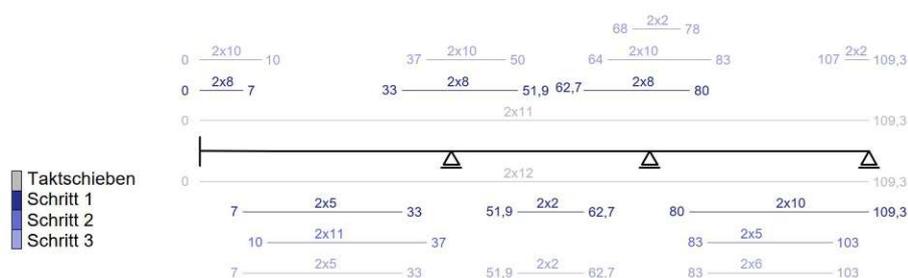


Abb. 4.21: Vorspannung Betonagevariante A aus [1]

4.4.7.2 Betonage Variante B

Die Variante B (siehe dazu Abbildung 4.22) zielt auf eine individuellere Betonage der höher belasteten Auflager, die zur Lastminimierung nicht vollständig aufgebracht wird, ab. Zuerst soll die Druckzone in den Auflagerbereichen und anschließend die Querkraftfähigkeit in diesen Bereichen erhöht werden. Es werden die Untergurte im Bereich der Auflager betoniert, anschließend die Stege des Tragwerkes. Es folgt die Hohlkastendecke und die restlichen Bereiche des Untergurtes. Für die restlichen Bereiche des Untergurtes müssen Aussparungen in der oberen Hohlkastenplatte vorgesehen werden, die anschließend wieder verschlossen werden.

Die Vorspannungen für den Endzustand (siehe dazu Abbildung 4.23) sind horizontal geführt und werden nach der Erhärtung des Hohlkastens aufgebracht. Bei dieser Variante sind zur Aufnahme der Stützmomente bis zu vier Spannglieder pro Seite erforderlich. Im Bereich der Feldmomente werden bis zu drei Spannglieder benötigt.

4.4.7.3 Betonage Variante C

Diese Variante zeichnet sich durch den Versuch aus, die Lasten aufgrund der Betonagen der oberen und unteren Platten des Hohlkastens so gering wie möglich zu halten. Wie in Variante A werden als Erstes die kompletten Stege hergestellt. Bei der Variante C werden anschließend die oberen und die unteren Hohlkastenplatten abschnittsweise hergestellt. Sicherlich ein Nachteil dieser Variante ist die Anfertigung von Arbeitsfugen im Ober- und Untergurt. Ein weiterer Nachteil bei diesem Ablauf ist die Reihenfolge der letzten Betonage. Die Fahrbahnplatte muss noch Öffnungen für die Betonagen der letzten Plattenstücke der unteren Hohlkastenplatte aufweisen, die zu einem späteren Zeitpunkt verschlossen werden müssen.

4.4.7.4 Betonage Variante D

Diese Variante ähnelt der Variante A und ist gekennzeichnet durch die Reduzierung der Lasten für die ersten Stegbetonagen. Diese Variante spiegelt die Erkenntnisse aus den Betonagevarianten A-C wieder. Es wird davon ausgegangen, dass die Stegbetonagen über den Auflagerbereichen genügen, um die Lasten der anschließenden unteren Hohlkastenplatte und die Lasten der restlichen Stege abzutragen. Abschließend wird analog zu Variante A die obere Hohlkastenplatte hergestellt.

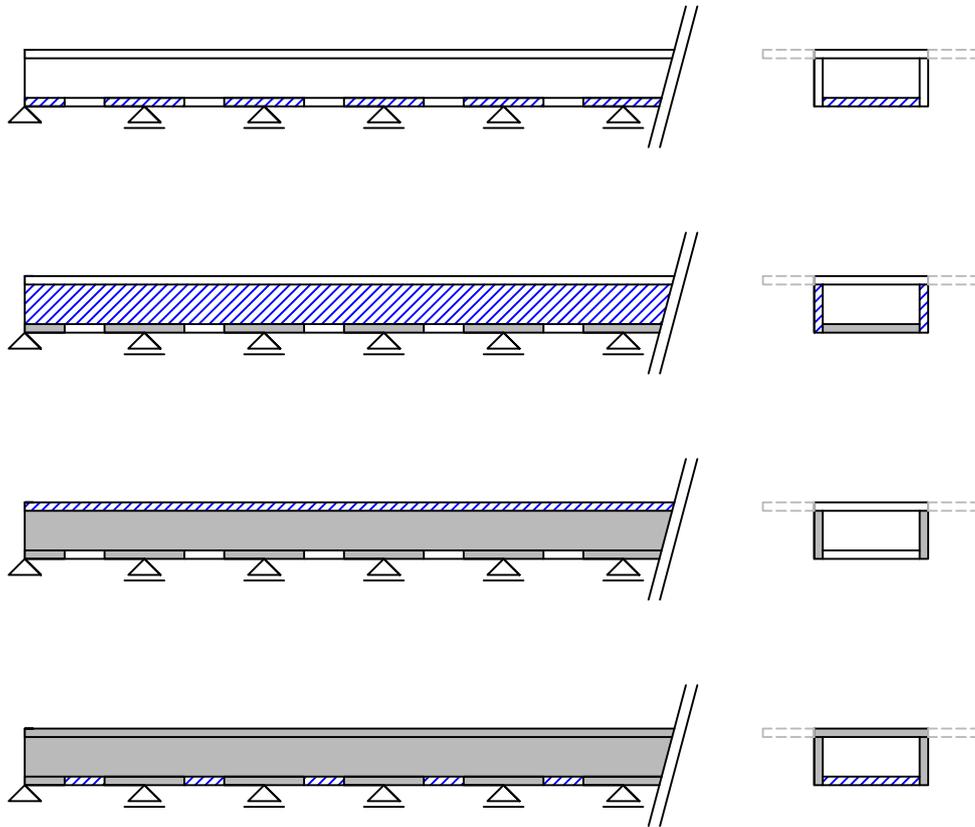


Abb. 4.22: Ablauf des Herstellungsvorganges des fertigen Tragwerkes nach dem Einschub -
Betonagevariante B aus [1]

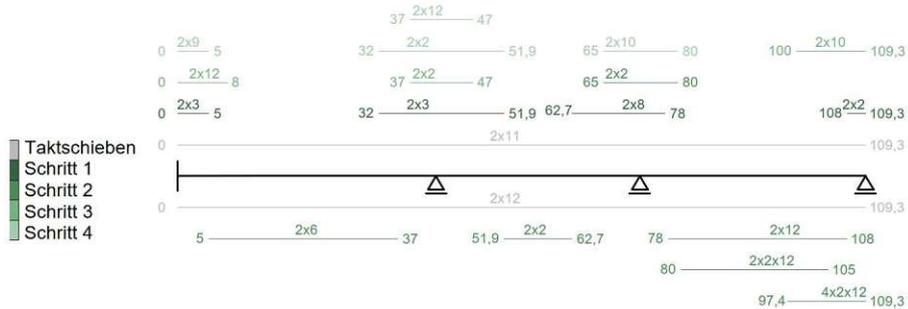


Abb. 4.23: Vorspannung Betonagevariante B (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

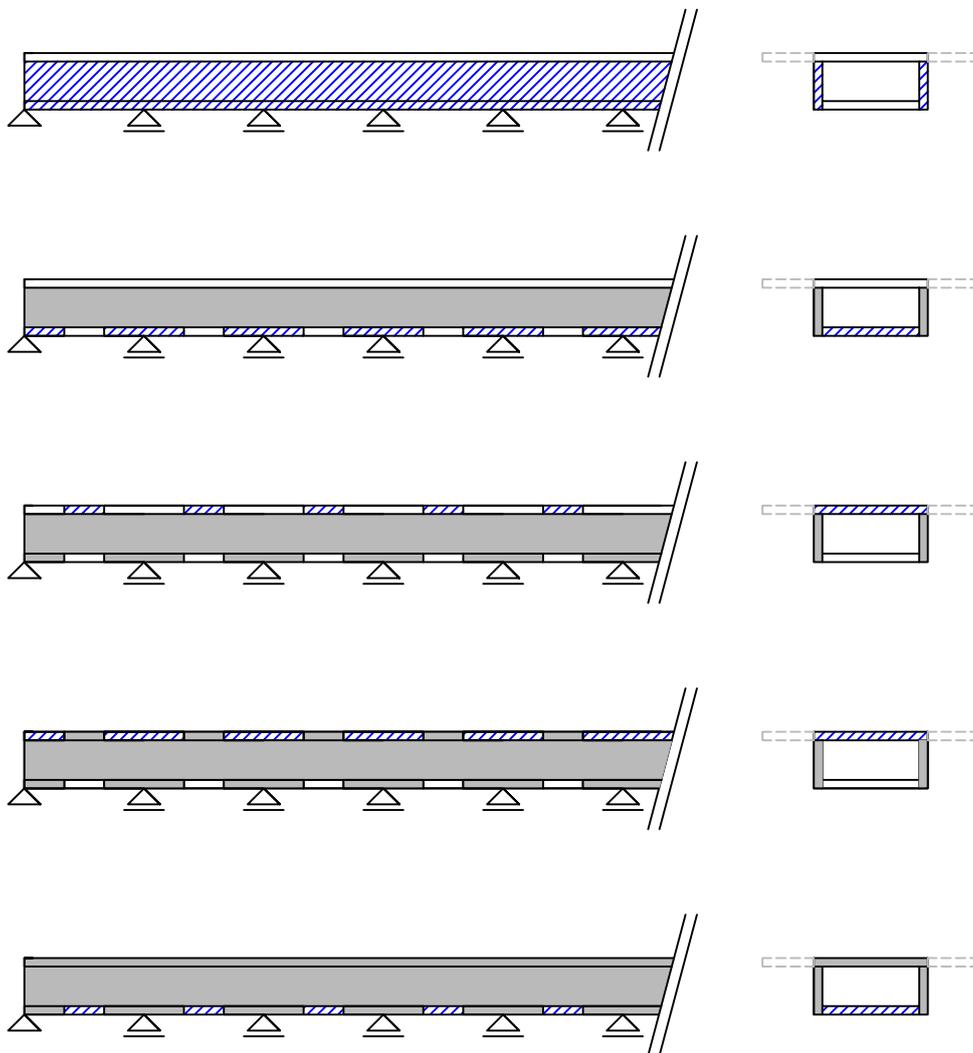


Abb. 4.24: Ablauf des Herstellungsvorganges des fertigen Tragwerkes nach dem Einschub - Betonagevariante C (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

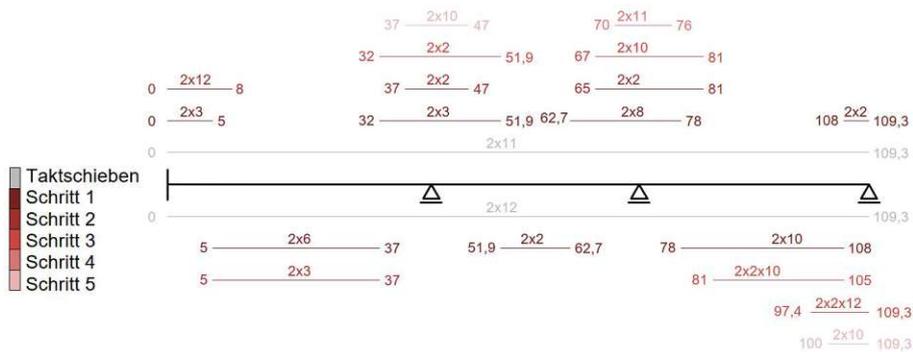


Abb. 4.25: Vorspannung Betonagevariante C aus [1]

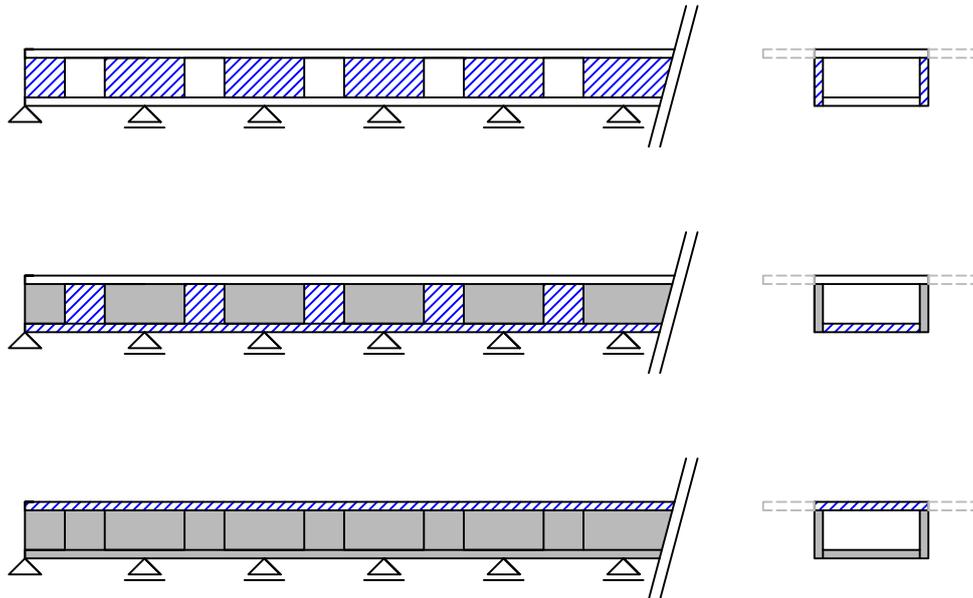


Abb. 4.26: Ablauf des Herstellungsvorganges des fertigen Tragwerkes nach dem Einschub - Betonagevariante D aus [1]

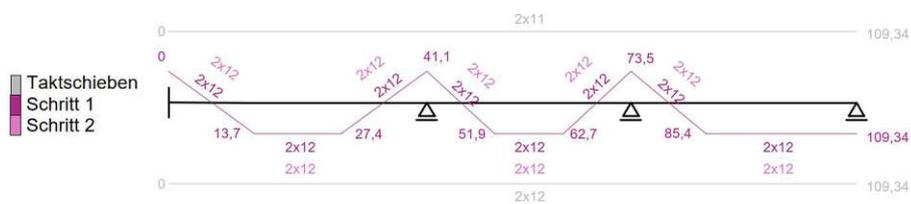


Abb. 4.27: Vorspannung Betonagevariante D (Eigene Darstellung in Anlehnung an Raphaela Hackl [1])

Kapitel 5

Ressourcenanalyse

Um die Herstellung einer Brücke im Taktschiebepverfahren mithilfe von Halbfertigteilen mit anderen Bauweisen vergleichen zu können wurden Bestände eruiert, die auch bei anderen Bauweisen benötigt werden. Diese Bestände, die sogenannte Ressourcen, bilden eine neutrale Abbildung einer Bauweise. Personalstunden, diverse Materialienmengen und Baumaschinen werden zur Umsetzung jedes Bauvorhabens benötigt. Für verschiedene Herstellungsarten werden andere Mengen an Ressourcen benötigt. Die benötigten Ressourcen sind vor allem für eine Kosten-, und Preiskalkulation des Bauwerkes essenziell. In den folgenden Tabellen, Abbildungen und Aufzählungen werden, um eine vom Preis unabhängige Beurteilung zu generieren, nur Zeit-, Volums- und Gewichtseinheiten verwendet und die ursprüngliche Ortbetonausführung mit den alternativen Ausführungen verglichen.

5.1 Bauzeit, Löhne

Die Bauzeit stellt ein wichtiges Kriterium abseits der anfallenden Kosten des Bauwerkes selbst dar. Verkehrssperren und Behinderungen können bei einem schnelleren Baufortschritt minimiert und der daraus folgende volkswirtschaftliche Schaden reduziert werden. Die Bindung von Ressourcen an Materialien, Gehälter und Löhne kann komprimierter abgearbeitet werden und steht somit früher den nächsten Aufgaben zur Verfügung.

5.1.1 Herstellung des Tragwerkes aus Ortbeton

Am Beispiel des Tragwerkes NORD wird die Fertigung des Oberbaus im konventionellen Herstellungsverfahren beschrieben.

Begonnen wurde am 08.08.2016 mit dem Aufbau der Taktzelle (auch Fertigung genannt), die am 11.08.2016 abgeschlossen war. Anschließend wurde der erste Takt vom 11.08 bis zum 26.08.2016 gefertigt und am Schlußtag verschoben. Der letzte Verschub erfolgte am 13.02.2017 mit dem 23. Takt. Für den 24. Takt wurde der Verschubschnabel abgebaut und ein konventionelles Lehrgerüst erstellt. Die Notwendigkeit eines Lehrgerüsts im letzten Feld entstand durch die zu kleine Geometrie der Zielgrube.

Vergleichend zur tatsächlichen Ausführung werden nun die Varianten von Raphaela Hackl [1] untersucht. Ausgehend von den Mengen werden in diesem Kapitel Ressourcen ermittelt und miteinander verglichen, um Schlüsse auf die verschiedenen Ressourcen und deren Auswirkung auf die ökologische und ökonomische Gesamtbilanz des Bauwerkes zu ziehen. In dem in diesem Absatz dargestellten Terminplan (siehe Abbildung 5.1) wurde vor allem Augenmerk auf das Taktschiebepverfahren gelegt. Die Abbruch-/Vor- und Ausbauarbeiten wurden grob abgeschätzt und sind für die Gegenüberstellung des Bauverfahrens mittels Halbfertigteilen nicht von Relevanz.

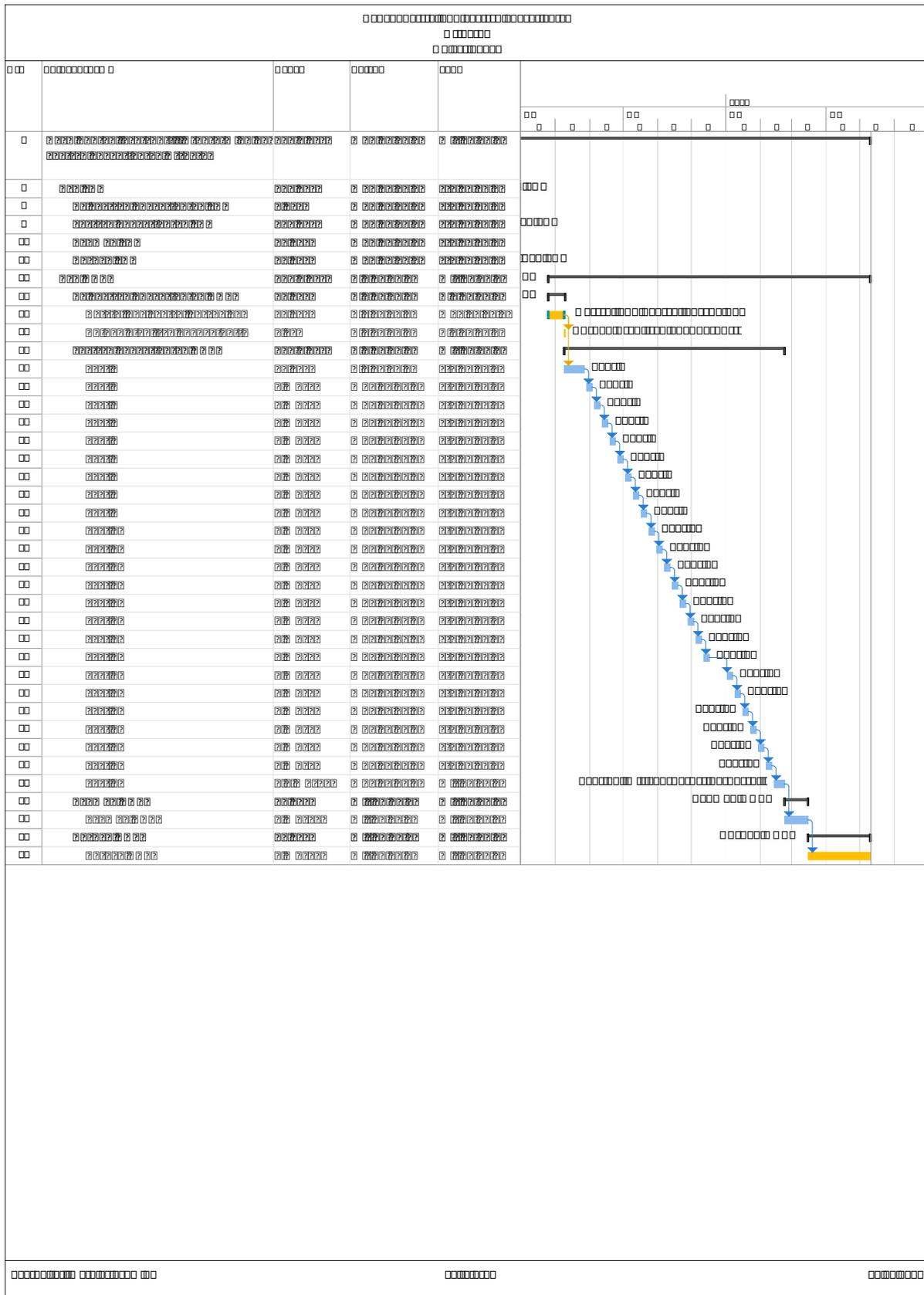


Abb. 5.1: Zeitlicher Ablauf der Herstellung des Taktschiebverfahrens in Ort beton

5.1.1.1 Ablauf Regeltakt - Ortbetonausführung

Bei dieser konventionellen Ausführung wurden die einzelnen Brückenabschnitte im Zeitraum von August 2016 (Start Richtungsfahrbahn NORD) bis Februar 2017 (Richtungsfahrbahn SÜD) gefertigt. Die Regeltakte wurden in einem Wochentakt mit den Betoniertagen Dienstag und Donnerstag gefertigt. Die Vorspannung und der Einschub wurden immer am Montag durchgeführt und dauerte bis max. 11:00 Uhr. Der erste Takt unterscheidet sich aufgrund der Montage des Vorbausnabels von den anderen Takten. Der letzte Takt wurde aufgrund von beengten Platzverhältnissen auf einem Lehrgerüst hergestellt.

