



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Entwurf von integralen Betonbrücken aus dünnwandigen Halbfertigteilen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann KOLLEGER**
und
Dipl.-Ing. **Sara REICHENBACH**

E212-2
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Christina ZWENG, BSc.
1026189
Untere Hauptstraße 22, A-2443 Leithaprodersdorf

Wien, am

.....

Danksagung

Ein besonderer Dank geht an O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger, der das Entstehen dieser Diplomarbeit ermöglicht hat. Ebenso möchte ich Dipl.-Ing. Sara Reichenbach danken, die einen wesentlichen Teil der Betreuung meiner Diplomarbeit übernommen hat. Sie hatte immer ein offenes Ohr für Fragen und Probleme.

Ein weiterer Dank geht an meine Studienkollegen für die schöne Zeit an der Uni. Ich konnte in schwierigen und schlaflosen Zeiten auf sie zählen und durfte alle schönen Stunden mit ihnen verbringen. In Zeiten der Antriebslosigkeit konnten wir uns gegenseitig aufbauen.

Ich möchte mich bei meinem Arbeitgeber Markus Kuhlmann bedanken, der mich mit Denkanstößen angetrieben und mir weitergeholfen hat. Außerdem möchte ich mich bedanken, dass er mir mit flexiblen Arbeitszeiten die Chance gegeben hat, Arbeit und Uni unter einen Hut zu bekommen.

Des Weiteren möchte ich mich bei meinem Freund Roman Nitzky und meinen Freundinnen bedanken, die in den letzten Wochen oft auf mich verzichten mussten und mich trotzdem unterstützt und angetrieben haben.

Ein riesiger Dank geht an meine Eltern Eva und Michael Zweng, die mich seit Beginn meines Studiums immer unterstützt haben, mich jedoch nie unter Druck gesetzt haben. Ebenso möchte ich mich für ihre finanzielle Unterstützung während der kompletten Ausbildungszeit bedanken.

Kurzfassung

Ziel dieser Arbeit ist die Erarbeitung eines Entwurfs einer integralen Betonbrücke aus dünnwandigen Halbfertigteilen als Alternativentwurf für eine bereits bestehende Brücke.

In der folgenden Diplomarbeit wird zu Beginn erläutert, was integrale Brücken sind, welche Vor- und Nachteile sie besitzen und welche Eigenschaften ausschlaggebend sind. Danach wird erklärt, welche Idee hinter dem Bauen mit Halbfertigteilen steckt, wie diese hergestellt werden und wie daraus ein Brückenträger entsteht.

Im Anschluss wird die bestehende Brücke über die Süd-Autobahn A2 bei der Anschlussstelle Bad Vöslau aus Stahl und Stahlbeton näher beschrieben. Darauf aufbauend wird ein Alternativentwurf entwickelt und beschrieben. Die Halbfertigteile als Besonderheit der Konstruktion werden näher erläutert.

Danach werden die Bauphasen zur Erstellung des Überbaus beschrieben und die verwendeten Baustoffe für den Alternativentwurf erklärt. Dabei werden auch zeitabhängige Kennwerte berechnet. Ebenso wird die Betondeckung als Parameter für die Dauerhaftigkeit ermittelt.

Anschließend werden die Einwirkungen auf den Alternativentwurf den Bauphasen zugeordnet und die Größen der Einwirkungen berechnet. Aus den Belastungen im Endzustand werden Lastkombinationen für die Nachweise gebildet.

Im Anschluss wird aus den Einwirkungen die benötigte Vorspannkraft berechnet. Dabei wird zum einen ein Entwurf nur gering vorgespannt und schlaff bewehrt. Zum anderen wird ein Entwurf entwickelt, der hoch vorgespannt ist.

Die berechneten Schnittgrößen und Spannungen der einzelnen Bauphasen und der Lastfallkombinationen werden anschließend in Diagrammen dargestellt und erläutert.

Danach werden mit den Schnittgrößen und Spannungen die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit geführt.

Abschließend werden die Anschlussbereiche und Knoten konstruktiv durchgebildet und in Details dargestellt.

Abstract

In the following thesis there will be an explanation, what integral bridges are, what advantages and disadvantages they have and which characteristics are crucial. Then the idea of building with precast elements will be specified. The production of precast elements and the construction of a deck will be defined.

Following the existing bridge made of steel and reinforced concrete is described in detail. Afterwards an alternative draft will be developed and declared. The precast elements as a special feature of the construction will be explained.

Then the construction phases for building the deck are clarified and the building materials used for the alternative draft are defined. The time-related parameters are calculated. The concrete cover is determined as a parameter for durability.

Subsequently, the loads of the construction phases of the alternative design are calculated. The single loads of the final state are combined to load combinations for the evidence to be formed.

Following the required pre-stressing force is calculated from the loads. On the one hand, a design is only slightly pre-stressed and reinforced. On the other hand, a design is developed, which is highly pre-stressed.

The calculated force resultants and stresses of the individual phases and the load combinations are diagrammed and explained.

Subsequently, with the force resultants and stresses the evidences in the border state of bearing capacity and serviceability are provided.

Finally, the connection areas and nodes are constructively formed and shown in details.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Integrale Brücken [27], [28]	2
2.1	Vorteile	3
2.2	Nachteile.....	5
2.3	Zwangsbeanspruchung.....	5
2.4	Tragwerk-Boden-Interaktion.....	6
3	Herstellung von Brückenträgern aus dünnwandigen und vorgespannten Halbfertigteilen.....	8
3.1	Produktion von Fertigteilen [29]	8
3.2	Produktion von Halbfertigteilträgern [6]	11
3.3	Herstellung von Plattenträgern [30].....	13
4	Alternativentwürfe für eine bestehende Stahl-Beton-Verbundbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen	15
4.1	Bestand aus Stahl und Stahlbeton [4].....	15
4.2	Formfindung des Alternativentwurfs aus Stahlbeton	17
4.3	Bauphasen und statisches System	22
4.3.1	Bauphase 1: Transport und Einbau	22
4.3.2	Bauphase 2: Betonieren der Auflager.....	27
4.3.3	Bauphase 3: Betonieren des Querschnitts	28
4.3.4	Bauphase 4: Einheben der Fahrbahnfertigteile.....	31
4.3.5	Bauphase 5: Betonieren der Fahrbahn.....	34
4.3.6	Bauphase 6: Ausbau der Fahrbahn.....	35
4.3.7	Endzustand	43
4.4	Verwendete Baustoffe für den Alternativentwurf	43
4.4.1	Beton	43
4.4.2	Betonstahl	60
4.4.3	Spannstahl	61
4.5	Dauerhaftigkeit und Betondeckung	62
4.5.1	Betonstahl	65
4.5.2	Spannstahl	66

INHALTSVERZEICHNIS

4.6	Einwirkungen auf den Alternativentwurf	67
4.6.1	Bauphase 1	67
4.6.2	Bauphase 2	69
4.6.3	Bauphase 3	72
4.6.4	Bauphase 4	74
4.6.5	Bauphase 5	76
4.6.6	Bauphase 6	77
4.6.7	Endzustand	80
	Verkehrslasten	80
	Windlasten	86
	Temperatureinwirkungen	93
	Außergewöhnliche Lasten	95
	Erddruck	96
	Schwinden	97
4.7	Lastfallkombinationen	98
4.8	Vorspannung	102
4.8.1	Ermittlung der Litzenanzahl	104
4.8.2	Ermittlung der Querschnittswerte	111
4.9	Schnittgrößen und Spannungen	115
4.9.1	Bauphase 1	115
4.9.2	Bauphase 2	121
4.9.3	Bauphase 3	129
4.9.4	Bauphase 4	137
4.9.5	Bauphase 5	141
4.9.6	Bauphase 6 und Endzustand	147
4.10	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	159
4.10.1	Umlenksattel, Bodenplatte und Elementwände	159
4.10.2	Halbfertigteilverquerschnitt (HQS) Variante gering vorgespannt	163
	Auflager <i>t = 10 Tage</i>	163
	Feldbereich <i>t = 15 Tage</i>	170
	Auflagerbereich <i>t = 15 Tage</i>	177
4.10.3	Vollquerschnitt Variante gering vorgespannt	179
	Feldbereich <i>t = 25 Tage</i>	179
	Stützbereich <i>t = 25 Tage</i>	185
4.10.4	Plattenbalken Variante gering vorgespannt	188
	Feldbereich <i>t = ∞</i>	188

INHALTSVERZEICHNIS

Stützbereich $t = \infty$	194
4.10.5 Plattenbalken Variante hoch vorgespannt	196
Feldbereich $t = \infty$	196
Stützbereich $t = \infty$	197
4.10.6 Platte.....	198
Feldbereich $t = \infty$	199
Stützbereich $t = \infty$	199
4.11 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	200
4.11.1 Variante gering vorgespannt	200
Begrenzung der Spannungen	200
Begrenzung der Verformungen	200
Begrenzung der Rissbreiten.....	201
4.11.2 Variante hoch vorgespannt.....	201
Begrenzung der Spannungen	201
Begrenzung der Verformungen	201
Begrenzung der Rissbreiten.....	202
5 Konstruktive Durchbildung der Knoten und Anschlussbereiche bei Verwendung von Halbfertigteilen.....	203
5.1 Details gering vorgespannte Variante	203
5.2 Details hoch vorgespannte Variante	213
6 Zusammenfassung.....	222
Literaturverzeichnis.....	223
Abbildungsverzeichnis	225
Tabellenverzeichnis	231
Anhang	233
A Pläne Bestand aus Stahl und Stahlbeton	233
B Pläne Alternativentwurf aus Stahlbeton	237
C Berechnungsprotokoll Vorspannung.....	247
D Detailzeichnungen Vorspannung.....	300
E Lastfälle des Alternativentwurfs	306
F Schnittgrößen und Spannungen des Alternativentwurfs	311
G Berechnungsprotokolle.....	324

1 Einleitung

Ein Forschungsgebiet am Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau der Technischen Universität Wien ist die Untersuchung der Anwendung von Gitterträgerdecken und Doppelwandelementen im Brücken- und Ingenieurbau. Gemeinsam mit dem Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) und der österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG) wurden über die letzten Jahre mehrere Forschungsvorhaben bearbeitet [6].

Das Hauptthema des jüngsten Forschungsvorhabens ist die Entwicklung von trogförmigen Brückenquerschnitten für integrale Brücken, mit kurzen beziehungsweise mittleren Spannweiten. Hierzu werden 50 bis 70 mm dicke Fertigteile aufgestellt und mit einer 120 bis 200 mm dicken Ortbetonbodenplatte verbunden. Diese U-förmigen Träger werden im Werk für die späteren Belastungen vorgespannt und schlaff bewehrt.

Die Herstellung im Werk erhöht die Betonqualität der Außenschalen des Trägers und ist außerdem witterungsunabhängig, wodurch kürzere Bauzeiten auf der Baustelle und eine erhöhte Wirtschaftlichkeit erreicht werden können.

Die Halbfertigteilträger sind leichter als Vollquerschnitte und können auf der Baustelle versetzt werden. Da die Träger als Schalung für den später hinzugefügten Aufbeton dienen, entfallen Schalarbeiten und Lehrgerüstarbeiten. Die Bauzeit kann verkürzt werden und die bestehende zu überbrückende Straße muss nicht gesperrt werden.

In dieser Arbeit wird eine bestehende Brücke aus Stahl und Stahlbeton betrachtet. Für diese Brücke wird eine Alternative entworfen und bemessen. Dadurch soll gezeigt werden, dass der Einsatz von Halbfertigteilträgern für den Bau von integralen Brücken möglich ist und eine gute Alternative für Stahl- und Stahlbeton-Verbundbrücken darstellt.

2 Integrale Brücken [27], [28]

Integrale Brücken sind monolithische Bauwerke ohne Fugen und Lager. Im Gegensatz stehen sogenannte konventionelle Brücken, dargestellt in Abbildung 2.1, die beispielsweise aus einzelnen statisch bestimmten Einfeldträgern bestehen können, die auf den Widerlagern und Pfeilern aufliegen.

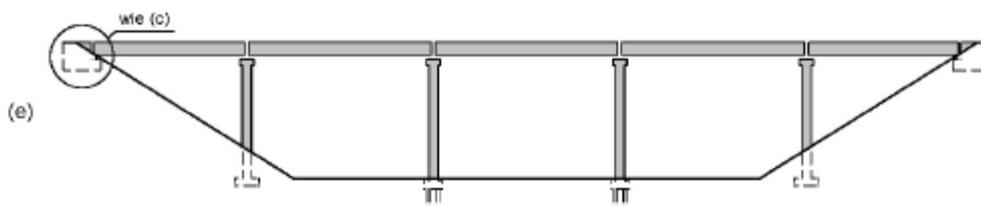


Abb. 2.1: Vollständig dilatierter Brücken (Lagerbrücken), wobei das Detail in Abbildung 2.2 dargestellt wird [28]

Eine weitere Möglichkeit der Herstellung von konventionellen Brücken ist mittels durchlaufender Fahrbahnplatte, die an den Pfeilern und Widerlagern oder nur bei den Widerlagern Lager und Fugen aufweist. Erstere wird als monolithische Brücke bezeichnet und ist in Abbildung 2.2 oben abgebildet. Letzteres wird semimonolithisch genannt und ist in Abbildung 2.2 unten abgebildet.

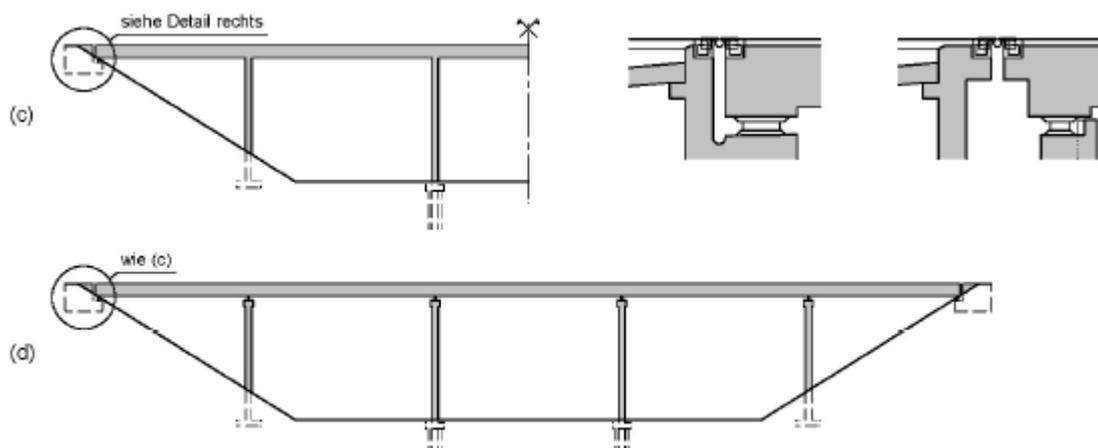


Abb. 2.2: (c) Monolithische Brücke (oben) und (d) Semimonolithische Brücke (unten) [28]

Durch das weitere Entfallen von Lagern und Fugen erhält man semi-integrale Brücken. Diese besitzen entweder ein Lager bei den Widerlagern oder einen Fahrbahnübergang. Es dürfen jedoch nicht beide Fälle auftreten.

Durch den Entfall des letzten Lagers, erhält man eine integrale Brücke. Diese besitzt weder einen Fahrbahnübergang, noch ein Lager bei den Widerlagern.

In Abbildung 2.3 ist eine semi-integrale Brücke unten und eine integrale Brücke oben abgebildet. Unterschiede sind nur noch in den Details rechts zu erkennen.

2 INTEGRALE BRÜCKEN [27], [28]

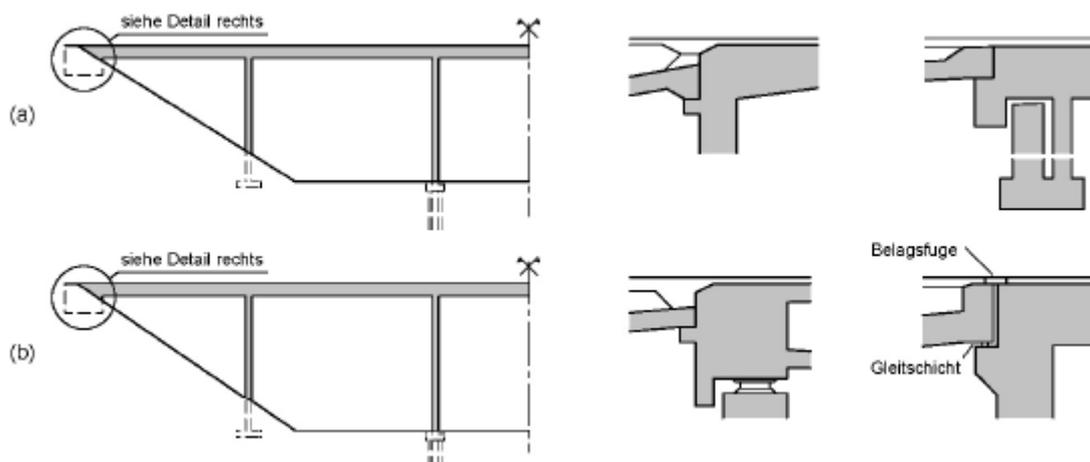


Abb. 2.3: (a) Integrale Brücke ohne Fugen und Lager (oben) und (b) Semi-Integrale Brücke (unten) [28]

Die integrale Bauweise eignet sich besonders für Brücken mit kurzen Spannweiten bis zirka 30 m, größere Spannweiten sind jedoch auch realisierbar.

In den folgenden Unterkapiteln werden die Vorteile sowie die Nachteile der integralen Bauweise gegenüber konventionellen Brücken erläutert. Anschließend werden die Beanspruchungen auf das Brückenbauwerk näher beschrieben, die Zwangsspannungen hervorrufen. Abschließend wird die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk genauer betrachtet.

2.1 Vorteile

Lager und Fugen sind Verschleißteile und haben eine geringere Lebensdauer als das Brückentragwerk aus Beton. Sie müssen während der Nutzungsdauer gewartet werden und erhöhen somit die Unterhaltungskosten. Sind diese nicht mehr funktionsfähig, verursachen sie Zwangsbeanspruchungen, für die das Bauwerk nicht bemessen wurde. Lager und Fugen sind deshalb häufige Ursachen von Schäden. Zusätzlich müssen sie für die Wartung zugänglich sein und erfordern somit eine spezielle Konstruktion. Ein weiteres Problem bei Fugen ist die Zerlegung eines homogenen Tragwerks in einzelne Bauteile. Durch diese Zerteilung gelangt Feuchtigkeit in das Bauwerk, was zu der Gefährdung von korrosionsempfindlichen Stellen führt. Bei integralen Brücken entfallen durch das nicht Vorhandensein von diesen Problemstellen die hohen Herstellungs-, Wartungs- und Reparaturkosten sowie aufwendige Konstruktionen im Fugen- und Lagerbereich. Des Weiteren entfällt die ständige Überwachung dieser Verschleißteile.

Die konzentrierte Kräfteinleitung im Lagerbereich erzeugt im Brückentragwerk sehr hohe Spannungen im Kräfteinleitungsbereich. Dadurch ergibt sich im Auflagerbereich eine komplizierte Spannungskonzentration und daraus folgend eine hohe Bewehrungskonzent-

2 INTEGRALE BRÜCKEN [27], [28]

ration. Bei integralen Brücken ergibt sich im Auflagerbereich ein gleichförmiger Verlauf der Hauptspannungen. Durch den Wegfall der Spannungskonzentrationen sinkt der Bewehrungsgehalt im Auflagerbereich. In Abbildung 2.4 sind die Spannungsverläufe im Auflagerbereich von konventionellen Brücken und integralen Brücken gegenübergestellt.

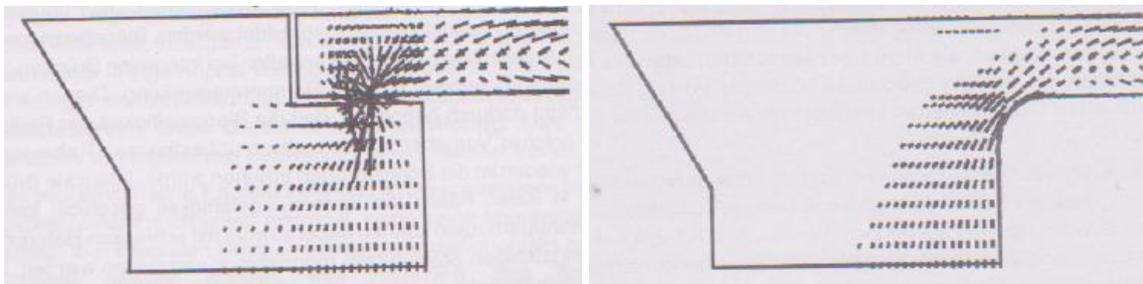


Abb. 2.4: Vergleich des Spannungsverlaufs im Auflagerbereich bei konventionellen Brücken (links) und integralen Brücken (rechts) [27]

Durch den fugenlosen Anschluss an die Pfeiler und die Widerlager entsteht ein biegesteifer Rahmen. Im Gegensatz zu einzelnen Einfeldträgern einer konventionellen Brücke, kann durch diese steife Verbindung der Querschnitt des Überbaus kleiner und schlanker werden. Ebenso können die Pfeiler und im Zuge dessen die Fundamente schmaler ausgeführt werden.

Bei vorgespannten Konstruktionen entfallen bei der integralen Bauweise viele Einfeldträgervorspannungen. Stattdessen wird eine Vorspannung über die ganze Länge vorgesehen. Die Reibungsverluste sind dadurch erhöht, jedoch reduzieren sich die Kosten erheblich. Die teuren Verankerungen an den Trägerenden bei den Pfeilern können entfallen. Gebraucht werden nur die Verankerungen bei den Widerlagern.

Bei statisch unbestimmten Rahmentragwerken ist die Systemredundanz größer. Wenn eine ausreichende Duktilität vorhanden ist, besitzt eine integrale Brücke dadurch Tragsicherheitsreserven. Zusätzlich kann eine Rahmenkonstruktion die Horizontalkräfte, verursacht durch die Hinterfüllung, besser aufnehmen. Die Widerlager werden nicht mehr als Kragarme betrachtet, sondern als oben und unten elastisch eingespannt.

Ungleichmäßige Setzungen im Untergrund kann eine integrale Brücke besser aufnehmen. Es entstehen zwar Zwangsspannungen, welche jedoch über größere Bereiche verteilt sind. Die Verschiebungen aufgrund der Setzungen sind durch die monolithische Bauweise verteilt. Bei Setzungen eines Pfeilers mit zwei Einfeldträgerenden können im Gegensatz zur lagerfreien Bauweise Knicke entstehen.

Durch die Rahmenkonstruktion ist die Wahl der Spannweiten frei wählbar. Es sind kurze Randfelder möglich, da das Widerlager als Gegengewicht wirkt, es sind aber auch lange Randfelder möglich, da der Träger eingespannt ist.

Durch den Entfall von Fahrbahnübergängen an den Brückenenden verbessert sich der Fahrkomfort. Außerdem verbessert sich dadurch auch die Lärmimmission. Die Übergänge müssen jedoch richtig ausgeführt werden.

2.2 Nachteile

Der größte Nachteil von integralen Brücken ist die Unsicherheit bei der Bemessung, da die Komplexität viele Vereinfachungen erfordert. Die verwendeten Parameter streuen stärker als bei konventionellen Brücken. Die Bemessung ist wesentlich aufwendiger und benötigt analytische Fähigkeiten.

Durch den Entfall von Fugen und Lagern entsteht ein biegesteifes Rahmentragwerk. Dies führt zu Biegebeanspruchungen in den Widerlagern und Pfeilern und daraus folgend zu hohen Bewehrungsgraden, welche bei konventionellen Brücken nicht auftreten.

Durch den Wegfall von Dehnungsfugen kann sich die integrale Brücke in horizontaler Richtung nicht mehr frei verformen. Aufgrund dieser Behinderung kommt es zu hohen Zwangsbeanspruchungen. Diese müssen beim Entwurf und der Bemessung berücksichtigt werden, um Risse zu vermeiden.

Durch die monolithische Bauweise einer integralen Brücke können nicht mehr die Einzelteile getrennt voneinander betrachtet werden. Es muss die Brücke als Gesamtsystem mit komplexem interaktivem Verhalten betrachtet und bemessen werden.

Er kann auch vermehrt zu Schäden im Übergangsbereich des Brückentragwerks zum Verkehrsweg aufgrund der Temperaturbeanspruchung kommen. Diese Schäden verursachen jedoch geringere Kosten als die Wartung von Fugen und Lagern und treten erst nach einem längeren Zeitraum auf.

Durch die Interaktion des Bauwerks mit dem Erdreich, kommt es zu größeren Setzungen der Hinterfüllung aufgrund von zyklischer Beanspruchung. Der Entwurf und die Bemessung des Fahrbahnübergangs sind daher besonders wichtig.

2.3 Zwangsbeanspruchung

Aufgrund behinderter Verformung durch fehlende Fugen kommt es bei statisch unbestimmten Tragwerken, wie es bei integralen Bauwerken der Fall ist, zu Zwangsspannun-

gen. Die Verformungen entstehen aufgrund von Temperaturbeanspruchungen, Schwinden, Kriechen und Vorspannungen.

Durch konstante Temperaturschwankungen über die Jahreszeiten entstehen Längenänderungen im Tragwerk und infolge dessen zentrische Zwängungen. Durch Temperaturerhöhungen entstehen Druckspannungen und durch Temperaturabnahmen entstehen Zugspannungen. Zusätzlich wirken lineare Temperaturänderungen beispielsweise durch direkte Sonneneinstrahlung, die eine Krümmung und daraus folgend Momente hervorrufen. Ein weiterer Temperatureinfluss ist die Hydratationswärme. Die Temperatur des Betons steigt während des Erhärtungsprozesses. Beim Abfließen der Hydratationswärme verkürzt sich das Tragwerk. Bei behinderter Verformung entstehen Eigenspannungen.

Längsverformungen können auch aufgrund der Viskosität des Betons entstehen. Dabei unterscheidet man zwischen Kriechen und Schwinden. Schwinden ist lastunabhängig und beschreibt das Verkürzen des Tragwerks. Kriechen ist im Gegensatz dazu lastabhängig und beschreibt die Verformungszunahme aufgrund einer Belastung über einen längeren Zeitraum.

Durch das Aufbringen einer Vorspannung entstehen Druckspannungen. Der Träger verkürzt sich und verformt sich abhängig von der Spannliedlage. Bei größeren Spannweiten werden hohe Vorspanngrade benötigt. Die hohen Druckkräfte erzeugen bei behinderter Verformung hohe Zwänge.

2.4 Tragwerk-Boden-Interaktion

Eine wichtige Eigenschaft von integralen Brücken ist die Interaktion zwischen Unterkonstruktion und Überbau. Das Verhalten des Tragwerks hängt dabei vom Verhältnis der Steifigkeit des Überbaus zur Steifigkeit des restlichen Tragwerks ab.

Die Theorie der vollständig behinderten Dehnung tritt in der Realität nicht auf. Wenn der Überbau um einiges steifer ist, als die Stützen und Widerlager, kann sich das gesamte Tragwerk verformen. Durch die Verformungen reduzieren sich die Zwangsspannungen, jedoch verschiebt sich der Unterbau ebenso. Der Übergang der Fahrbahn muss diese Verschiebungen aufnehmen können.

Aufgrund der Temperaturschwankungen dehnt und verkürzt sich das Widerlager abwechselnd. Durch diese zyklische Beanspruchung kommt es bei den Widerlagern zu einer Nachverdichtung der Hinterfüllung. Bei einer Erwärmung dehnt sich das Tragwerk aus und drückt das Erdreich zusammen. Bei einer Abkühlung verkürzt sich die Brücke jedoch

2 INTEGRALE BRÜCKEN [27], [28]

wieder und es kommt zu Setzungen der Hinterfüllung. Dies muss bei der Konstruktion und Bemessung des Fahrbahnübergangs beachtet werden.

Die Tiefgründung des Tragwerks erfährt dieselbe zyklische Belastung wie das hinterfüllte Material, jedoch werden Pfähle in bestehenden Boden eingebracht. Die Verformungen des Erdreichs sind standortabhängig und bringen eine große Unsicherheit mit sich.

3 Herstellung von Brückenträgern aus dünnwandigen und vorgespannten Halbfertigteilen

Im Zuge eines Forschungsprojekts der TU Wien mit den Österreichischen Bundesbahnen und der österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft wurde der Einsatz von Halbfertigteilelementen im Brücken- und Ingenieurbau untersucht. Durch den Einsatz von Halbfertigteilträgern verringert sich die Bauzeit. Die Produktion im Fertigteilwerk garantiert eine gleichbleibende hohe Fertigungsqualität und eine erhöhte Passgenauigkeit. All diese Faktoren erhöhen die Wirtschaftlichkeit. [30]

Im folgenden Kapitel wird zu Beginn die Herstellung von den Fertigteilen erläutert. Anschließend werden die Bauteile beschrieben, die aus den Fertigteilen entstehen.

3.1 Produktion von Fertigteilen [29]

Für die Produktion von flächigen Betonfertigteilen wie Elementdecken und Doppelwänden werden von großen Firmen Palettenumlaufanlagen verwendet. Als Beispiel wird die Produktionsanlage der Firma Sommer Anlagentechnik GmbH [29] erläutert.

Zu Beginn müssen die Schalflächen vorbereitet werden. Mit Schaberleisten werden die Grobverschmutzungen abgetragen. Anschließend wird der Feinstaub auf den Paletten mit Bürsten gelöst. Der Feinstaub wird mittels einer Staubabsaugung entfernt. Dieser Schritt ist in Abbildung 3.1 abgebildet.



Abb. 3.1: Vorbereiten der Schalflächen [29]

Die Betonelemente werden mittels Schalungen aus Spezialstahl geformt, die lasergeschnitten, gefräst und mit Profilierung ausgeführt sind. Diese Schalformen besitzen ein

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESpanNTEN HALBFERTIGTEILEN

integriertes Magnetverspannsystem und werden gemeinsam mit Magneten und Zusatzelementen mit einem Multi-Funktions-Schalungs-Roboter gesetzt. Die Genauigkeit liegt bei ± 1 mm. Gleichzeitig werden die Paletten vermessen, die Schalformen geölt und Sondermagnete für Einbauteile gesetzt. Das Setzen der Schalung ist in Abbildung 3.2 abgebildet.



Abb. 3.2: Setzen der Schalungen [29]

Anschließend wird die erforderliche Bewehrung vorbereitet und der Arbeitsstation zugeführt. Dies geschieht mittels CAD-Vorgaben. Stahlverarbeitungsmaschinen bearbeiten die Bewehrung, wobei die Schnittstellen exakt festgelegt sind. Das Bewehren ist in Abbildung 3.3 abgebildet.



Abb. 3.3: Bewehren [29]

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESPANNTEN HALBFERTIGTEILEN

Das Betonieren erfolgt mit Betonverteilern über Schnecken. Diese Verteiler sind für beliebige Konsistenzen geeignet und sind als Portal-, Halbportal- oder Brückenkonstruktion ausgeführt. In Abbildung 3.4 ist der Verteiler während des Betoniervorganges abgebildet.



Abb. 3.4: Betonieren [29]

Angepasst an die Betonrezeptur, an die Konsistenz und an die gewünschten Produkte, werden die betonierten Formen verdichtet. Für die Verdichtung werden das Vario-Schwing-Verdichtungssystem, die Hochfrequenzverdichtung, die kombinierte Verdichtungsanlage, der Tauchrüttler und der Auflastrüttler herangezogen, wobei in Abbildung 3.5 das Vario-Schwing-Verdichtungssystem abgebildet ist.



Abb. 3.5: Vario-Schwing-Verdichtungs-System [29]

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESPANNTEN HALBFERTIGTEILEN

Für die Doppelwandproduktion werden die Fertigteile gewendet. Dadurch wird eine exakte Fertigung von Doppelwandelementen gewährleistet. Dazu werden die Elemente verspannt und mit Hub- und Drehbewegungen gewendet. Dies erfolgt hydraulisch. In Abbildung 3.6 ist die Wendestation ersichtlich.



Abb. 3.6: Wenden [29]

Anschließend werden die Elemente in den Aushärtebereich mit Stapelanlagen oder Regalanlagen mittels Hub- und Transportvorrichtungen befördert.

Abschließend werden die Elemente mit dem Multi-Funktions-Schalungs-Roboter ausgeschalt. Dieser erkennt die Schalung mittels einem Bildverarbeitungssystem, öffnet die Magnete und befördert die Schalungen zur Reinigungsstation.

3.2 Produktion von Halbfertigteilträgern [6]

Fertigteile werden seit Jahren im Hoch- und Industriebau eingesetzt. Gitterträgerdecken dienen als Schalung für Deckenkonstruktionen. Doppelwandelemente werden mit Ortbeton verfüllt und werden zu massiven Wänden.

Die Gitterträgerdecken und Doppelwandelemente können aber auch im Brücken- und Ingenieurbau verwendet werden. Das Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau an der Technischen Universität Wien untersucht den Einsatz von Fertigteilen für die Herstellung von Halbfertigteilträgern. Diese sollen für den Transport leicht sein und nach dem Versetzen als Schalung für den Ortbeton dienen.

Zum einen können die Träger aus Elementdecken hergestellt werden. Diese 50 bis 70 mm dicken Fertigteile werden aufgestellt und dienen als Wände. Bei der Herstellung der Elementdecken wird bereits die erforderliche Bewehrung für die zukünftige Belastung

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESpanNTEN HALBFERTIGTEILEN

eingebaut. Ebenso werden die erforderlichen Hüllrohre befestigt. Diese Einzelteile werden ausgerichtet und mit einer 100 bis 200 mm dicken durchgehend bewehrten Betonbodenplatte verbunden. Die Verbindung erfolgt mittels Eckbügelbewehrung in der Bodenplatte und angeschweißtem Horizontalverband an der oberen Seite. Durch diesen Schritt können auch mehrere Trägerteile zu einem Träger zusammengefügt werden. Die Fugen müssen dabei mit hochfestem Vergussmörtel verbunden werden. Anschließend werden die Einzelteile vorgespannt, um sie transportfähig zu machen.

Die Breite und die Höhe der Träger sind variabel, die möglichen Spannweiten können bis zu 50 m reichen. Zusätzlich zur Eckbügelbewehrung kann die erforderliche Längs- und Bügelbewehrung bereits im Werk eingebaut werden. Für vorgespannte Träger werden auch die benötigten Hüllrohre im Werk eingebaut.

In Abbildung 3.7 ist ein Halbfertigteilträger aus Elementdecken mit 200 mm dicker Bodenplatte abgebildet. Zu sehen sind auch die bereits eingebauten Hüllrohre für die Vorspannung.



Abb. 3.7: Halbfertigteilträger mit Gitterträgerdecken [6]

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESpanNTEN HALBFERTIGTEILEN

Um sich das Aufstellen und Ausrichten der Elementdecken zu ersparen, wurde ein zweites Verfahren untersucht. Dabei werden Doppelwandelemente als Halbfertigteilträgerwände verwendet. Auch diese Elemente werden mit einer 100 bis 200 mm dicken Betonbodenplatte verbunden. Die maximale Breite der Träger beträgt bei diesem Verfahren 500 mm. Durch diese Grenze ist jedoch auch der Einbau von Spanngliedern begrenzt. Diese müssen ebenfalls bei der Herstellung der Doppelwandelemente bereits befestigt werden.

In Abbildung 3.8 ist ein Halbfertigteilträger mit 200 mm dicken Betonbodenplatte aus Doppelwandelementen abgebildet. Zusätzlich sind bereits vier Hüllrohre für Spannglieder eingebaut.



Abb. 3.8: Halbfertigteilträger mit Doppelwandelementen [6]

3.3 Herstellung von Plattenträgern [30]

Die bewehrten und vorgespannten Halbfertigteilträger werden auf die Baustelle transportiert und versetzt. Durch das geringe Gewicht wird keine spezielle und teure Kran- und Hebetchnik benötigt.

3 HERSTELLUNG VON BRÜCKENTRÄGERN AUS DÜNNWANDIGEN UND VORGESPANNTEN HALBFERTIGTEILEN

Die Halbfertigteilträger bilden nur die Außenhaut und werden vor Ort ausbetoniert. Die gewählte Anordnung der Betonierarbeitsschritte in den verschiedenen Bauphasen bestimmt das statische System und bietet eine große Anzahl von möglichen Anwendungen.

Es können Brücken als Einfeldträger oder Durchlaufträger hergestellt werden. Durch die Ausbildung der Auflager können biegesteife Ecken oder gelenkige Anschlüsse erzeugt werden. Es können konventionelle Brücken oder, durch Weglassen der Fugen und Lager, auch integrale Brücken hergestellt werden.

Die ausbetonierten und ausgehärteten Träger werden anschließend mit einer Fahrbahnplatte ergänzt. Dazu können Elementdecken eingehoben werden. Diese Fertigteile werden beispielsweise über ein Abhängesystem gehalten. Sie dienen als Schalung für die Fahrbahnplatte. Somit ist auch bei der Herstellung der Platte keine Sperrung des Verkehrs notwendig. Die Fahrbahnplatte kann auch konventionell hergestellt werden.

Nach dem Aushärten der Platte ist der tragende Plattenbalken fertiggestellt und der Ausbau kann beginnen. In Abbildung 3.9 ist der Entwurf einer Autobahnüberführung abgebildet. Zu sehen sind die trogförmigen Halbfertigteilträger, die mit Füllbeton ausbetoniert werden. Zwischen den Trägern sind Elementdecken für die Fahrbahnplatte mit dem Aufbeton zu sehen.

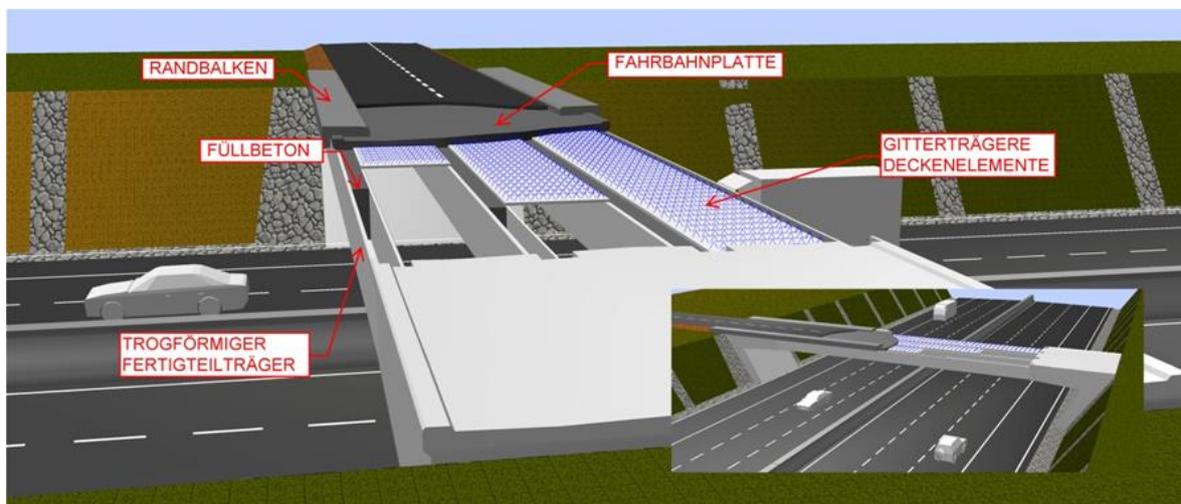


Abb. 3.9: Entwurf einer Autobahnüberführung – Prinzip-Skizze für das Bauen mit trogförmigen Halbfertigteilträgern und Halbfertigteil-Deckenelementen [30]

4 Alternativentwürfe für eine bestehende Stahl-Beton- Verbundbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Halbfertigteilen

4.1 Bestand aus Stahl und Stahlbeton [4]

Bei dem bestehenden Objekt handelt es sich um die Überbrückung der Süd Autobahn A2 bei der Anschlussstelle Bad Vöslau. Die Fahrbahn besteht aus zwei Fahrstreifen und einem Linksabbiegestreifen. Die integrale Brücke ist 48,19 m lang und 15,50 m breit. Die Widerlager sind 6,27 m hoch und die Mittelpfeiler sind 5,73 m hoch mit einer 500 mm hohen Auflagerbank bis zum Stahlträgeranschluss.

Das Tragwerk besteht aus vier Stahlträgern mit einer Höhe von 1,20 m. Diese liegen auf Widerlagern und in der Mitte auf Pfeilern auf und sind mit Kopfplattenstößen biegesteif verbunden. Durch die betonierten Auflagerbänke und die biegesteifen Stahlanschlüsse entsteht gemeinsam mit den Widerlagern und den Mittelpfeilern eine Rahmenkonstruktion. Auf den Hauptträgern liegen Stahlbeton-Fertigplatten, die mit einer Ortbeton-Fahrbahnplatte ergänzt werden. Die Rahmenkonstruktion besitzt eine Tiefgründung aus Bohrpfählen bei den Widerlagern und duktilen Pfählen bei den Mittelstützen. Die Kräfte werden über Pfahlroste in die Pfähle weitergeleitet. Die Absteckung der Pfähle ist im Anhang A in Abbildung A.3 zu sehen.

Der Aufbau der Fahrbahn besteht aus einer 30 mm dicken bituminösen Deckschicht SMA 11, einer 80 mm dicken bituminösen Tragschicht AC22, einer 30 mm dicken bituminösen Schutzschicht AC8 und einer 10 mm dicken Abdichtung. Zur seitlichen Begrenzung der Fahrbahn werden beidseitig Randbalken befestigt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Maße und Aufbauten sind im Anhang A im Längenschnitt und Querschnitt in Abbildung A.1 und im Lageplan in Abbildung A.2 ersichtlich. In Abbildung 4.1 ist der Längenschnitt und der Querschnitt der Bestandsbrücke verkleinert dargestellt.

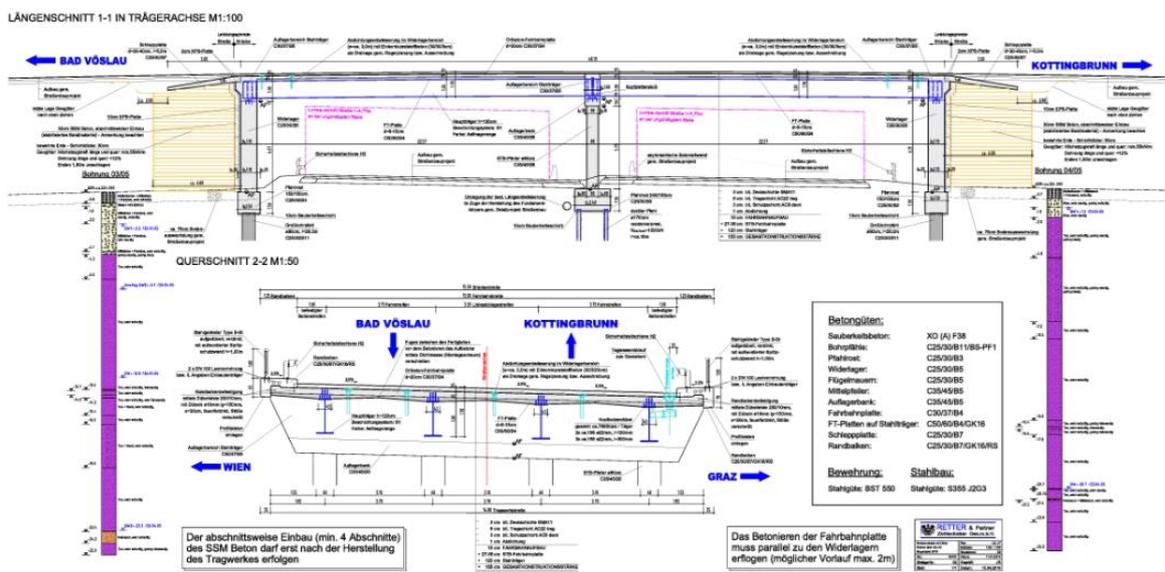


Abb. 4.1: Ausschnitt Längenschnitt und Querschnitt Bestand Plan Nr.02 [4]

Im Planausschnitt in Abbildung 4.2 ist die Neigung der Widerlager und Pfahlroste zu erkennen, die mit folgender Formel berechnet wird.

$$\alpha = \cos^{-1}\left(\frac{14,80}{15,11}\right) = 11,63^\circ = 0,2029 \text{ rad}$$

Dabei ist α der Winkel der Widerlager und Pfahlroste zur Normalen der Straßenachse. Der Komplementärwinkel β beträgt $78,37^\circ$ und liegt zwischen Pfahlrost und Straßenachse.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

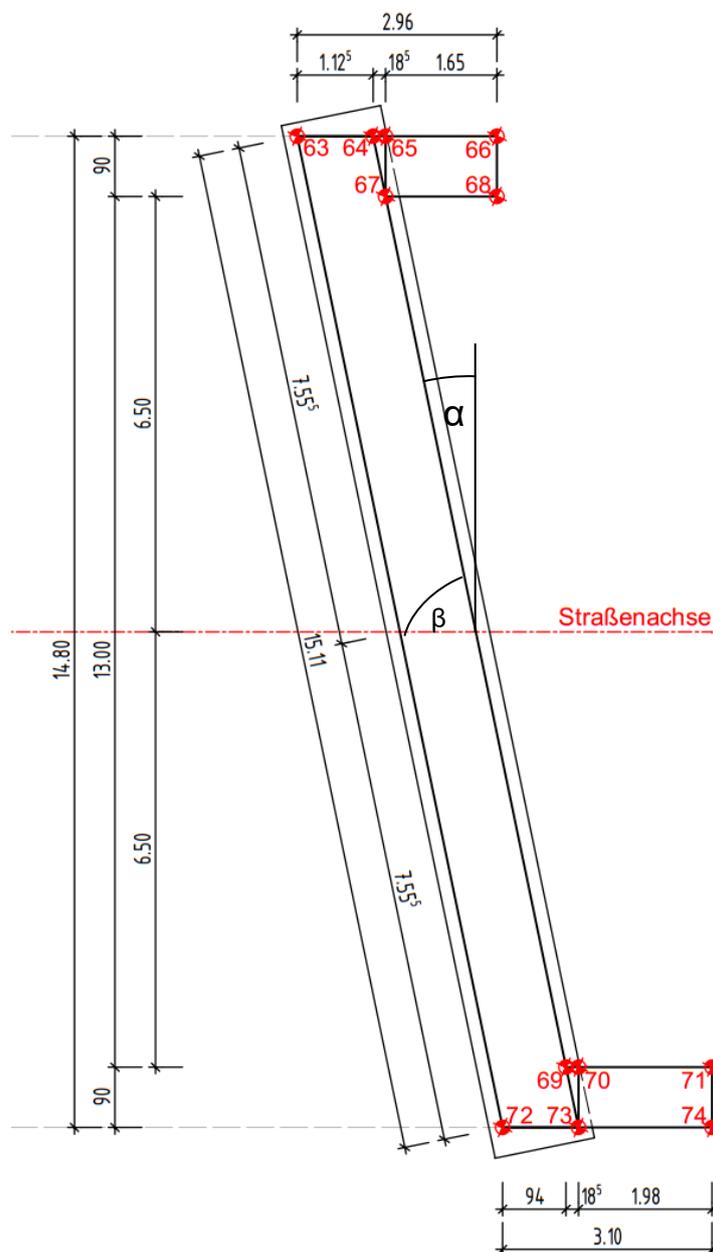


Abb. 4.2: Ausschnitt Absteckung Widerlager Bestand Plan Nr.05 [4]

4.2 Formfindung des Alternativentwurfs aus Stahlbeton

Das Brückentragwerk ist zweifeldrig mit einer Gesamtlänge von 48,19 m. In der Mitte bestehen Auflagermöglichkeiten auf Stützen und an den Rändern sind Widerlager als Auflager vorhanden. Aufgrund der kurzen Spannweiten wird der Alternativentwurf ident zum Bestand als Rahmenkonstruktion in integraler Bauweise ausgeführt. Da eine integra-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Brücke fugen- und lagerlos ist, ist der Überbau mit den Stützen und Widerlagern biegesteif verbunden.

Der Brückenüberbau des Alternativentwurfs wird aus Halbfertigteilen hergestellt. Diese dienen als Schalung für das Tragwerk, wodurch die Schalungsarbeiten entfallen. Die Unterstellungen während des Erhärtens werden nicht benötigt, sodass der Straßenbetrieb nicht gesperrt werden muss.

Das Tragwerk des Alternativentwurfs wird als zweistegiger Plattenbalken ausgeführt, siehe hierzu Abbildung 4.6. Für die Stege werden Halbfertigteilträger aus Elementdecken und einer Bodenplatte hergestellt. Die Produktion der Elementdecken ist im Kapitel 3.1 und die Herstellung der Halbfertigteilträger im Kapitel 3.2 beschrieben. Diese Träger sind leicht und können ohne spezielle Hubgeräte auf der Baustelle versetzt werden. Die zwei dünnwandigen Brückenträger werden auf der Baustelle mit Ortbeton ausbetoniert. Anschließend können sie mit Elementdeckenfertigteilen ergänzt werden und mit Ortbeton zu einem Plattenbalken verbunden werden. Die Herstellung der Fahrbahnplatte kann auch konventionell erfolgen. Die Herstellung wird in verschiedene Bauphasen (BP) unterteilt, welche in Kapitel 4.1 genauer erklärt werden.

Die erforderliche Höhe des Tragwerks entspricht mit 1,55 m der Tragwerkshöhe des Bestandes. Die Höhe der Platte wird im Vorfeld gewählt und beträgt 0,40 m. Die Auskragungen des Plattenbalkens sind an der Unterkante geneigt und besitzen am Rand noch eine Höhe von 0,25 m. Die Halbfertigteile des Tragwerks ragen zur Hälfte, also 0,20 m, in die Platte und sind insgesamt 1,35 m hoch. Die gewählte Breite der Stege beträgt 0,80 m. Der Abstand der Stege wird mit 7,30 m gewählt.

Der Aufbau der Fahrbahn und die Randbalken werden aus dem Bestandsobjekt übernommen. Die Dicke des Aufbaus beträgt insgesamt 150 mm und besteht aus einer 30 mm dicken bituminösen Deckschicht, einer 80 mm dicken bituminösen Tragschicht, einer 30 mm dicken bituminösen Schutzschicht und einer 10 mm dicken Abdichtung. Der Randbalken ragt 350 mm über die Fahrbahnplatte hinaus und ist insgesamt 1,25 m breit. Die Abmessungen befinden sich in Abbildung 4.6.

Für den Alternativentwurf aus Stahlbeton werden alle Hauptabmessungen aus dem Bestand (siehe Kapitel 4.1) übernommen. Die Höhe der Widerlager und der Mittelpfeiler betragen bei dem Alternativentwurf jedoch 6,44 m im Vergleich zu 6,27 m bei den Widerlagern und 5,73 m beim Mittelpfeiler beim Bestand, da der Abstand für den Stahlträgeranschluss entfällt. Die Mittelpfeiler werden quadratisch mit einem 0,80x0,80 m Querschnitt ausgeführt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Widerlager sind bei der Bestandsbrücke durchgehend 1,10 m dick. Für den Alternativentwurf wird die Dicke auf 0,60 m reduziert mit einer Aufweitung im Bereich der Stege. Die Widerlager sind an den Auflagerpunkten am oberen Ende 1,55 m breit, was der Höhe des Plattenbalkens entspricht. Der Überbau verschmilzt mit den Widerlagern, da die Widerlager die Querschnittsform des Brückentragwerks spiegeln. Dieser Entwurf wird an die Lösungsvorschläge für Formübergänge laut [5] angelehnt, die in Abbildung 4.3 ersichtlich sind.

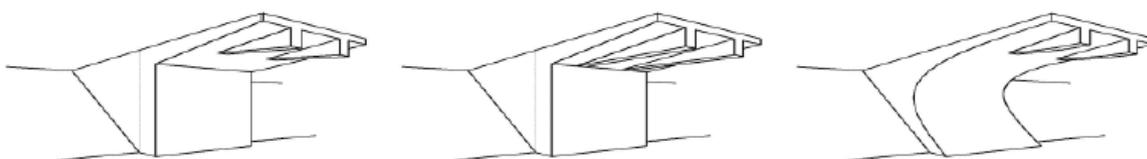


Abb. 4.3: Integrale Formübergänge von Plattenbalkenquerschnitten [5]

Die 1,55 m breiten Vouten werden mit abnehmender Höhe schmaler und betragen 0,50 m über der fertigen Geländeoberkante noch 0,60 m, siehe hierzu Abbildung 4.5 und die Abbildungen im Anhang B. In Abbildung 4.7 ist ein Schnitt durch das Widerlager an der höchsten Stelle abgebildet. In Abbildung 4.8 ist der Schnitt durch das Widerlager an der tiefsten Stelle geführt.

Der Alternativentwurf besitzt wie der Bestand eine Tiefgründung aus Bohrpfählen bei den Widerlagern und duktilen Pfählen bei den Mittelstützen. Die Kräfte werden über Pfahlroste in die Pfähle weitergeleitet. Dies ist mit den wichtigsten Abmessungen in Abbildung 4.5 ersichtlich.

Die Bettung der Pfähle wird aus der Bestandsstatik [3] übernommen. Die Bohrpfähle besitzen eine gemittelte vertikale Bettung von 30.000 kN/m² und eine horizontale Feder mit 300.000 kN/m² Widerstand. Die duktilen Pfähle besitzen nur eine vertikale Pfahlbettung von 80.000 kN/m².