5.1.1.2 Leistungsansätze der Ortbetonausführung

Prinzipiell wird laut Bernhard Göhler [2] ein Arbeitsaufwand von 4 h/m³ für die Schal- und Betonarbeiten angenommen, ausgenommen von diesen Arbeitsaufwänden sind die Spannstahlherstellung und die Bewehrungsverlegung. Ausgehend von den Mengen des Betonkörpers wird in Tabelle 5.1 auf die Arbeitszeit rückgerechnet. Die Mengen wurden aus den Bestandsplänen der ASFINAG Bau Management GmbH ermittelt, die Muffengewichte (Schraubbewehrungen) in den Bewehrungsplänen wurden vernachlässigt.

Tab. 5.1: Leistungsansatz Ortbetonherstellung

Tragwerk	Beton [m ³]	Arbeitsstunden [Std.]	Bewehrung [kg]	Bewehrungsgrad [kg/m ³]	Schalfläche [m ²]
SÜD	3.501,6	14.006,4 Std.	709.149	202,52	17.044,0
NORD	3.578,8	14.315,2 Std.	737.317,0	206,02	17.079,4

Bei beiden Tragwerken wurde der jeweils letzte Takt mithilfe eines Lehrgerüsts hergestellt, vereinfachend wurde der letzte Takt bei der Herstellung beider Tragwerken für eine ungefähre Abschätzung der Arbeitszeit bei den Kubaturen mitberechnet. In Tabelle 5.2 wird auf die anfallenden Tagesstunden rückgerechnet, um auf die Mannschaftsstärke schließen zu können.

Tab. 5.2: Tagesstunden der Ortbetonausführung

Tragwerk	Arbeitsstunden [Std.]	Arbeitstage [Tage]	Tagesstunden [Std.]
SÜD	14.006,4 Std.	129	108,6
NORD	14.315,2 Std.	145	98,7

Wie in Tabelle 5.2 ersichtlich, kann während der Ausführung des Taktschiebverfahren von einer durchschnittlichen Mannschaftsstärke von ca. 10- 11 Bauarbeitern ausgegangen werden.

5.1.2 Herstellung des Tragwerkes bestehend aus Halbfertigteilen

Durch die Vorfertigung der einzelnen Bestandteile des Tragwerkes, wird die Montage auf der Baustelle bis zum Verschub schneller erledigt. Der kritische Pfad der Ortbetonbauweise ist die Festigkeitsentwicklung des Betons zur Aufbringung der Vorspannkraft. Für die erforderliche Festigkeit, in diesem Fall 34 N/mm² (Würfeldruckfestigkeit), benötigen auch moderne Transportbetone mindestens 72 Stunden.

Die auf die Baustelle gelieferten Halbfertigteile besitzen bereits diese Festigkeit (Fertigteilherstellung aus C50/60 Beton). Bei der Herstellung der Takte mithilfe von Halbfertigteilen, bestimmen die auf Druck beanspruchten Fugen den Zeitpunkt des Verschlusses.

5.1.2.1 Leistungsansätze für das Versetzen der Halbfertigteile eines Regeltaktes

Für die Herstellung eines Taktes werden die Leistungsansätze der Tabelle 5.3 angenommen. Der Aufbau eines Taktes mit einer Länge von 21 m erfolgt auf einem vorgefertigten Schalboden und wiederholt sich bis auf kleinere Änderungen bei den Regeltakten immer wieder. Die Leistungsansätze wurden aus den Nachkalkulationen laufender oder abgeschlossener Baustellen ermittelt, die von mir als Bauleiter geführt wurden oder werden.

Tab. 5.3: Leistungsansätze Montage Halbfertigteiltakt

Bauteil	Ansatz [h/m ²]	Menge [m ²]	Stunden [h]	Gesamt 5 Mann	Zeit/Element [min]
Untere Hohlkastenplatten	0,08	109,6	8,8	1,8	17,4
Stege	0,17	77,6	13,2	2,6	19,7
Vorpannungslisenen (Annahme)				1,0	60,0
Obere Hohlkastenplatte	0,10	109,6	11,0	2,2	21,8
Tagesstunden				7,6	

Für die Ergänzungsarbeiten werden die Hüllrohre der Vorspannung vervollständigt, die restliche schlaffe Bewehrung ergänzt und die Fugen zwischen den Halbfertigteilen vergossen. Für den möglichst schnellen Einschub des Tragwerkes muss der Fugenverguss die gesamte Vorspannkraft für den Montagezustand aufnehmen können. Die Randbedingung hierfür ist die Frühfestigkeit des Vergussmörtels. Mit modernen Produkten sind Festigkeiten von $> 35 \text{ N/mm}^2$ [12] innerhalb von 24 Stunden möglich. Wichtig für jede Art eines zementösen Vergusses ist eine ausreichende Bauteil- und Außentemperatur. Notwendig für die Erreichung einer ausreichenden Festigkeit, im Beispiel des Objektes B2314 sind es 34 N/mm^2 , sind mindestens 5° Bauteil- und die Außentemperatur für 24 Stunden zu halten. Bei schlechteren Witterungsbedingungen sind zumindest die Fugenbereiche künstlich zu wärmen beziehungsweise zu heizen.

Der Verguss der Fugen betrifft sechs Fugen der unteren Hohlkastenplatten, acht Fugen der Stege und sechs Fugen der oberen Hohlkastenplatten. Die Fugenbreite beträgt im Mittel horizontal und vertikal 2 cm mit einer Stärke von 7 cm, siehe dazu auch Abbildung 4.14 und 4.15. Der Aufbau der Fugen wurde bereits in Kapitel 4.4.4 behandelt.

Die zu ergänzende Bewehrungsmenge wurde aus der Arbeit von Raphaela Hackl [1] Tabelle 5.1 übernommen, mit den angegebenen Werten berechnet und ist in Tabelle 5.4 dargestellt.

Der größte Anteil der schlaffen Zusatzbewehrung muss jedoch schon vor dem Versetzen auf dem Fertigteil verlegt worden sein, daher spielt dieser Stundenaufwand eine weniger wichtige Rolle.

Die Bewehrungsmenge wird aufgrund der bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht montierten Kragplatten, gemäß deren Flächenanteil von 22,2 % abgemindert (siehe dazu Abbildung 5.2).

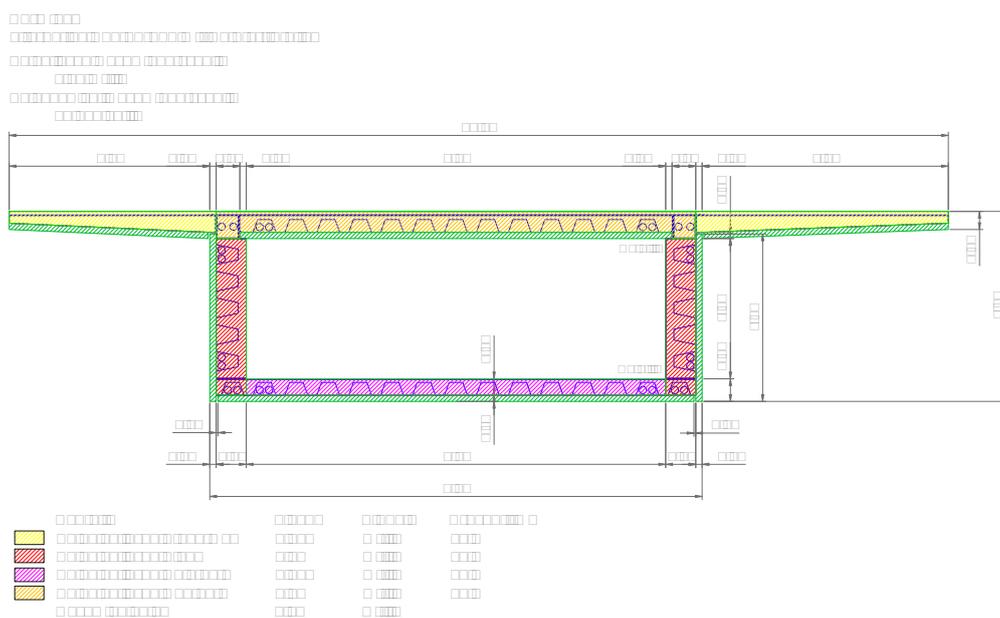


Abb. 5.2: Flächen des Querschnitts aus Halbfertigteilen (Eigene Darstellung)

Tab. 5.4: Mengen Spannstahl und schlaife Zusatzbewehrung eines Halbfertigteiltaktes

Schlaife Zusatzbewehrung						
$A_{s,laengs}$ [to/lfm]	$A_{s,Bue}$ [to/lfm]	$A_{konstr.}$ [to/lfm]	Summe [to/lfm]	Abmind. Kragarme 22,2 %	Summe [to/lfm]	Gesamt [to]
0,15	0,09	0,33	0,57	0,127	0,443	9,31
Spannstahl						Gesamt
$A_{Spannstahl}$ [to/lfm]						[to]
0,19						4,0

Die für den Einschub notwendigen Ergänzungsarbeiten des Taktes werden in Tabelle 5.5 zusammengefasst. Die Fertigstellung der Vergussarbeiten muss mindestens 24 Stunden vor dem Einschub geschehen. Anschließend kann vorgespannt und der Takt eingeschoben werden.

Im folgenden Kapitel 5.1.2.2 werden noch weitere Randarbeiten beschrieben, die für die vollständige Herstellung des Oberbaus notwendig sind.

5.1.2.2 Ablauf Regeltakt (Wochenplan) - Halbfertigteile

Wichtig für den schnellen Verschub ist vor allem die fertige Verlegung der Bewehrung auf den Fertigteilen. Wie auch bei der Ortbetonausführung ist die Vorfertigung der Bewehrung das Um und Auf zur Einhaltung der Taktzeiten. Die Bewehrung wird entweder bereits im Werk oder auf einen Zwischenlagerplatz aufgebracht. Durch die fast vollständige Vorfertigung der Halbfertigteile können die Taktzeiten minimiert werden.

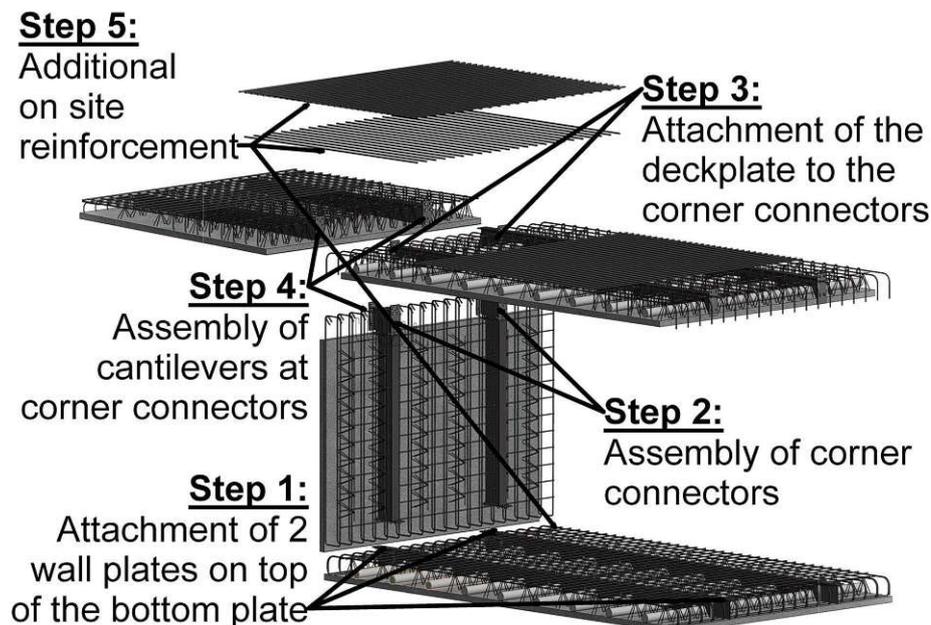
Tab. 5.5: Leistungsansätze Ergänzungsarbeiten Halbfertigteiltakt

Bauteil	Ansatz	Einheit	Menge	Einheit	Stunden	Mannschaft	Gesamt
					[h]		[h]
Verguss*	0,05	h/l	115,0	Liter	5,8	2	2,9
Spannstahl	2,0	h/to	4,0	Tonnen	8,0	2	4,0
Schlauffe	12,0	h/to	9,3	Tonnen	111,6	6	18,6
Zusatzbewehrung							

*Verguss

noch ohne Lisenen

Begonnen wird der Regeltakt mit dem Versetzen der unteren Platten des Hohlkastens auf dem Schalboden der Taktzelle. Der untere Teil des Hohlkastens besteht aus sechs Platten, die übergreifende Bewehrung wird ergänzt, die Hüllrohre der Vorspannung miteinander verbunden. Anschließend werden die jeweils vier Stegplatten links und rechts des Hohlkastens auf den Stahlquerträgern montiert. Bildlich veranschaulicht sind die Querträger und die einzelnen Elemente des Tragwerkes in Abbildung 5.3 dargestellt. Als nächster Schritt werden die vorgefertigten Vorspannungslisenen am Ende des Tragwerkes eingehoben. Diese sind, wie in Kapitel 4.4.5 beschrieben, als Rahmen geplant und werden mit zusätzlichen Spanngliedern mit dem Hohlkasten verbunden. Die Fertigstellung des Hohlkastens wird durch das Schließen der oberen Hohlkastenplatten erreicht. Durch die Querträger sind keine Unterstellungen des Hohlkastens erforderlich. Die sechs oberen Hohlkastenplatten liegen auf den Kopfplatten der Querträger auf, mit denen sie über Schraubverbindungen kraftschlüssig verbunden werden.

**Abb. 5.3:** Montageablauf eines Taktes aus Halbfertigteilen, Abbildung aus S. Fasching [13]

1. Tag: Der Regeltakt beginnt mit dem Vorspannen und dem Vershub des Vortaktes am Arbeitstag davor. Diese Arbeit wird wie bei der konventionellen Herstellung bis spätestens 11:00 Uhr am ersten Tag abgeschlossen. Die unteren Hohlkastenplatten (6 Stk.) werden auf dem Schalboden der Taktzelle verlegt. Die Stegplatten (auf jeder Seite 4 Stk.) werden auf die Kopfplatten der unteren Hohlkastenplatten gesetzt und an den Querträgern kraftschlüssig verschraubt. Die horizontalen und senkrechten Fugen werden abgeschalt. Die senkrechten Fugen werden mit einem Schlauch versehen, um die Fuge später von unten nach oben zu verfüllen. Die Einheit der Vorspannungslisenen wird anschließend montiert. Beispielhaft ist in Abbildung 5.5 dargestellt, wie ein möglicher Anschluss der Vorspannungslisenen aussehen könnte. Im Kapitel 5.1.6 wird vertiefend auf die Lage der Spanngliedführungen eingegangen.
2. Tag: Der jetzt entstandene Trog wird am Vormittag mit den Obergurten geschlossen und bis Mittag werden alle Fugen zwischen dem Vortakt und den verschraubten Halbfertigteilen vergossen. Dies bedeutet den Start für den Erhärtungsprozess des Vergusses ab ca. 12:00 Uhr. Der Nachmittag wird für die restlichen Bewehrungsergänzungen und das Schließen der Hüllrohre verwendet.
3. Tag: Die Rest- und Randarbeiten werden am Vormittag abgeschlossen, die später benötigten Materialien (Schalungen, Rohrleitungen,...) werden in und auf dem Querschnitt platziert. Die provisorischen Gehbeläge auf dem Hohlkasten werden errichtet und die Absturzsicherungen mit den später benötigten Deckenabschalungen montiert. Ab Mittag kann wieder vorgespannt und der Takt eingeschoben werden. Die Abbildung 5.4 zeigt einen Schnitt des Regeltaktes beim Einschub.
4. Tag: Der erste Takt dieser Woche ist verschoben, es wird wieder mit dem Versetzen der Fertigteile gestartet. Am Donnerstag werden sämtliche Fertigteile versetzt und vergossen. Für diesen Takt ist die Aushärtezeit des Vergussmaterials nebensächlich, da erst am ersten Tag der nächsten Woche der Einschub stattfindet.
5. Tag: Abschluss der Arbeiten für den Vershub am ersten Arbeitstag der neuen Woche. Die Rest- und Randarbeiten werden an diesem Tag abgeschlossen.