In Abbildung 4.4 ist die Legende zu allen Schnitten in den Abbildungen ersichtlich. Diese gilt für alle nachfolgenden Kapitel. Alle weiteren Pläne mit genaueren Abmessungen sind in den Abbildungen im Anhang B zu finden.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

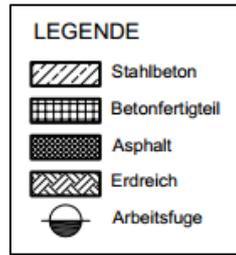


Abb. 4.4: Legende

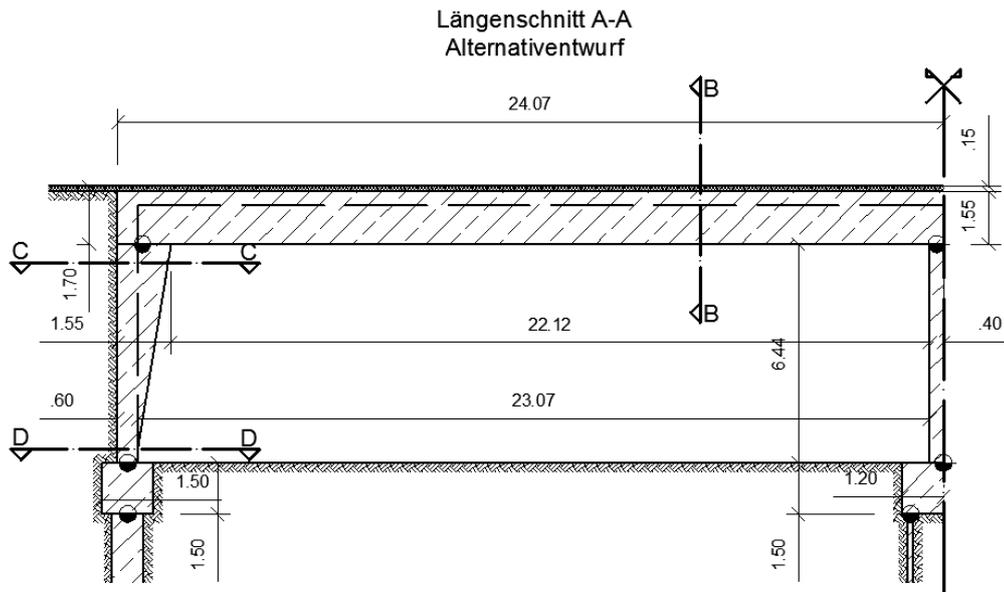


Abb. 4.5: Längenschnitt Alternativentwurf

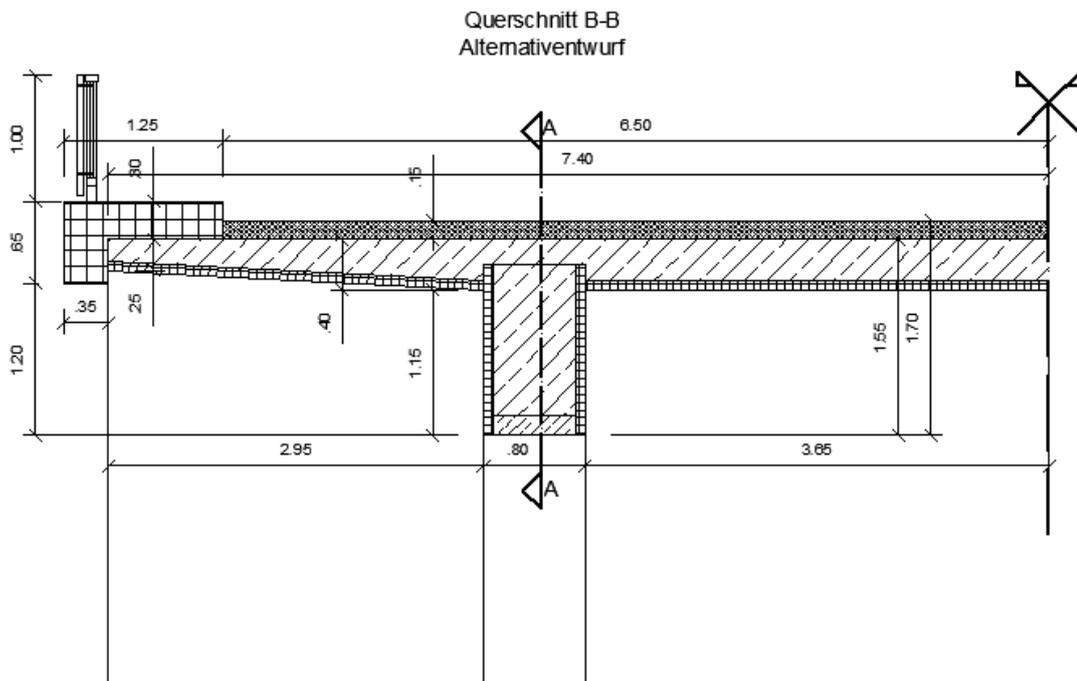


Abb. 4.6: Querschnitt B-B Alternativentwurf

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

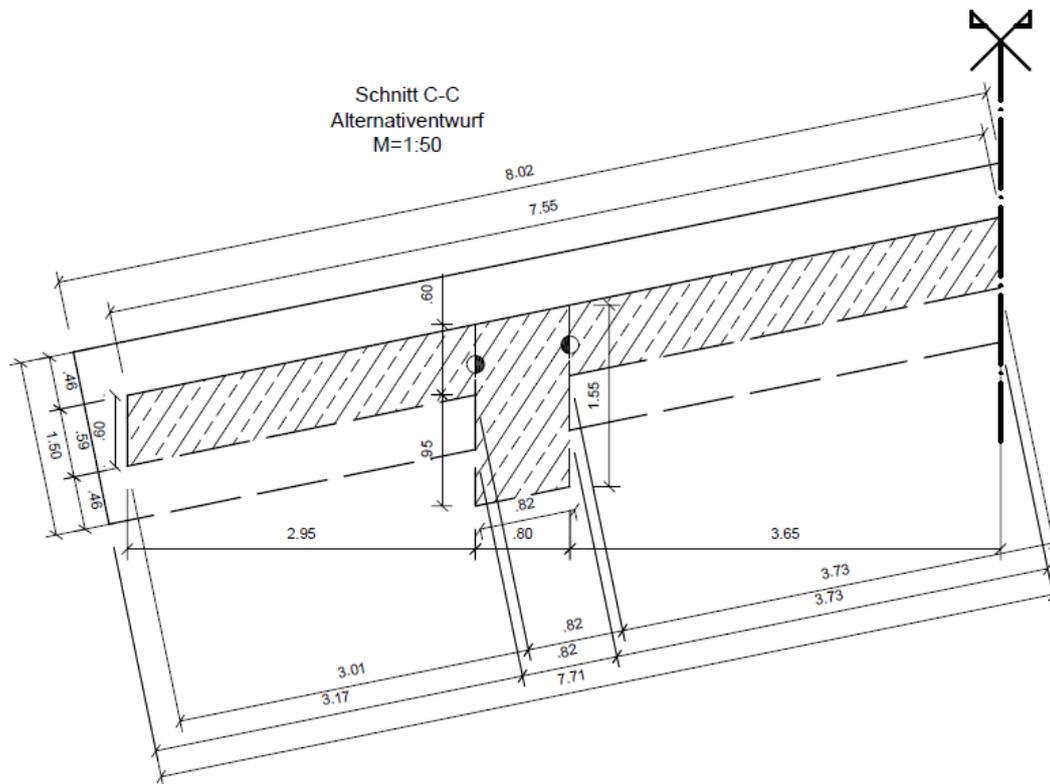


Abb. 4.7: Widerlagerquerschnitt C-C oben

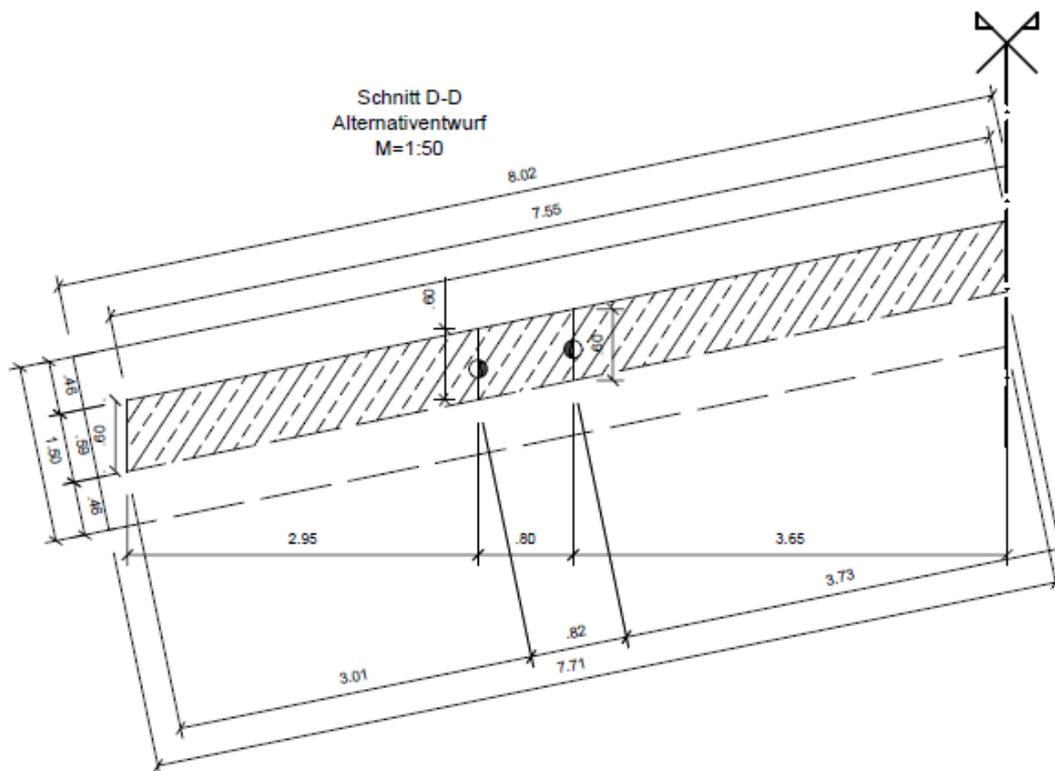


Abb. 4.8: Widerlagerquerschnitt D-D unten

4.3 Bauphasen und statisches System

Im folgenden Kapitel werden die einzelnen Bauphasen für den Alternativentwurf beschrieben. Dazu werden die einzelnen Arbeitsschritte jeder Bauphase erklärt, die zur Fertigstellung der Brücke notwendig sind. Außerdem werden die statischen Systeme der Bauphasen beschrieben, die zur Berechnung benötigt werden. Zu den einzelnen Bauphasen werden Längenschnitte und Querschnitte sowie die statischen Systeme abgebildet. Zusätzlich werden zu den einzelnen Querschnitten die Querschnittswerte in Tabellen zusammengefasst, die für die Nachweise gebraucht werden.

Es werden 2 Varianten des Alternativentwurfs bemessen. Zum einen werden die Halbfertigteilträger nur für den Transport vorgespannt und für die zusätzlichen Belastungen schlaff bewehrt. Zum anderen wird ein hoch vorgespannter Entwurf bemessen, der nur für Nutzlasten im Endzustand eine zusätzliche schlaffe Bewehrung benötigt. Im folgenden Kapitel werden beide Varianten beschrieben und nur die Unterschiede der beiden Varianten explizit angeführt.

4.3.1 Bauphase 1: Transport und Einbau

Der Steg des Plattenbalkens besteht aus zwei 1,35 m hohen und 70 mm dicken Elementdeckenfertigteilen. Diese werden im Werk hergestellt und enthalten bereits die erforderliche schlaffe Bewehrung und die erforderlichen Hüllrohre für den Spannstahl für die späteren Bauphasen.

Die Länge des Trägers ist in Abbildung 4.13 und 4.14 ersichtlich und beträgt 22,72 m. Da dies über der durchschnittlichen Länge der Elementdeckenproduktion von zirka 12 m liegt, werden zwei einzelne Teile produziert [7].

Die Halbfertigteile sind 11,35 m lang, entsprechend der halben Länge eines Trägers. Jeder Träger besitzt zwei Wände aus Halbfertigteilen, wodurch vier Teile pro Halbfertigteilträger benötigt werden. Insgesamt werden für das komplette Tragwerk vier 22,72 m lange Träger benötigt.

Die betonierten Teile werden danach aufgestellt und ausgerichtet. Durch das Betonieren der 150 mm dicken Bodenplatte und Verfüllen der Fugen mit Vergussmörtel werden die Einzelteile zu einem Träger zusammengefügt. Die Maße der Halbfertigteile und der Bodenplatte wurden aufgrund von Versuchen und herstellungsbedingten Grenzen gewählt [6].

Zusätzlich können Spannschlösser laut [26] zum Einsatz kommen, um die Einzelteile zu verbinden und die Tragfähigkeit in der Fuge zu erhöhen.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Der Querschnitt des zusammengefügtten Halbfertigteilträgers ist in Abbildung 4.10 für die gering vorgespannte Variante und in Abbildung 4.11 für die hoch vorgespannte Variante ersichtlich. Für die Berechnung der Querschnittswerte werden die Fertigteile und die Bodenplatte einzeln betrachtet. Mit der Formel 4.1 wird der Flächeninhalt des gesamten Querschnitts A_c aus den einzelnen Flächeninhalten A_i berechnet und beträgt 2.880 cm^2 . Mit der Formel 4.2 wird der Schwerpunktabstand von der oberen Querschnittskante $z_{c,o}$ mit den einzelnen Flächeninhalten A_i und den einzelnen Schwerpunktabständen z_i berechnet und beträgt 881 mm . Zuletzt wird mit der Formel 4.3 das Flächenträgheitsmoment $I_{c,y}$ mit den einzelnen Flächenträgheitsmomenten I_i berechnet und beträgt $5.227.875 \text{ cm}^4$.

$$A_c = \sum A_i = (1350 * 70) + [(800 - 2 * 70) * 150] = 288.000 \text{ mm}^2 \quad (4.1)$$

$$= 2.880 \text{ cm}^2$$

$$z_{c,o} = \frac{\sum A_i * z_i}{\sum A_i}$$

$$= \frac{2 * \left[(1350 * 70) * \frac{1350}{2} \right] + \left[(800 - 2 * 70) * 150 * \left(1350 - \frac{150}{2} \right) \right]}{288.000} \quad (4.2)$$

$$= 881 \text{ mm} = 88,13 \text{ cm}$$

$$I_{c,y} = \sum (I_i) + \sum (A_i * z_i^2) - z_{c,o} * \sum (A_i * z_i)$$

$$= \left[2 * \frac{70 * 135^3}{12} + \frac{(80 - 2 * 7) * 15^3}{12} \right]$$

$$+ \left\{ 2 * \left[(1350 * 70) * \left(\frac{1350}{2} \right)^2 \right] \right.$$

$$\left. + \left[(800 - 2 * 70) * 150 * \left(1350 - \frac{150}{2} \right)^2 \right] \right\} - 881 \quad (4.3)$$

$$* \left\{ 2 * \left[(1350 * 70) * \frac{1350}{2} \right] \right.$$

$$\left. + \left[(800 - 2 * 70) * 150 * \left(1350 - \frac{150}{2} \right) \right] \right\}$$

$$= 52.278.750.000 \text{ mm}^4 = 5.227.875,00 \text{ cm}^4$$

Die für die Berechnung der Grenzzustände erforderlichen Querschnittswerte sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Dazu zählen die soeben ermittelten Werte, der Abstand des unteren Randes von der Schwerachse $z_{c,u}$ und die Widerstandsmomente an den Rändern $W_{c,u}$ und $W_{c,o}$. Der Schwerachsenabstand $z_{c,u}$ wird mit dem Abstand $z_{c,o}$ und der Höhe berechnet, die Widerstandsmomente werden mit dem Flächenträgheitsmoment dividiert durch die Schwerpunktabstände berechnet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Querschnittswerte Bauphase 1 und Bauphase 2					
A_c [cm ²]	$I_{c,y}$ [cm ⁴]	$z_{c,o}$ [cm]	$z_{c,u}$ [cm]	$W_{c,o}$ [cm ³]	$W_{c,u}$ [cm ³]
2.880	5.227.875	88,13	46,87	59.320,04	111.539,89

Tab. 4.1: Querschnittswerte BP1 und BP2

Der zusammengefügte Halbfertigteilträger wird anschließend im Fertigteilwerk vorgespannt. Die Vorspannung wird zu Beginn und am Ende im Schwerpunkt verankert. In der Mitte des Trägers liegt das Spannglied in der Bodenplatte. Im ersten Viertel und im letzten Viertel liegt die Vorspannung außerhalb des Querschnitts und führt vom Schwerpunkt in die Bodenplatte. Im ersten und im letzten Viertelpunkt wird für die Umlenkung der externen Vorspannung ein Umlenksattel benötigt. In Abbildung 4.13 sind die Vorspannung und die Umlenksattel für die gering vorgespannte Variante abgebildet und in der Abbildung 4.14 für die hoch vorgespannte Variante. Bei der zweiten Variante sind bereits die Hüllrohre für die späteren Vorspannungen eingebaut. Die Werte der Vorspannung der ersten Bauphase werden auf die Last des Eigengewichts und auf die Nutzlast der ersten Bauphase angepasst. Dies wird in Kapitel 4.8 beschrieben. In Abbildung 4.12 ist das Spannglied mit den genauen Abmessungen abgebildet.

Die vier 22,72 m langen vorgespannten Träger werden zur Baustelle transportiert und auf die bereits betonierten Widerlager und Pfeiler gelegt. Die Auflagerbreite ist ebenfalls in Abbildung 4.13 ersichtlich und beträgt 300 mm.

Für die Berechnung der ersten Bauphase ergibt sich als statisches System ein statisch bestimmter Einfeldträger mit einer Länge von 22,42 m. Die Länge ergibt sich als lichte Weite mit der halben Auflagerbreite auf jeder Seite. Der Träger wird nicht direkt auf die Widerlager und Mittelpfeiler aufgelegt. Um das statische System eines statisch bestimmten Einfeldträgers zu erhalten, muss ein Ende horizontal verschieblich sein. Dies wird beispielsweise mit Rollen erreicht (siehe Kapitel 5).

Die genaueren Abmessungen des Trägers mit der Vorspannung und den Umlenksatteln befinden sich im Anhang B in den Abbildungen B.1 und B.2.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

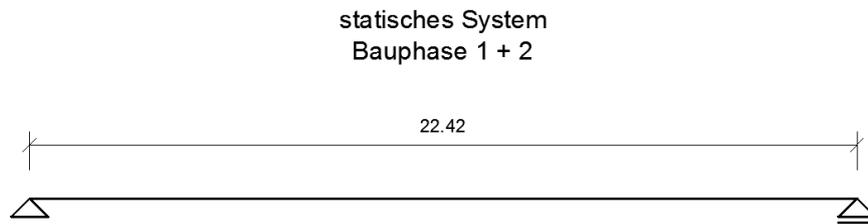


Abb. 4.9: statisches System BP1 und BP2

Querschnitt B-B
Bauphase 1+2
Variante gering vorgespannt

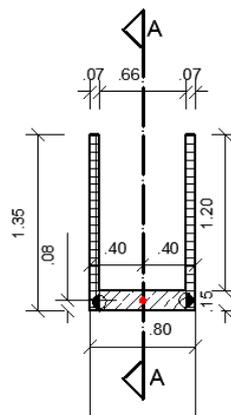


Abb. 4.10: Querschnitt B-B BP1 und BP2 Variante gering vorgespannt

Querschnitt B-B
Bauphase 1+2
Variante hoch vorgespannt

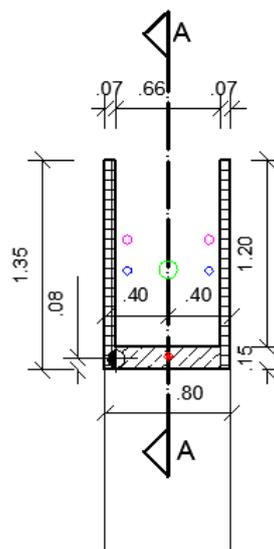


Abb. 4.11: Querschnitt B-B BP1 und BP2 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

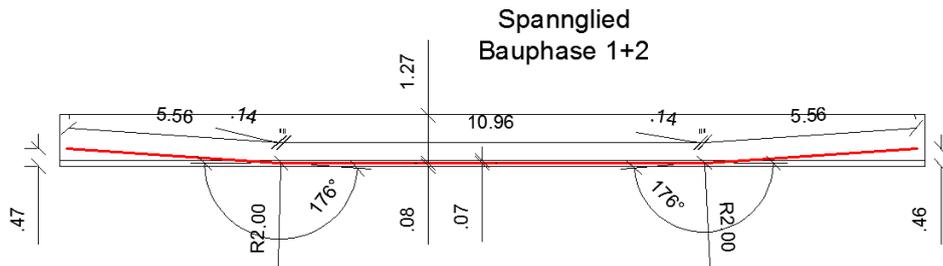


Abb. 4.12: Verlauf Spannglied Vorspannung Bauphase 1

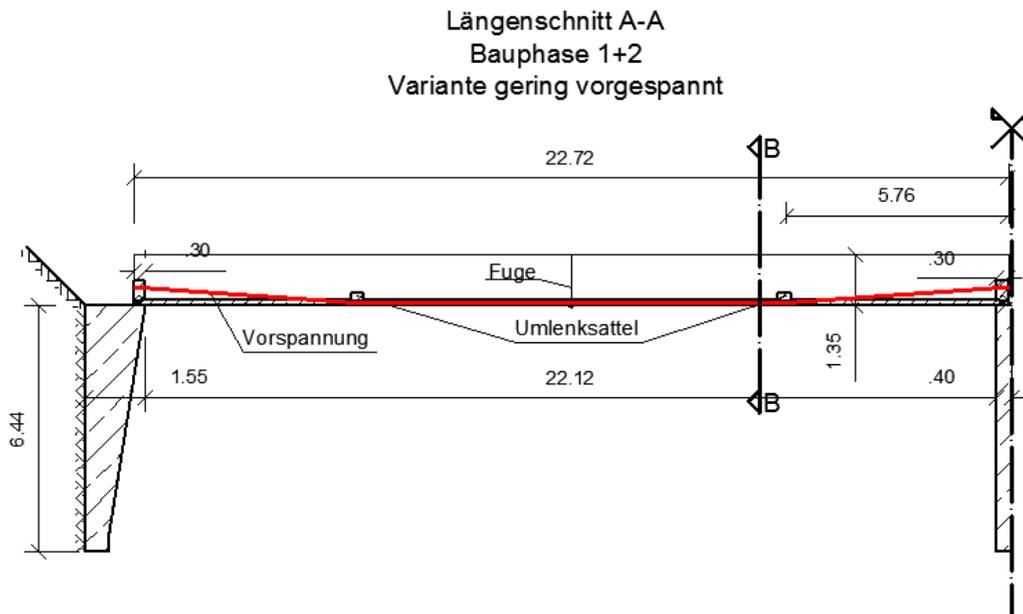


Abb. 4.13: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante gering vorgespannt

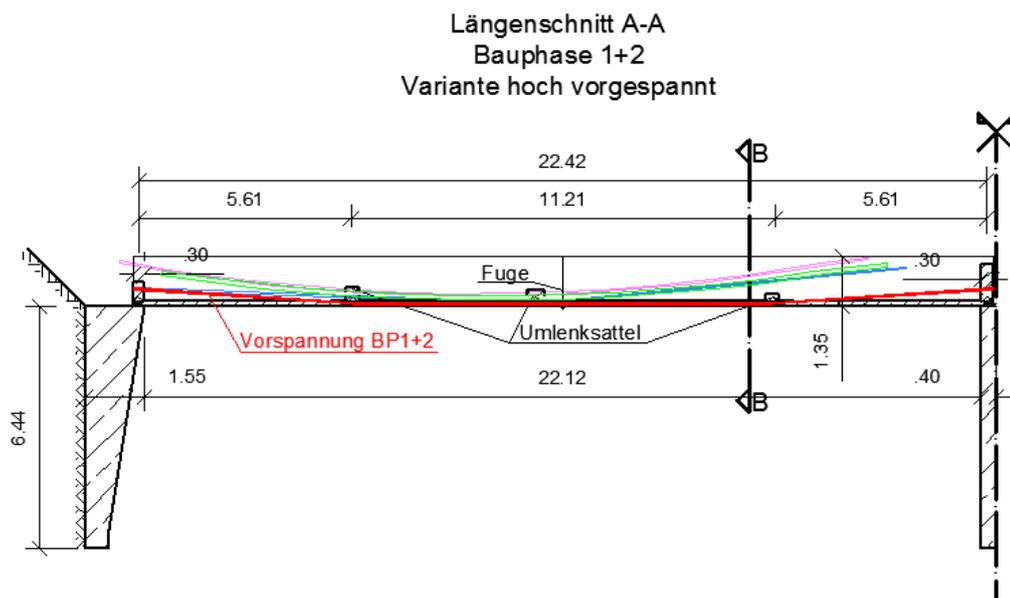


Abb. 4.14: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.3.2 Bauphase 2: Betonieren der Auflager

In der zweiten Bauphase bleiben das statische System und der tragende Querschnitt gleich wie in der ersten Bauphase (siehe Abbildung 4.9, 4.10 und 4.11). Somit werden ebenfalls die Querschnittswerte aus Tabelle 4.1 für die Nachweise verwendet.

In dieser Bauphase werden die Querschnitte im Auflagerbereich betoniert. Die gering vorgespannte Variante wird bei den Widerlagern und bei den Mittelpfeilern betoniert. Bei den Widerlagern werden außen 1,25 m bis zum Ende des Widerlagers betoniert und für die Aufnahme der negativen Stützmomente werden innen zusätzlich 1,70 m betoniert. Mit einer Auflagerbreite von 0,30 m ergibt das einen 3,25 m langen ausbetonierten Querschnitt. Bei den Mittelpfeilern wird der 200 mm breite Bereich zwischen den Trägern betoniert. Zusätzlich werden innen 2,85 m zur Aufnahme der negativen Stützmomente betoniert, wodurch der ausbetonierte Querschnitt symmetrisch von der Stütze 3,25 m lang ist. Die Abmessungen sind in der Abbildung 4.15 ersichtlich.

Bei der hoch vorgespannten Variante wird nur der Auflagerbereich über dem Mittelpfeiler betoniert, siehe hierzu Abbildung 4.16. Beim Widerlagerbereich bleibt der Träger gelenkig gelagert, um die Zwangsspannungen durch die Vorspannung zu verhindern. Die Belastung des Betongewichts wird von der Vorspannung der ersten Bauphase aufgenommen.

Die Maße befinden sich in Abbildung 4.15 der Bauphase 3, die Belastung befindet sich im Kapitel 4.6 in den Abbildungen 4.48 und 4.49. Für die Belastung der zweiten Bauphase wird keine zusätzliche Vorspannung vorgesehen. Da die Belastung der zweiten Bauphase gering ist und in Auflagernähe angreift, wird für diese Bauphase keine zusätzliche Vorspannung vorgesehen. Durch die Nachweise der Tragfähigkeit muss festgestellt werden, ob für diese Bauphase bei der gering vorgespannten Variante bereits schlaffe Bewehrung benötigt wird. Bei der hoch vorgespannten Variante muss der Nachweis der Dekompression geführt werden.

Durch das hohe Betongewicht auf die dünnen Fertigteile wird nicht der komplette Querschnitt auf einmal betoniert. Im ersten Schritt werden die ersten 600 mm mit Beton gefüllt. Der Füllbeton erhärtet danach 24 Stunden bevor die restlichen 600 mm betoniert werden. Die Last wirkt nicht nur auf den gesamten Querschnitt in Längsrichtung sondern auch auf die dünnen Fertigteilwände in Querrichtung. Die Berechnung der Belastung befindet sich im Kapitel 4.6. Die Belastung an sich kann Abbildung 4.50 entnommen werden. Die Nachweise der Bodenplatte und der Elementwände für die Last des Füllbetongewichts befinden sich in Kapitel 4.10.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.3.3 Bauphase 3: Betonieren des Querschnitts

Durch die Arbeitsschritte der Bauphase 2 entsteht bei der gering vorgespannten Variante aus dem statisch gelagerten Einfeldträger eine Rahmenkonstruktion mit biegesteifen Rahmenecken. Dieses statische System weist verbesserte Verformungseigenschaften auf. Die Feldmomente werden reduziert, es entstehen jedoch große Stützmomente. Die Rahmenkonstruktion ist nicht mehr statisch bestimmt, wodurch Zwangskräfte entstehen. Das statische System und der Längenschnitt der gering vorgespannten Variante der Brücke nach dem Abschluss der Bauphase 2 sind in Abbildung 4.15 abgebildet. Der betonierte volle Querschnitt beim Auflager bildet mit dem Widerlager ein biegesteifes Eck mit einer Auflagerbreite von 1,55 m. Der Auflagerbereich bei den Mittelpfeilern ist insgesamt 0,80 m breit und wirkt ebenfalls als biegesteife Verbindung.

Bei der hoch vorgespannten Variante wird aus dem Einfeldträger ein statisch unbestimmter Zweifeldträger. Das Mittelauger wirkt biegesteif und hat eine Auflagerbreite von 0,80 m und die Endauflager bleiben gelenkig mit einer Auflagerbreite von 0,30 m. Für die Belastung der dritten Bauphase wird eine weitere Vorspannung vorgesehen. Diese wird auf zwei Spannglieder aufgeteilt, welche symmetrisch zur vertikalen Schwerachse liegen. Die Spannglieder werden am Auflager in der horizontalen Schwerachse verankert und liegen 10,50 m von Auflager entfernt in der Bodenplatte. Sie werden mit einem Umlenk-sattel umgelenkt. Der Schwerpunkt des Spannglieds ist 80 mm von der Unterkante des Trägers entfernt. Beim Mittelauger liegt die Vorspannung im oberen Bereich, da hier negative Stützmomente auftreten, und ist 90 mm von der Oberkante entfernt. Dazwischen verlaufen die Spannglieder linear. Da vor dem Betonieren des Querschnitts vorgespannt wird, handelt es sich um eine externe Vorspannung ohne Verbund. Der Längenschnitt durch den Zweifeldträger mit der Vorspannung und das statische System der Brücke in der Bauphase 3 sind in Abbildung 4.16 dargestellt. Der benötigte Querschnitt der Vorspannung wird im Kapitel 4.8 berechnet. Die gewählte Lage des Spannglieds der Bauphase 3 ist in Abbildung 4.17 ersichtlich

Der Teil des Trägers der bereits betoniert ist, wirkt in dieser Bauphase als voller Querschnitt. Die Maße des Vollquerschnitts sind in Abbildung 4.18 für die gering vorgespannte Variante und in Abbildung 4.19 für die hoch vorgespannte Variante ersichtlich. Der restliche Teil des Trägers, der durch Schnitt B-B dargestellt wird, ist noch nicht betoniert und ist in Abbildung 4.10 und 4.11 aus der Bauphase 1 ersichtlich. Für diesen Teil gelten deshalb die Querschnittswerte aus Bauphase 1 und 2, dargestellt in Tabelle 4.1. Für den betonierten Vollquerschnitt sind die Querschnittswerte für die Nachweise der Grenzzustände in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In der dritten Bauphase wird der restliche Teil des Trägers mit Beton aufgefüllt. Dies erfolgt, wie in der zweiten Bauphase, in zwei Schritten, da die dünnen Elementdeckenwände die große Last des flüssigen Füllbetons nicht aufnehmen können. Dabei werden in den zwei Betoniervorgängen jeweils 600 mm betoniert, wobei zwischen diesen zwei Arbeitsschritten 24 Stunden liegen. Die Berechnung der Belastung des Trägers befindet sich im Kapitel 4.6 und die Belastung befindet sich in den Abbildungen 4.51 und 4.52. Das Ausbetonieren des Trägers muss auf beiden Seiten des Systems gleichzeitig erfolgen, da eine einseitige ständige Belastung des Systems nicht vorgesehen ist

Querschnittswerte Bauphase 3 bis Bauphase 5					
A_c [cm ²]	$I_{c,y}$ [cm ⁴]	$z_{c,o}$ [cm]	$z_{c,u}$ [cm]	$W_{c,o}$ [cm ³]	$W_{c,u}$ [cm ³]
10.800	16.402.500,80	67,50	67,50	243.000	243.000

Tab. 4.2: Querschnittswerte BP3 bis BP5

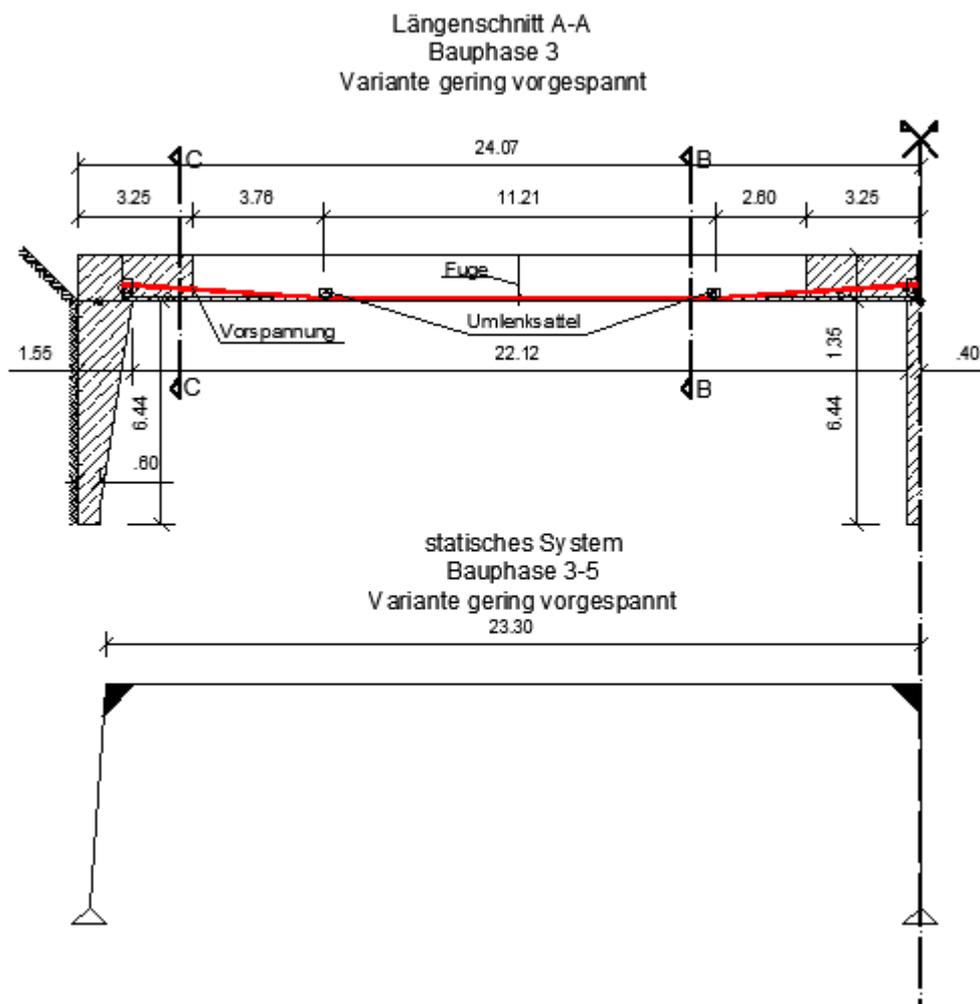


Abb. 4.15: Längenschnitt A-A und statisches System BP3 bis BP5 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Längenschnitte durch den Träger mit genaueren Maßen sind im Anhang B dargestellt. Die gering vorgespannte Variante ist in Abbildung B.3 und die hoch vorgespannte Variante ist in Abbildung B.4 dargestellt.

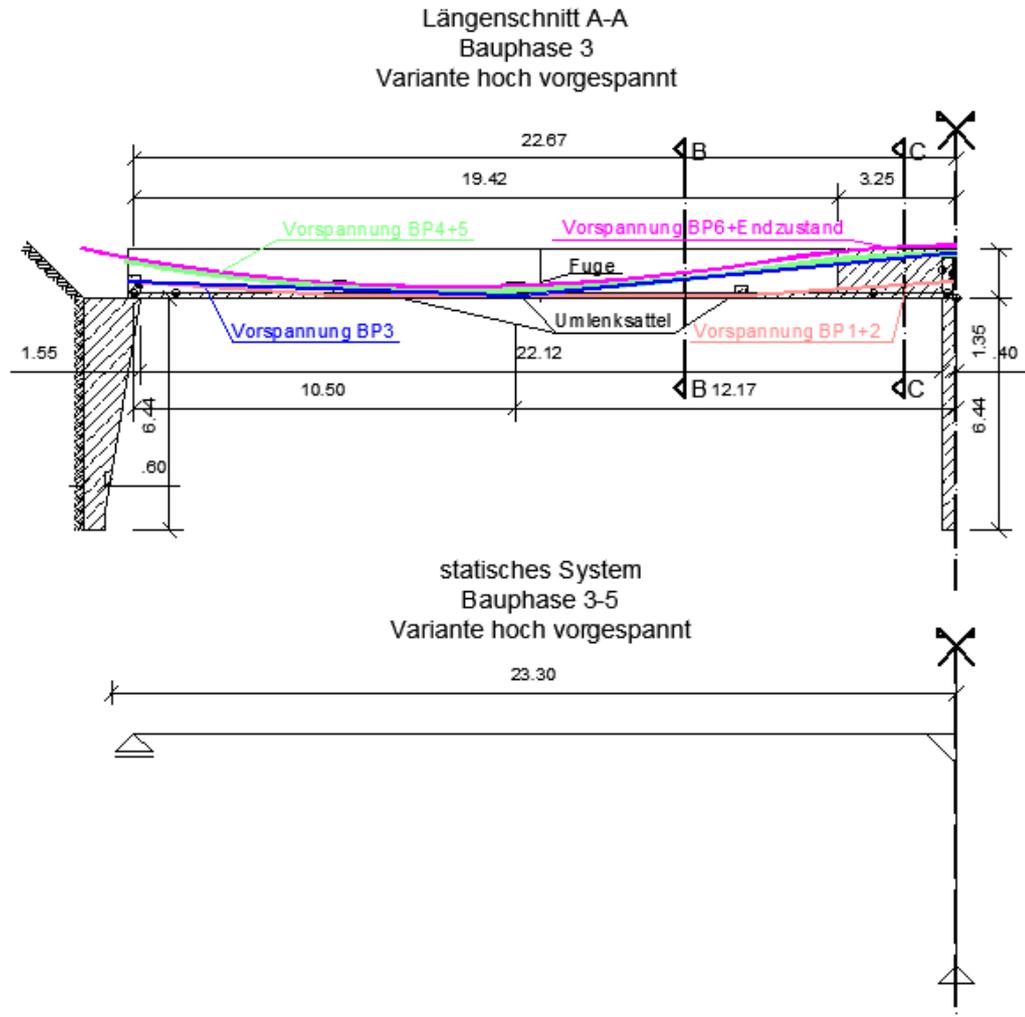


Abb. 4.16: Längenschnitt A-A und statisches System BP3 bis BP5 Variante hoch vorgespannt

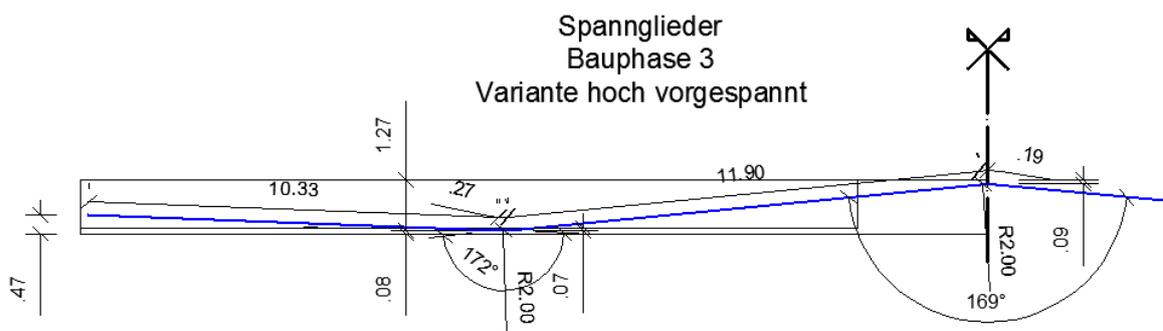


Abb. 4.17: Verlauf Spannglied Vorspannung BP3 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Querschnitt C-C
Bauphase 3
Variante gering vorgespannt

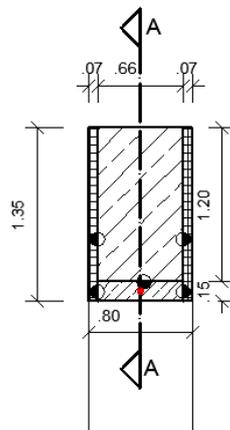


Abb. 4.18: Querschnitt C-C BP3 Variante gering vorgespannt

Querschnitt C-C
Bauphase 3
Variante hoch vorgespannt

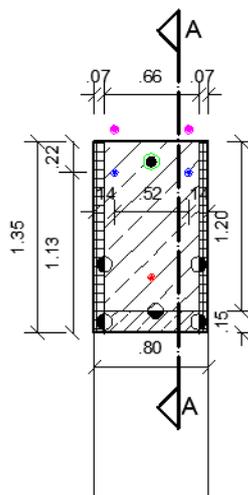


Abb. 4.19: Querschnitt C-C BP3 Variante hoch vorgespannt

4.3.4 Bauphase 4: Einheben der Fahrbahrfertigteile

Der in der dritten Bauphase mit Beton ausbetonierte Querschnitt kann in der vierten Bauphase als tragend angesehen werden. In Abbildung 4.23 ist der Längenschnitt für die gering vorgespannte Variante abgebildet. In Abbildung 4.24 ist der Längenschnitt für die hoch vorgespannte Variante dargestellt. In diesen Schnitten ist erkennbar, dass der gesamte Träger aus einem Vollquerschnitt besteht.

In der vierten Bauphase werden die Fertigteile für die Fahrbahn eingehoben. Diese sind ebenfalls Elementdecken, die für die fertige Fahrbahnplatte als Schalung dienen. In Abbildung 4.21 und 4.22 ist der Querschnitt mit den Halffertigteilen und den dazugehörigen

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Maßen für die gering vorgespannte Variante und die hoch vorgespannte Variante abgebildet. Die 70 mm dicken Elementdecken sind nicht tragend und werden in dieser Phase beispielsweise von einem Abhängesystem gehalten. Die Halterung wird im Zuge dieser Diplomarbeit jedoch nicht näher beschrieben oder berechnet. Für den Nachweis der Grenzzustände werden die Querschnittswerte der Tabelle 4.2 aus der dritten Bauphase herangezogen. Die Berechnung der Belastung befindet sich im Kapitel 4.6 und die Belastung befindet sich in den Abbildungen 4.54 und 4.55.

Die maximale Länge der Elementdecken hängt von den Produktionsgrenzen, wie auch von dem gewählten Abhängesystem ab.

Bei der hoch vorgespannten Variante wird für die Bauphase 4 gemeinsam mit der Bauphase 5 eine weitere Vorspannung vorgesehen. Die Hüllrohre für die benötigten Spannlieder sind bereits beim Herstellen des Trägers vorhanden. Vor dem Einheben der Fertigteile wird gegen den erhärtenden Beton nachträglich vorgespannt. Die Verankerung des Spannliedes liegt aufgrund des benötigten Platzes am oberen Querschnittsrand. Da die Verbindung des Trägers mit dem Auflager noch gelenkig ist und keine Biegemomente hervorruft, wird das positive Stützmoment als Reserve betrachtet. Im Feldbereich beschreibt das Spannlied eine nach oben offene Parabel. 4,83 m vor dem Mittlauflager ändert sich die Krümmung und das Spannlied läuft als nach unten geöffnete Parabel über die Stütze. An der tiefsten Stelle im Feldbereich ist der Schwerpunkt des Spannlieds 0,22 m vom unteren Querschnittsrand entfernt und verläuft über dem Spannlied der Bauphase 1. Bei der Mittelstütze liegt der Schwerpunkt 0,11 m vom oberen Querschnittsrand entfernt und wirkt den negativen Stützmomenten entgegen. Die benötigte Querschnittsfläche des Spannlieds wird im Kapitel 4.8 berechnet. Die Lage des Spannlieds ist in Abbildung 4.20 ersichtlich.

Im Anhang B in den Abbildungen B.5 und B.5 sind die Längenschnitte der beiden Varianten mit genaueren Abmessungen abgebildet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

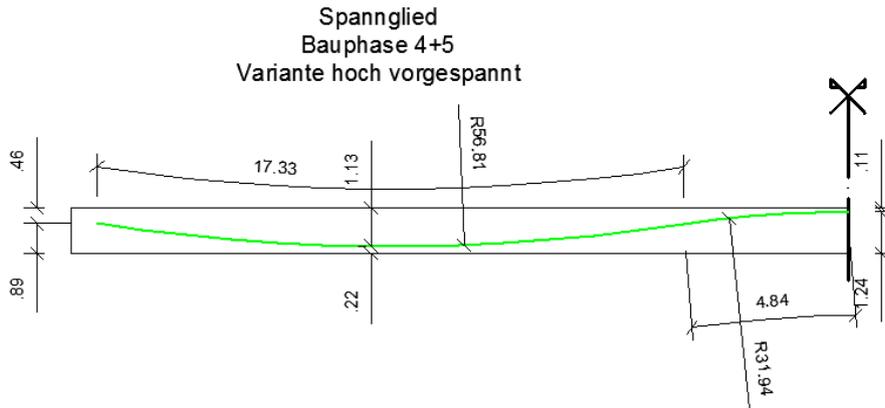


Abb. 4.20: Verlauf Spannglied Vorspannung BP4+BP5 Variante hoch vorgespannt

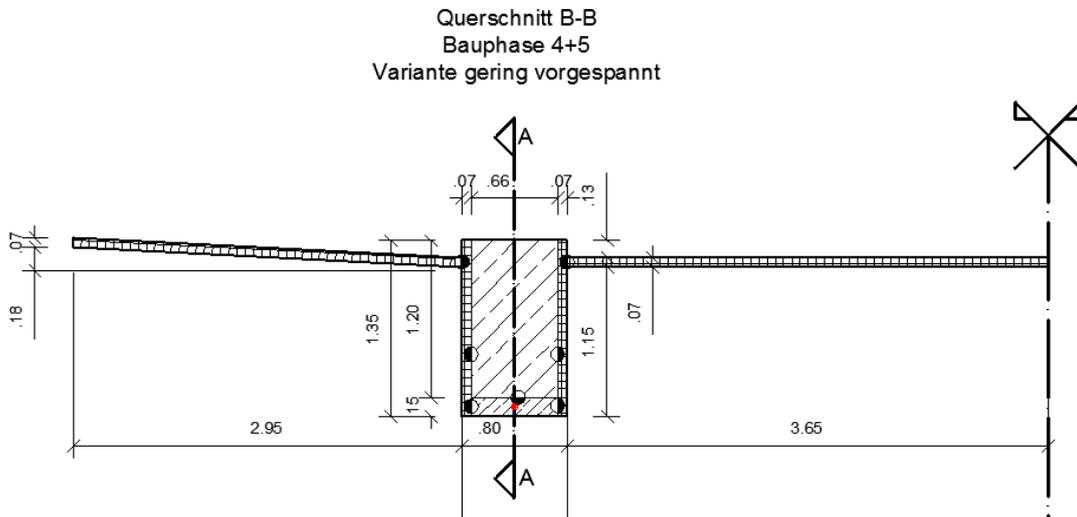


Abb. 4.21: Querschnitt B-B BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt

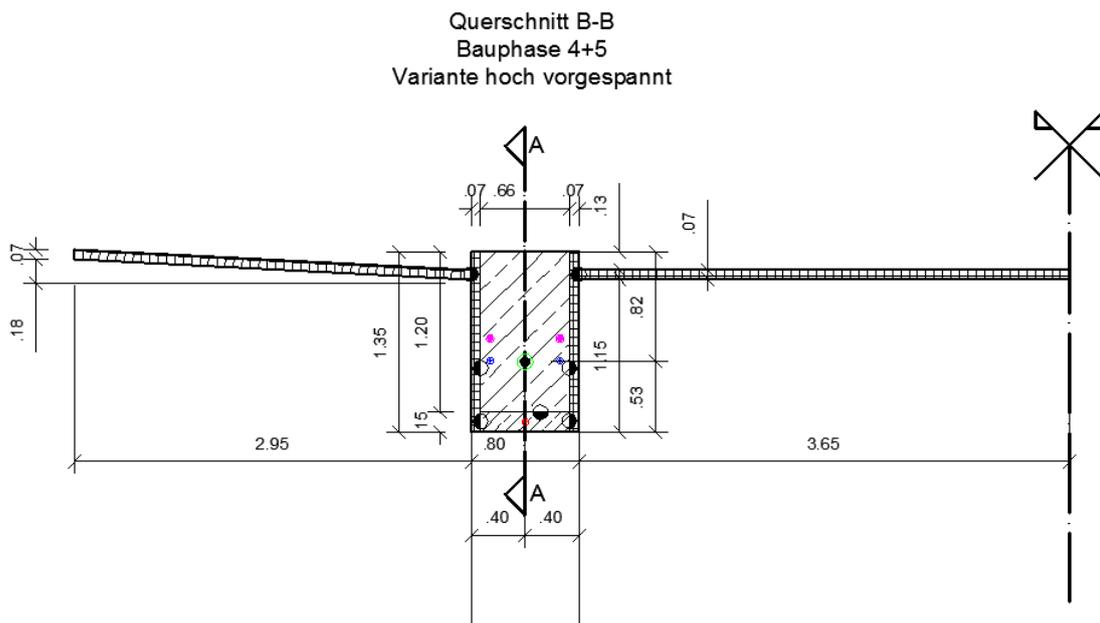


Abb. 4.22: Querschnitt B-B BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

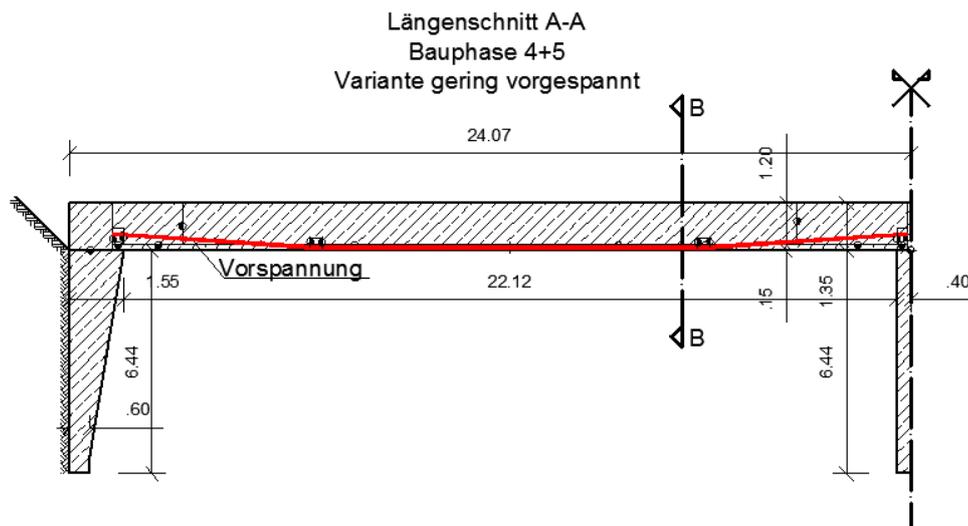


Abb. 4.23: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt

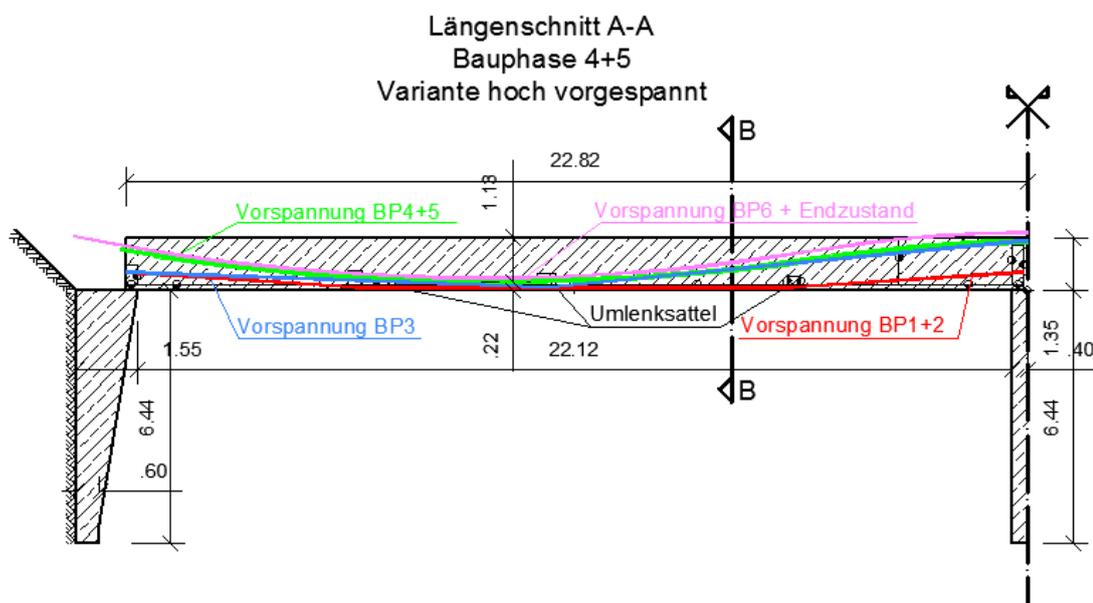


Abb. 4.24: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt

4.3.5 Bauphase 5: Betonieren der Fahrbahn

In der fünften Bauphase wird die Fahrbahn betoniert. Die gehaltenen Elementdecken dienen für den Betoniervorgang als Schalung und werden danach Teil des tragenden Elements. Am Querschnitt und Längenschnitt ändert sich in dieser Bauphase nichts, somit bleiben auch die Querschnittswerte gleich. Die Fahrbahn ist zwischen den Balken insgesamt 400 mm dick. 70 mm davon sind das Fertigteil und der Füllbeton ist 330 mm dick. Am Plattenrand ist die Platte dünner und ist insgesamt nur mehr 250 mm dick. 70 mm davon entfallen wieder auf die Elementdecke. Der Füllbeton ist nur mehr 180 mm dick. Die Dicke der Platte steigt vom Plattenrand zum Balken wieder auf insgesamt 400 mm. Die Abmessungen befinden sich im Kapitel 4.1 in Abbildung 4.6. Die Berechnung der

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Belastung befindet sich im Kapitel 4.6 und die Belastung befindet sich in den Abbildungen 4.57 und 4.58. Wird die Fahrbahnplatte regulär hergestellt, können Bauphase 4 und Bauphase 5 zusammengefasst werden.