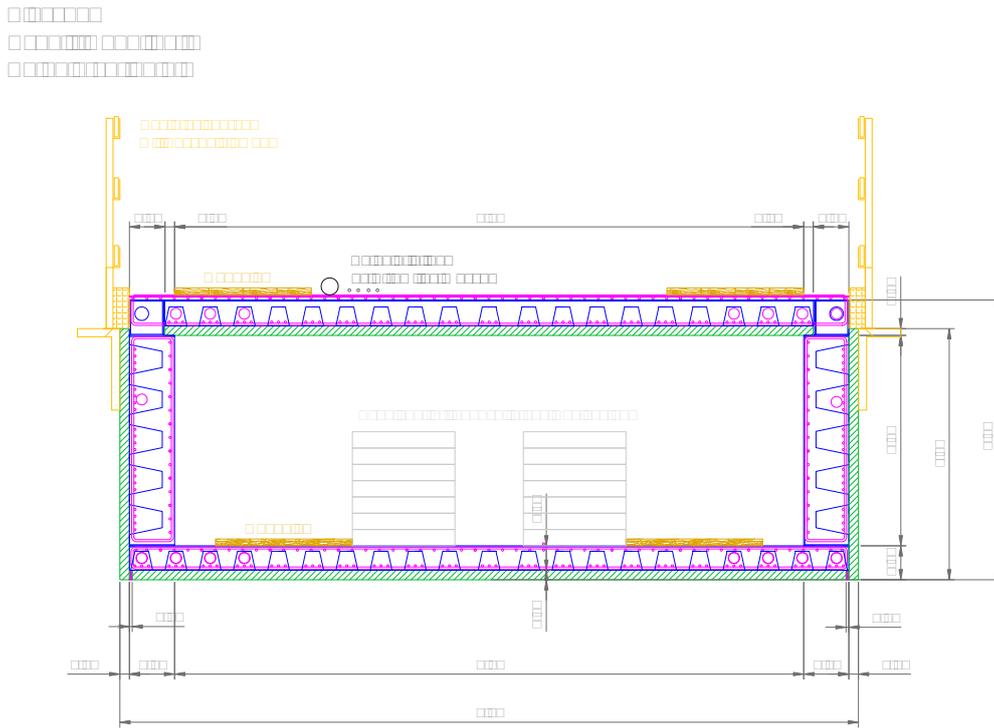


Abb. 5.4: Querschnitt des Einschubes des Originalentwurfs (Eigene Darstellung)

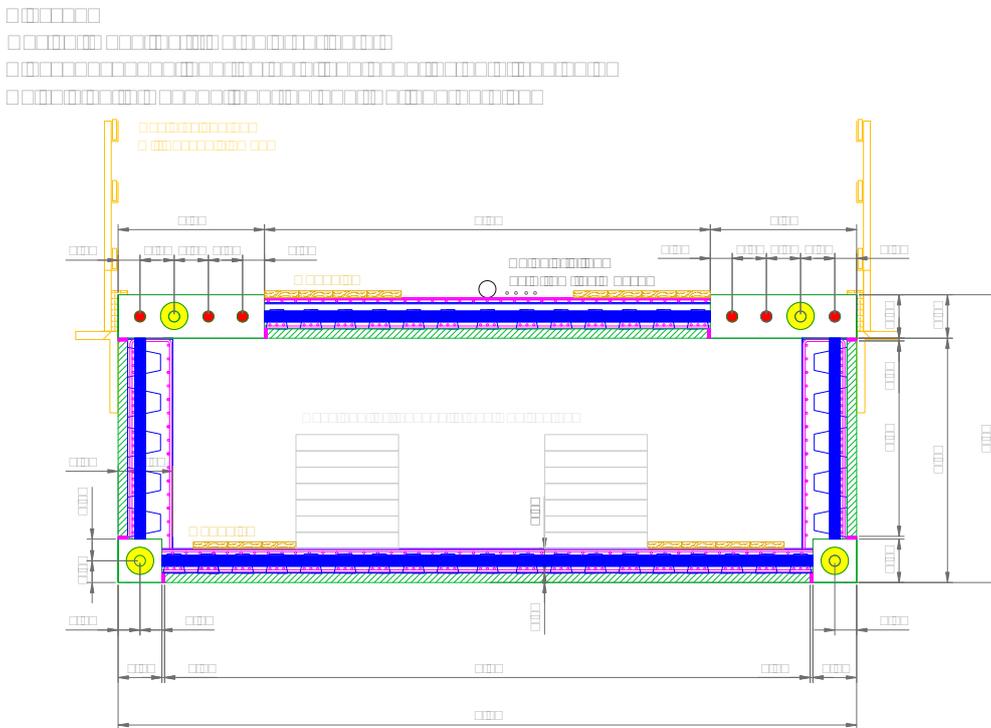


Abb. 5.5: Beispielhafte Ansicht des Einschubes des Originalentwurfs (Eigene Darstellung)

Für die Erstellung der Terminpläne wird in den folgenden Kapiteln von zwei Takten pro Woche ausgegangen. Für den ersten Takt wird eine zusätzliche Arbeitswoche eingerechnet, da für die Montage des Vorbausnabels Ortbetonergänzungen notwendig sein werden. Für den letzten Takt werden ebenfalls zwei Arbeitswochen ergänzt, da wie bei der Ortbetonausführung der Vorbausnabel abgebaut und ein Lehrgerüst für den letzten Takt errichtet werden muss. Eine Herstellung mit Halbfertigteilen beim letzten Takt bedeutet aber sicherlich einen Zeitvorteil gegenüber einer Ortbetonausführung.

5.1.2.3 Leistungsansätze für die nachträglichen Betonarbeiten der Betoniervarianten

Nach dem Einschub des Tragwerkes, bestehend aus Halbfertigteilen, wird dieses fertiggestellt und für die Lasten des Endzustandes ertüchtigt. Es gilt zuerst den Hohlkasten so zu vervollständigen, dass dieser die Montagelasten der Kragplatten aufnehmen kann. Dazu werden in den folgenden Kapiteln die Arbeitsschritte erläutert. Bei allen Varianten werden die unteren und oberen Hohlkastenplatten sowie die Stege betoniert und anschließend vorgespannt. Die einseitige Schalung der Stege wird aufgrund des Arbeitsaufwandes als kritischer Pfad erkannt. In [13] befassen sich S. Fasching et al. konkret mit der Problemstellung der Ausführung der Stegbetonagen. In den Ausarbeiten von [13] wird eine geschalte Ortbetonergänzung empfohlen, die jedoch aufwendig herzustellen ist.

Abgesehen von erhöhten Aufwandswerten von einschaligen Schalungen mit begrenzter Höhe, ist auch die Manipulation des Schalungsmaterialies als kritisch zu betrachten. Zum Zeitpunkt der Schalung der Innenseite der Stege (siehe auch Abbildungen 4.20 bis 4.26) ist bis auf Variante B die untere Hohlkastenplatte nur bewehrt und/oder nicht vollständig fertiggestellt.

Eine mögliche Lösung ist die Einbringung einer Rahmenschalung schon mit dem Einschub des Hohlkastens. Schematisch in Abbildung 5.6 dargestellt ist eine konventionelle Rahmenschalung, die sich auf die Stege der Querträger klemmt.

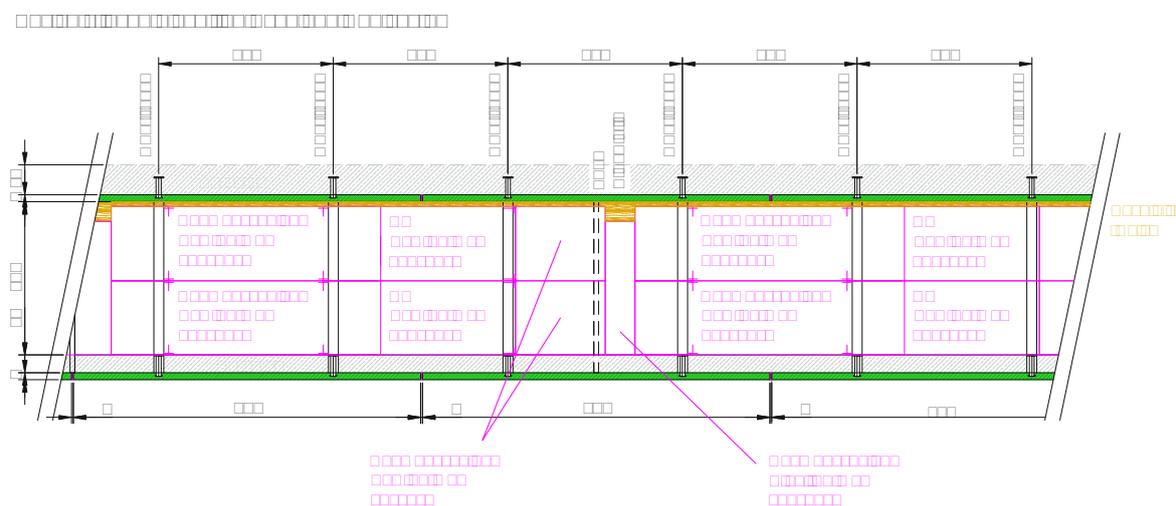


Abb. 5.6: Arbeitsvorbereitung einseitige Schalung Stege (Eigene Darstellung)

Die zusätzliche Last durch diese Rahmenschalung setzt sich zusammen aus den Rahmenschalungen, den erforderlichen Ausgleichen und den Befestigungsmitteln an den Querträgern. In Tabelle 5.6 aufgelistet sind die lt. Abbildung 5.6 berechneten Lasten aus den Schalungsmaterialien der Stege. Um die anvisierte enge Taktzeit einhalten zu können, wird das Material in den Takt nur eingebracht, um später die sehr langen Transportwege zu reduzieren.

Tab. 5.6: Zusatzgewicht einseitige Schalung Stege

Elemente pro Takt	Stück pro Seite [-]	Gewicht pro Element [kg]	Summe pro Seite [kg]	Summe gesamt [kg]	Länge Takt [m]	Last [kg/m]
ALU RS 270x75	8	44,4	355,2	710,4	21	33,8
ALU RS 135x75	8	33,8	270,4	540,8	21	25,8
ALU RS 90x75	8	27,0	216,0	432,0	21	20,6
Stahl RS 135x30	4	31,8	127,2	254,4	21	12,1
Ausgleich			94,5	189,0	21	9,0
Zuschlag						
Verbindungsmitel (5%)						5,1
Gesamt						106,3

Es wird für eine mögliche Ausführung von Betonierabschnitten mit ca. 125 m ausgegangen (ein Viertel der Gesamtlänge). Daraus ergeben sich vier Betonierabschnitte, die jeweils parallel von den Widerlagern ausgehend abgewickelt werden. Die Länge eines Betonierabschnittes entspricht in etwa sechs Regeltakten. Die Mengenermittlung der Vorhalteschalung für einen Takt und für einen Betonierabschnitt ist in Tabelle 5.7 dargestellt.

Tab. 5.7: Vorhaltemengen Schalung Stege

Elemente	Stück/Takt [-]	Summe Fläche [m ²]	Summe 6 Takte [m ²]
ALU Rahmenschalung 270x75	16	32,4	194,4
ALU Rahmenschalung 135x75	16	16,2	97,2
ALU Rahmenschalung 90x75	16	10,8	64,8
Stahl Rahmenschalung 135x30	8	3,2	19,4
Summe		62,6	375,8

Wieviel Schalung vorgehalten wird und wie weit diese weiter transportiert werden muss unterscheidet sich je nach Betonagevariante. Übliche Aufwandswerte für einseitige Schalungen bis Raumhöhen, die mittels Hochbaukran versetzt werden, liegen in etwa zwischen 0,80 - 1,20 Std./m². Als Annahme für die Schalungsarbeiten ohne Kran, bei beengten Verhältnissen mit weiten Transportwegen, wird ein durchschnittlicher Aufwandswert von 2,00 Std./m² angenommen (Tabelle 5.8) In den Stunden nicht inkludiert ist das Ausbringen der Schalung und der Hilfsmaterialien aus dem Querschnitt.

Tab. 5.8: Leistungsansatz für die nachträglichen Scharbeiten im Hohlkasten

Scharbeiten	Ansatz		Menge		Stunden	Arbeitsstunden	
Steg	Ansatz	Einheit	pro Takt	Einheit	[h]	Mannschaft	[h]
Scharbeiten	2,00	h/m ²	65,1	m ²	130,2	10	13,0

Für die Schalarbeiten im Hohlkasten ergeben sich mit diesen Annahmen Schalzeiten von ca. 1,5 Arbeitstagen (13 Arbeitsstunden) pro Takt für zwei Parteien à fünf Mann. Weitere Personalaufstockungen wären aufgrund der beengten Platzverhältnisse unrealistisch. Für die geplanten Betonagelängen von max. 125m (6 Takte) werden für die Einschalarbeit 9 Tagen angenommen. Für das Ausschalen und Ausbringen der Schalung werden 3 Tage (1/3 der Einschaldauer) angenommen. Alternativ könnte über eine Gleitschalung oder eine eigene Systemschalung nachgedacht werden.

5.1.2.4 Montage der Kragplatten nach dem Einschub

Nach der Herstellung des Tragwerkes und dessen Aushärtung werden die Kragplatten montiert. Pro Takt werden links und rechts des Querschnitts 12 Kragplatten montiert, die anschließend wieder auf vier Betonierabschnitte (a 125m) betoniert werden. Für die Montage der Kragplatten muss im ersten Schritt die Absturzsicherung mit der Abschaltung des Obergurtes entfernt werden. Die Demontage dieser passiert unmittelbar vor der Montage der Deckenplatten. Für die Installation der Kragplatten ist eine persönliche Schutzausrüstung (z.B. Höhensicherungsgerät) gegen Absturz vorzusehen. Idealerweise werden die Kragplatten anschließend sofort mit einer Gesimsschalung versehen, die zur Absturzsicherung, zur Schalung der Kragplatten und für die Herstellung der Randbalken dient. In Abbildung 5.7 dargestellt ist ein Beispiel der möglichen Ausführung von Gesimsschalungen.

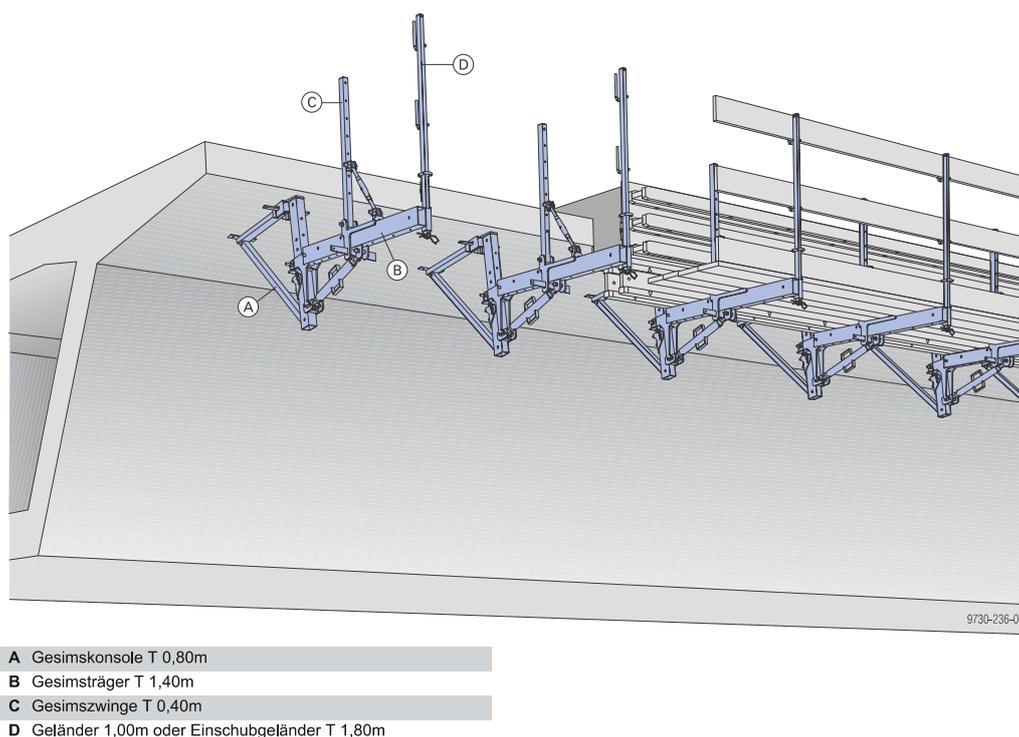


Abb. 5.7: Gesimsschalung (Beispielprodukt der Fa. DOKA Österreich GmbH [14]) der Kragplatten zur Herstellung der Absturzsicherung, der Kragplattenabschalung und der Randbalken

Für die Montage der Gesimsschalung muss gegenüber einer Ausführung aus Ortbeton keine zusätzliche Arbeitszeit aufgeschlagen werden. Die Ausrüstung der Brücke mit der Gesimsschalung geschieht normalerweise auch in der konventionellen Ausführung erst nach der Fertigstellung des

Oberbaus. Auch bei den Kragplatten wird die Bewehrung schon im Werk bzw. am Zwischenlagerplatz angebracht, sodass vor Ort nur noch die ergänzende Bewehrung montiert werden muss. Für die Montage der Kragplatten wird von einer Befahrbarkeit des Hohlkastens durch einen Kranwagen ausgegangen.

Für die Montage der Kragplatten werden folgende Aufwandswerte angenommen (Tabelle 5.9).

Tab. 5.9: Leistungsansätze für die nachträgliche Montage der Kragplatten

Vorgang	Zeit [min]	Stunden [h]	Stunden pro Takt [h]
Beladen (6 Platten) inkl. Zusatzmaterial	30	0,5	1,0
Transport zum Montageort	20	0,33	0,66
Montage Kragplatten und Demontage Absturzsicherung und Schalmaterial	120	2,0	4,0
Rückfahrt und Abtransport Material	30	0,5	1,0
Summe			6,66

Für die Montage der Kragplatten wird mit den anfallenden Randstunden ein Takt pro Tag als machbar angenommen. Bei Betonierabschnitten von max. sechs Takten werden daher sechs Arbeitstage für die Montage der Kragplatten geschätzt.

5.1.2.5 Leistungsansätze für die Betonagen

Prinzipiell wird das Tragwerk in vier Betonierabschnitte geteilt, um auf längere Pump- und Förderleitungen bzw. Zwischenpumpstationen zu verzichten. Bei Betonierabschnitten mit bis 125 m werden ca. 70 m lange Pumpleitungen benötigt. Bei diesen Pumpleitungen besteht der erste Teil aus Stahlrohren mit einer Länge von 3 - 4 m, das Ende bilden flexible Schlauchleitungen für die Einbringung. Die flexiblen Schlauchleitungen dienen zur flächigen Verteilung des Pumpbetons und besitzen ebenso eine Länge von ca. 3 - 4 m. Bei Förderlängen über 50 m besitzen die Rohre bzw. die Schläuche meistens einen Durchmesser zwischen 125 - 150 mm. Moderne Betonpumpen besitzen eine Reichweite bis zu ca. 56 m, die im ersten Schritt (bis zu 50 m) voll ausgenutzt werden sollten. Bis zu 50 m Reichweite erreichen Betonpumpen eine Fördermenge von 40 - 60 m³/Stunde. Erst über einer Reichweite von 50 m sollte daher mit Pumpleitungen gearbeitet werden. Die Pumpleitungen erschweren die Betonage, da die Leitung kontinuierlich verlängert oder verkürzt werden muss. Bei diesen Förderlängen wird daher ein Faktor für die Abminderung der mittleren Fördermenge von 0,5 angenommen. Um die weiteren Berechnungsschritte zu erleichtern, werden die Leistungswerte linear auf ihre Förderwege gemittelt (Tabelle 5.10). Für die angegebenen Flächen (Tabelle 5.11) wird auf die Abbildung 5.2 verwiesen.

In Tabelle 5.11 ist erkennbar, dass jedes Bauteil innerhalb eines Tages auf die max. Länge eines Betonierabschnittes (125 m) auszuführen ist.

5.1.3 Vergleich des Einschubes Ortbeton - Alternativausführung

Dieser Abschnitt dient zum Vergleich des Einschubes der Tragwerke in ihrer Ausführung als Ortbeton oder als Halbfertigteile. Wie in den Kapiteln 5.1.2 und 5.1.1.1 erläutert, werden die Taktzeiten am Beispiel Tragwerk SÜD gegenübergestellt. In Abbildung 5.8 ist der deutlich schnellere Verschub erkennbar. Gegenüber der benötigten 131,5 Arbeitstage der tatsächlichen Ausführung, wird das Halbfertigteiltragwerk in angenommenen 67,5 Tagen eingeschoben. Das würde einem Zeitvorteil von ca. 64 Tagen oder rund 13 Wochen entsprechen. In weiterer Folge

Tab. 5.10: Leistungsansätze für die nachträgliche Betonage der Halbfertigteile

Art der Einbringung	Reichweite [m]	Untergrenze [m ³ /Std.]	Obergrenze [m ³ /Std.]	Faktor [-]	Mittel [m ³ /Std.]	Förderlänge [m]
Betonpumpe	0-50	40	60	1	55	50
Förderleitung	50-125	40	60	0,5	27,5	75
Gesamtlänge l						125
Mittlere Förderleistung						35 m ³ /Std.

Tab. 5.11: Betonierfortschritt pro Stunde für die Halbfertigteile

Bauteil	Fläche Aufbeton [m ²]	Fördermenge Beton [m ³ /Std.]	Betonierfortschritt [m/Std.]
Untergurt	0,83	35	29,1
Stege	1,14	35	39,9
Obergurt	1,25	35	43,8
Kragplatten	0,92	35	32,2

werden mit den Leistungsansätzen des Kapitels 5.1.2.2 die Betoniervarianten A und D bewertet, um auf die Dauer der Nachlaufarbeiten zu schließen.