Bei der hoch vorgespannten Variante werden in dieser Bauphase auch die Auflager ausbetoniert. Der Träger ist somit ab der Bauphase 6 nicht mehr gelenkig gelagert. Die benötigte Vorspannung für die Einwirkungen der Bauphase 5 ist in der Bauphase 4 beschrieben.

4.3.6 Bauphase 6: Ausbau der Fahrbahn

In der sechsten und letzten Bauphase ist der zweistegige Plattenbalken fertig betoniert und tragend. In dieser Phase wird die Fahrbahn ausgebaut. Die Randbalken werden an der Platte befestigt und der Aufbau wird erzeugt. Der Querschnitt mit dem Ausbau ist in Abbildung 4.25 für die gering vorgespannte Variante und in Abbildung 4.26 für die hoch vorgespannte Variante zu sehen. Der Längsschnitt durch den Träger ist in Abbildung 4.27 für die gering vorgespannte Variante und in Abbildung 4.28 für die hoch vorgespannte Variante ersichtlich. In den Abbildungen B.8, B.9 und B.10 sind die Längenschnitte durch die Stegmitte und durch die Plattenmitte in beiden Varianten abgebildet. Das statische System der hoch vorgespannten Variante ist ab dieser Bauphase ebenfalls ein biegesteifes Rahmentragwerk.

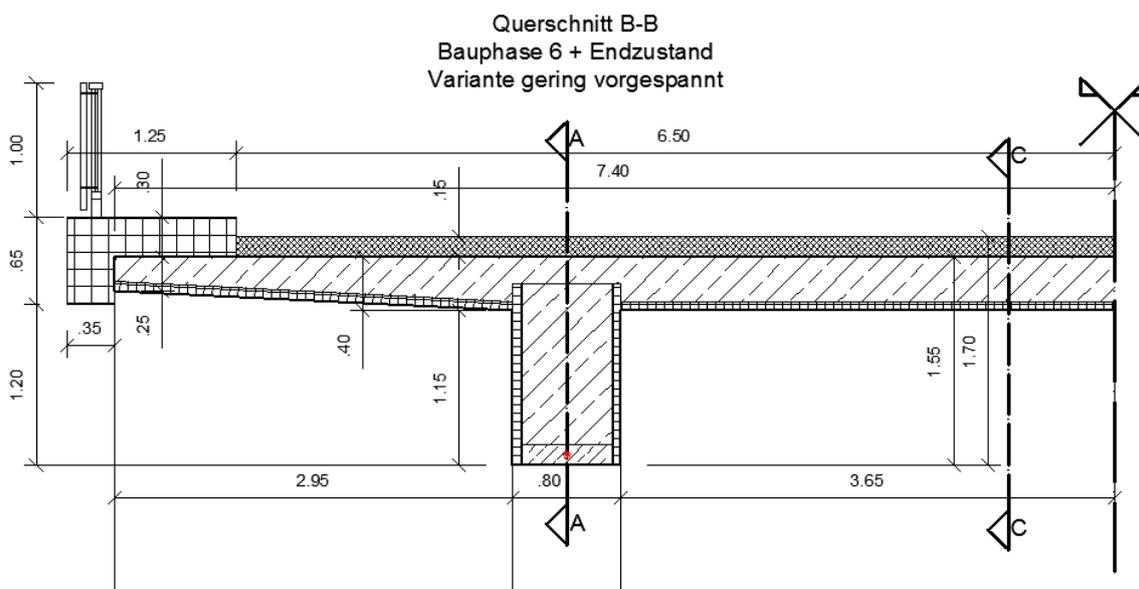


Abb. 4.25: Querschnitt B-B BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

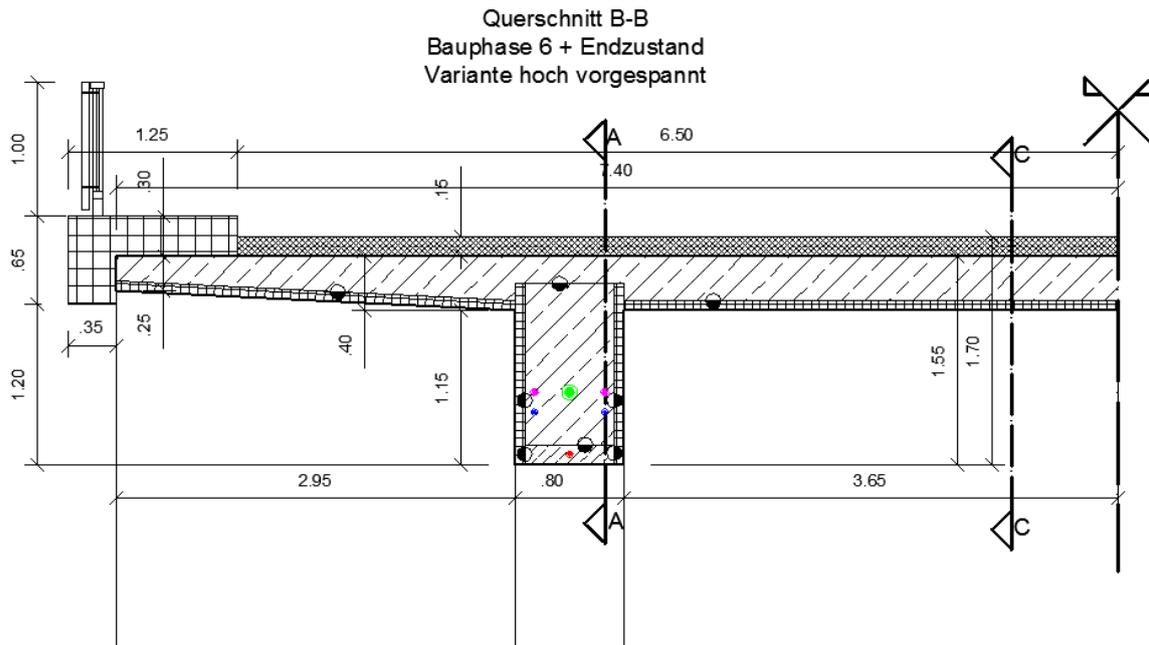


Abb. 4.26: Querschnitt B-B BP6 und Endzustand Variante hoch vorgespannt

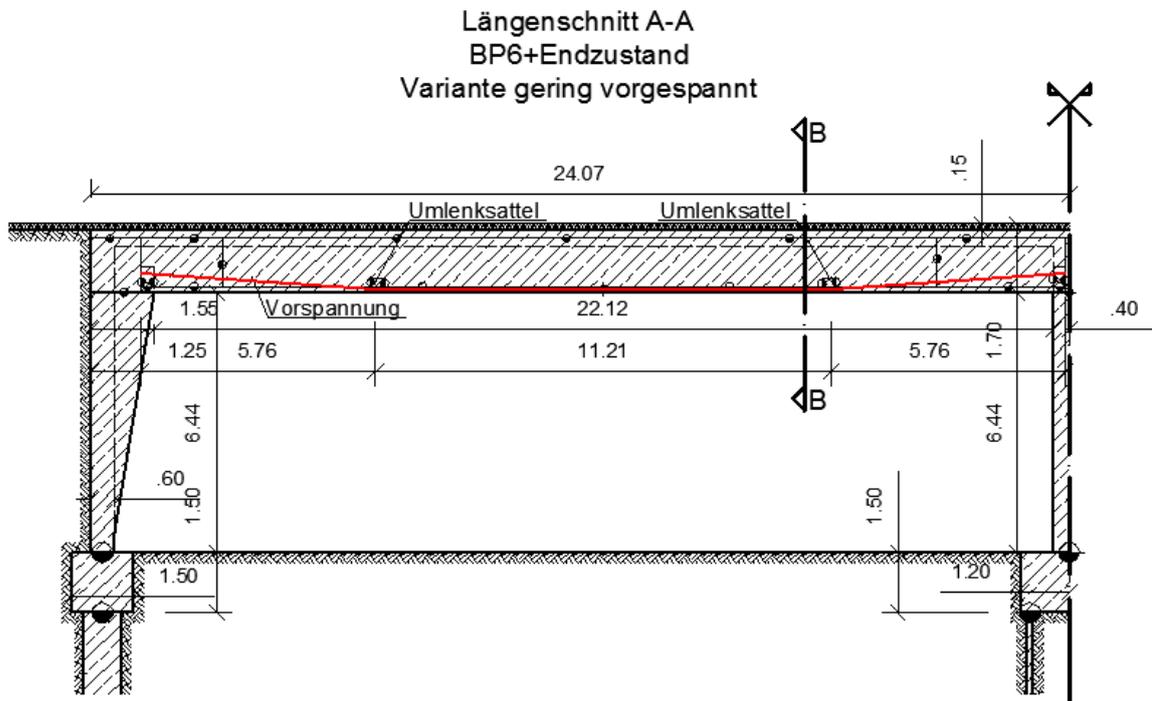


Abb. 4.27: Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt

Der Aufbau der Fahrbahn wird gleich dem Bestand gewählt und wurde bereits in Kapitel 4.1 beschrieben. Die Belastung befindet sich im Kapitel 4.6 in Abbildung 4.59. Die Belastung aufgrund der Randbalken befindet sich in Abbildung 4.60.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

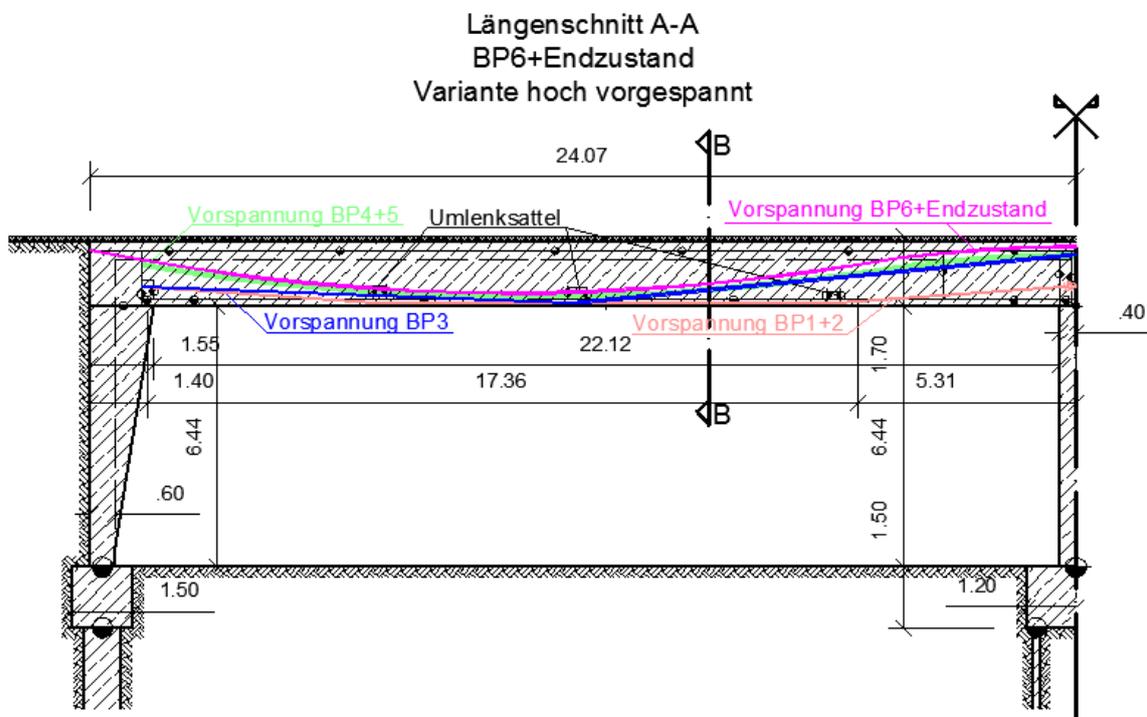


Abb. 4.28: Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante hoch vorgespannt

Für die Bauphase 6 und die Einwirkungen auf den Alternativentwurf im Endzustand wird eine weitere Vorspannung berechnet. Diese ist auf zwei Spannglieder aufgeteilt und verläuft symmetrisch zur vertikalen Symmetrieachse. Vor dem Ausbau wird gegen den erhärtenden Beton vorgespannt. Der Verlauf der Spannglieder ist der Bauphase 4 ähnlich. Diese werden am oberen Querschnittsrand verankert, um den negativen Momenten entgegenzuwirken. Im Feld beschreibt das Spannglied eine nach oben geöffnete Parabel und ist an der tiefsten Stelle 0,32 m vom unteren Querschnittsrand entfernt. Am Mittelaufleger liegt die Vorspannung in der Platte und ist 0,80 m vom oberen Querschnittsrand entfernt. Die Krümmungsänderung liegt 5,32 m vom Mittelaufleger entfernt. Über den Pfeilern beschreibt das Spannglied eine nach unten geöffnete Parabel. Der Verlauf ist in Abbildung 4.29 ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

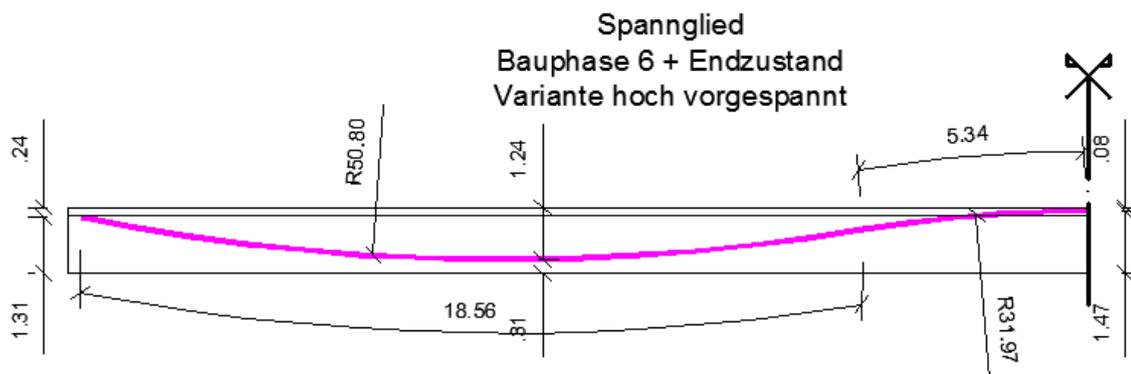


Abb. 4.29: Verlauf Spannglied Vorspannung BP6 + Endzustand Variante hoch vorgespannt

Für die Nachweise der Grenzzustände kann nicht der gesamte Plattenbalken als tragend betrachtet werden, da die Spannungen mit zunehmendem Abstand vom Steg stark abnehmen. Deshalb wird die mitwirkende Plattenbreite nach ÖNORM EN 1992-1-1 [8] berechnet. Diese hängt von den Steg- und Gurtbreiten, von den Stützweiten und von den Auflagerbedingungen ab. Die Stützweitenabhängigkeit und die Auflagerbedingungen werden durch die Länge l_0 berücksichtigt. Diese ist der Abstand der Momentennullpunkte, siehe hierzu Abbildung 4.30.

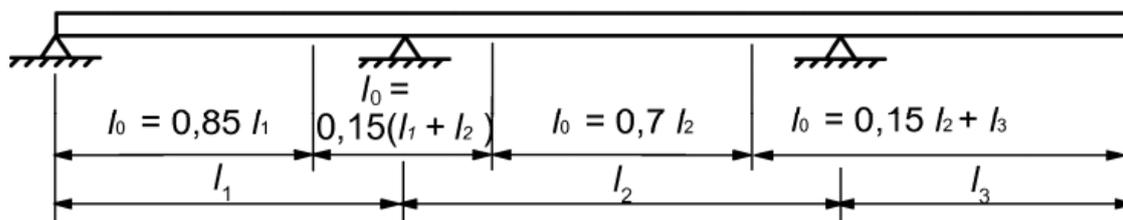


Abb. 4.30: Definition von l_0 zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite aus [8]

Die Länge l_1 und l_2 sind gleich lang und betragen 24,07 m.

Da die Plattenbalkenenden mit den Wiederlagern und den Mittelpfeilern biegesteife Ecken bilden, wird für die Länge für den Feldbereich $l_{0,F}$ der Abstand zwischen den Mittelauflagern aus Abbildung 4.30 gewählt und nachfolgend berechnet. Die mitwirkenden Breiten werden mit der Formel 4.4 nach [8] berechnet.

$$l_{0,F} = 0,7 \cdot l_2 = 0,7 \cdot 24,07 = 16,85 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \text{ mit} \quad (4.4)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Dabei ist b_{eff} die mitwirkende Plattenbreite. Die Definitionen von b_{eff} , $b_{eff,i}$, b_w , b und b_i sind in Abbildung 4.31 dargestellt. Die Gurtbreiten b_1 und b_2 sowie die Stegbreite b_w sind im Anhang B in Abbildung 4.25 ersichtlich. Die Gurtbreiten betragen 2,95 m und 3,65 m, der Steg ist 0,80 m breit. Die Kontrolle der Bedingungen wird bei Erfüllung der Bedingung mit ✓ und bei Nichterfüllung der Bedingung mit ✗ gekennzeichnet. Die effektive Plattenbreite im Feldbereich $b_{eff,F}$ ist in Abbildung 4.32 ersichtlich und beträgt 5,48 m.

$$b_{eff,1} = 0,2 * 2,95 + 0,1 * 16,85 = 2,27 \text{ m} \leq 0,2 * 16,85 = 3,37 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,1} = 2,27 \text{ m} \leq b_1 = 2,95 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 3,65 + 0,1 * 16,85 = 2,41 \text{ m} \leq 0,2 * 16,85 = 3,37 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,2} = 2,41 \text{ m} \leq b_2 = 3,65 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,F} = 2,27 + 2,41 + 0,80 = 5,48 \text{ m} \leq b = 2,95 + 3,65 + 0,80 = 7,40 \text{ m} \quad \checkmark$$

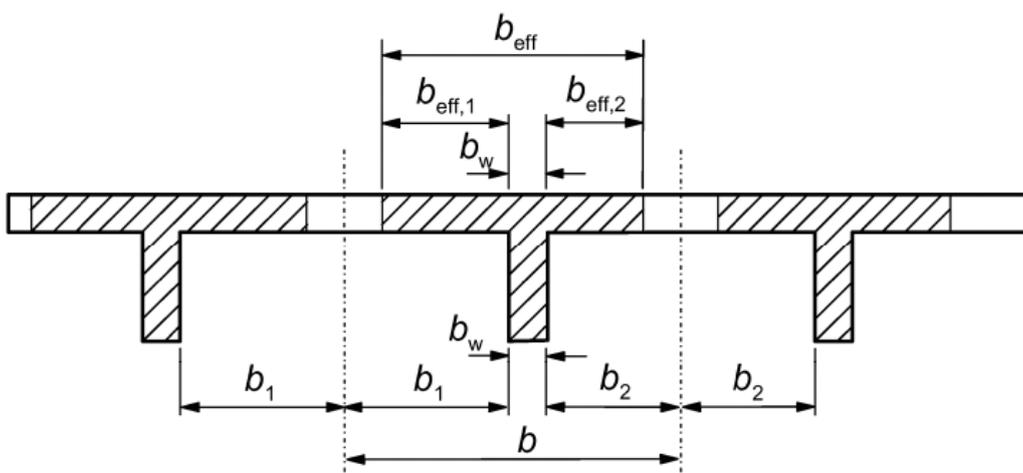


Abb. 4.31: Parameter der mitwirkenden Plattenbreite aus [8]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

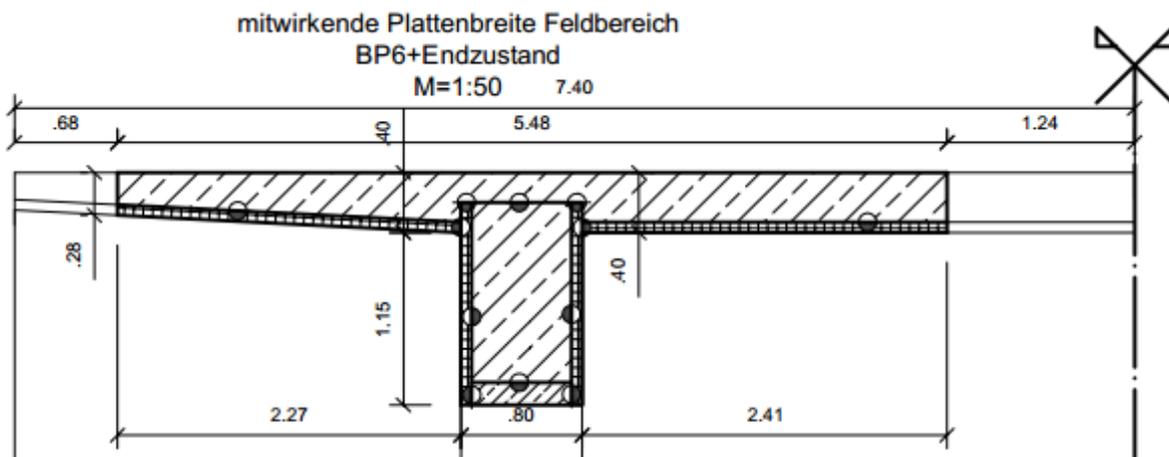


Abb. 4.32: mitwirkenden Plattenbreite Feldbereich

Für die mitwirkende Plattenbreite bei den Mittelpfeilern wird die Länge $l_{0,S}$ für den Stützbe-
reich nach Abbildung 4.30 gewählt. Die mitwirkende Plattenbreite im Stützbe-
reich $b_{eff,S}$ ist in Abbildung 4.33 ersichtlich und beträgt 3,55 m.

$$l_{0,S} = 0,15 * (l_1 + l_2) = 0,15 * (24,07 + 24,07) = 7,22 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 2,95 + 0,1 * 7,22 = 1,31 \text{ m} \leq 0,2 * 7,22 = 1,44 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,1} = 1,31 \text{ m} \leq b_1 = 2,95 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 3,65 + 0,1 * 7,22 = 1,45 \text{ m} \leq 0,2 * 7,22 = 1,44 \text{ m} \quad \times$$

$$b_{eff,2} = 1,45 \text{ m} \leq b_2 = 3,65 \text{ m} \quad \checkmark$$

$$b_{eff,2} = 1,44 \text{ m}$$

$$b_{eff,S} = 1,31 + 1,44 + 0,80 = 3,55 \text{ m} \leq b = 2,95 + 3,65 + 0,80 = 7,40 \text{ m} \quad \checkmark$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

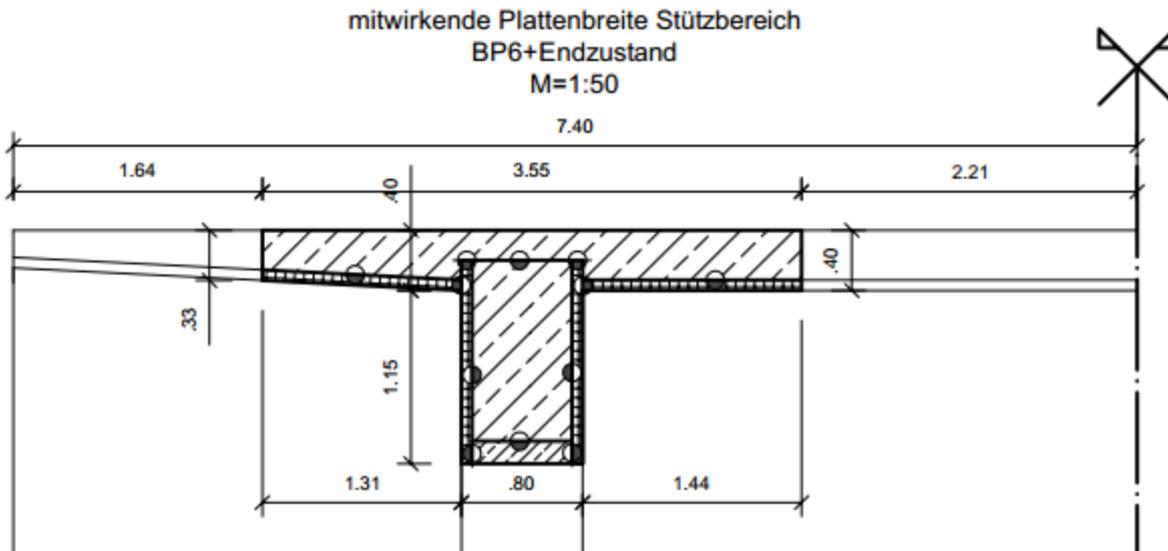


Abb. 4.33: mitwirkenden Plattenbreite Stützbereich

Für die mitwirkende Plattenbreite bei den Widerlagern wird die Länge $l_{0,A}$ ebenfalls für den Stützbereich gewählt. Jedoch ist beim Auflagerbereich l_2 gleich 0 m. Die mitwirkende Plattenbreite im Auflagerbereich $b_{eff,A}$ ist in Abbildung 4.34 ersichtlich und beträgt 2,24 m.

$$l_{0,A} = 0,15 * (l_1 + l_2) = 0,15 * (24,07 + 0) = 3,61m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 2,95 + 0,1 * 3,61 = 0,95 m \leq 0,2 * 3,61 = 0,72 m \quad \times$$

$$b_{eff,1} = 0,95 m \leq b_1 = 2,95 m \quad \checkmark$$

$$b_{eff,1} = 0,72 m$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 3,65 + 0,1 * 3,61 = 1,09 m \leq 0,2 * 3,61 = 0,72 m \quad \times$$

$$b_{eff,2} = 1,09 m \leq b_2 = 3,65 m \quad \checkmark$$

$$b_{eff,2} = 0,72 m$$

$$b_{eff,A} = 0,72 + 0,72 + 0,80 = 2,24 m \leq b = 2,95 + 3,65 + 0,80 = 7,40 m \quad \checkmark$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

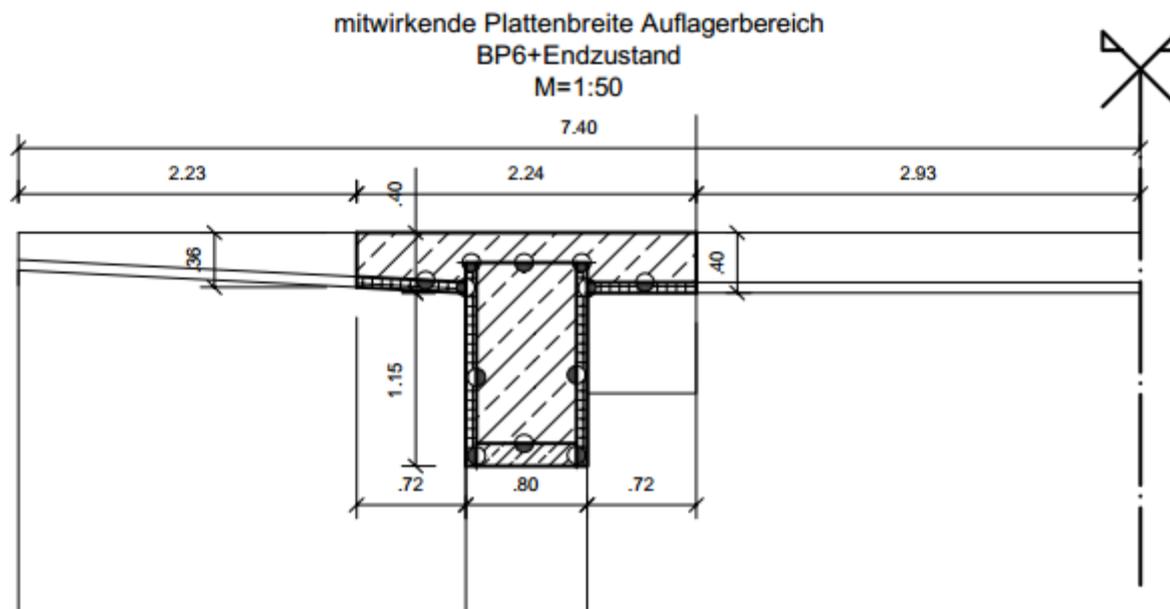


Abb. 4.34: mitwirkenden Plattenbreite Auflagerbereich

Diese mitwirkenden Breiten werden zur Ermittlung der Querschnittswerte für die Nachweise benötigt. Die Gurtdicke des Plattenbalkens wird zur Vereinfachung als konstant angenommen und beträgt 400 mm. Der Unterschied der linken und rechten mitwirkenden Breite ist nur gering, deshalb wird die Drehung der Schwerachse vernachlässigt und der Querschnitt als symmetrisch angenommen. Die Querschnittswerte für die verschiedenen Bereiche des Plattenbalkens sind in der Tabelle 4.3 aufgelistet.