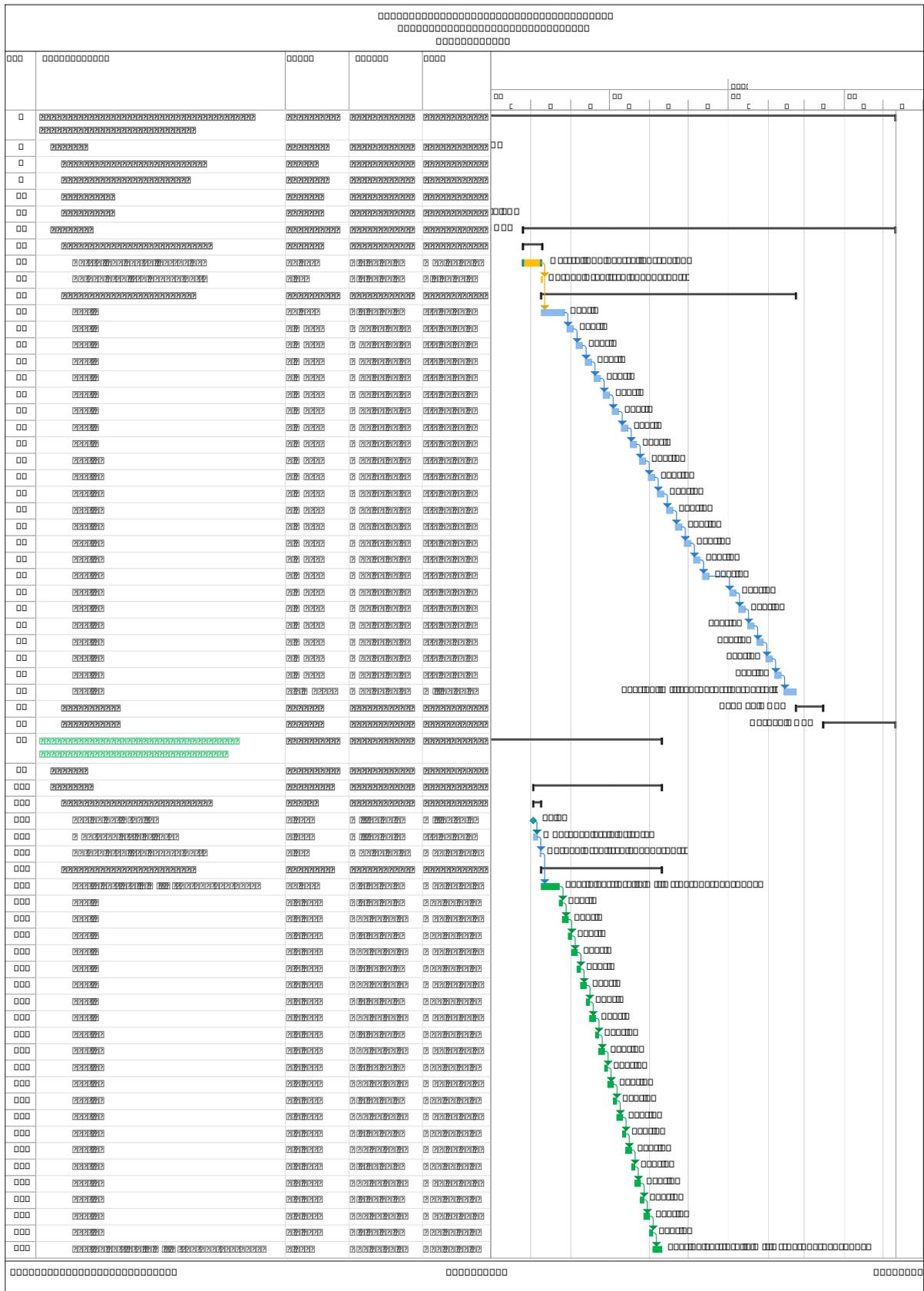


Abb. 5.8: Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung

Die betrachteten Betoniervarianten A und D ähneln sich sehr. Die Unterscheidungsmerkmale liegen vor allem in der Führung ihrer Spannglieder, wie in den Abbildung 4.20 und 4.26 ersichtlich ist, und der Vorhaltung der Schalung des Hohlkastens. Beide Varianten benötigen folgende Nachlaufarbeiten:

1. Schalarbeiten der Stege
2. Die Betonage der Stege
3. Herstellung des Untergurtes
4. Betonagearbeiten des Obergurtes
5. Montagearbeiten der Kragplatten
6. Betonagearbeiten der Kragplatten

5.1.4 Untersuchung der nachträglichen Betoniervarianten A, D

In den folgenden Absätzen wird auf die Betoniervarianten A und D (siehe auch Abbildung 4.20 bis 4.26) eingegangen. Auf die Varianten B und C wird verzichtet, da diese die meisten Betonierabschnitte aufweisen. Viele Betonierabschnitte inkludieren auch immer Erhärtungszeiträume des Betons, die sich nachteilig auf die Bauzeit auswirken.

Für die Betonagevarianten A und D werden die nachträglichen Vorspannarbeiten und deren Nachpressarbeiten vernachlässigt, da diese auch bei der konventionellen Herstellung im Nachgang erledigt werden. Es wird wie bei der Herstellung der konventionellen Ortbetonausführung eine Erhärtungszeit vor der Vorspannung von mindestens 72 Stunden vorausgesetzt. Die Betonage der Stege erfolgt auf vier Abschnitten, bei denen jeweils parallel gearbeitet wird. Für die Schalarbeiten werden pro Takt 1,5 Arbeitstage angenommen. Das entspricht neun Arbeitstagen bei den veranschlagten sechs Takten pro Betonierabschnitt. Die Betonagen selbst werden jeweils an einem Tag erledigt, das Ausbringen der Schalung und der Gehbeläge über einen Betonierabschnitt wird mit drei Tagen angenommen (bzw. die Hälfte für halbe Wege). Die Montage der Kragplatten wird wieder parallel von den Widerlagern durchgeführt und mit sechs Arbeitstagen pro Betonierabschnitt angenommen.

5.1.4.1 Untersuchung der nachträglichen Betoniervariante A

Mit den getroffenen Annahmen zeigt sich, dass trotz der aufwendigen Nachlaufarbeiten eine Fertigstellung des Oberbaus vor der konventionellen Herstellung möglich sein sollte. In Abbildung 5.9 ist die Dauer des Einschubs inklusive der Nachlaufarbeiten mit 114,5 Tagen beziffert. Gegenüber der konventionellen Ausführung mit 131,5 Tagen entspricht das einer Zeitersparnis von rund 13 % und einer absoluten Dauer von 17 Arbeitstagen (ca. 3,5 Wochen). Die Aushärtezeiten der Stege müssen aufgrund der langwierigen Schalarbeiten nicht berücksichtigt werden. Für die Unter- und Obergurtbetonage ist ungünstig eine drei Tages Erhärtungsphase angesetzt, die wahrscheinlich bei der Koordination der Betonagetage am Ende der Woche entfallen kann.

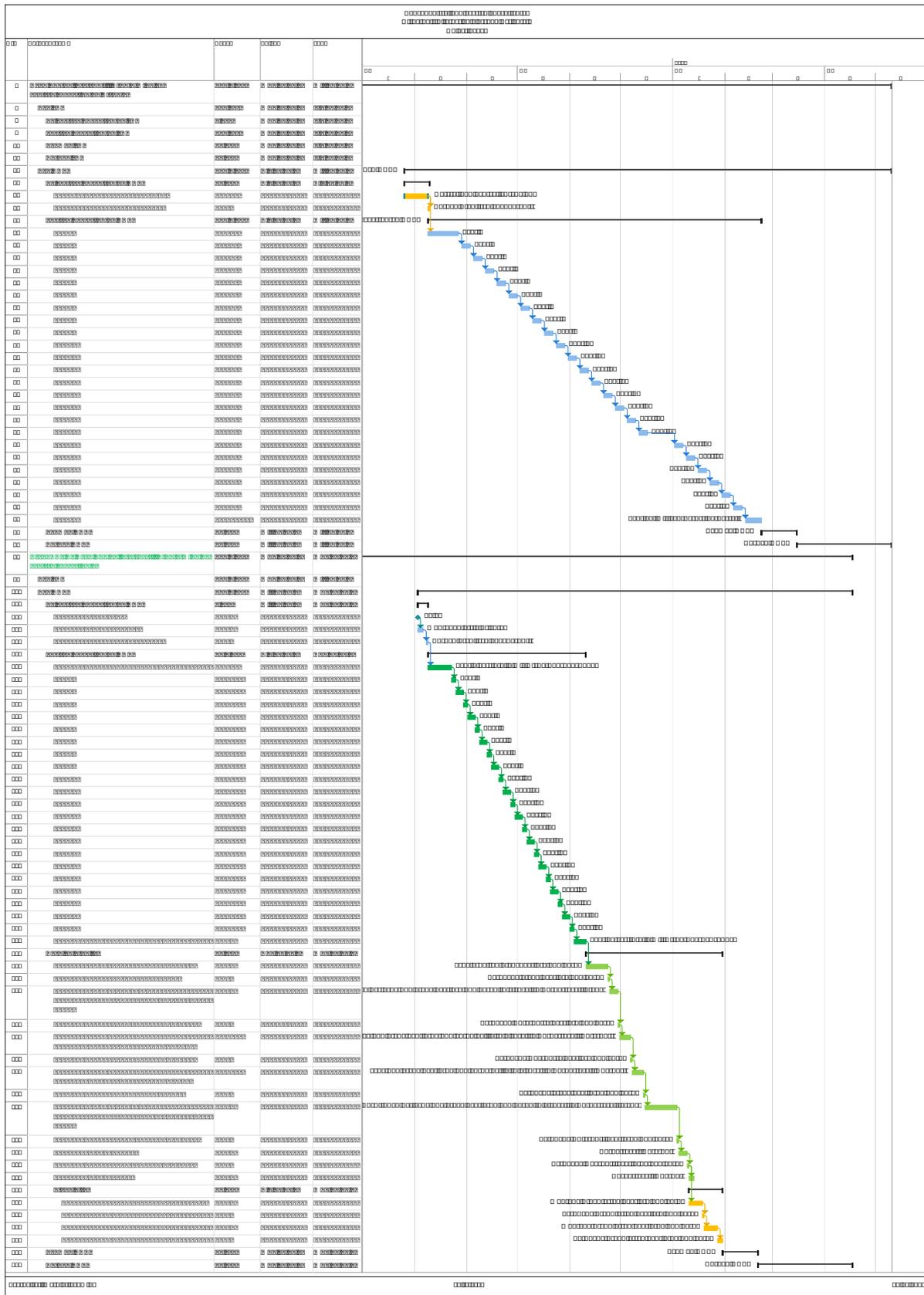


Abb. 5.9: Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung Variante A

5.1.4.2 Untersuchung der nachträglichen Betoniervariante D

Bei der Variante D lässt sich der kürzere Weg der Schalarbeiten für den zweiten Abschnitt günstig in der Bauzeit umsetzen. Die Schalarbeiten decken sich bei dieser Variante gut mit den Aushärtezeiten der Stege und des Untergurtes. Kritisch wird aber die gleichzeitige Betonage des Untergurtes und der Stege betrachtet, da hier mit erheblichen Verunreinigungen der Schalung zu rechnen ist. Absolut gesehen wird mit den Annahmen eine Bauzeit von 111,5 Tagen berechnet, das entspricht gegenüber der konventionellen Herstellung einer Reduktion der Bauzeit von 20 Tagen (15%). Auch hier wurde die Aushärtezeit ungünstig mit drei Arbeitstagen angenommen. Prinzipiell zielt die Variante D auf die Optimierung der Vorspannung ab, diese wird nicht zentrisch geführt, sondern je nach Stütz- oder Feldmomenten linear in den Stegen verzogen. Zentrische Vorspannungen, wie im Kapitel 4.3.2 vorgestellt, bilden weniger das Problem. Die Einleitung der Kräfte kann über die Rahmen in das Halbfertigteil eingeleitet werden. Es ist zwar durchaus möglich, in den einseitigen Stegen lineare Vorspannungen aufzubringen, jedoch ist nur Platz für 1 Spannkabel pro Seite. Wie in Abbildung 4.27 dargestellt werden aber mindestens 2 Spannkabel pro Seite benötigt. Das würde heißen, dass zumindest ein Kabel eine exzentrische Lage (außerhalb des Betonkörpers) aufweist.

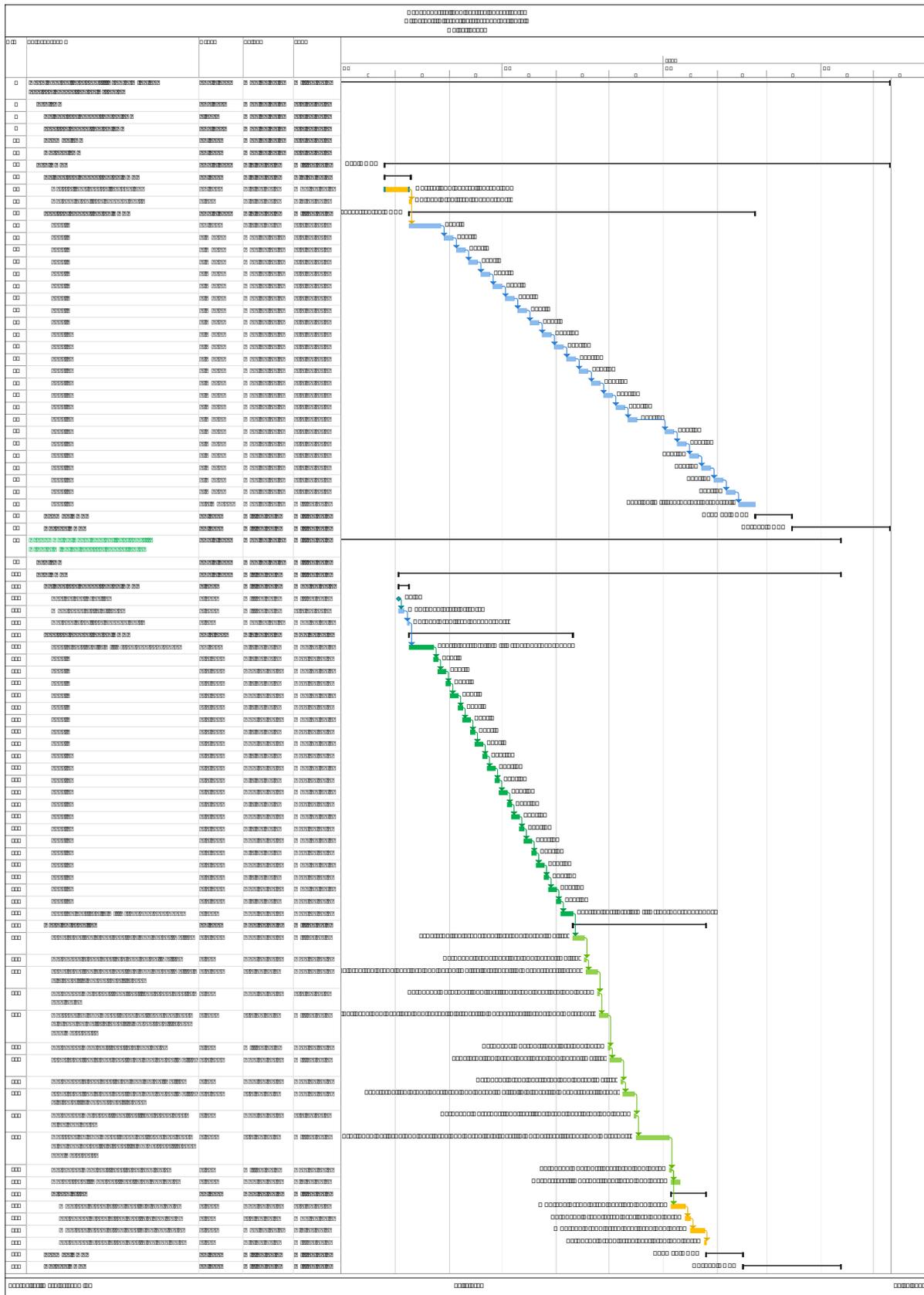


Abb. 5.10: Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung Variante D

5.1.5 Vergleich der Lohnstunden

Um zumindest einen groben Vergleich der Leistungsstunden erzielen zu können, werden die Betonbauarbeiten der konventionellen Herstellung und die Annahmen der alternativen Ausführung verglichen. Es wird davon ausgegangen, dass Arbeiten, die sich bei beiden Verfahren nicht unterscheiden (z.B. das Vorspannen, der Vershub, etc.), dieselbe Dauer aufweisen. Diese Arbeiten werden deshalb nicht eingehender bewertet.

5.1.5.1 Ortbeton

Wie in Kapitel 5.1.1.2 erläutert, werden für eine Ortbetonausführung im Taktschiebverfahren lt. Bernhard Göhler [2], zusammenfassend für die Betonarbeiten folgende Leistungsstunden angesetzt (siehe Tabelle 5.12).

Tab. 5.12: Leistungsstunden der Betonarbeiten

Tragwerk	Kubatur [m ³]	Aufwandswert [h/m ³]	Arbeitsstunden [Std.]	Arbeitstage [Tage]	Tagesstunden [Std.]
SÜD	3501	4,0	14.004 Std.	129	108,6
NORD	3578	4,0	14.312 Std.	145	98,7

Die Stunden stellen jedoch eine wesentliche, aber bei weitem nicht vollständige Summe an Arbeitsstunden dar. Nicht in den Stunden inkludiert sind die Stunden für die Verlegung des Baustahls, die Verlegung der Spannglieder, das Spannen der Litzen sowie der restliche Ausbau. Die Stunden behandeln den reinen Betonbau für das Taktschiebverfahren.

5.1.5.2 Alternative Ausführung

Die Lohnstunden der alternativen Ausführung werden aufgeteilt auf den Einschub und den nachträglichen Anteil der Betonagen. Die Anteile der Löhne für den Einschub bilden sich aus dem Versetzen der Fertigteile, der Montage dieser und dem Verguss der Fertigteile.

Dazu werden die Tabellen aus dem Kapitel 5.1.2 für den Vergleich der Lohnstunden der Ortbetonausführung adaptiert. In der Tabelle 5.13 zusammengefasst sind die für den Einschub notwendigen Arbeiten. Die Arbeiten umfassen die Herstellung der 23 Takte.

Tab. 5.13: Lohnstunden der alternativen Ausführung für den Einschub

Betonarbeiten für den Einschub	Tage	Mannschaft	Std.	Summe
Versetzen, vergießen, einschieben der FT	67,5	5	8	2.700
Summe				2.700

Die Lohnstunden nach dem Einschub umfassen die einwandige Schalung des Hohlkastens, die Betonage des gesamten Tragwerkes und die Fertigstellung der Kragplatten. Für die Betonagen wird die günstigste Betoniervariante (Variante D) angenommen. Für die Schalungsarbeiten und Betonagen arbeiten jeweils 2 Parteien von den gegenüberliegenden Widerlagern in Richtung Brückenmitte. Der chronologische Bauablauf ist in Abbildung 5.10 dargestellt und in der Tabelle 5.14 zusammengefasst. Für die gemittelten Tagesstunden wurden 40 Arbeitsstunden pro Woche mit 5 Arbeitstagen angenommen (entspricht im Mittel 8 Arbeitsstunden pro Tag).

Tab. 5.14: Lohnstunden der Nachlaufarbeiten - Betoniervariante D

Betonarbeiten nach Einschub	Tage	Mannschaft	Std./Wo	Summe
Schalarbeiten Hohlkasten	18	20*	8	2.880
Betonierarbeiten	26	12*	8	2.496
Montage und Betonage Kragplatten	26	12*	8	1.344
Summe				6.720

*2 oder mehrere Partien

5.1.5.3 Vergleich der Lohnstunden der Betonierarbeiten

Summa summarum ergibt sich für die alternative Ausführung aus Tabelle 5.13 und 5.14 eine Gesamtstundenanzahl von 9.420 Stunden (Tabelle 5.15) die auf der Baustelle umgesetzt werden. Gegenüber der Ortbetonherstellung würden unter der Berücksichtigung der Richtigkeit der Annahmen rund 4.800 Stunden eingespart werden. Die wesentlichen Aufwände für die Herstellung der Tragwerke wurden benannt und quantifiziert. Um die Wirtschaftlichkeit des Alternativquerschnitts weiter zu erhöhen, wird in den nächsten Schritten versucht, die Arbeitsstunden auf der Baustelle weiter zu reduzieren.

Tab. 5.15: Vergleich Lohnstunden der Ortbetonherstellung und der Alternativherstellung Betoniervariante D

	Lohnstunden Betonarbeiten [h]
Ortbeton Tragwerk NORD	14.312
Alternative Ausführung Betoniervariante D	9.420
Delta	4.892

5.1.6 Optimierungen des Alternativquerschnitts

In den Bauzeitplänen (Abbildungen 5.9 und 5.10) ersichtlich ist ein hohes Potenzial zur Verkürzung der Nachlaufzeiten. In den folgenden Abschnitten werden nun folgende Optimierungsvorschläge vorgestellt:

- Einschub des Hohlkastens inklusive den Kragplatten
- Ausführung der Stege als zweischaliges Halbfertigteil (Hohlwand)

5.1.6.1 Einschub inklusive der Kragplatte des Hohlkastens

Beim Ablauf entsprechend dem Originalentwurf werden die Kragplatten nach der Fertigstellung des Hohlkastens montiert und anschließend betoniert. Dabei sind mehrere Zwischenschritte notwendig, wie das Abschalen des Obergurtes und die wiederholte Anbringung der Absturzsicherung. Nachteilig wirkt sich bei dieser Optimierung das höhere Gewicht der Konstruktion beim Einschub aus. Die Idee des Einschubes inklusive den Kragplatten widerspricht dem Ziel, den Querschnitt möglichst leicht zu konstruieren. Der Aufwand einer nachträglichen Montage neben den Betonierarbeiten darf jedoch nicht unterschätzt werden. Die Transportwege auf dem 5,40 m breiten Hohlkasten mit einer Länge von bis zum 250 m müssen mit Kranwägen und LKW's befahrbar sein. Das Reversieren oder Touchieren von LKW's ist auf dem Hohlkasten aufgrund

der eingeschränkten Breite nicht möglich. Folglich muss ein Transportweg rückwärts bewältigt werden. In der Abbildung 5.11 ist der Querschnitt beim Einschub inklusive der Kragplatten dargestellt.

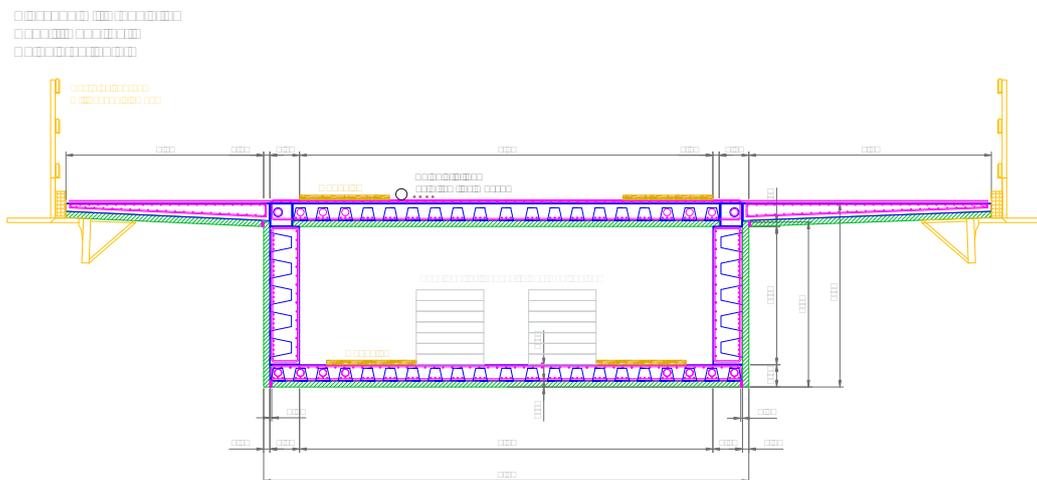


Abb. 5.11: Einschub Regeltakt Schnitt mit Kragplatten (Eigene Darstellung)

Dem gegenüber steht eine theoretische Zeitersparnis von 14 Tagen (Montage und Betonage der Kragplatten). Dabei wird davon ausgegangen, dass von beiden Widerlagerseiten gearbeitet wird. Wird die Leistung von einer Seite erbracht, ist von ca. 28 Tagen auszugehen.

In der Tabelle 5.16 angeführt wird das zusätzliche Gewicht der Konstruktion durch einen Einschub mit den Kragplatten. Das Gewicht der Querträger wird linear um die Länge der Kragplatten erhöht (von 4,8 kN/lfm auf 6,7 kN/lfm).

Tab. 5.16: Auswirkungen des Konstruktionsgewichtes für den Einschub mit Kragplatten

	Betongewicht Fertigteil [kN/lfm]	Querträger [kN/lfm]	Spannstahl [kN/lfm]	Eigengewicht [kN/lfm]
Originalentwurf	23,9	4,8	0,4	29,1
Originalentwurf mit Kragplatten	32,5	6,7	0,4	39,6

Das Eigengewicht der Konstruktion würde sich dabei um ca. 36 % erhöhen. Dadurch würde sich voraussichtlich auch die Anzahl der Spannlitzen erhöhen.

5.1.6.2 Stege als zweischalige Halbfertigteile und bereits montierter Kragplatte

Die nachträglichen Schalarbeiten der Innenseite des Hohlkastens sind besonders arbeitsintensiv und aufwendig. Wird der Originalentwurf nur durch die Ausführung der Stege als Doppelwand verändert, würde das Eigengewicht anstatt der veranschlagten 29,1 kN/lfm auf lediglich 34,5 kN/lfm steigen (rund 22 %, siehe dazu Tabelle 5.17). In Abbildung 5.12 illustriert ist die Herstellung der Alternativausführung mit Stegen aus Doppelwänden. Gegenüber dem höherem Konstruktionsgewicht könnten 24 Tage an Bauzeit eingespart werden. Die 24 Tage beinhalten die gleichzeitige Arbeit von beiden Widerlagerseiten aus, bei denen mit jeweils 2 Partien gearbeitet wird.

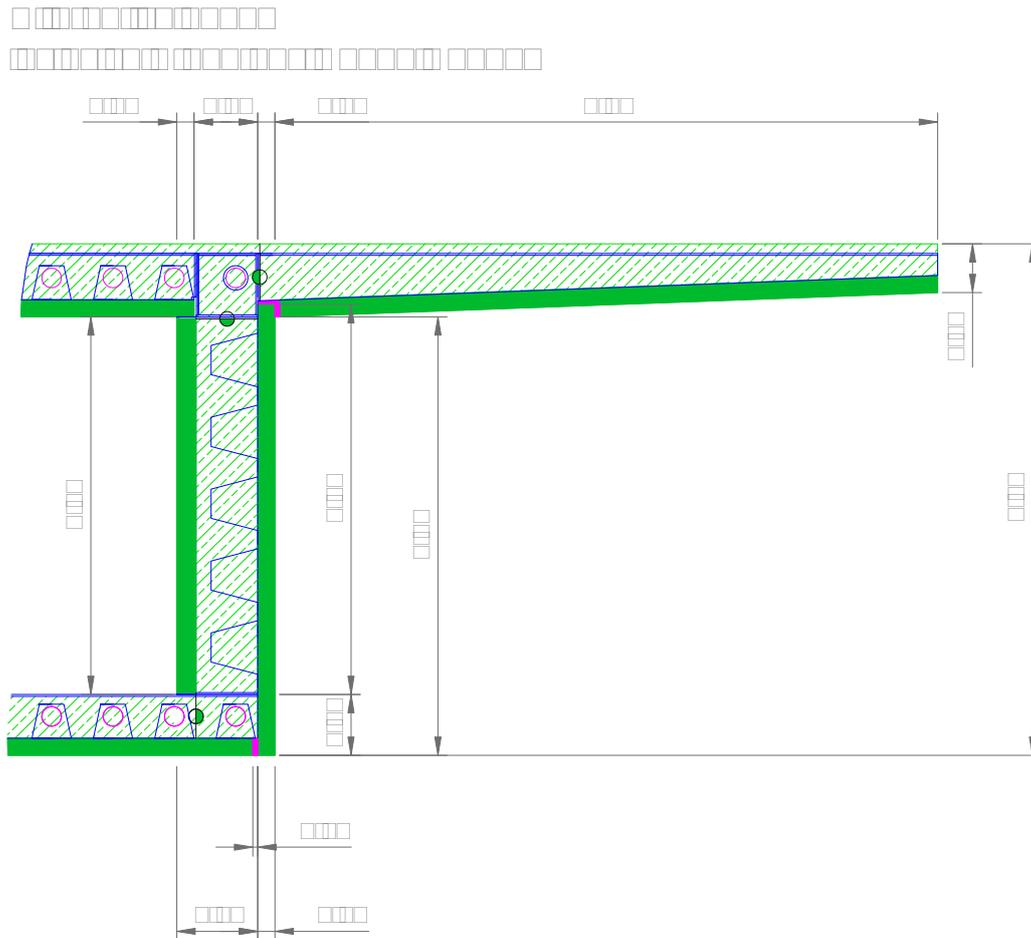


Abb. 5.12: Ausführung des Querschnittes mithilfe Stege aus Doppelwänden (Eigene Darstellung)

Tab. 5.17: Auswirkungen des Konstruktionsgewichtes für den Einschub mit Kragplatten in Anlehnung an Raphaela Hackl [1]

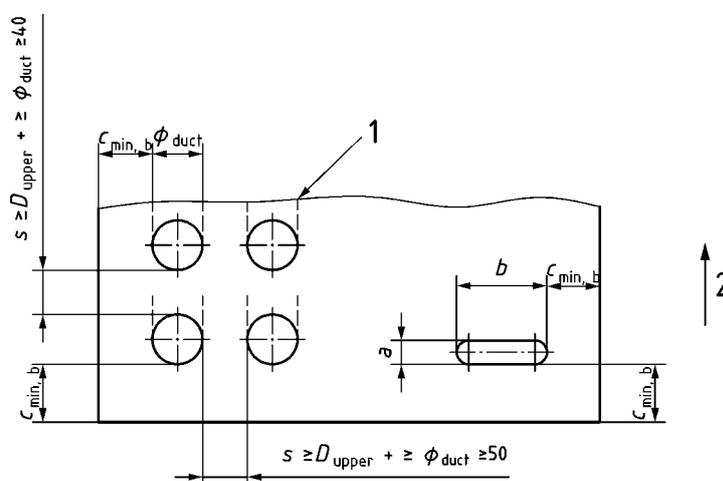
	Betongewicht Fertigteile [kN/lfm]	Querträger [kN/lfm]	Spannstahl [kN/lfm]	Eigengewicht [kN/lfm]
Originalentwurf	23,9	4,8	0,4	29,1
Originalentwurf Stege als Hohlwand	29,3	4,8	0,4	34,5
Originalentwurf komplett eingeschoben	37,8	6,7	0,4	44,9

Der Vorteil der einseitigen Stege besteht natürlich in der Gewichtsreduktion und in der vermeintlichen Freiheit der Spanngliedführung. Aufgrund der beschränkten Stärke der Stege wird es aber auch bei einer einschaligen Ausführung nur möglich sein, ein Spannglied in den Stegen zu platzieren (es gelten die Abstandsabmessungen der ÖNORM-EN-1992-1-1 [10]). Der minimale horizontale Abstand der Spannglieder berechnet sich mit

$$s \geq D_{upper} + \geq \phi_{duct} \geq 50 \quad (5.1)$$

und beträgt bei Betonagen mit einem Größtkorn von 16 mm (D_{upper}) und einem äußeren Hüllrohrdurchmesser von 80 mm (ϕ_{duct}) mindestens 96 mm. Bei einer Stegbreite von 30 cm, einer Schalenstärke von 7 cm und einer im Brückenbau üblichen Deckung von 4 cm bleiben für die Führung der Spannglieder horizontal noch 19 cm. Zusätzlich muss zur Betondeckung bei Vorspannungen mit nachträglichem Verbund eine weitere Deckung, die sich berechnet durch

$$0,5 \times \phi_{duct} \leq 80mm \quad (5.2)$$



Legende

- 1 angenommene Ebene der Spanngliederkrümmung
- 2 vertikal

Abb. 5.13: Mindestabstände der Vorspannungshüllrohre lt. ÖNORM-EN-1992-1-1

berücksichtigt werden, dieser kleinere Wert darf nur bei Vorhandensein von Querbewehrung verwendet werden. In unserem Beispiel ($\phi_{duct} = 80\text{mm}$) würde eine weitere Deckung von 40 mm auf beiden Seiten benötigt werden. Schlussendlich stehen für die Hüllrohre noch 11 cm zur Verfügung. Es wird daher nicht möglich sein, die Hüllrohre horizontal nebeneinander anzuordnen. Bei einer Verlegung mit vertikalem Abstand geht ein Teil der statischen Höhe verloren.

Ansonsten ist ein Einschub mit Stegen aus Doppelwänden sicher empfehlenswert und würde den Hohlkasten stabiler gestalten. Ein Einschub als kompletter Querschnitt mit Stegen in Doppelwandausführung würde das Eigengewicht um fast 54 % erhöhen. In diesem Fall könnte aber auf die gesamte Stegschalung (24 Tage) und die nachträgliche Montage der Kragplatten (14 Tage) verzichtet werden. Die Fertigstellung des Oberbaus würde sich dadurch um 7-8 Wochen reduzieren.

5.1.6.3 Verlauf der Vorspannung mit optimiertem Querschnitt

Für die Vorspannungen des Montagezustandes sind jeweils Fertigteilvorspannköpfe in den Ecken des Rechtecksquerschnitts vorgesehen. Da diese über die gesamte Tragwerkslänge konstant verlaufen werden die Vorspannungsköpfe hierfür immer am Anfang und am Ende des Taktes vorgesehen. Die geplant linear verlaufenden Vorspannungen für den Ausbauzustand können dabei auch am Ende und am Anfang des Taktes untergebracht werden bzw. auch in jeder anderen Stelle des Taktes in Aussparungen der Decken und Wandplatten eingebaut werden. Durch die variable Situierung kann die lineare Vorspannung punktgenau aufgebracht werden. Auch sollten die Vorspannungsköpfe der linearen Vorspannungsführung bereits die Umlenkungen für den Verlauf besitzen. In Abbildung 5.14 zu sehen ist die beispielhafte Anbringung der Fertigteilisenen (Annahme mit einer Länge von 180 cm) für den Ausbau der Betoniervariante D. Bei einer doppelwandigen Ausführung der Stege könnten die Vorspannungslisenen der linearen Spanngliedführung auch innerhalb der Stege positioniert werden.

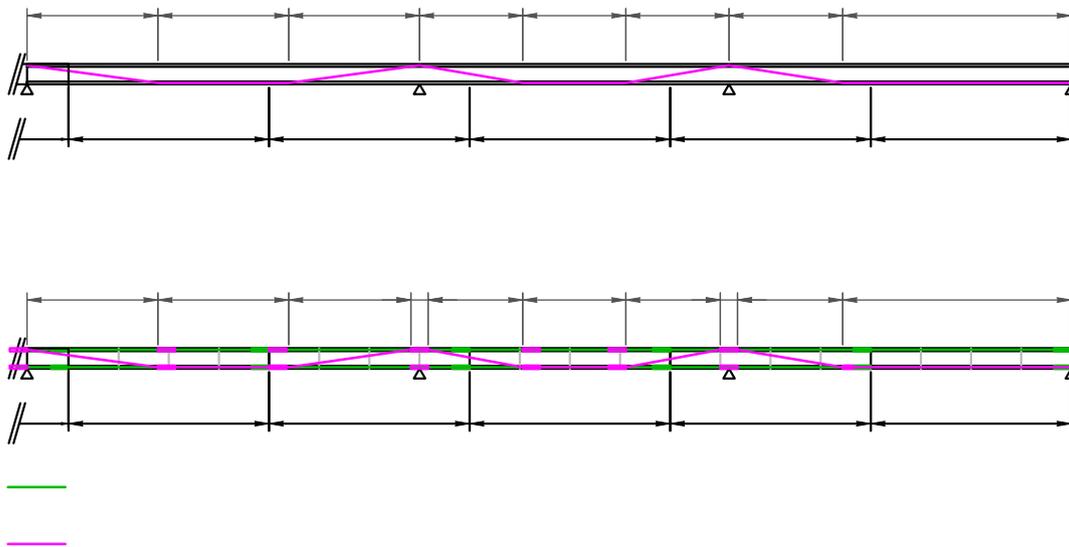


Abb. 5.14: Beispielhafte Anordnung der Vorspannungskästen für die Betoniervariante D (Eigene Darstellung)

5.1.7 Abschätzender Nachweis der Optimierungen

Die Nachweise werden überschlägig und vereinfacht vorgenommen, von besonderem Interesse gelten die Spannungen während des Montagezustandes. Diese werden in den weiteren Absätzen untersucht. Der Endzustand der Konstruktion verändert sich durch die Optimierungen kaum, daher wird dahingehend auf weitere Nachweise verzichtet. Für die weiteren Berechnungen wird auf die Arbeit von Raphaela Hackl [1] verwiesen. Als vereinfachter Nachweis wird der Dekompressionsnachweis geführt, um zu überprüfen, ob der Querschnitt auch bei dem höheren Eigengewichtlasten überdrückt wird. Um die Nachweise weiter zu vereinfachen, wird von einem symmetrischen Querschnitt ausgegangen. Rechnerisch wird die Fläche der längeren Kragplatte auf die kürzere reduziert, es gelten jedoch dieselben Belastungen. Der Querschnitt wird ideell

betrachtet, es werden auch keine Abzüge für die Spannungsverteilung in den feingliedrigen Fertigteilplatten vorgenommen.

5.1.7.1 Werte des Querschnittes

In der Abbildung 5.15 dargestellt ist die vereinfachte Geometrie (Symmetrie) und der bereits ermittelte und eingezeichnete Schwerpunkt der Konstruktion.

Für die überschlägige Berechnung der Flächenträgheitsmomente ergeben sich für den vereinfachten, optimierten Querschnitt die Werte der Tabellen 5.18 und 5.19. Die Flächennummerierungen wurden aus der Abbildung 5.15 übernommen.

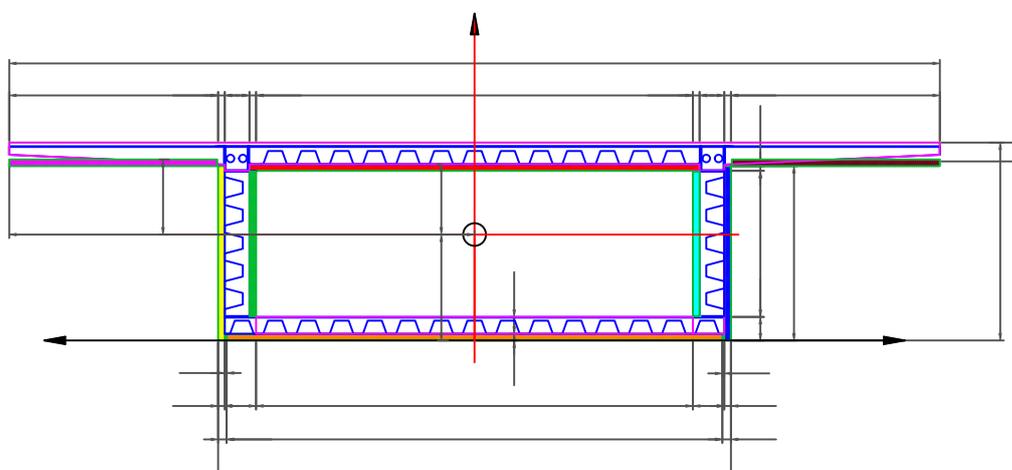


Abb. 5.15: Darstellung des vereinfachten, optimierten Querschnittes

Tab. 5.18: Berechnung der Flächenträgheitsmomente des vereinfachten, optimierten Querschnittes um die y-Achse

Name	Fläche [m ²]	Eigenträgheitsmoment [m ⁴ * 10 ⁻³]	Steineranteil [m ⁴]
Fläche 1	0,3318	0,1355	0,1679
Fläche 2	0,3654	0,1492	0,4330
Fläche 3	0,1295	36,9345	0,0051
Fläche 4	0,1085	21,7226	0,0011
Fläche 5	0,1085	21,7226	0,0011
Fläche 6	0,1295	36,9345	0,0051
Fläche 7	0,1540	0,0629	0,0893
Fläche 8	0,1540	0,0629	0,0893
Summe	1,4812	117,7246	0,7918

Tab. 5.19: Berechnung der Flächenträgheitsmomente des vereinfachten, optimierten Querschnittes um die z-Achse

Name	Fläche [m ²]	Eigenträgheitsmoment [m ⁴ * 10 ⁻³]	Steineranteil [m ⁴]
Fläche 1	0,3318	621,2291	0,0000
Fläche 2	0,3654	829,7138	0,0000
Fläche 3	0,1295	0,0529	0,9197
Fläche 4	0,1085	0,0443	0,5916
Fläche 5	0,1085	0,0443	0,5916
Fläche 6	0,1295	0,0529	0,9197
Fläche 7	0,1540	62,1133	2,2238
Fläche 8	0,1540	62,1133	2,2238
Summe	1,4812	1575,3640	7,4701

Mit der Vereinfachung der Symmetrie des Tragwerkes und der orthogonalen Anordnung der Kragplatten ergeben sich folgende Werte für den Querschnitt:

$$A_c = 1,4812m^2$$

$$I_y = 0,9095m^4$$

$$z_{o,Randfaser} = 0,7965m$$

$$z_{u,Randfaser} = 1,1236m$$

$$W_{y,o} = 1,1419m^3$$

$$W_{y,u} = 0,8095m^3$$

$$I_z = 9,0455m^4$$

$$y_{Randfaser} = 4,9000m$$

Die Abstände der Einleitungspunkte der Vorspannungskräfte sind in der Abbildung 5.16 dargestellt. Für den ideellen Querschnittswert wird in weiterer Folge der Schwerpunkt der Vorspannung bestimmt.