Querschnittswerte Feldbereich ab Bauphase 6						
Lage	A_c [cm ²]	$I_{c,y}$ [cm ⁴]	$z_{c,o}$ [cm]	$z_{c,u}$ [cm]	$W_{c,o}$ [cm ³]	$W_{c,u}$ [cm ³]
Feldbereich	31.159,20	52.009.356,50	42,90	112,10	1.212.904,80	463.872,20
Stützbereich	23.425,20	45.591.573,30	50,40	104,60	903.877,30	436.032,60
Auflagerbereich	18.176,10	38.624.365,80	59,20	95,80	652.108,20	403.303,40

Tab. 4.3: Querschnittswerte ab Bauphase 6

Die Berechnung am dreidimensionalen System erfolgt mit Dlubal RFEM. Der Träger wird als Rechteckquerschnitt eingegeben und schließt an die Platte an. Die mitwirkende Plattenbreite wird bei der anschließenden Platte angegeben und wirkt mit dem Träger als Plattenbalken.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.3.7 Endzustand

Nach Beendigung der sechsten Bauphase ist die Brücke fertig. Es folgt die Inbetriebnahme der Brücke. Die Längenschnitte und Querschnitte sind bereits in Kapitel 4.1 beschrieben und abgebildet. Abbildungen mit genaueren Abmessungen sind im Anhang B zu finden.

4.4 Verwendete Baustoffe für den Alternativentwurf

Da es sich bei dem Alternativentwurf um eine Stahlbetonbrücke handelt, kommen lediglich Beton, Baustahl und Spannstahl zur Anwendung. Der Überbau der Brücke sowie die Widerlager und die Mittelpfeiler werden aus Stahlbeton hergestellt. Für die Pfahlköpfe und die Bohrpfähle wird ebenfalls Beton verwendet. Die Vorspannungen beider Varianten werden aus Spannbeton-Spanngliedern hergestellt.

Näher behandelt werden die Baustoffe, die für den Überbau benötigt werden. Die Widerlager, Pfeiler, Pfahlköpfe und Bohrpfähle werden aus dem bestehenden Entwurf übernommen.

In den folgenden Kapiteln werden die gewählten Festigkeiten der Baustoffe erläutert und die benötigten Kennwerte ermittelt. Darunter fallen die zeitabhängigen Festigkeiten, die benötigten Kriechzahlen und die Schwinddehnungen des Betons wie auch die Relaxation des Spannstahls.

Für den Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen die Baustoffkennwerte mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert werden. Diese Beiwerte können der Tabelle 4.4 entnommen werden.

Bemessungssituation	γ_c für Beton	γ_s für Betonstahl	γ_s für Spannstahl
ständig und vorübergehend	1,50	1,15	1,15
außergewöhnlich	1,20	1,00	1,00

Tab. 4.4: Teilsicherheitsbeiwerte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit nach [8]

4.4.1 Beton

Die Fertigteile des Plattenbalkens und der Füllbeton wird in der Festigkeitsklasse C50/60 ausgeführt. Die Betonkennwerte sind in der Tabelle 4.5 aufgelistet. Diese gelten ab einem Betonalter von 28 Tagen oder mehr.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

C50/60			
f_{ck} [N/mm^2]	f_{cm} [N/mm^2]	f_{ctm} [N/mm^2]	E_{cm} [N/mm^2]
50	58	4,10	37.000

Tab. 4.5: Betonkennwerte C50/60 [8]

Da das Betonalter in den verschiedenen Bauphasen unterschiedlich ist und unter 28 Tagen beträgt, müssen die Betonkennwerte $f_{ck}(t)$, $f_{ctm}(t)$ und $E_{cm}(t)$ in Abhängigkeit des Alters mit den Formeln 4.5, 4.6 und 4.7 nach [8] berechnet werden.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ für } 3 < t < 28 \text{ Tage mit} \quad (4.5)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s * [1 - \sqrt{\frac{28}{t}}]}$$

$$s = 0,20 \text{ für Zement der Klasse R}$$

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha * f_{ctm} \text{ mit} \quad (4.6)$$

$$\text{mit } \alpha = 1 \text{ für } t < 28 \text{ Tage}$$

$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} * E_{cm} \quad (4.7)$$

Dabei ist t das Alter des Betons in Tagen, $f_{ck}(t)$ die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t , $f_{cm}(t)$ die mittlere Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt t , $\beta_{cc}(t)$ ein von t abhängiger Beiwert, s ein vom verwendeten Zementtyp abhängiger Beiwert, $f_{ctm}(t)$ die Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t , α ein von t abhängiger Beiwert und $E_{cm}(t)$ das Elastizitätsmodul zum Zeitpunkt t .

Unter der Annahme, dass der Träger im Alter von 5 Tagen vorgespannt wird, werden die Betonkennwerte für $t = 5 \text{ Tage}$ mit Verwendung der Tabelle 4.5 berechnet. Die Werte zu den unterschiedlichen Zeitpunkten werden in der Tabelle 4.6 zusammengefasst.

$$3 < t < 28 \text{ Tage}$$

$$\beta_{cc}(5) = e^{0,2 * [1 - \sqrt{\frac{28}{5}}]} = 0,76$$

$$f_{cm}(5) = 0,76 * 58 = 44,13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck}(5) = 44,13 - 8 = 36,13 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$f_{ctm}(5) = [0,76]^1 * 4,10 = 3,12 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm}(5) = \left[\frac{44,13}{58}\right]^{0,3} * 37.000 = 34.087,54 \text{ N/mm}^2$$

t [Tage]	$\beta_{cc}(t)$ [-]	$f_{cm}(t)$ [N/mm ²]	$f_{ck}(t)$ [N/mm ²]	$f_{ctm}(t)$ [N/mm ²]	$E_{cm}(t)$ [N/mm ²]
5	0,76	44,13	36,13	3,12	34.087,54
10	0,87	50,69	42,69	3,58	35.535,02
15	0,93	53,90	45,90	3,81	36.195,77
20	0,96	55,91	47,91	3,95	36.595,49
25	0,99	57,33	49,33	4,05	36.870,80

Tab. 4.6: zeitabhängige Betonkennwerte C50/60

Da der Plattenbalken in den verschiedenen Bauphasen in vier Betonierabschnitten hergestellt wird, ist das Betonalter der einzelnen Querschnittsteile verschieden groß. Deshalb sind auch die Kennwerte verschieden. Zur Vereinfachung für die Nachweise werden die Kennwerte des Querschnitts über die Querschnittsfläche gemittelt.

Es wird angenommen, dass die Halbfertigteile fünf Tage nach betonieren der Bodenplatte vorgespannt und danach auf die Baustelle transportiert werden. Auf der Baustelle werden ab dem sechsten Tag die Träger eingehoben und um den zehnten Tag die Auflager betoniert. Um die Rahmenecken biegesteif rechnen zu können, wird mit dem Betonieren des Querschnitts fünf Tage gewartet. Der Querschnitt wird also um den fünfzehnten Tag in zwei Arbeitsschritten betoniert und erhärtet wieder fünf Tage. Am zwanzigsten Tag wird begonnen, die Halbfertigteile für die Fahrbahnplatte einzuheben um am Tag 25 die Fahrbahnplatte betonieren zu können.

Nach dem letzten Betonierabschnitt wird der Beton sieben Tage lang nachbehandelt. Man lässt den Beton 28 Tage lang aushärten und trocknen bevor am Tag 53 die Abdichtung und der Aufbau hergestellt werden können. Nach weiteren sieben Tagen (Tag 60) kann die Brücke befahren werden. Der Überbau ist nach nur zwei Monaten hergestellt und betriebsfertig.

In Abbildung 4.35 sind die eben beschriebenen Abläufe schematisch dargestellt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die zeitabhängigen Kennwerte für die Bauphasen 1 bis 5 sind in Tabelle dargestellt. Ab der Bauphase 6 ist der Beton mindestens 28 Tage alt und kann mit den Kennwerten nach Tabelle 4.5 berechnet werden.

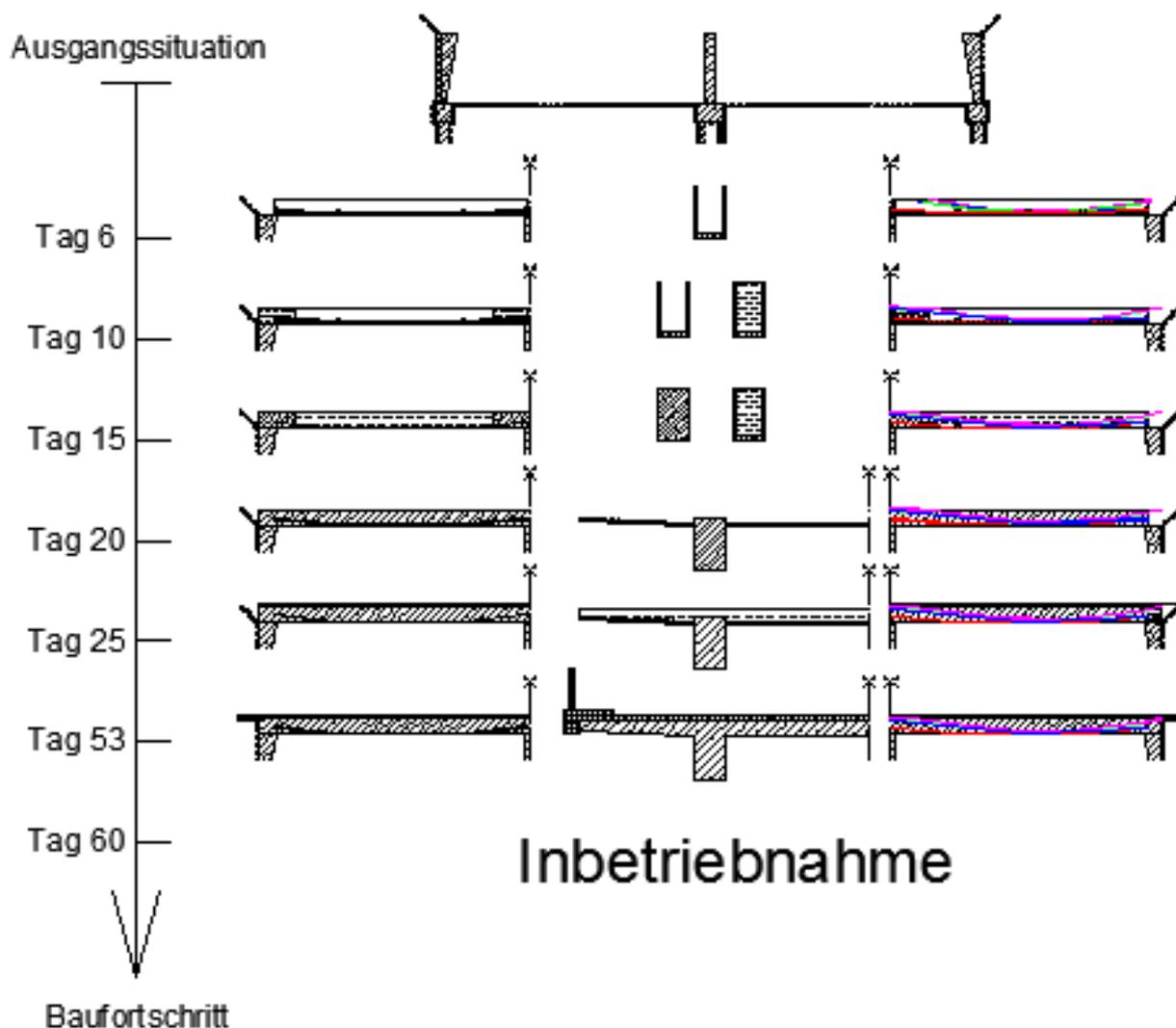


Abb. 4.35: Ablauf der Bauarbeiten

In der ersten Bauphase wurden die Träger noch nicht mit Beton verfüllt. In der zweiten Bauphase sind die Auflagerbereiche bereits betoniert, jedoch noch nicht tragend. Die Kennwerte können direkt aus Tabelle für $t = 5 \text{ Tage}$ beziehungsweise $t = 10 \text{ Tage}$ übernommen werden. In der dritten Bauphase besteht der Querschnitt im Feldbereich noch aus Halbfertigteilen mit den Kennwerten für $t = 15 \text{ Tage}$. Die Mittelaflagerbereiche bei beiden Varianten und die Endauflagerbereiche bei der gering vorgespannten Variante sind allerdings schon aus Vollquerschnitten. Für diese Bereiche werden die Werte gemittelt. Der Halbfertigteilquerschnitt besitzt eine Querschnittsfläche von $A_1 = 2.880 \text{ cm}^2$ und ein Alter von $t = 15 \text{ Tage}$. Der Vollquerschnitt besitzt eine Querschnittsfläche von

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$A = 10.800 \text{ cm}^2$. Das Halbfertigteil besitzt daher einen Flächenanteil von $A_1 = \frac{2.880}{10.800} * 100 = 26,67 \%$. Der Füllbetonquerschnitt hat einen Flächenanteil von $A_2 = 100 - 26,67 = 73,33 \%$ und ein Alter von $t = 5 \text{ Tage}$. Die Werte für den Flächeninhalt sind aus den Tabellen 4.1 und 4.2 entnommen.

In der vierten Bauphase wird der Feldbereich und Auflagerbereich ebenso gerechnet. Der Halbfertigteilquerschnitt hat dabei ein Alter von $t = 20 \text{ Tage}$. Der Füllbetonquerschnitt hat im Auflagerbereich ein Alter von $t = 10 \text{ Tage}$ und im Feldbereich ein Alter von $t = 5 \text{ Tage}$. In der fünften Bauphase erhöht sich das Alter jedes Querschnittsteils jeweils um fünf Tage. In der sechsten Bauphase ist jeder Querschnittsteil mindestens 28 Tage alt.

Die berechneten gemittelten Betonkennwerte sind in der Tabelle 4.7 den Bauphasen zugeordnet aufgelistet.

In den Abbildungen 4.36 und 4.37 ist die Entwicklung der Druckfestigkeit $f_{cm}(t)$ beziehungsweise der Zugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ für den Auflagerbereich und den Feldbereich abgebildet. Der Sprung nach unten bei $t = 10 \text{ Tage}$ beziehungsweise $t = 15 \text{ Tage}$ zeigt den Wechsel vom tragfähigen U-Querschnitt zum tragfähigen Vollquerschnitt.

Bauphase (BP)	$f_{cm}(t)$ [N/mm^2]	$f_{ck}(t)$ [N/mm^2]	$f_{ctm}(t)$ [N/mm^2]	$E_{cm}(t)$ [N/mm^2]
BP1	44,13	36,13	3,12	34.087,54
BP2	50,69	42,69	3,58	35.535,02
BP3 Feldbereich	53,90	45,90	3,81	36.195,77
BP3 Auflagerbereich	46,74	38,74	3,30	34.649,74
BP4 Feldbereich	47,27	39,27	3,34	34.756,33
BP4 Auflagerbereich	52,08	44,08	3,68	35.817,81
BP5 Feldbereich	52,46	44,46	3,71	35.891,23
BP5 Auflagerbereich	54,82	46,82	3,87	36.375,78
Ab BP6	58	50	4,10	37000

Tab. 4.7: Betonkennwerte C50/60 in Bauphasen

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

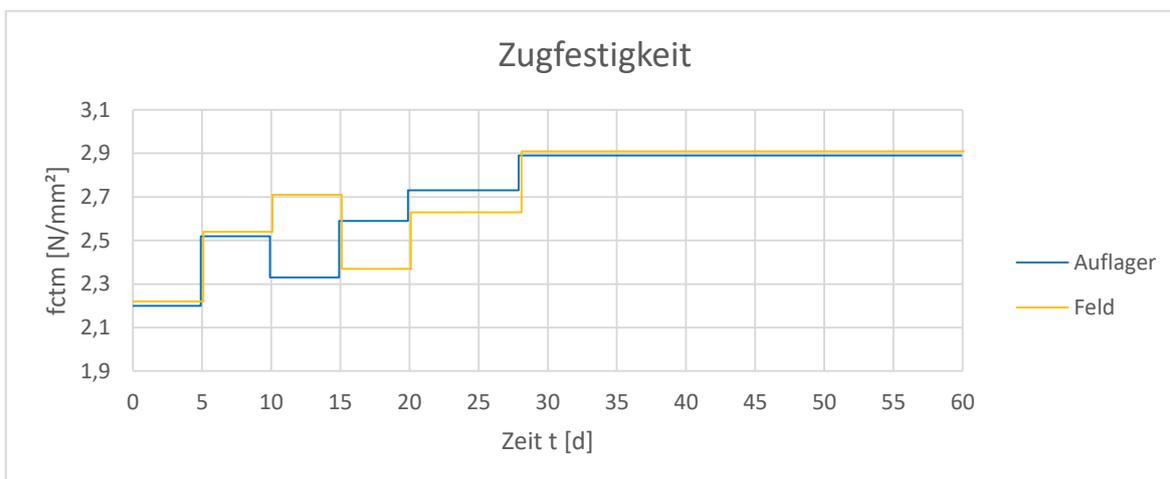


Abb. 4.36: Zugfestigkeitsentwicklung

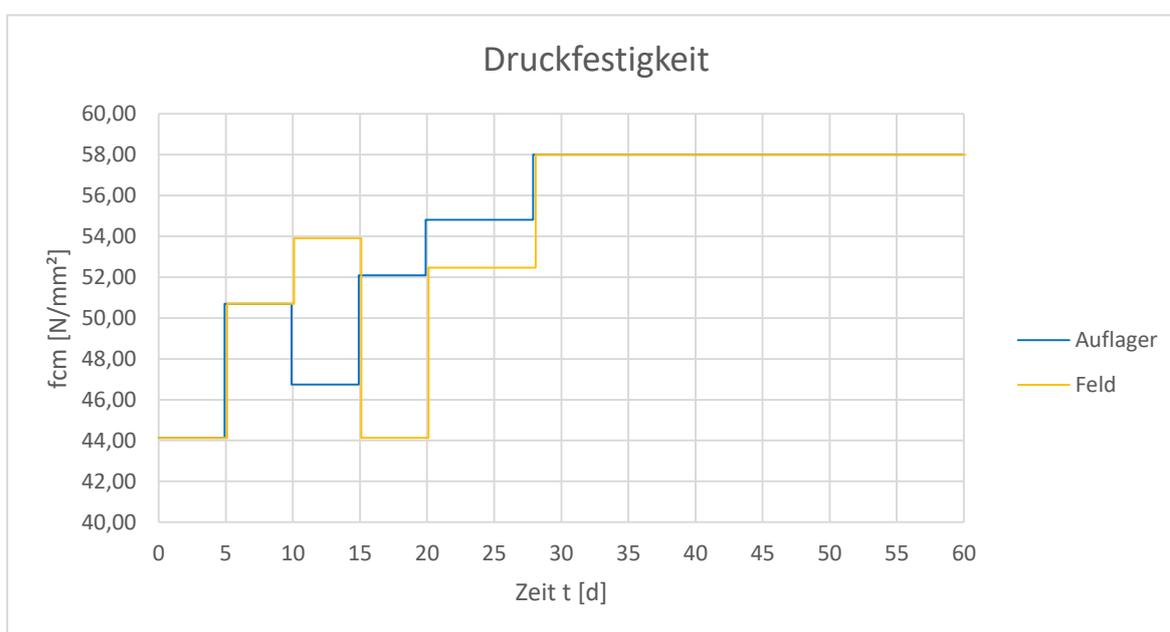


Abb. 4.37: Druckfestigkeitsentwicklung

Der Werkstoff Beton besitzt ein zeitabhängiges Materialverhalten, das bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. Die Berücksichtigung dieses Verhaltens wird zusammengefasst in die Begriffe Kriechen und Schwinden [1].

Kriechen ist eine zeit- und lastabhängige Verformung des Tragwerks und bewirkt eine Verformungszunahme. Kriechen hängt vor allem von der Umgebungsfeuchte, dem Alter des Betons bei der Lastaufbringung und der Dauer der Beanspruchung ab. Dies wird laut [9] durch die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ berücksichtigt und mit Formel 4.8 berechnet.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \text{ mit} \tag{4.8}$$

$$\varphi_0(t_0) = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \text{ für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,80}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3$$

$$\leq 1500 * \alpha_3 \text{ für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Dabei ist $\varphi(t, t_0)$ die Kriechzahl abhängig vom Betonalter zum Belastungsbeginn t_0 und dem Zeitpunkt der Betrachtung des Querschnitts t , $\varphi_0(t_0)$ die Grundzahl des Kriechens, $\beta_c(t, t_0)$ ein Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens, φ_{RH} ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte, $\beta(f_{cm})$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betondruckfestigkeit, $\beta(t_0)$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung des Betonalters bei Belastungsbeginn, RH die relative Luftfeuchte der Umgebung in %, die für einen Bauteil im Freien zu 80 % angenommen wird, h_0 die wirksame Bauteildicke in mm, α_1 , α_2 und α_3 Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit, u der Umfang des Querschnitts, welcher der Trocknung ausgesetzt ist und β_H ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke.

Die Grundzahl des Kriechens $\varphi_0(t_0)$ wird für die Nachweise für jeden Belastungszeitpunkt, wie oben beschrieben, berechnet. Zusätzlich muss unterschieden werden, ob es sich um den Halbfertigteilquerschnitt, den Vollquerschnitt oder den Plattenbalken handelt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Zuerst werden die Kennwerte für den Halbfertigteilquerschnitt in Feldmitte berechnet. Das Betonalter bei Belastungsbeginn beträgt dabei $t = 5 \text{ Tage}$ für die Last der Bauphase 1 und $t = 10 \text{ Tage}$ für die Last der Bauphase 2. Ab der Bauphase 3 ist der Querschnitt betoniert. Zusammengefasst sind diese Werte in der Tabelle 4.8 aufgelistet.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,80}{\sqrt{58}} = 2,21$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{58} \right]^{0,7} = 0,70$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{58} \right]^{0,2} = 0,90$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{58} \right]^{0,5} = 0,78$$

$$h_0 = \frac{2 * 2880}{80 + 2 * 135 + 2 * 7 + 2 * (135 - 15) + (80 - 2 * 7)} * 10 = 86 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{86}} * 0,70 \right] * 0,90 = 1,19$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 5^{0,20})} = 0,68$$

$$\varphi_0(t_0) = 1,19 * 2,21 * 0,68 = 1,78$$

Zur Berücksichtigung der Zementart bei der Ermittlung der Kriechzahl wird das Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 bei der Berechnung vom Beiwert $\beta(t_0)$ nach [9] mit der Formel 4.9 angepasst.

$$t_0' = t_{0,T} * \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (4.9)$$

Dabei ist $t_{0,T}$ das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn, welches nicht berücksichtigt wird. Somit wird für $t_{0,T}$ das ursprüngliche Betonalter t_0 eingesetzt. α ist ein Exponent zur Berücksichtigung der Zementart und ist 1 für Zemente der Klasse R.

$$t_0' = 5 * \left(\frac{9}{2 + 5^{1,2}} + 1 \right)^1 = 9,36 \sim 9 \text{ Tage} \geq 0,5 \quad \checkmark$$

$$\beta(t_0)' = \frac{1}{(0,1 + 9^{0,20})} = 0,61$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\varphi_0(t_0)' = 1,19 * 2,21 * 0,61 = 1,59$$

Halbfertigteilquerschnitt				
Bauphase	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 1	5	9	0,61	1,59
BP 2	10	14	0,56	1,46

Tab. 4.8: Grundwert der Kriechzahl für den Halbfertigteilquerschnitt

Für den Vollquerschnitt muss die wirksame Bauteildicke neu berechnet werden. Der Halbfertigteilquerschnitt und der Füllbeton haben zu Belastungsbeginn jedoch ein unterschiedliches Alter, weshalb das Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 über die Fläche gemittelt wird.

Als erstes werden die Kennwerte für den Auflagerbereich und den Stützbereich berechnet. Dieser wird in der Bauphase 2 betoniert und hat ein Alter von $t = 0$ Tage. Das Betonalter des Halbfertigteilträgers ist $t = 10$ Tage. In der Bauphase 3 beträgt das Betonalter des Halbfertigteils $t = 15$ Tage und das des Füllbetons $t = 5$ Tage. Die Fläche des Füllbetons beträgt 73,33 % und die des Halbfertigteils 26,67 %. Somit ergibt sich ein gemittelter Alter von $t = 2,7$ Tage beziehungsweise $t = 7,7$ Tage. Für die Bauphase 4 wird das Betonalter ebenso berechnet. Ab Bauphase 5 ist der Plattenbalken betoniert. Die Kennwerte für diesen Querschnitt sind in der Tabelle 4.9 aufgelistet.

$$h_0 = \frac{2 * 10800}{2 * 80 + 2 * 135} * 10 = 502 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{502}} * 0,70 \right] * 0,90 = 1,06$$

Vollquerschnitt Auflager- und Stützbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 2	2,7	6	0,65	1,53
BP 3	7,7	12	0,57	1,35
BP 4	12,7	17	0,54	1,26

Tab. 4.9: Grundwert der Kriechzahl für den Vollquerschnitt im Auflager- und Stützbereich

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Der Vollquerschnitt im Feldbereich wird erst in der Bauphase 3 betoniert. Somit ändert sich das Alter der einzelnen Querschnittsteile. Das Betonalter t_0 wird wie im Auflagerbereich gemittelt. Die Kennwerte befinden sich in Tabelle 4.10.