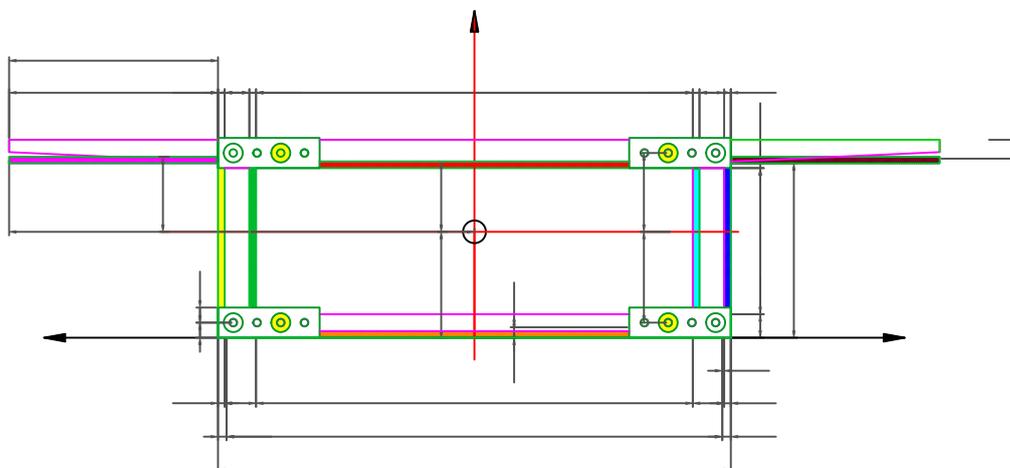


Abb. 5.16: Position der Spannglieder für den Dekompressionsnachweis

Tab. 5.20: Berechnung des Schwerpunktes der Vorspannung

	z [m]	A [cm ²]	zA [cm ² m]	$z_{c,p}$ [m]
Vorspannung oben	0,8364	33,0	27,6012	
Vorspannung unten	-0,9636	36,0	-37,3599	
Summe		69,0	-9,7587	-0,1414

5.1.7.2 Materialparameter

Für die Betonfestigkeit (bzw. Vergussfestigkeit) wird analog zur Ortbetonherstellung der Wert zum Zeitpunkt der Vorspannung gewählt. Für die Stahlfestigkeiten werden die Angaben der Tabelle 4.2 herangezogen.

- Betonwerte
 - $f_{ck} = 34\text{MPa}$
 - $f_{ctm} = 3,2\text{MPa}$ (konservative Annahme)
 - $E_{cm} = 34.000\text{MPa}$
- Spannstahlwerte
 - $f_{pk} = 1860\text{N/mm}^2$
 - $f_{p0,1k} = 1640\text{N/mm}^2$
 - $E_p = 200.000\text{N/mm}^2$
 - $A_{p,oben} = 16,5\text{cm}^2$
 - $A_{p,unten} = 18,0\text{cm}^2$
 - $A_{p,Gesamt} = 69,0\text{cm}^2$
 - $d_{Huellrohr} = 80\text{mm}$

5.1.7.3 Ermittlung Vorspannkraft

Die verwendeten Formeln entsprechen dem Eurocode EN 1992-1-1 [10].

$$P_{m0} = A_p * \sigma_{pm0} \quad (5.3)$$

Wobei für σ_{pm0} das Minimum gilt von:

$$\sigma_{pm0} = k_7 * f_{pk} = 0,7 * 1860 = 1302N/mm^2 \quad (5.4)$$

$$\sigma_{pm0} = k_8 * f_{p0,1k} = 0,8 * 1640 = 1312N/mm^2 \quad (5.5)$$

Somit gilt für P_{m0} :

$$P_{m0} = 2 * A_{p,oben} * \sigma_{pm0} + 2 * A_{p,unten} * \sigma_{pm0} \quad (5.6)$$

$$P_{m0} = 2 * 0,00165 * 1302 + 2 * 0,0018 * 1302 = 8,984MN \quad (5.7)$$

Für die Ermittlung der ideellen Querschnittswerte ergeben sich:

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200.000}{34.000} = 5,882 \quad (5.8)$$

$$A_i = A_c + (\alpha_p - 1) * A_p = 1,4812 + (5,882 - 1) * 0,0069 = 1,515m^2 \quad (5.9)$$

$$z_{c,p} = \frac{zA}{A} = -0,1414m \quad (5.10)$$

$$z_{i,p} = \frac{A_c * z_{c,p}}{A_i} = \frac{1,4812 * (-0,1414)}{1,5149} = |0,1383m| \quad (5.11)$$

$$z_{i,u} = z_{i,p} + z_{u,Randfaser} = -0,1383 + 1,1236 = 0,9853m \quad (5.12)$$

$$z_{i,o} = z_{i,p} + z_{o,Randfaser} = -0,1383 - 0,7965 = |0,9348m| \quad (5.13)$$

$$I_i = I_c + A_c * (z_{i,p} - z_{c,p})^2 + (\alpha_p - 1) * A_p * z_{i,p}^2 \quad (5.14)$$

$$= 0,9095 + 1,4812 * (0,1383 - 0,1414)^2 + (5,882 - 1) * 0,0069 * 0,1383^2 \quad (5.15)$$

$$= 1,0853m^4 \quad (5.16)$$

$$W_{i,u} = \frac{I_i}{z_{i,u}} = \frac{1,0853}{0,9853} = 1,0853m^3 \quad (5.17)$$

$$W_{i,o} = \frac{I_i}{z_{i,o}} = \frac{1,0853}{0,9348} = 1,1611m^3 \quad (5.18)$$

5.1.7.4 Lastaufstellung für den Montagezustand

Die Lastaufstellung für den Montagezustand erfolgt analog der Aufstellung von Raphaela Hackl [1] (Seite 46-48). Für die überschlägige Berechnung werden nur charakteristische Lasten (ohne Aufschläge) verwendet. In Tabelle 5.21 ersichtlich sind die erhöhten Werte für die zwei Punkte der Optimierung (Einschub inklusive der Kragplatten und doppelwandiger Stege). Für die Nutzlasten der Tabelle 5.22 werden keine Erhöhungen benötigt, da weder zusätzliche Schalung noch Sonstiges mit eingeschoben wird.

Tab. 5.21: Nachweis der Optimierungen - Lastaufstellung Eigengewicht

Originalwerte der Alternative	g_k/lfm
Eigengewicht	29,1 kN/lfm
Erhöhung des Eigengewichts	
durch Kragplatten	10,4 kN/lfm
durch doppelwandige Stege	5,4 kN/lfm
Summe g_k	44,9 kN/lfm

Tab. 5.22: Nachweis der Optimierungen - Lastaufstellung Nutzlast

Originalwerte der Alternative	p_k/lfm
Nutzlast	16,2 kN/lfm
Summe p_k	16,2 kN/lfm

5.1.7.5 Momentermittlung für den Montagezustand

Für die Ermittlung der maximalen und minimalen Momente wird von einem idealen Vorbauschnabel ausgegangen. Dieser verursacht keine Erhöhung der Feld- und Stützmomente gegenüber einem unendlich langen Durchlaufträger. Für die Länge des fiktiven unendlichen Trägers wird ein mittlerer Auflagerabstand von 43 m angenommen (die maximale Spannweite des Tragwerkes B2314 beträgt 45,26 m). Die Momente werden nach Löser aus den Bautabellen Krapfenbauer [15] ermittelt.

Für den gegebenen Fall ergibt sich für m_x laut den Tabellen 5.21 und 5.22 ein Wert von:

$$q = g + p \quad (5.19)$$

$$q = 44,9 + 16,2 = 61,1 \text{ kN/lfm} \quad (5.20)$$

$$\lambda = g : q = 44,9 : 61,1 = 0,735 \quad (5.21)$$

$$m_x = 10,94 \quad (5.22)$$

Daraus berechnen sich die Feld- und Stützmomente wie folgt:

$$M_{Stütz} = -\frac{q * l^2}{m_x} \quad (5.23)$$

$$M_{Stütz} = -\frac{61,1 * 43,0^2}{10,94} \quad (5.24)$$

$$M_{Stütz} = -10.327 \text{ kNm} = -10,327 \text{ MNm} \quad (5.25)$$

$$M_{Feld} = M_{Stütz} + \frac{q * l^2}{8} \quad (5.26)$$

$$M_{Feld} = -10.326 + \frac{61,1 * 43,0^2}{8} \quad (5.27)$$

$$M_{Feld} = +3.795 \text{ kNm} = +3,795 \text{ MNm} \quad (5.28)$$

5.1.7.6 Spannungsermittlung - Dekompressionsnachweis

Für die Überprüfung der Überdrückung (reiner Druck im Querschnitt) des Querschnitts ist vor allem die Unterkante in Feldmitte und die Oberkante im Auflagerbereich von Interesse. Für die Unterkante in Feldmitte ergibt sich folgende Spannung.

$$\sigma_{c,k,u} = \frac{M_{Feld}}{W_{i,u}} - \frac{P_{m0}}{A_i} - \frac{P_{m0} * z_{i,p}}{W_{i,u}} \quad (5.29)$$

$$\sigma_{c,k,u} = \frac{3,795}{1,1015} - \frac{8,984}{1,5149} - \frac{8,984 * 0,1383}{1,1015} \quad (5.30)$$

$$= -3,61 \text{ N/mm}^2 \quad (5.31)$$

Die Unterkante in Feldmitte ist überdrückt, dieser überschlägige Nachweis wurde erfüllt. Für die Oberkante des Querschnitts im Stützmoment ergeben sich folgende Spannungen.

$$\sigma_{c,k,o} = \frac{M_{Stütz}}{W_{i,o}} - \frac{P_{m0}}{A_i} - \frac{P_{m0} * z_{i,p}}{W_{i,o}} \quad (5.32)$$

$$\sigma_{c,k,o} = \frac{10,327}{1,1611} - \frac{8,984}{1,5149} - \frac{8,984 * 0,1383}{1,1611} \quad (5.33)$$

$$= +1,89 \text{ N/mm}^2 \quad (5.34)$$

An der Oberkante der Stützmomente wird der Querschnitt nicht mehr überdrückt, jedoch sind die vorhandenen Spannungen immer noch unter der Zugfestigkeit des Betons ($f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$). Da die oberen Spannkabeln außerhalb der Oberkante des Fertigteils liegen, kann der Nachweis der Dekompression somit knapp nicht erfüllt werden. Möglichkeiten für die Erreichung des Nachweises wären z.B. die Erhöhung der Litzenanzahl in den oberen Vorspannungskästen. Auch ein Einschub mit doppelwandigen Stegen und nachträglicher Kragplattenmontage ist eine Option. Ein auch nur überschlägiger Nachweis des Montagezustandes des optimierten Querschnittes ist somit nicht ohne weitere Adaptierungen möglich. Die Ergebnisse zeigen aber, dass ein gesamter Einschub des Tragwerkes im Bereich des Möglichen liegt.

5.1.7.7 Ausführung mit optimiertem Querschnitt und optimaler Betoniervariante

Mit der Berücksichtigung der Optimierungen könnte noch mehr Bauzeit eingespart werden. Allein durch das nachträgliche Fertigstellen der Kragplatten werden in etwa 3 Wochen (14 AT) verloren. Eine Ausführung der Stege als zweischaliges Fertigteil würde das Ein- und Ausschalen des Innenkastens überflüssig werden lassen. Nicht nur aus Arbeitnehmerschutzgründen wäre das Entfallen der Arbeiten im niedrigen Hohlkasten zu begrüßen. In Abbildung 5.17 dargestellt wäre die voraussichtliche Bauzeit inklusive der Optimierungen. Die angegebenen Aushärtezeiten sind konservativ abgeschätzt, da voraussichtlich jede dritte Aushärtezeit auf ein Wochenende fällt und damit unnötig ist. Bei den Betonierarbeiten nach dem Einschub wurden die Aushärtezeiten nicht abgezogen.

Tab. 5.23: Lohnstunden der optimierten Alternativausführung

Lohnstunden Betonarbeiten	Tage	Mannschaft	Std.	Summe
Betonarbeiten für den Einschub	67,5	5	8	2.700
Betonarbeiten nach Einschub	24	12*	8	2.304
Summe				5.004

*2 Partien

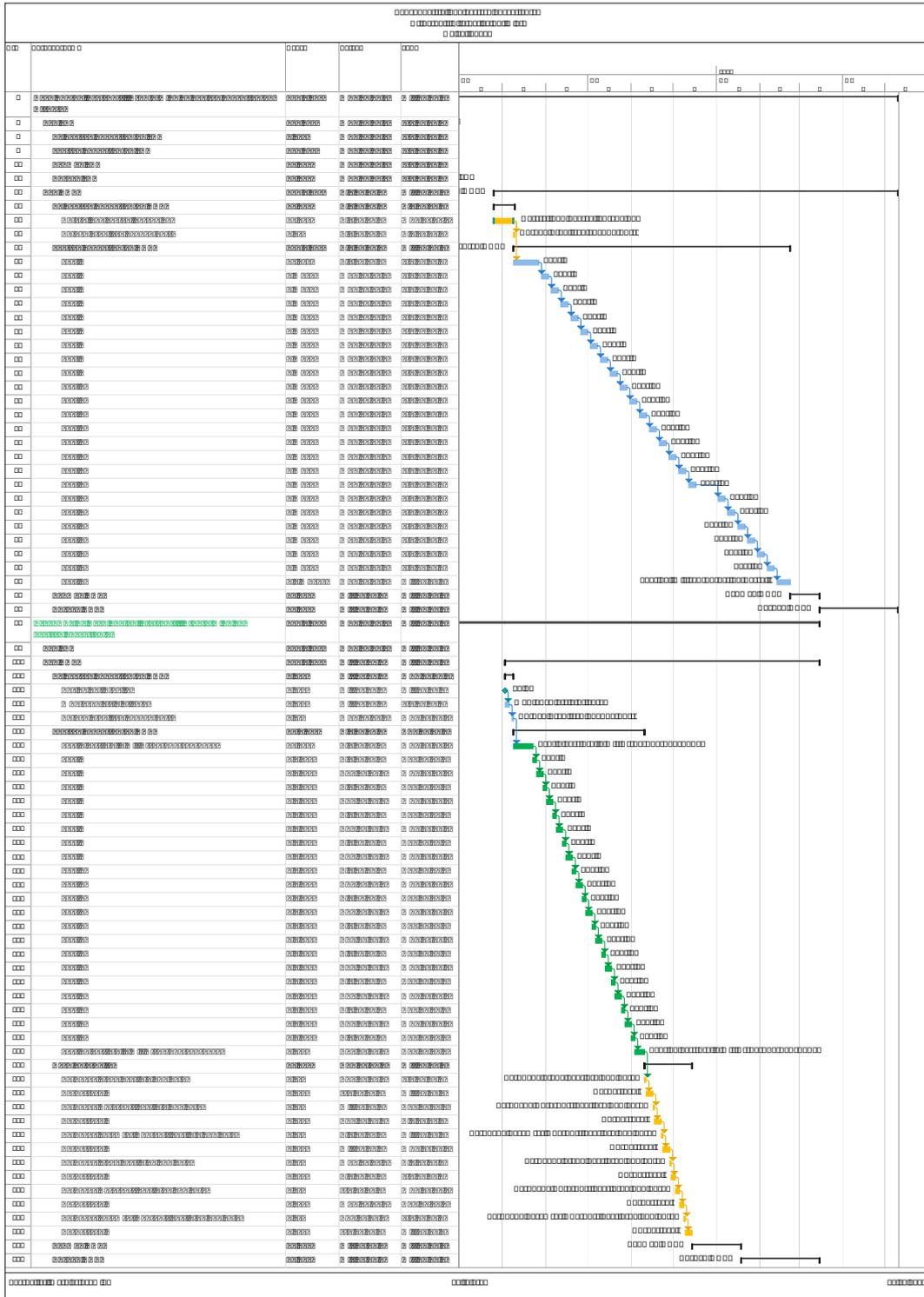


Abb. 5.17: Bauzeitvergleich des optimierten Alternativquerschnittes

5.2 Material Beton

Für die Herstellung des Ortbetontragwerkes werden die einzelnen Takte addiert und so die Menge an Ortbeton ermittelt. Die Kubaturen der einzelnen Takte unterscheiden sich nur in Ihrer Länge, da die Außenkontur stets dieselbe bleibt. Bei den Betonmengen der Halffertigteilvariante muss unterteilt werden in Beton von Halffertigteilen und in Ortbeton als Ergänzungsbeton.

5.2.1 Ortbeton

Die untenstehende Tabelle 5.24 stellt die verbauten Mengen an ortsfester Schalung, Abschaltungen für die Takte, Betonkubaturen für das Tragwerk NORD und SÜD dar. Das Tragwerk NORD weist eine um etwa 10 m längere Konstruktionslänge auf, obwohl bei der Herstellung ein Takt weniger benötigt wurde. Bei der Ermittlung der Betonkubatur in diesem Kapitel sowie im Kapitel 5.3 wurden die Volumina der einzelnen Vouten für die Ankerpunkte der Spannstäbe und die aussteifenden Scheiben über den Auflagern vernachlässigt.

Tab. 5.24: Mengenermittlung von Beton- und Schalungsmengen der Ortbetonvariante

	Tragwerk NORD	Tragwerk SÜD
Länge Tragwerk	484,93 m	474,47 m
Takte	24	25
Beton C40/50	3579 m ³	3502 m ³
Durchschnittliche Kubatur pro Takt	149,1 m ³	140,1 m ³
Durchschnittliche ortsfeste Schalung pro Takt	704,3 m ²	674,4 m ²
Durchschnittliche Abschaltung pro Takt	12,9 m ²	17,6 m ²

5.2.2 Alternative Ausführung mittels Halffertigteilen

Die Takte der alternativen Ausführung wurden wie im Entwurf geplant mit 21 m gewählt, die Längen der Gesamttragwerke unterscheiden sich dadurch leicht. Bei beiden Tragwerken würden 23 Takte mit jeweils 21 m verbaut werden, das entspricht einer Gesamtlänge von 483 m. Die Spalten in Tabelle 5.27 bilden daher nicht die Tragwerke NORD und SÜD ab, sondern die unterschiedlichen Stegvarianten der Alternativausführung. Diese unterscheiden sich in der Verwendung von ein- oder zweischaligen Halffertigteilen zur Ausbildung der Stege. In Abbildung 5.18 ersichtlich sind die zu ermittelten Kubaturen (beispielhaft mit doppelwandigen Stegen und Vorspannungslisenen).

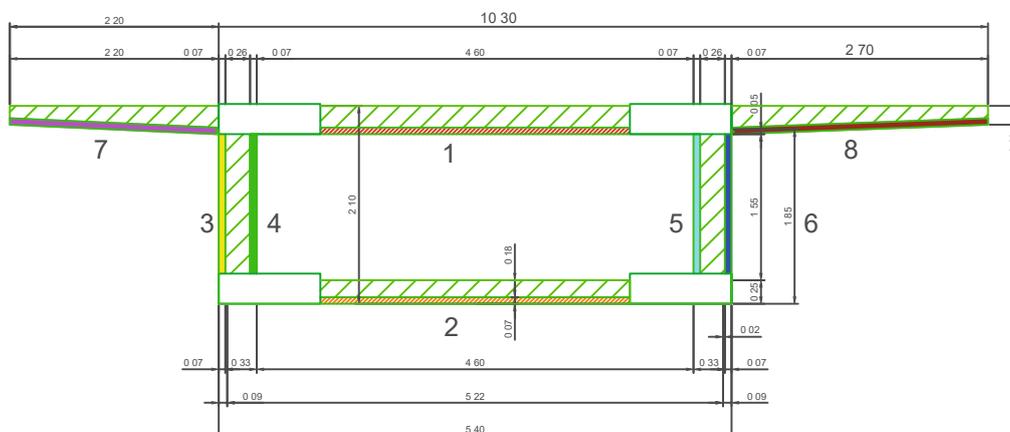


Abb. 5.18: Flächenermittlung von Fertigteilen und Aufbeton beim optimiertem Querschnitt

In Tabelle 5.25 werden die Kubaturen der einzelnen Bauteile quantifiziert. Die Vorspannungskästen stellen in der Berechnung auch Fertigteile dar, für diese angenommen wird das jeweils 2 Paar (gesamt 8 Stück) pro Takt benötigt werden.

Tab. 5.25: Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante mit doppelwandigen Stegen

Fertigteilkubatur pro Takt (21m)			
Fläche	Kubatur [m ³]	Abzug Vorspannungskästen [m ³]	Summe [m ³]
Fläche 1	9,968	0,373	6,595
Fläche 2	7,938	0,539	7,399
Fläche 3	2,646	0,081	2,565
Fläche 4	2,264	0,018	2,246
Fläche 5	2,264	0,018	2,246
Fläche 6	2,646	0,081	2,565
Fläche 7	3,234	0,000	3,234
Fläche 8	3,969	0,000	3,969
Vorspannungskästen			4,931
Gesamt			35,750 m ³
Aufbetonkubatur pro Takt (21m)			
Kubatur	80,640 m ³	4,931 m ³	75,709 m ³

Für eine Ausführung mit einwandigen Stegen erhöht sich der Anteil des Aufbetons um die entfallenen Kubaturen aus den Flächen 4 und 5. Diese Kubaturen sind in der adaptierten Tabelle 5.26 ermittelt.

Zusammenfassend ergibt sich daraus die Tabelle 5.27 für die Mengenermittlung der Alternativausführung.

Tab. 5.26: Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante mit einwandigen Stegen

Fertigteilkubatur pro Takt (21m)			
Fläche	Kubatur [m ³]	Abzug Vorspannungskästen [m ³]	Summe [m ³]
Fläche 1	9,968	0,373	6,595
Fläche 2	7,938	0,539	7,399
Fläche 3	2,646	0,081	2,565
Fläche 6	2,646	0,081	2,565
Fläche 7	3,234	0,000	3,234
Fläche 8	3,969	0,000	3,969
Vorspannungskästen			4,931
Gesamt			31,258 m³
Aufbetonkubatur pro Takt (21m)			
Kubatur	85,176 m ³	4,931 m ³	80,245 m ³

Tab. 5.27: Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante

	Doppelwandige Stege	Einwandige Stege
Länge Tragwerk	483 m	483 m
Takte	23	23
Fertigteilbeton pro Takt C40/50	35,750 m ³	31,258
Aufbeton Fertigteile pro Takt	75,709 m ³	80,245 m ³
Fertigteilkubatur C40/50	822,254 m ³	718,930
Ortbetonkubatur	1741,317 m ³	1845,645 m ³
Gesamtkubatur Beton	2563,571 m³	2564,575 m³

5.2.3 Vergleich der Betonmengen

Für den Vergleich der Betonmengen werden die Ausführungsarten des Alternativentwurfs und das Tragwerk NORD herangezogen, da diese sich in ihrer Gesamtlänge fast nicht unterscheiden. Die Gesamtmengen des Alternativentwurfs unterscheiden sich nur durch Rundungsfehler, da die fehlende Fertigteilkubatur durch die Ortbetonkubatur ersetzt wird. Ergänzend für die Tabelle 5.28 zu erwähnen ist, dass zumindest Teile der aufzubringenden Ortbetoneergänzungen eine mindere Qualitätsanforderung als die der Ortbetonausführung aufweisen müssen. Bei der nachträglichen Betonage des Tragwerkes sind die raschen Festigkeiten für die Vorspannungen bei Erhärungszeiten über die Wochenenden hinaus wahrscheinlich nicht notwendig.

Tab. 5.28: Vergleich der Betonmengen Ortbetonausführung - Alternativ

	Tragwerk NORD	Doppelwandige Stege	Einwandige Stege
Länge Tragwerk	484,93	483 m	483 m
Takte	24	23	23
Fertigteilbeton pro Takt		35,750 m ³	31,258
Kubatur Ortbeton pro Takt	149,116 m ³ (i.M)	75,709 m ³	80,245 m ³
Fertigteilkubatur C40/50		822,254 m ³	718,930
Ortbetonkubatur	3578,784 m ³	1741,317 m ³	1845,645 m ³
Gesamtkubatur Beton	3578,784 m ³	2563,571 m ³	2564,575 m ³
Prozent	100 %	71,63 %	71,66 %
Differenz	0,000	1015,213 m ³	1014,209 m ³

5.3 Material Bewehrung, Spannstahl

Dieser Abschnitt widmet sich dem Stahlanteil der Ortbetonausführung und der alternativen Ausführung. Für den Vergleich wird schon wie im Kapitel 5.2 das NORD-Tragwerk herangezogen, da sich die Gesamtlänge der Konstruktion nur minimal von der aus Halbfertigteilen hergestellten Brücke unterscheidet.

5.3.1 Bewehrung

Die Mengen der schlaffen Bewehrung und der Spannstähle wurden aus den Bestandsplänen der ASFINAG ermittelt. Die Menge der schlaffen Bewehrung besteht aus dem unteren und dem oberen Betonierabschnitt pro Takt. Muffengewichte wurden dabei nicht berücksichtigt. In Tabelle 5.29 ergeben sich für die schlaffe Bewehrung folgende Werte.

Tab. 5.29: Mengenermittlung der schlaffen Bewehrung - Ortbetonausführung

Tragwerk NORD	Taktlänge [m]	Schlaffe Bewehrung [kg]	Betonkubatur[m ³]
Takt 1	21,67	32.208	159,92
Takt 2	22,51	37.588	166,12
Takt 3	22,51	30.699	166,12
Takt 4	22,51	38.210	166,12
Takt 5	22,51	30.863	166,12
Takt 6	22,51	37.960	166,12
Takt 7	22,51	30.916	166,12
Takt 8	22,51	38.296	166,12
Takt 9	22,69	31.537	167,45
Takt 10	19,78	32.841	145,98
Takt 11	16,92	23.713	124,87
Takt 12	17,28	27.765	127,53
Takt 13	17,64	24.709	130,18
Takt 14	19,62	33.471	144,80
Takt 15	21,60	29.540	159,41
Takt 16	21,60	36.495	159,41
Takt 17	21,60	29.642	159,41
Takt 18	20,94	34.927	154,54
Takt 19	20,29	34.927	154,54
Takt 20	20,29	33.330	154,54
Takt 21	21,92	30.042	161,77
Takt 22	17,01	29.063	125,53
Takt 23	12,75	17.957	94,10
Takt 24	13,76	17.467	101,55
Summe	484,93 m	737.317 kg	3.578,78 m ³

Für die schlaffe Bewehrung kann somit ein mittlerer Bewehrungsgrad von 206,02 kg/m³ angegeben werden. Die Mengen der Spannstähle wurden ebenfalls aus den Bestandsplänen der ASFINAG ermittelt. Die Gewichte für Kopplungsstellen und Ankerplatten wurden in den nachfolgenden Aufstellungen ebenfalls vernachlässigt. Das verwendete Spannsystem Dywidag SUSPA-Litze DW wurde bereits in Kapitel 4.3.2 tabellarisch vorgestellt. Bei der Ortbetonherstellung des Knoten Inzersdorf Objekt B2314 wurden ausschließlich 12 Litzen/Spannglied mit einem Laufmetergewicht von 14,06 kg/lfm verwendet.

Tab. 5.30: Mengenermittlung Spannstahl - Ortbetonausführung

Takt	Bodenplatte u. Stege Spannstahl [kg]	Fahrbahnplatte Spannstahl [kg]	Summe [kg]
Takt 1-3	7.754	10.572	18.326
Takt 4-6	13.028	12.552	25.579
Takt 7-9	10.076	13.718	23.793
Takt 10-12	8.861	10.359	19.220
Takt 13-15	7.091	9.538	16.629
Takt 16-18	11.459	11.618	23.077
Takt 19-21	7.834	11.885	19.720
Takt 22-24	8.334	9.217	17.551
Summe			163.896 kg

Aufgrund der ermittelten Werte in Tabelle 5.30 und Tabelle 5.29 kann ein Spannstahlanteil von $45,80 \text{ kg/m}^3$ angegeben werden.

5.3.2 Alternative Ausführung mittels Halffertigteilen

Die Angaben für den Spann- und Bewehrungsstahlbedarf bauen auf der Arbeit von Raphaela Hackl [1] auf. Für die Bewehrung der Fertigteile wird von den Plänen zur Arbeit von S. Fasching und S. Maier [16] ausgegangen und diese auf den Querschnitt der Alternativausführung hochgerechnet. Bei den Bewehrungsmengen für die Halffertigteile wird von einer einwandigen Stegtausführung ausgegangen.

Tab. 5.31: Bewehrungsmenge in den Halffertigteilen der Alternativausführung Teil 1

	Bewehrungsmenge Testkörper [kg]	Fläche Testkörper [m^2]	Fläche Entwurf pro Takt [m^2]	Flächenfaktor [-]
Bodenplatte	543,60	20,37	109,62	5,38
Stege	214,40	8,73	77,70	8,90
Deckplatte	917,00	18,48	99,54	5,39
Kragplatte	294,00	10,85	102,90	9,48

Tab. 5.32: Bewehrungsmenge in den Halffertigteilen der Alternativausführung Teil 2

	Bewehrungsmenge Testkörper [kg]	Flächenfaktor [-]	Bewehrungsmenge Entwurf/Takt [kg]	Gesamttragwerk Entwurf [kg]
Bodenplatte	543,60	5,38	2.925,35	67.283,11
Stege	214,40	8,90	1.907,69	43.876,81
Deckplatte	917,00	5,39	4.939,30	113.603,80
Kragplatte	294,00	9,48	2.794,90	64. 282,63
Summe			12.567,23 kg	289.046,34 kg

Die schlaffe Zusatzbewehrung wird über die Laufmeterlastangaben auf den Takt und in weiterer Folge auf das Gesamttragwerk ermittelt.

Tab. 5.33: Zusätzliche Bewehrungsmenge für die Alternativausführung

	Bewehrungsangabe [to/lfm]	Bewehrungsmenge pro Takt [kg]	Bewehrungsmenge Gesamttragwerk [kg]
$A_{s,laengs}$	0,15	3.150	72.450
$A_{s,Bue}$	0,09	1.890	43.470
$A_{konstr.}$	0,33	6.930	159.390
Summe		11.970 kg	275.310 kg

Zusätzliche Stahlmengen fallen durch die Konstruktion des Querschnittes aufgrund der Querträger an. Diese sind für die Montage des zusammengesetzten Tragwerkes unerlässlich und wurden mengenmäßig im Kapitel 5.1.6.1 für den gesamten Einschub auf 6,7 kN/lfm angegeben.

Tab. 5.34: Spannstahlmengen für die Alternativausführung

	Bewehrungsangabe [to/lfm]	Bewehrungsmenge pro Takt [kg]	Bewehrungsmenge Gesamttragwerk [kg]
$A_{Spannstahl}$	0,19	3.990	91.770
Summe			91.770 kg

Tab. 5.35: Zusätzlicher Stahlbau der Alternativausführung (Querträger)

	Stahlangabe [kN/lfm]	Stahlmenge pro Takt [kg]	Stahlmenge Gesamttragwerk [kg]
$A_{Quertraeger}$	6,70	683,40	15.718,20
Summe			15.718,20 kg

5.3.3 Vergleich der Bewehrungsmengen

Während sich die Stahlmenge bei der Ortbetonausführung auf die schlaffe und die Spannstahlmenge begrenzt, wird bei der alternativen Ausführung noch weiter unter den Stahlmengen in den Halbfertigteilen und den konstruktiven Querträgern differenziert.

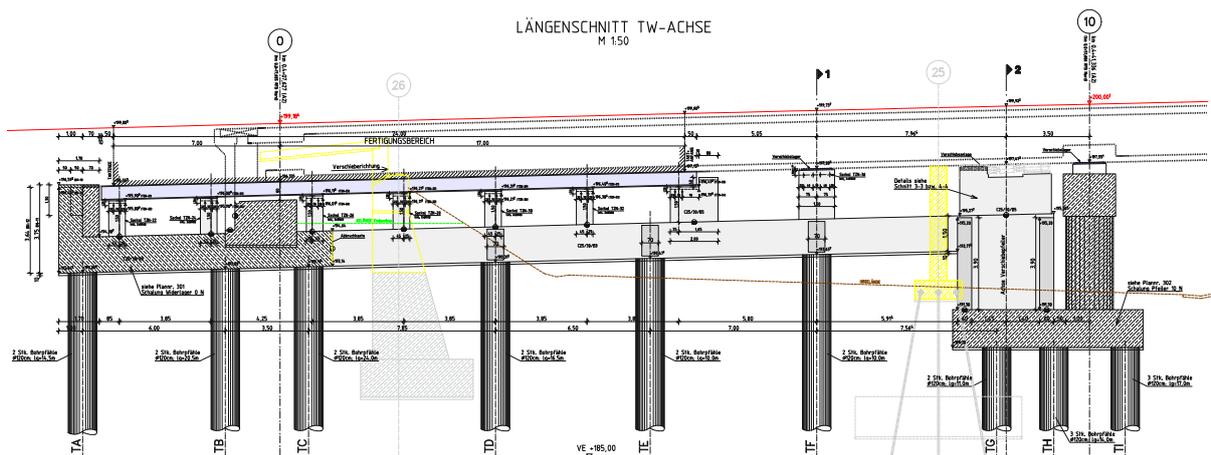
Tab. 5.36: Vergleich der Stahlmengen der Ortbetonausführung mit der Alternativausführung

	Ortbetonausführung	Alternativausführung
Bewehrungsstahl schlaff	737.317 kg	275.310 kg
Bewehrung in Halbfertigteile	-	289.046 kg
Summe schlaffe Bewehrung	737.317 kg	564.356 kg
Prozent	100%	76,5 %
Spannstahl	163.896 kg	91.770 kg
Prozent	100%	56,0 %
Konstruktiver Stahlbau (Querträger)	-	15.718 kg
Gesamtstahlmenge	901.213 kg	671.844 kg
Prozent	100 %	74,5 %

5.4 Vergleich der Baustelleneinrichtung, Vorhaltegeräte

Die Herstellung der Ortbetonvariante und der Alternativausführung unterscheiden sich prinzipiell nur durch die nachträgliche Vervollständigung des Tragwerkes im eingeschobenen Zustand. Auch bei der Ortbetonausführung werden nach dem Einschub noch konstruktive Elemente wie Vorspannungen für die Ausbaulasten ergänzt, das Tragwerk besitzt jedoch beim Einschub schon (fast) sein vollständiges Konstruktionsgewicht. In Abbildung 5.19 dargestellt ist die auf Bohrpfehlen gegründete Taktzelle für die Herstellung des Tragwerkes NORD. Das Gewicht eines in Ortbetonausführung hergestellten Taktes beträgt im Mittel 395 Tonnen (Durchschnittstaktgewicht), nur für Beton und Bewehrungsstahl. Die Unterkonstruktion der Taktzelle muss diese Lasten und weitere Montage- und Schalungslasten in den Untergrund ableiten können. Auch die Verschiebeinheit ist auf die Konstruktionsgewichte abzustimmen und zu dimensionieren.

5.4.1 Taktzelle

**Abb. 5.19:** Taktzelle der Ortbetonausführung beim Tragwerk NORD

In Abbildung 5.20 ist beispielhaft eine Schalzelle der Fa. Gerdum und Breuer [17] zu sehen. Die Herstell- und Vorhaltungskosten der Taktzelle stellen einen wesentlichen Kostenfaktor des Taktschiebeverfahrens dar. Des Weiteren wird bei der Herstellung des Tragwerkes zusätzlicher

Platz hinter der Taktzelle für den Vorbindeplatz des Bewehrungskorbes der Bodenplatte und Stege benötigt. Das Verbinden des Bewehrungskorbes des ersten Betonierabschnittes des Taktes ist ein wesentlicher Bestandteil für die Einhaltung des Wochentakts.



Abb. 5.20: Beispiel einer Taktzelle des Bauunternehmens Gerdum und Breuer [17]

Im Gegensatz zur konventionellen Bauweise besitzen die Fertigteile ($31,26 \text{ m}^3$ pro Takt) nur ein Gewicht von ca. 104 Tonnen. Das viel geringere Gewicht wirkt sich positiv auf die Gründung der Taktzelle, die Dimensionierung der Verschiebeinheit und auch auf die Momentenbelastung der Pfeiler beim Verschieben aus.

Tab. 5.37: Vorteile der Alternativausführung für die Baustelleneinrichtung und den Verschieben

	Ortbetonausführung	Alternativausführung
Schalzelle	erforderlich	nicht erforderlich
Mittleres Konstruktionsgewicht pro Takt	395 Tonnen	104 Tonnen
Takte	24	23
Gesamtgewicht (Beton und Stahl)	9.490 Tonnen	2.397 Tonnen
Gründungsaufwand Taktzelle	erheblich	kleiner
Dimensionierung Verschiebeinheit	erheblich	kleiner
Momentbelastung der Pfeiler durch Verschieben	erheblich	kleiner

Die Vorteile eines kleineren Verschiebewichtes sind für die Baustelleneinrichtung nicht von der Hand zu weisen. Auch die deutlich kleineren Mengen an Baustoffen, die auf der Baustelle

verarbeitet werden (siehe dazu Kapitel 5.2 und 5.3), wirken sich positiv auf die Baustellen- und Verkehrslogistik aus.

5.4.2 Hebemittel

Für die Herstellung der Takte unersetzlich ist ein stationäres Hebegerät im Baustellenbereich. Je nach dem gegebenen Platzverhältnissen kommen wie im Hochbau üblich Hochbau-, Schnelleinsatz-, Raupen-, oder Mobilkräne zum Einsatz, die jeweils auf die zu bewältigenden Hublasten und Ausladungen dimensioniert werden.

5.4.2.1 Ortbeton

Die für die Ortbetonausführung größten Lasten bestehen aus den Bewehrungslieferungen und dem vorgebundenen Bewehrungskorb der Bodenplatte und Stege. Zumeist werden Bewehrungen zu 6 Tonnen Bündeln geliefert. Diese werden vom Anlieferplatz zum Vormontageplatz gehoben. Die Lasten für Schalungen sind unerheblich, da diese stückweise oder in kleinen Abschnitten verhoben werden. Wie eingangs erwähnt ist der vorgebundene Bewehrungskorb für die Bodenplatte und Stege für die Einhaltung eines Wochentakts maßgebend. Dieser vorgebundene Bewehrungskorb wiegt am Beispiel des Objektes B2314 zwischen 22,1 und 8,5 Tonnen. Natürlich ist dieser mit einem Mehraufwand teilbar ausführbar, um den Aufwand jedoch in Grenzen zu halten, wird eine min. Hublast von 12 to angenommen.

5.4.3 Alternativausführung

Gegenüber der Ortbetonausführung fallen die Gewichte der einzelnen Halbfertigteilplatten nicht ins Gewicht. In Tabelle 5.38 angeführt sind die Hublasten für die bewehrten Betonkubaturen der Fertigteile. Die konstruktiven Querträger wurden dabei aufgrund ihres minimalen Gewichtes nicht berücksichtigt.

Tab. 5.38: Überschlägige Einzelgewichte der Halbfertigteilplatten

Bauteil	Länge [m]	Breite [m]	Bauteildicke [m]	Dichte [kg/m ³]	Gewicht [kg]
Bodenplatte	3,48	5,22	0,07	2500	3.179
Deckenplatte	3,48	4,74	0,07	2500	2.887
Stegplatte	5,23	1,85	0,07	2500	1.693
Stegplatte doppelwandig*	5,23	1,70 (i.M)	0,14*	2500	3.112
Kragplatte 1	3,48	2,20	0,07	2500	1.340
Kragplatte 2	3,48	2,70	0,07	2500	1.644

Die schwersten Lasten der alternativen Ausführung werden die Bewehrungslieferungen mit (zumeist) 6 to Bündel darstellen. Das Verbinden und Verheben eines ganzen Bewehrungskorbes ist für die alternative Ausführung nicht notwendig. Gegenüber der konventionellen Ausführung kann somit die Dimension des Hebegebietes kleiner ausfallen.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

6.1 Beantwortung der Forschungsfragen

Im Zuge dieser Arbeit wurden die anschließenden Forschungsfragen erarbeitet. Im Kapitel 5 wurden Ansätze modelliert und vertieft in die Ausführbarkeit eingegangen.