Vollquerschnitt Feldbereich				
Bauphase	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 3	4	8	0,62	1,45
BP 4	9	13	0,56	1,33

Tab. 4.10: Grundwert der Kriechzahl für den Vollquerschnitt im Feldbereich

Beim Plattenbalken muss zusätzlich unterschieden werden, ob es sich um den Auflager- oder Stützbereich handelt, da sich die mitwirkende Plattenbreite und somit auch die wirk-
same Bauteildicke ändern. Das Betonalter wird wieder über den Flächeninhalt gemittelt, wobei der Plattenbalken in drei Abschnitte mit unterschiedlichem Betonalter unterteilt werden muss. Für den Feldbereich der Bauphase 5 ist der Halbfertigteil $t = 25$ Tage alt, der Füllbeton $t = 10$ Tage alt und die Platte $t = 0$ Tage alt. In der Bauphase 6 ist der Halbfertigteilquerschnitt $t = 53$ Tage alt und im Endzustand $t = 60$ Tage alt. Die Kennwerte befinden sich in der Tabelle 4.11.

$$t_0 = \frac{t_{0,HFT} * A_{c,HFT} + t_{0,Füll} * A_{c,Füll} + t_{0,Platte} * A_{c,Platte}}{A_c}$$

$$= \frac{25 * 2880 + 10 * (10800 - 2880) + 0 * (31159,20 - 10800)}{31159,20} = 6,1 \text{ Tage}$$

$$h_0 = \frac{2 * 31159,20}{549 + 2 * 40 + 2 * 115 + 549} * 10 = 443 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{443}} * 0,70 \right] * 0,90 = 1,07$$

Plattenbalken Feldbereich				
Bauphase	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 5	6,1	10	0,59	1,40
BP 6	32,9	37	0,46	1,09
Endzustand	39,9	44	0,45	1,06

Tab. 4.11: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Feldbereich

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Für den Stützbereich in der Bauphase 5 ist der Halbfertigteil auch $t = 25 \text{ Tage}$ alt, der Füllbeton jedoch schon $t = 15 \text{ Tage}$ alt und die Platte $t = 0 \text{ Tage}$ alt. Die Kennwerte befinden sich in der Tabelle 4.12.

$$t_0 = \frac{25 * 2880 + 15 * (10800 - 2880) + 0 * (23425,20 - 10800)}{23425,20} = 6,5 \text{ Tage}$$

$$h_0 = \frac{2 * 23425,20}{356 + 2 * 40 + 2 * 115 + 356} * 10 = 458 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{458}} * 0,70 \right] * 0,90 = 1,07$$

Plattenbalken Stützbereich				
Bauphase	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 5	6,5	11	0,58	1,40
BP 6	36,1	40	0,46	1,08
Endzustand	43,1	47	0,44	1,04

Tab. 4.12: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Stützbereich

Beim Auflagerbereich verändert sich zum Stützbereich nur der Flächeninhalt des Plattenbalkens und somit die wirksame Bauteildicke. Das Betonalter bei Belastungsbeginn der einzelnen Querschnittsteile bleibt gleich. Die Kennwerte sind in der Tabelle 4.13 aufgelistet.

$$t_0 = \frac{25 * 2880 + 15 * (10800 - 2880) + 0 * (23425,20 - 10800)}{23425,20} = 8,3 \text{ Tage}$$

$$h_0 = \frac{2 * 23425,20}{356 + 2 * 40 + 2 * 115 + 356} * 10 = 458 \text{ mm}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{458}} * 0,70 \right] * 0,90 = 1,07$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Plattenbalken Auflagerbereich				
Bauphase	t_0 [Tage]	t'_0 [Tage]	$\beta(t_0)'$	$\varphi_0(t_0)'$
BP 5	8,3	12	0,57	1,35
BP 6	38,5	42	0,45	1,06
Endzustand	45,5	49	0,44	1,03

Tab. 4.13: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Auflagerbereich

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ hängt zum einen vom Betonalter zu Beginn der Belastung t_0 und zum anderen vom Betrachtungszeitpunkt t ab. Die einzelnen Querschnittstypen werden dabei an den maßgebenden Stellen zu den maßgebenden Zeitpunkten nachgewiesen. Für diese Kombination müssen die Kriechzahlen berechnet werden.

Der Halbfertigteilträger wird im Feldbereich in der Bauphase 3 nach $t = 15$ Tagen nachgewiesen, da ab der vierten Bauphase schon der Vollquerschnitt wirkt. Die Auflagerbereiche werden deshalb in der Bauphase 2 nach $t = 10$ Tagen nachgewiesen. Die benötigten Kennwerte werden aus der Tabelle 4.8 entnommen. Für die Schnittgrößenumlagerungen wird zusätzlich die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ für das Betonalter, bei dem das neue System entsteht t_0 , mit $t_0 = 10$ Tage und dem Betrachtungszeitpunkt t mit $t = 25$ Tage beziehungsweise $t = \infty$ gebraucht. Die Kennwerte sind in der Tabelle 4.14 aufgelistet.

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 86 + 250 * 0,78 = 385,01 \leq 1500 * 0,78 = 1165,2 \quad \checkmark$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(10 - 5)}{(385,01 + 10 - 5)} \right]^{0,3} = 0,27$$

$$\varphi(t, t_0) = 1,59 * 0,27 = 0,43$$

Halbfertigteilquerschnitt				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP1	5	10	0,27	0,43
BP1	5	15	0,33	0,53
BP2	10	15	0,27	0,40
BP3	10	25	0,37	0,55
Endzustand	10	∞	1,00	1,46

Tab. 4.14: Kriechzahl für den Halbfertigteilquerschnitt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Beim Vollquerschnitt wird der Nachweis an den Auflagern und im Feldbereich für die Bauphase 5 nach $t = 25$ Tagen geführt. In der sechsten Bauphase wirkt der Plattenbalken bereits tragend, weshalb nachgewiesen wird, dass der Vollquerschnitt die Last bis zu diesem Zeitpunkt aufnehmen kann. Die Kennwerte werden aus den Tabellen 4.9 und 4.10 entnommen. Durch die unterschiedlichen Betonierzeiten der zweiten und dritten Bauphase, besitzt der Querschnitt an den Auflagern ein anderes Betonalter als im Feldbereich. Die beiden Bereiche haben aufgrund des Altersunterschieds unterschiedliche Kriechzahlen, welche sich in der Tabelle 4.15 befinden.

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 502 + 250 * 0,78 = 1009,07 \leq 1500 * 0,78 = 1165,23 \quad \checkmark$$

Vollquerschnitt Auflager und Stützbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP2	2,7	25	0,29	0,45
BP3	7,7	25	0,27	0,37
BP4	12,7	25	0,25	0,31
Vollquerschnitt Feldbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP3	4	25	0,29	0,42
BP4	9	25	0,27	0,35

Tab. 4.15: Kriechzahl für den Vollquerschnitt

Der Nachweis des Plattenbalkens wird am Auflager, im Feldbereich und im Stützbereich geführt, da sich die mitwirkende Platte ändert. Die Nachweise werden zum Zeitpunkt $t = \infty$, wenn die Kriechumlagerungen abgeschlossen sind, geführt. Die zur Berechnung benötigten Kennwerte befinden sich in den Tabellen 4.11, 4.12 und 4.13. Da das Alter des Betons und die wirksame Bauteildicke unterschiedlich sind, werden die Werte in verschiedenen Tabellen aufgelistet. Die berechneten Kennwerte für den Feldbereich befinden sich in der Tabelle 4.16, die Werte für den Stützbereich in der Tabelle 4.17 und die Werte für den Auflagerbereich in der Tabelle 4.18.

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 443 + 250 * 0,78 = 1176,52 \leq 1500 * 0,78 = 1165,23 \quad \checkmark$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
HALBFERTIGTEILEN

Plattenbalken Feldbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP5	6,1	60	0,39	0,55
BP6	32,9	60	0,32	0,35
BP5	6,1	∞	1,00	1,40
BP6	32,9	∞	1,00	1,09
Endzustand	39,9	∞	1,00	1,06

Tab. 4.16: Kriechzahl für den Plattenbalken im Feldbereich

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 458 + 250 * 0,78 = 1211,62 \leq 1500 * 0,78 = 1165,23 \quad \checkmark$$

Plattenbalken Stützbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP5	6,5	60	0,39	0,54
BP6	36,1	60	0,31	0,33
BP5	6,5	∞	1,00	1,40
BP6	36,1	∞	1,00	1,08
Endzustand	43,1	∞	1,00	1,04

Tab. 4.17: Kriechzahl für den Plattenbalken im Stützbereich

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012 * 80)^{18}] * 480 + 250 * 0,78 = 1258,63 \leq 1500 * 0,78 = 1165,23 \quad \checkmark$$

Plattenbalken Auflagerbereich				
Belastung	t_0 [Tage]	t [Tage]	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
BP5	8,3	60	0,38	0,51
BP6	38,5	60	0,29	0,31
BP5	8,3	∞	1,00	1,35
BP6	38,5	∞	1,00	1,06
Endzustand	45,5	∞	1,00	1,03

Tab. 4.18: Kriechzahl für den Plattenbalken im Auflagerbereich

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Schwinden ist eine Volumensverringerng des Betons. Es setzt sich zusammen aus der autogenen Schwinddehnung und der Trocknungsschwinddehnung. [1]

Die Gesamtschwinddehnung wird nach [9] mit der Formel 4.10 berechnet. Diese Formel besteht aus zwei großen Teilen, die ebenfalls nach [9] mit den Formeln 4.11 und 4.12 berechnet werden.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \text{ bestehend aus} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * \varepsilon_{cd,\infty} \text{ mit} \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca,\infty} \text{ mit} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 * \sqrt{t}}$$

Dabei ist $\varepsilon_{cs}(t)$ die Gesamtschwinddehnung zum Zeitpunkt t , $\varepsilon_{cd}(t)$ die Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt t , $\varepsilon_{ca}(t)$ die autogene Schwinddehnung zum Zeitpunkt t , $\varepsilon_{cd,\infty}$ der Endwert der Trocknungsschwinddehnung und k_h ein von der wirksamen Bauteildicke h_0 abhängiger Koeffizient, welcher mit der Tabelle 4.19 bestimmt wird. $\varepsilon_{cd,0}$ ist der Grundwert des Trocknungsschwindens, α_{ds1} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart und beträgt 6 für Zemente der Klasse R, α_{ds2} ist ebenfalls ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart und beträgt 0,11 für Zemente der Klasse R, $f_{cm,0}$ beträgt 10 N/mm², RH_0 beträgt laut Norm 100 % und β_{RH} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte. $\beta_{ds}(t, t_s)$ ist ein Beiwert abhängig vom Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt t und vom Alter des Betons zu Beginn des Trocknungsschwindens t_s , welches normalerweise am Ende der Nachbehandlung beginnt. $\beta_{as}(t)$ ist ein Beiwert zur Berechnung der autogenen Schwinddehnung abhängig vom Betonalter t und $\varepsilon_{ca,\infty}$ ist die gesamte autogene Schwinddehnung.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 * (50 - 10) * 10^{-6} = 0,0001 \equiv 0,10\text{‰}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,76$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[(220 + 110 * 6) * e^{\left(-0,11 * \frac{58}{10} \right)} \right] * 10^{-6} * 0,76 = 0,0003 \equiv 0,30\text{‰}$$

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tab. 4.19: Beiwerte k_h nach [8]

Für den Nachweis des Halbfertigteilquerschnitts muss die Trocknungsschwinddehnung nicht berücksichtigt werden, da die Nachbehandlung erst sieben Tage nach dem Betonieren der Platte beendet wird. Die autogene Schwinddehnung wird für den Auflagerbereich mit einem Betonalter von $t = 10$ Tage und für den Feldbereich mit einem Betonalter von $t = 15$ Tage bestimmt. Die Werte sind in der Tabelle 4.20 zusammengefasst.

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 * \sqrt{10}} = 0,47$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,47 * 0,10 = 0,05\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = 0 + 0,05 = 0,05\text{‰}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 * \sqrt{15}} = 0,54$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,54 * 0,10 = 0,05\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = 0 + 0,05 = 0,05\text{‰}$$

Der Vollquerschnitt wird am Auflager und im Feldbereich mit den Lasten bis zur Bauphase 5 nachgewiesen. Das Alter des Betons wird über die Querschnittsfläche gemittelt. Der Halbfertigteilquerschnitt macht 26,67 % des Gesamtquerschnitts aus, der Füllbeton macht 73,33 % aus. Bei der fünften Bauphase ist der Halbfertigteilquerschnitt $t = 25$ Tage alt, der Füllbeton am Auflager ist $t = 15$ Tage alt und der Füllbeton im Feldbereich ist $t = 10$ Tage alt. Somit ergibt sich für den Auflagerbereich ein Alter von $t = 17,7$ Tage und für den Feldbereich ein Alter von $t = 14$ Tage. Die Trocknungsschwindung muss noch

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

nicht berücksichtigt werden. Die Werte für den Vollquerschnitt befinden sich in der Tabelle 4.20.

Für den Nachweis des Plattenbalkens im Endzustand muss nun die Trocknungsschwindung berücksichtigt werden. Da diese von der wirksamen Bauteildicke abhängig ist, müssen Feldbereich, Stützbereich und Auflagerbereich getrennt betrachtet werden.

Die wirksame Bauteildicke h_0 beträgt für den Feldbereich 443 mm. Der Wert für k_h wird mit den Angaben aus der Tabelle 4.19 linear interpoliert und beträgt 0,71. Das Alter des Betons wird wie für den Grundwert der Kriechzahl berechnet, jedoch ist in der Bauphase 6 der Halbfertigteilquerschnitt 60 Tage alt, der Füllbeton im Feldbereich 45 Tage alt und die Platte ist 35 Tage alt. Es ergibt sich ein gemittelt Alter von 39,9 Tagen. Die Nachbehandlung endet sieben Tage nach dem Betonieren der Platte. Das Alter des Betons zu diesem Zeitpunkt ist um $t = 28 \text{ Tage}$ jünger und beträgt $t = 11,9 \text{ Tage}$.

$$f(x) = f_0 + \frac{f_1 - f_0}{x_1 - x_0} * (x - x_0) = 0,75 + \frac{0,70 - 0,75}{500 - 300} * (443 - 300) = 0,71$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,71 * 0,30 = 0,21\text{‰}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(39,9 - 11,9)}{(39,9 - 11,9) + 0,04 * \sqrt{443^3}} = 0,07$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,07 * 0,71 * 0,30 = 0,01\text{‰}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 * \sqrt{39,9}} = 0,72$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,72 * 0,10 = 0,07\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = 0,01 + 0,07 = 0,09\text{‰}$$

Für den Stützbereich beträgt die wirksame Bauteildicke h_0 458 mm. Der Wert für k_h wird wieder linear interpoliert und beträgt 0,71. Das Alter des Halbfertigteilquerschnitts ist im Stützbereich ebenfalls $t = 60 \text{ Tage}$, der Füllbeton ist $t = 50 \text{ Tage}$ alt und die Platte ist wieder $t = 35 \text{ Tage}$ alt. Somit ist der gesamte Querschnitt $t = 43,1 \text{ Tage}$ alt. Beim Ende der Nachbehandlung ist der Beton $t = 15,1 \text{ Tage}$ alt.

Beim Auflagerbereich ändert sich zum Stützbereich nur die Fläche. h_0 ist wie oben berechnet 480 mm groß und k_h beträgt gerundet 0,71. Das gemittelte Alter beträgt $t = 45,5 \text{ Tage}$, t_s ist somit $t = 17,5 \text{ Tage}$.

Die Werte für die einzelnen Bereiche des Plattenbalkens unterscheiden sich erst auf der dritten Nachkommastelle und befinden sich in der Tabelle 4.20.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Für den Nachweis zum Zeitpunkt $t = \infty$, wenn Kriech- und Schwindverformungen abgeschlossen sind werden die bereits berechneten Werte $\varepsilon_{cd,\infty}$ und $\varepsilon_{ca,\infty}$ für den Feldbereich, den Stützbereich und den Auflagerbereich getrennt, in dieser Reihenfolge, addiert.

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 0,21 + 0,09 = 0,31\text{‰} \quad (4.13)$$

Halbfertigteilquerschnitt			
	Auflagerbereich		Feldbereich
$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]	0,05		0,05
Vollquerschnitt			
	Auflagerbereich		Feldbereich
$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]	0,06		0,05
Plattenbalken			
	Feldbereich	Stützbereich	Auflagerbereich
$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	0,01	0,01	0,01
$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	0,07	0,07	0,07
$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]	0,09	0,09	0,09

Tab. 4.20: Gesamtschwinddehnung für die Querschnittstypen

Die verminderte Kriechfähigkeit des Betons aufgrund von später eintretenden Spannungsänderungen wird mit einem Relaxationsbeiwert oder Alterungsbeiwert ρ von 0,8 berücksichtigt [9], [2].

Diese Betonkennwerte werden für die Berechnung der zeitabhängigen Verluste der Vorspannkraft bei der gering vorgespannten Variante benötigt. Bei der hoch vorgespannten Variante werden die zeitabhängigen Verluste vernachlässigt.

4.4.2 Betonstahl

Für die Bewehrung wird ein Betonstahl B550 der Klasse B verwendet [11].

Der Elastizitätsmodul E_s darf mit 200.000 N/mm² angesetzt werden [8].

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.4.3 Spannstahl

Für den Spannstahl werden Litzen der Klasse 2 mit einer charakteristischen Zugfestigkeit f_{pk} von 1860 N/mm² gewählt. Der Elastizitätsmodul E_p darf mit 195.000 N/mm² angesetzt werden. [8]

Durch die hohen Dehnungen über lange Zeit verliert der Spannstahl an Spannung. Dieses Verhalten nennt sich Relaxation und wird nach [8] mit der Formel 4.14 berechnet.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(1-\mu)} * 10^{-5} \text{ für Klasse 2 mit} \quad (4.14)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

Dabei ist $\Delta\sigma_{pr}$ die Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation, σ_{pi} die Spannung unmittelbar nach dem Vorspannen, t die Zeit nach dem Vorspannen in Stunden, μ ein Beiwert abhängig von der Vorspannkraft und der charakteristischen Zugfestigkeit und ρ_{1000} der Prozentanteil der Relaxationsverluste nach 1000 Stunden. Dieser Wert ist laut [9] 2,50 % für Spannstahl der Klasse 2.

Für σ_{pi} müssen von der gewählten Vorspannkraft σ_{pm0} die sofortigen Verluste angezogen werden. Diese Spannung wird vom Programm RF-Tendon mit 1249,44 N/mm² festgelegt und ist im Protokoll unter σ_{max} zu finden. Dieser Wert beschreibt die maximale Spannung nach dem Verankern. Das Protokoll ist im Anhang C.

Für den Nachweis des Halbfertigteilquerschnitts werden für den Feldbereich und den Auflagerbereich zwei verschiedene Werte benötigt, da die beiden Nachweise zu unterschiedlichen Zeitpunkten stattfinden. Der Querschnitt im Feldbereich wird nach $t = 15 \text{ Tagen}$ in der Bauphase 3 bemessen, die Vorspannung findet in einem Betonalter von $t = 5 \text{ Tage}$ statt. Die Relaxation muss für $t = 10 \text{ Tage}$ bestimmt werden, also nach 240 Stunden. Der Spannungsverlust im Spannstahl infolge Relaxation $\Delta\sigma_{pr}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 6,55 N/mm². Dieser Wert wird für die Berechnung der zeitabhängigen Spannkraftverluste für die gering vorgespannte Variante benötigt.

$$\mu = \frac{1249,44}{1860} = 0,67$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 * 2,5 * e^{9,1*0,67} * \left(\frac{240}{1000}\right)^{0,75*(1-0,67)} * 10^{-5} = 0,0052$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,0052 * 1249,44 = 6,55 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Der Auflagerbereich wird in der Bauphase 2 nachgewiesen, da in der dritten Bauphase schon der Vollquerschnitt tragend ist. Das Betonalter beträgt in dieser Phase $t = 10 \text{ Tage}$. Somit muss die Relaxation für $t = 5 \text{ Tage}$, also für 120 Stunden, bestimmt werden.

Für den Nachweis des Vollquerschnitts wird die Bauphase 5 gewählt. Zu diesem Zeitpunkt ist die Vorspannung bereits $t = 20 \text{ Tage}$, also 480 Stunden, her. Es muss bei der Relaxation nicht zwischen Auflager und Feldbereich unterschieden werden, da das Betonalter keinen Einfluss hat.

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird für den Plattenbalken einerseits im Endzustand zum Zeitpunkt $t = 60 \text{ Tage}$ und andererseits nach Abschluss von Kriechen und Schwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ geführt. Für diese Nachweise werden die Spannkraftverluste infolge Relaxation für die Berechnung der zeitabhängigen Spannkraftverluste der gering vorge-spannten Variante benötigt. Im Endzustand ist die Vorspannung $t = 55 \text{ Tage}$ alt, der Endwert der Spannkraftverluste wird laut [8] für 500.000 Stunden berechnet.

Die Werte für die Nachweise zu den verschiedenen Zeitpunkten sind in der Tabelle 4.21 zusammengefasst.

Relaxationsverluste		
Bereich	$t [h]$	$\Delta\sigma_{pr} [N/mm^2]$
Halbfertigteilquerschnitt Feldbereich	240	6,55
Halbfertigteilquerschnitt Auflagerbereich	120	5,52
Vollquerschnitt	480	7,77
Plattenbalken	1320	9,97
Plattenbalken	500.000	43

Tab. 4.21: Verluste durch Relaxation für die Nachweiszeitpunkte

4.5 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Im folgenden Kapitel wird die Expositionsklasse und daraus folgend die Betondeckung für den Betonstahl und den Spannstahl für den Überbau des Alternativentwurfs der Brücke bestimmt. Die Expositionsklassen der sonstigen Bauteile, wie zum Beispiel Widerlager und Pfeiler, werden vom Bestand übernommen und nicht beschrieben.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Wahl der Expositionsklasse erfolgt nach [12]. Da die Klassen XC3 und XC4 unabhängig von der Luftfeuchtigkeit sind, wird bezüglich der Bewehrung für den Beton die Klasse XC2 für sonstige Bauteile im Freien nach Abbildung 4.38 gewählt.

1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko			
Klassen- bezeichnung	Beschreibung der Umgebung		Zuordnung von Expositionsklassen
X0	für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall; alle Expositionsklassen, ausgenommen Frostangriff mit und ohne Taumittel, Abrieb oder chemischer Angriff		unbewehrte Fundamente ohne Frost, Füll- und Ausgleichsbeton ohne Frost
X0	für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken		Beton in Gebäuden mit einer max. relativen Luftfeuchte von 35 %
2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung und Dichtigkeit des Betongefüges			
Wenn Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden:			
ANMERKUNG 1 Die Feuchtigkeitsbedingung bezieht sich auf den Zustand innerhalb der Betondeckung der Bewehrung oder anderen eingebetteten Metalls; in vielen Fällen kann jedoch angenommen werden, dass die Bedingungen in der Betondeckung den Umgebungsbedingungen entsprechen. In diesen Fällen darf die Klasseneinteilung nach der Umgebungsbedingung als gleichwertig angenommen werden. Dies muss nicht der Fall sein, wenn sich zwischen dem Beton und seiner Umgebung eine Sperrschicht befindet.			
ANMERKUNG 2 Die erforderlichen Überdeckungen der Bewehrung oder anderen eingebetteten Metalls sind in ÖNORM B 1992-1-1 geregelt.			
Klassen- bezeichnung	Beschreibung der Umgebung		Zuordnung von Expositionsklassen
	Luftfeuchte	Wasserandrang	
XC1	trocken oder ständig nass	–	Beton in Gebäuden im Wohn- und Bürobereich (einschließlich Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden); permanent dem Wasser ausgesetzte Bauteile, zB Fundamente ständig im Grundwasser
XC2	nass, selten trocken, mäßige Feuchte, wechselnd nass und trocken	nicht drückendes Wasser oder wechselnder Grundwasserspiegel 0 m bis 2 m	Innenräume mit hoher Luftfeuchtigkeit, zB in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern, in Viehställen; Fundamente; Bauwerke in nicht drückendem Grundwasser (ohne Anforderungen an die Undurchlässigkeit); sonstige Bauteile im Freien
XC3	In Österreich Zuordnung nach Wasserandrang (Luftfeuchte nicht relevant)	Wasserdruckhöhe bis 10 m (ÖNORM B 3303 ^a): 50 mm Eindringtiefe	Wasserbauten und dichte Betonbauwerke, die mäßigem Wasserdruck ausgesetzt sind
XC4	In Österreich Zuordnung nach Wasserandrang (Luftfeuchte nicht relevant)	Wasserdruckhöhe über 10 m (ÖNORM B 3303 ^a): 25 mm Eindringtiefe	Wasserbauten und dichte Betonbauwerke, die hohem Wasserdruck ausgesetzt sind
^a Die Wassereindringtiefe im erhärteten Beton ist nur dann zu prüfen, wenn vereinbart wurde, dass die Anforderungen für XC3 und XC4 gemäß Tabelle NAD 10 nicht angewendet werden.			

Abb. 4.38: Expositionsklassen Teil 1 aus [12]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Der Plattenbalken wird oben abgedichtet und ist nicht direkt dem Frost, Regen und Taumittel ausgesetzt. Somit fallen die Klassen XF3 und XF4 weg. Für den Beton wird die Klasse XF1 für alle Untersichten nach Abbildung 4.39 gewählt.

3 Korrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
Wann Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, chloridhaltigem Wasser, einschließlich Tausalz, ausgenommen Meerwasser, ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden:		
ANMERKUNG Hinsichtlich der Feuchtigkeitsbedingungen ist auch Abschnitt 2 dieser Tabelle zu beachten.		
Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Zuordnung von Expositionsklassen
XD1	mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt ist
XD3	wechselnd nass und trocken	Bauteile, die erhöhter Chloridbelastung ausgesetzt sind, zB Spritzwasser, Parkdecks, Fahrbahndecken, Salzlager
4 Korrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
In Österreich nicht relevant		
5 Frostangriff mit oder ohne Taumittel		
Wenn durchfeuchteter Beton erheblichem Angriff durch Frost-Tau-Wechsel ausgesetzt ist, muss die Expositionsklasse wie folgt zugeordnet werden:		
Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung	Zuordnung von Expositionsklassen
XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel	lotrechte und über 5 % geneigte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind, und alle Untersichten
XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel	lotrechte und über 5 % geneigte Betonoberflächen von Straßenbauwerken, die hoher Feuchtigkeit und taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	annähernd waagrechte Betonoberflächen (Neigung $\leq 5\%$), die Regen und Frost ausgesetzt sind, und dem Frost ausgesetzte Wasserbauten (zB Kläranlagen)
XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel (oder Meerwasser)	Straßendecken, Brückenplatten und Verkehrsleitwände, die Taumitteln ausgesetzt sind; lotrechte und waagrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigem Spritzwasser (Spritzwasserzone neben Straßen bis etwa 3 m über Fahrbahn) und Frost ausgesetzt sind.