6.1.1 Welche Variante ist die bauwirtschaftlich günstigste? Konkurrenzfähigkeit gegenüber einer konventionellen Herstellung?

- Wirtschaftlichste Variante der Alternativausführung

Als wirtschaftlich günstigste Variante stellt sich auch für den Bauablauf die Betoniervariante D dar. Die angenommenen Nachlaufarbeiten für 6 Takte pro Widerlagerseite wirken sich begünstigend für die immer wiederkehrenden Aushärtezeiten bei gleichzeitigen Schalarbeiten der nächsten Takte aus. Dies funktioniert bis zu den letzten Takten der Vervollständigung des Tragwerkes. Für die Betoniervariante A werden zusätzliche Aushärtezeiten benötigt. Ungefähr lässt sich die Herstelldauer und das Einschieben der Takte für das Taktschiebenverfahren in Ortbeton ermittelt mit:

$$T_{Ortbeton} = 1Wo(MontageVorbauschnabel) + Takte * 1Wo + \quad (6.1)$$

$$0,5Wo(DemontageVorbauschnabel) \quad (6.2)$$

Dem gegenüber steht die kalkulierte Baudauer für die Verwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen im Taktschiebeverfahren (unter der Bedingung der beidseitigen Nachlaufarbeiten):

$$T_{HFT} = 1Wo(MontageVorbauschnabel) + Takte * 0,5Wo + \quad (6.3)$$

$$0,5Wo(DemontageVorbauschnabel) + 22Tage * L/250 \quad (6.4)$$

Dieser Ansatz gilt unter den im Kapitel 5 erarbeiteten Ansätzen und berücksichtigt noch keine Optimierungen des Querschnittes.

- Konkurrenzfähigkeit der alternativen Ausführung

Vorteile der alternative Bauweise sind die verkürzte Bauzeit, der nachhaltigere Einsatz von Material- und Lohnressourcen (siehe dazu Kapitel 5). Davon ausgehend gibt es ein großes Potenzial für eine Ausführung von Brückentragwerken mithilfe dünnwandiger Halbfertigteile. Dem entgegen steht jedoch, dass die erarbeiteten Pläne und Ansätze bis heute nur theoretisch behandelt und Details noch nicht im vollen Umfang umsetzbar erforscht wurden.

6.1.2 Allgemeine Schlüsse, Grenzwertbetrachtung (Unabhängigkeit der Länge, Querschnitt)

- Allgemeine Schlüsse

Das Anwendungsgebiet der alternativen Ausführung wäre wie die konventionelle Ortbetonherstellung zwischen Längen von 100 bis 1000 m angesiedelt und spiegelt im Großen und Ganzen dieselben Vor- und Nachteile wider.

Auch wenn eine bestehende Brücke nachkonstruiert wurde und diese nicht den idealen Abmessungen einer Ausführung mit dünnwandigen Halfertigteilen entspricht, so konnten doch zumindest die Schwierigkeiten dieser Konstruktion ermittelt werden. Problematisch gesehen werden vor allem die einschaligen Stege beim Einschub, da bei kleineren oder längeren Ausführungen die Schalarbeiten im Hohlkasten schwer durchzuführen sein werden. Kleinere Arbeitshöhen als 1,50 im Hohlkasten sollten tunlichst vermieden werden. Nicht nur die Schalarbeiten der Stege, sondern auch die nachträglichen Betonagen der Untergurte können durch die kleine Arbeitshöhe nur unter schwersten Bedingungen durchgeführt werden. Eine Lösung wäre der Einschub des Tragwerkes mit bereits doppelschaligen Stegen, diese können jedoch nicht die erforderlichen Vorspannungen für den Endzustand aufnehmen. Die Hüllrohre der Spannglieder würden eine vollständige Betonage der Stege unmöglich machen. Dieses Problem würde sich mit externen Vorspannungen im Hohlkasten lösen lassen. Auch wenn bereits Versuchskörper für Vorspannkästen [4] in Verbindung mit dünnwandigen Halfertigteilen im Kleinversuch erprobt wurden, bedarf es weiterer Forschung. Die genaue Ausführung und Anordnung der Vorspannungslisenen für die Montage- und Ausbauzustände sollten in weiteren Arbeiten behandelt werden.

Noch nicht behandelt wurde das Thema des Versubes selbst. Der Versub geschieht bei der konventionellen Herstellung über die Reibungsplatten der Versubereinheit. Während sich die Lasten der Reibungsplatten auf dem massigen Ortbetontragwerk über die Steifigkeit abtragen lassen, wird die Kraftableitung auf den dünnwandigen Halfertigteilen kritisch betrachtet, auch wenn die Gewichtslasten beträchtlich kleiner sind.

Bei der Entscheidung, ob die Kragarme der Fahrbahnplatte mit dem Querschnitt eingeschoben werden, sollte auch auf den Arbeitnehmerschutz geachtet werden, diese Montagearbeiten könnten mithilfe eines vollständigen Einschubes vermieden werden.

- Grenzwertbetrachtung (Unabhängigkeit der Länge, Querschnitt)

Grundsätzlich gelten dieselben Grenzwerte wie für das Taktschiebverfahren in Ortbetonherstellung. Eine Querschnittsherstellung mittels Halfertigteilen ist für jede Geometrie vorstellbar. Erfolgen die Nachlaufarbeiten über das stückweise Fertigstellen des Tragwerkes (wie z.B. angenommen 6 Takte), sind auch alle Tragwerkslängen der konventionellen Herstellung durchführbar. Der Vorteil der verkürzten Bauzeit bliebe auch für lange Tragwerke erhalten. In Abbildung 6.1 exemplarisch dargestellt ist die Ausführung einer Brücke mit 36 Takten à 25 m und einer Gesamtlänge von 900 m. Bei diesem Beispiel wurden analog der Betoniervariante D die Takteanzahl erhöht und die Taktlänge vergrößert.

Gegenüber der Ortbetonherstellung sollte der dünnwandige Hohlkasten höher und damit steifer gestaltet werden.

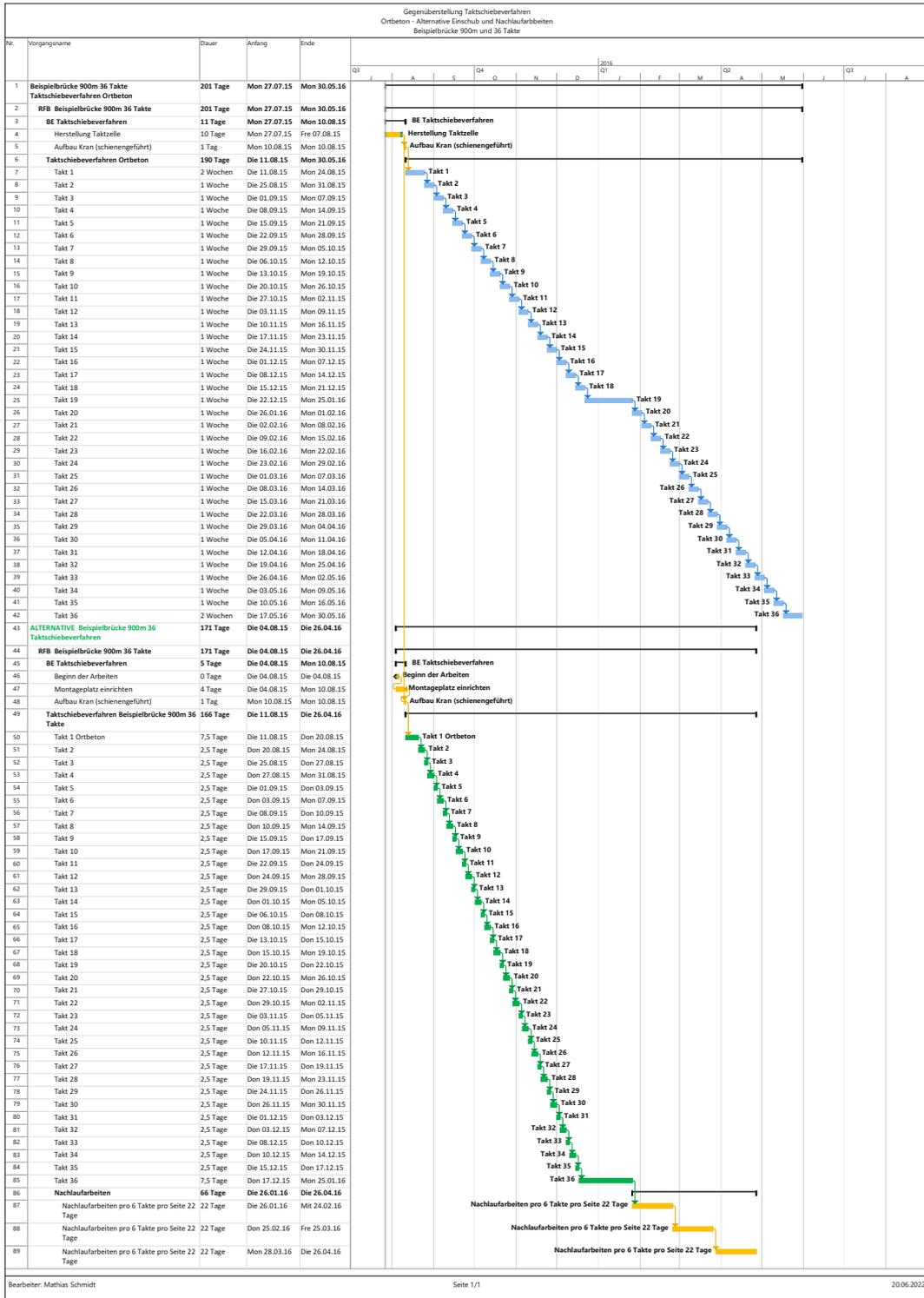


Abb. 6.1: Vergleich Ortbeton und Alternative - Beispielbrücke mit 900m und 36 Takten

Abbildungsverzeichnis

4.1	Schema Taktschiebeverfahren	9
4.2	Lage GESB Knoten Inzersdorf	12
4.3	Ortbeton Regeltakt Takt 10 RFB NORD	13
4.4	Ortbeton Regeltakt Takt 10 RFB NORD Schnitt	13
4.5	Grundriss Tragwerk	14
4.6	Statisches System Neubau und Bestand	15
4.7	Lager Bauzustand und Endzustand	16
4.8	Betonageabschnitte Ortbetonausführung	17
4.9	Vorspannschema Ortbetonausführung	18
4.10	Hohlwände	19
4.11	Elementdecke	20
4.12	Arten von Vorspannungen	21
4.13	Kopplungsstellen der Vorspannungen	22
4.14	Querschnitt.jpg	23
4.15	Laengsschnitt TW	24
4.16	Detail Fertigteile	25
4.17	Fugenformen Halffertigteile	26
4.18	Versuche Fugfestigkeit	27
4.19	Prüfkörper der Vorspannung als Ortbeton oder Fertigteillösung	28
4.20	Betonagevariante A	30
4.21	Vorspannung Betonagevariante A	31
4.22	Betonagevariante B	32
4.23	Vorspannung Betonagevariante B	32
4.24	Betonagevariante C	33
4.25	Vorspannung Betonagevariante C	33
4.26	Betonagevariante D	34
4.27	Vorspannung Betonagevariante D	34
5.1	Ausführungsterminplan Taktschiebeverfahren in Ortbeton	36
5.2	Flächen des Querschnitts aus Halffertigteilen	39
5.3	Montage Halffertigteile	40
5.4	Querschnitt des Einschubes des Originalentwurfes	42
5.5	Ansicht des Einschubes des Originalentwurfes	42
5.6	Arbeitsvorbereitung einseitige Schalung Stege	43
5.7	Gesimsschalung der Kragplatten	45
5.8	Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung	48
5.9	Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung Variante A	50
5.10	Vergleich Einschub Ortbetonausführung und alternative Ausführung Variante D	52
5.11	Einschub Regeltakt Schnitt mit Kragplatten	55
5.12	Ausführung des Querschnittes mithilfe Stege aus Doppelwänden	56
5.13	Mindestabstände der Vorspannungshüllrohre lt. ÖNORM-EN-1992-1-1	57
5.14	Beispielhafte Anordnung der Vorspannungskästen für die Betoniervariante D	58

5.15	Darstellung des vereinfachten, optimierten Querschnittes	59
5.16	Position der Spannglieder für den Dekompressionsnachweis	61
5.17	Bauzeitvergleich des optimierten Alternativquerschnittes	65
5.18	Flächenermittlung von Fertigteilen und Aufbeton beim optimiertem Querschnitt	67
5.19	Taktzelle der Ortbetonausführung beim Tragwerk NORD	73
5.20	Beispiel einer Taktzelle des Bauunternehmens Gerdum und Breuer	74
6.1	Vergleich Ortbeton und Alternative - Beispielbrücke mit 900m und 36 Takten . .	78

Tabellenverzeichnis

4.1	Zusätzliche Baustelleneinrichtungen und Montagemittel für das Taktschiebeverfahren	11
4.2	Angaben zum Spannsystem und Stahlgüte des verwendeten Spannstahts	22
4.3	Nachlaufarbeiten zur Fertigstellung des Tragwerkes	29
5.1	Leistungsansatz Ortbetonherstellung	37
5.2	Tagesstunden der Ortbetonausführung	37
5.3	Leistungsansätze Montage Halffertigteiltakt	38
5.4	Mengen Spannstaht und schlaffe Zusatzbewehrung eines Halffertigteiltaktes . . .	39
5.5	Leistungsansätze Ergänzungsarbeiten Halffertigteiltakt	40
5.6	Zusatzgewicht einseitige Schalung Stege	44
5.7	Vorhaltemengen Schalung Stege	44
5.8	Leistungsansatz für die nachträglichen Schalarbeiten im Hohlkasten	44
5.9	Leistungsansätze für die nachträgliche Montage der Kragplatten	46
5.10	Leistungsansätze für die nachträgliche Betonage der Halffertigteile	47
5.11	Betonierfortschritt pro Stunde für die Halffertigteile	47
5.12	Leistungsstunden der Betonarbeiten	53
5.13	Lohnstunden der alternativen Ausführung für den Einschub	53
5.14	Lohnstunden der Nachlaufarbeiten - Betoniervariante D	54
5.15	Vergleich Lohnstunden der Ortbetonherstellung und der Alternativherstellung Betoniervariante D	54
5.16	Auswirkungen des Konstruktionsgewichtes für den Einschub mit Kragplatten . .	55
5.17	Auswirkungen des Konstruktionsgewichtes für den Einschub mit Kragplatten in Anlehnung an Raphaela Hackl [1]	56
5.18	Berechnung der Flächenträgheitsmomente des vereinfachten, optimierten Quer- schnittes um die y-Achse	59
5.19	Berechnung der Flächenträgheitsmomente des vereinfachten, optimierten Quer- schnittes um die z-Achse	60
5.20	Berechnung des Schwerpunktes der Vorspannung	61
5.21	Nachweis der Optimierungen - Lastaufstellung Eigengewicht	63
5.22	Nachweis der Optimierungen - Lastaufstellung Nutzlast	63
5.23	Lohnstunden der optimierten Alternativausführung	65
5.24	Mengenermittlung von Beton- und Schalungsmengen der Ortbetonvariante	66
5.25	Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante mit doppelwandigen Stegen	67
5.26	Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante mit einwandigen Stegen	68
5.27	Mengenermittlung von Betonmengen der Alternativvariante	68
5.28	Vergleich der Betonmengen Ortbetonausführung - Alternativ	69
5.29	Mengenermittlung der schlaffen Bewehrung - Ortbetonausführung	70
5.30	Mengenermittlung Spannstaht - Ortbetonausführung	71
5.31	Bewehrungsmenge in den Halffertigteilen der Alternativausführung Teil 1	71
5.32	Bewehrungsmenge in den Halffertigteilen der Alternativausführung Teil 2	71
5.33	Zusätzliche Bewehrungsmenge für die Alternativausführung	72

5.34	Spannstahlmengen für die Alternativausführung	72
5.35	Zusätzlicher Stahlbau der Alternativausführung (Querträger)	72
5.36	Vergleich der Stahlmengen der Ortbetonausführung mit der Alternativausführung	73
5.37	Vorteile der Alternativausführung für die Baustelleneinrichtung und den Vershub	74
5.38	Überschlägige Einzelgewichte der Halbfertigteilplatten	75

Literatur

- [1] R. Hackl. „*Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren unter Verwendung dünnwandiger Betonfertigteile*“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2019.
- [2] B. Göhler. *Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren. Entwurf und Ausführung*. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 1999.
- [3] S. Fasching. „*Die Halbfertigteil-Segmentbauweise: Entwicklungsschritte zu einer neuen Brückenbaumethode*“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2022
- [4] M. Rath, S Fasching, K. Gaßner und J. Kolleger. „*Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte*“. Beton- und Stahlbau 117, H. 4, S.245-255. Technische Universität Wien, 2022
- [5] S. Fasching, T. Huber, M. Rath und J. Kolleger. „*Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction*“. Appl. sciences 2021, 11, 5502. <https://doi.org/10.3390/app11125502>.
- [6] ÖNORM EN 13747:2010 05 01: *Betonfertigteile - Deckenplatten mit Ortbetoneergänzung*. Wien: Austrian Standards, Mai 2010.
- [7] ÖNORM EN 14992:2012 09 01: *Betonfertigteile - Wandelemente*. Wien: Austria Standards, Sep. 2012.
- [8] Systembau Eder GmbH. Doppelwand, Elementdecke Betonfertigteile. 2022. URL: <https://www.eder.co.at/systembau/doppelwand-und-elementdecke-betonfertigteile> (Zugriff am 27.05.2022).
- [9] Franz Oberndorfer GmbH und Co KG. Deckensystem (Fertigteilbau). 2022. URL: <https://www.oberndorfer.com/deckensysteme> (Zugriff am 26.05. 2022).
- [10] ÖNORM EN 1992-1-1:2021 10 01: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;(konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2021.
- [11] B. S. GmbH. *Bauaufsichtliche Zulassung – BBV internes Litzenspannverfahren Typ i, 140 mm² und 150 mm² Litzen mit Nachträglichem Verbund*. URL: https://www.dibt.de/pdf_storage/2019/Z-13.1-114%5C%281.13.1-16%5C%2119%5C%29.pdf (Zugriff am 06. 12. 2019)
- [12] Sika Österreich GmbH. Schnellhärtender Montage- und Versetzmörtel. 2022. URL: https://aut.sika.com/content/dam/dms/at01/e/sika_fastfix-4.pdf (Zugriff am 06.10.2022)
- [13] S. Fasching, M. Stoiber, M. Rath und J. Kolleger. „*Zur Ortbetoneergänzung einschaliger Halbfertigteilwände*“. Weinheim Symposium on Green Civil Engineering 2022. TU Wien Betonbauinstitut [https](https://www.tuwien.at), 2022
- [14] DOKA Österreich GmbH. Gesimskonsole T. 2023. URL: <https://www.doka.com/at/system-groups/doka-load-bearing-systems/bridge-formwork/bridge-edge-beam-formwork-T/index> (Zugriff am 10. 06. 2023).

- [15] R. und T. Krapfenbauer. *Bautabellen, Neubearbeitung 2004/05 Überarbeitete Auflage*. Wien: Verlag Jugend und Volk Ges.m.b.H, 2004.
- [16] S. Fasching, S.Maier und J. Kolleger. „*Building box girder bridges using thin-walled pre-fabricated elements*”. In: *Proceeding of the fib Symposium 2019 in Krakau, Poland*. Krakau, Polen, 2019, S. 1315-1322.
- [17] Gerdum und Breuer Bauunternehmen GmbH. Gerdum und Breuer Bauunternehmen GmbH - Taktchiebeverfahren. 2022. URL:<https://www.gerdum-u-breuer.de/bauverfahren/taktchiebeverfahren.html> (Zugriff am 06.10. 2022).