Abb. 4.39: Expositionsklassen Teil 2 aus [12]

Nach [12] werden verschiedene Expositionsklassen zusammengefasst und mit einer Kurzbezeichnung versehen. Für den Plattenbalken gelten die Klassen XC2 und XF1. Nach Abbildung 4.40 ist die kleinste Betonkurzbezeichnung, die auf beide Klassen zutrifft B2.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Kurzbezeichnung	Abgedeckte Umweltklasse	W/B-Wert	Luftgehalt in %
B1	XC3 (A)	0,60	–
B2	XC3/XD2/XF1/XA1L/SB (A)	0,55	–
B3	XC3/XD2/XF3/XA1L/SB (A)	0,55	2,5 bis 5,0
B4	XC4/XD2/XF1/XA1L/SB (A)	0,50	–
B5	XC4/XD2/XF2/XA1L/SB (A)	0,50	2,5 bis 5,0
B6 ^a /C ₃ A-frei	XC4/XD2/XF3/XA2L/XA2T/SB (A)	0,45	2,5 bis 5,0
B7	XC4/XD3/XF4/XA1L/SB (A)	0,45	4,0 bis 8,0
B8	XC3/UB1(A)	0,60	–
B9	XC3/UB2 (A)	0,60	–
B10	XC3/XD2/XF1/XA1L/UB1(A)	0,55	–
B10/C ₃ Afrei	XC3/XD2/XF1/XA1L/XA1T/UB1/C ₃ Afrei (A)	0,55	–
B11	XC3/XD2/XF1/XA1L/UB2 (A)	0,55	–
B11/C ₃ Afrei	XC3/XD2/XF1/XA1L/XA1T/UB2/C ₃ Afrei (A)	0,55	–
B12	XC4/XD2/XF1/XA1L/UB1(A)	0,50	–
B12/C ₃ Afrei	XC4/XD2/XF1/XA1L/XA1T/UB1/C ₃ Afrei	0,50	–
HL-SW	XC4/XD3/XF3 ^b /XA3L ^c /XA3T ^c	0,34	–
HL-B	XC4/XD3/XF4 (A)	0,34	4,0 bis 8,0

^a Gesteinskörnung ≤ 4 mm mit CO₂-Gehalt ≤ 15 %
^b XF2 und XF4 bei Einhaltung der für die Expositions-kategorie entsprechenden Anforderungen an L300 und AF gemäß Tabelle NAD 10
^c siehe 4.3.7.

Abb. 4.40: Betonkurzbezeichnungen aus [12]

4.5.1 Betonstahl

Der Betonstahl muss eine gewisse Mindestbetondeckung nach [8] aufweisen, um die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten, die mit der Formel 4.15 berechnet wird.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \text{ mit} \quad (4.15)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

Dabei ist c_{nom} das Nennmaß der Betondeckung, c_{min} die Mindestbetondeckung und Δc_{dev} das Vorhaltemaß. Die Mindestbetondeckung ist der maximale Wert aus 10 mm, der Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung $c_{min,b}$ und der Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung $c_{min,dur}$ mit einem additiven Sicherheitselement $\Delta c_{dur,\gamma}$, der Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung von nichtrostenden Stählen $\Delta c_{dur,st}$ und der Verringerung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen $\Delta c_{dur,add}$.

Die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung $c_{min,b}$ ist nach [8] abhängig vom Stabdurchmesser oder Vergleichsdurchmesser bei Stabbündel. Es wird angenommen, dass der größte verwendete Stabdurchmesser \varnothing 30 mm beträgt.

Die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung $c_{min,dur}$ ist von der Expositions-kategorie abhängig und wird Abbildung 4.41 entnommen. Für die vorhandene Expositi-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

tionsklasse beträgt $c_{min,dur}$ 25 mm. Diese Abbildung gilt jedoch für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren. Nach Abbildung 4.42 ist die Nutzungsdauer für Brücken mit 100 Jahren angegeben. Für diese Nutzungsdauer muss $c_{min,dur}$ um 5 mm erhöht werden und beträgt somit 30 mm.

		Expositionsklasse nach ÖNORM B 4710-1			
Kriterium		XC1	XC2/XC3/XC4	XD1/XD2	XD3
$c_{min,dur}$	mm	15	25	30	40

Abb. 4.41: Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ für Betonstahl aus [9]

Klasse der Nutzungsdauer	Planungsgröße der Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit ^a
2	10–25	Austauschbare Tragwerksteile, z. B. Kranbahnträger, Lager
3	15–30	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
4	50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
5	100	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

^a ANMERKUNG Tragwerke oder Teile eines Tragwerks, die mit der Absicht der Wiederverwendung demontiert werden können, sollten nicht als Tragwerke mit befristeter Standzeit betrachtet werden.

Abb. 4.42: Klassifizierung der Nutzungsdauer aus [17]

Da kein nichtrostender Stahl verwendet wird und auch sonst keine zusätzliche Schutzmaßnahme wie zum Beispiel eine Beschichtung angebracht wird, sind die Verringerungen der Mindestbetondeckung $\Delta c_{dur,st}$ und $\Delta c_{dur,add}$ beide 0 mm. Das additive Sicherheitselement $\Delta c_{dur,\gamma}$ beträgt laut [9] ebenfalls 0 mm. Das Vorhaltemaß Δc_{dev} ist mit 5 mm angegeben. Dies ergibt laut folgender Berechnung eine Betondeckung von 35 mm.

$$c_{min} = \max\{30; 30 + 0 - 0 - 0; 10\} = \max\{30; 30; 10\} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 + 5 = 35 \text{ mm}$$

4.5.2 Spannstahl

Für Spannbeton gelten dieselben Formeln zur Berechnung der Mindestbetondeckung wie für den Stahlbeton.

Die Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung $c_{min,b}$ ist nach [9] von der Art der Vorspannung und vom Durchmesser des Hüllrohrs oder der Litze abhängig. Mehr als 80 mm sind jedoch nicht erforderlich. Da diese von der Vorspannung abhängigen Werte noch nicht bekannt sind, wird $c_{min,b}$ abgeschätzt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung $c_{min,dur}$ ist wie beim Stahlbeton von der Expositionsklasse abhängig und beträgt laut Tabelle 4.43 35 mm. Dieser Wert ist um 5 mm für die 100-jährige Nutzungsdauer zu erhöhen und beträgt somit 40 mm.

		Expositionsklasse nach ÖNORM B 4710-1			
Kriterium		XC1	XC2/XC3/XC4	XD1/XD2	XD3
$c_{min,dur}$	mm	25	35	40	50
ANMERKUNG Die Werte beziehen sich bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf die Betondeckung der Hüllrohre und bei Spanngliedern mit sofortigem Verbund auf die Betondeckung des Spannstahls.					

Abb. 4.43: Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ für Spannstahl aus [9]

Das additive Sicherheitselement und die Verringerungen aufgrund von nichtrostendem Stahl und zusätzlichen Schutzmaßnahmen bleiben auch für den Spannstahl 0 mm.

Das Vorhaltemaß Δc_{dev} ist unabhängig von der Stahlart und beträgt deswegen auch für den Spannstahl 5 mm.

Da der Durchmesser des Spannstahls und des Hüllrohrs noch nicht bekannt ist, wird der Randabstand der Bewehrung d_{p1} mit 80 mm gewählt

4.6 Einwirkungen auf den Alternativentwurf

Im folgenden Kapitel wird für jede Bauphase die dazugehörige Einwirkung dargestellt und erläutert. Es wird beschrieben wie sich die Last eines Lastfalls zusammensetzt und anschließend die Belastung berechnet. Eine Darstellung des statischen Systems, der Belastung wie auch des dazugehörigen Querschnitts komplettiert die Lastfallbeschreibung.

4.6.1 Bauphase 1

In der ersten Bauphase wird der Träger zur Baustelle transportiert und wie in Abbildung B.1 eingebaut. Der Träger muss in dieser Phase das eigene Gewicht tragen können. Die Maße, die für die Berechnung des Eigengewichts benötigt werden, befinden sich in Abbildung 4.10. Die Wichte von Stahlbeton γ beträgt 25 kN/m³. Somit kann die Last des Eigengewichts $g_{1,k}$ berechnet werden und beträgt 7,20 kN/m.

$$g_{1,k} = A * \gamma = [2 * 1,35 * 0,07 + (0,80 - 2 * 0,07) * 0,15] * 25 = 7,20 \text{ kN/m}$$

Zusätzlich wird eine Nutzlast q_k mit 1 kN/m² für Lasten während der Bauausführung nach [14] berücksichtigt. Dies wirkt in der ersten Bauphase als Gleichlast und beträgt laut folgender Berechnung 0,80 kN/m.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$q_k = q_{ca,k} * b = 1 * 0,80 = 0,80 \text{ kN/m}$$

In den ersten zwei Bauphasen wird das Tragwerk als zweidimensionaler Träger berechnet. Die Lasten werden deshalb als gleichmäßig verteilte Linienlasten pro Meter auf den Träger angesetzt und sind in den Abbildungen 4.45 und 4.46 ersichtlich.

Für die Lasten der ersten Bauphase wird der Träger vorgespannt. Die Schnittgrößen infolge der Vorspannung werden als zusätzlicher Lastfall betrachtet. Die Berechnung dieser Schnittgrößen erfolgt durch das Programm RFEM von Dlubal mit dem Zusatzmodul RF-Tendon. Die Berechnung der Vorspannkraft befindet sich im Kapitel 4.8 und das Berechnungsprotokoll des Programms befindet sich im Anhang C. In Abbildung 4.44 sind die Verankerungs- und Umlenkkräfte der Vorspannung auf den Träger ersichtlich.

Der Widerstandquerschnitt ist im Kapitel 4.1 in Abbildung 4.10 dargestellt, die Querschnittswerte sind ebenfalls in Kapitel 4.1 zu finden.

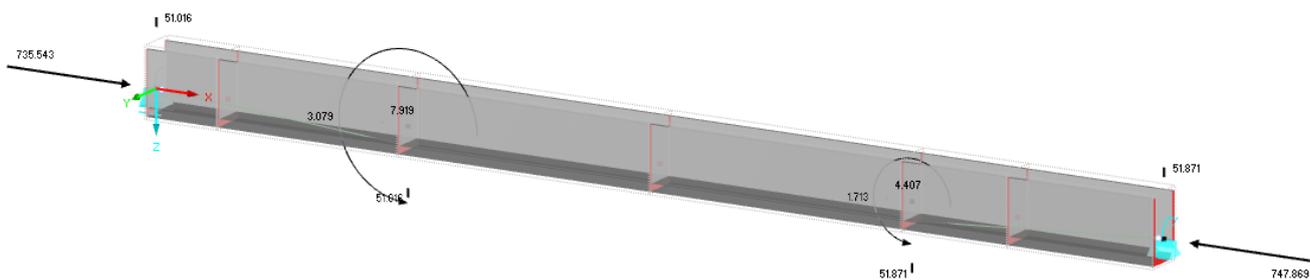


Abb. 4.44: LF Vorspannung Bauphase 1

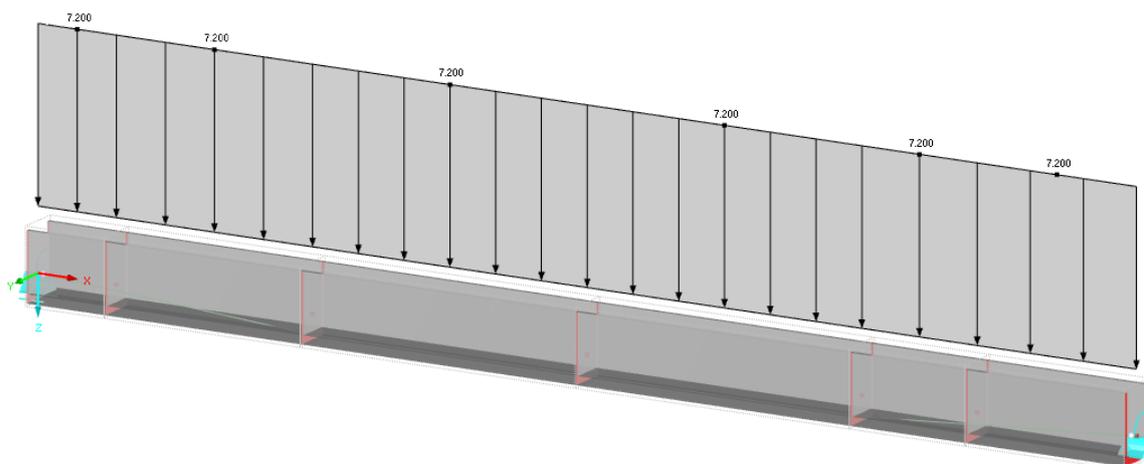


Abb. 4.45: LF Eigengewicht Bauphase 1

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

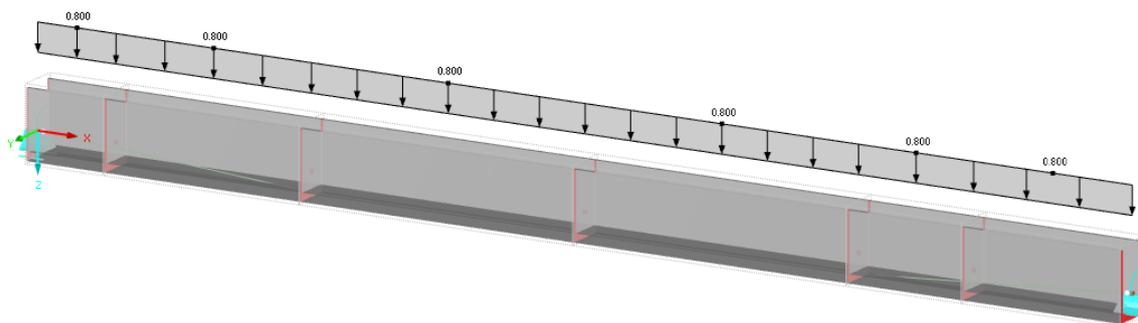


Abb. 4.46: LF Nutzlast Bauphase 1

Die externe Vorspannung ändert, wie in Abbildung 4.13 ersichtlich, zweimal die Neigung mit einem Umlenkradius von 2 m. An diesen Stellen werden Umlenksattel benötigt. Durch die Neigungsänderung entstehen Umlenkkräfte U , die auf den Sattel wirken. Die Umlenkkraft beträgt 31,16 kN und wurde ebenfalls mit RF-Tendon berechnet. Der Lastfall Vorspannung mit den Kräften auf den Umlenksattel und dem statischen System sind in Abbildung 4.47 dargestellt. Der Widerstandsquerschnitt ist, wie in der folgenden Abbildung ersichtlich, ein Rechteckquerschnitt mit einer Breite von 0,35 m und einer Höhe von 0,35 m.

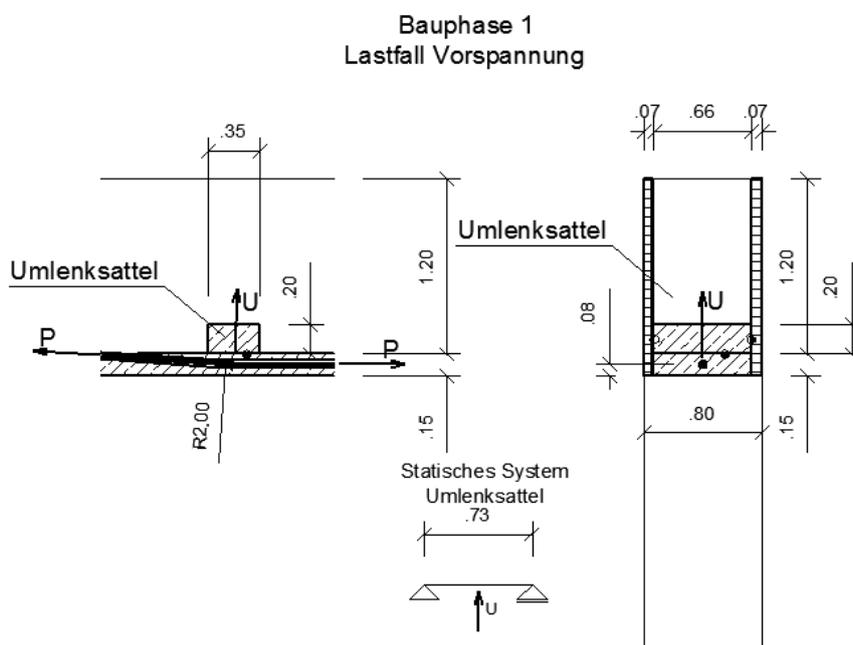


Abb. 4.47: LF Vorspannung Umlenksattel Bauphase 1

4.6.2 Bauphase 2

In der zweiten Bauphase werden die Auflager ausbetoniert, der Füllbeton wird als Last angesetzt. Zuerst wird die erste Hälfte, also 600 mm, betoniert. Diese erhärten 24 Stunden lang. Danach wird die zweite Hälfte betoniert.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Bei der gering vorgespannten Variante werden die Endauflager und die Mittelaullager ausbetoniert, um nach dem Erhärten eine biegesteife Rahmenkonstruktion zu erhalten. Dieser Lastfall ist in Abbildung 4.48 zu sehen. Die zu betonierenden Längen sind im Kapitel 4.3 in Abbildung 4.15 ersichtlich.

Bei der hoch vorgespannten Variante wird nur das Mittelaullager ausbetoniert, sodass es mit der Stütze biegesteif verbunden ist. Das Endauflager bleibt gelenkig gelagert, um hohe Zwangsspannungen aufgrund der hohen Vorspannung zu verhindern. Dieser Lastfall ist in Abbildung 4.49 ersichtlich. Die zu betonierenden Längen sind im Kapitel 4.3 in Abbildung 4.16 ersichtlich.

Die Last des Betons in der Bauphase 2 ist sehr gering und greift auflagernahe an, weshalb die Vorspannung der ersten Bauphase auch diese Einwirkung abdeckt.

Der erste Teil besitzt noch keine hohe Tragfähigkeit und wirkt deshalb noch als Last. Der zweite Teil ist noch nicht erhärtet und wirkt daher nur als Einwirkung und nicht als Widerstand. Als Vereinfachung wird das gesamte Betongewicht $g_{2,k}$ als Last pro Meter angesetzt und beträgt laut folgender Berechnung 19,80 kN/m. Die Maße befinden sich in Abbildung 4.10. Der Widerstandsquerschnitt ist der gleiche, wie in der ersten Bauphase, und ist ebenfalls in Abbildung 4.10 dargestellt.

$$g_{2,k} = A * \gamma = [(0,80 - 2 * 0,07) * (1,35 - 0,15)] * 25 = 19,80 \text{ kN/m}$$

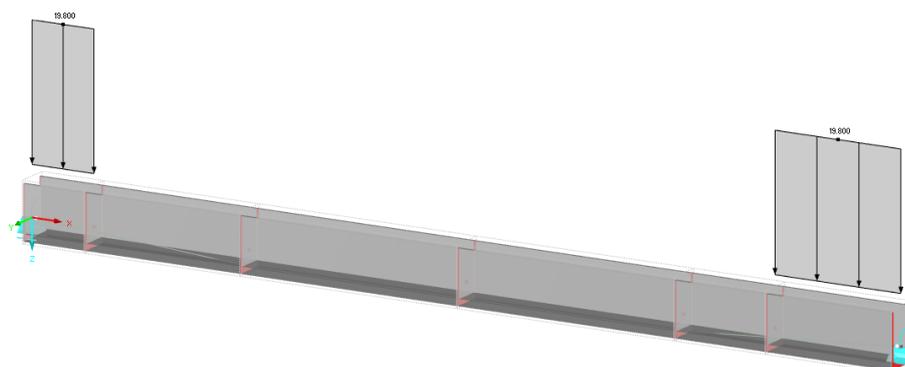


Abb. 4.48: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

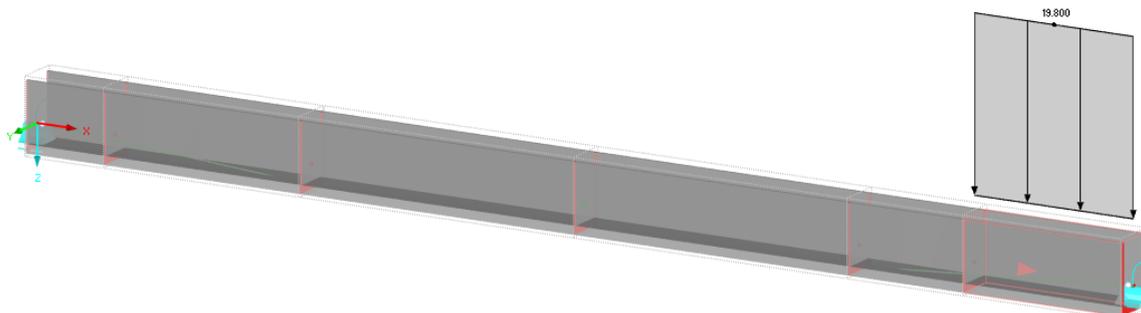


Abb. 4.49: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Variante hoch vorgespannt

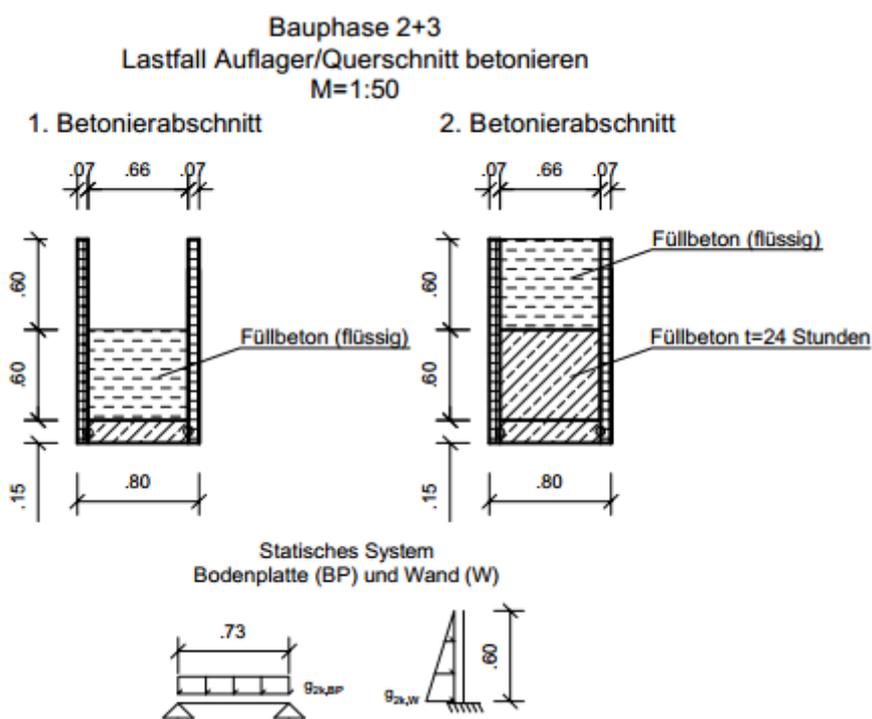


Abb. 4.50: LF Auflager/Querschnitt betonieren auf Bodenplatte und Wände

Die Lasten des Betongewichts auf die Bodenplatte $g_{2k,BP}$ und auf die Elementwände $g_{2k,W}$ werden pro Meter Länge in den folgenden Gleichungen berechnet und wirken pro Meter Bodenplatte und Elementwand. Die Belastung der Bodenplatte beträgt 18,75 kN/m und die Belastung der Elementwände beträgt 15 kN/m. Die Belastung und das statische System sind in Abbildung 4.50 ersichtlich.

$$g_{2k,BP} = A * \gamma = [(0,15 * 1) + (0,60 * 1)] * 25 = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$g_{2k,W} = A * \gamma = (0,60 * 1) * 25 = 15 \text{ kN/m}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.6.3 Bauphase 3

In der dritten Bauphase wird der restliche Querschnitt, der noch aus dem Halbfertigteil besteht, betoniert. Dies erfolgt in zwei Schritten, da die Tragfähigkeit der Elementwände für das volle Betongewicht nicht ausreicht. Zur Vereinfachung wird angenommen, dass der gesamte Füllbeton nur als Last wirkt und trägt nichts auf der Widerstandsseite bei. Das Gewicht des Füllbetons $g_{3,k}$ entspricht der Last aus der zweiten Bauphase und beträgt 19,80 kN/m.

$$g_{3,k} = A * \gamma = [(0,80 - 2 * 0,07) * (1,35 - 0,15)] * 25 = 19,80 \text{ kN/m}$$

Die Belastung der Bodenplatte und der Elementwände entspricht der Belastung aus Bauphase 2, die in Abbildung 4.50 dargestellt ist. Die Last wirkt auf den Teil des Querschnitts, der in der Bauphase 2 noch nicht betoniert wurde. Der Lastfall der gering vorgespannten Variante ist in Abbildung 4.51 dargestellt. Zu sehen ist, dass die Belastung bereits auf das Rahmentragwerk wirkt. Der Lastfall der hoch vorgespannten Variante ist in Abbildung 4.52 abgebildet, wobei es sich bei dem statischen System um einen Zweifeldträger handelt.

Für die Einwirkungen der Bauphase 3 wird bei der hoch vorgespannten Variante eine zusätzliche Vorspannung benötigt. Die Berechnung dieser Schnittgrößen erfolgt durch das Programm RFEM von Dlubal mit dem Zusatzmodul RF-Tendon. Die Berechnung der Vorspannkraft befindet sich im Kapitel 4.8 und das Berechnungsprotokoll des Programms befindet sich im Anhang C. In Abbildung 4.53 sind die Verankerungs- beziehungsweise Umlenkkräfte aufgrund der Vorspannung ersichtlich. Die externe Vorspannung ändert wie in Abbildung 4.15 ersichtlich pro Feld einmal die Neigung. An diesen Stellen werden Umlenksattel benötigt. Zusätzlich ändert das Spannglied beim Mittelaufleger die Neigung. Da hier der Querschnitt schon ausbetoniert ist, wird kein weiterer Umlenksattel benötigt. Durch die Neigungsänderungen entstehen Umlenkkräfte U , die auf den Sattel wirken. Die Kraft ist 60,42 kN groß und wurde ebenfalls mit RF-Tendon berechnet. Der Umlenksattel ist 0,48 m breit und 0,30 m hoch und ist im Anhang B in Abbildung B.4 ersichtlich. Der Nachweis erfolgt ident zum Nachweis der Bauphase 1 und ist im Kapitel 4.10 ersichtlich.

Im Feldbereich hat sich der Widerstandsquerschnitt zur vorherigen Bauphase nicht verändert und ist in Abbildung 4.10 zu sehen. Der ausbetonierte Vollquerschnitt im Auflagerbereich ist in der dritten Bauphase bereits tragfähig. Der Widerstandsquerschnitt für den Auflagerbereich ist in Abbildung 4.18 ersichtlich. Die dazugehörigen Querschnittswerte befinden sich in Kapitel 4.1 und die Festigkeiten sind in Kapitel 4.1 beschrieben.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Ab der dritten bis zur fünften Bauphase besteht das Tragwerk für die gering vorgespannte Variante aus einem zweidimensionalen Rahmen. Die Lasten dieser Bauphasen werden als gleichmäßig verteilte vertikale Linienlasten pro Meter auf den Riegel berücksichtigt.

Für den hoch vorgespannten Entwurf besteht das Tragwerk aus einem durchlaufenden Zweifeldträger, der am Mittelaufleger negative Stützmomente aufnimmt.

Das Betonieren des Querschnitts muss gleichmäßig auf beiden Seiten erfolgen. Ein einseitiges Betonieren bewirkt ein größeres Feldmoment auf einer Seite, welches bei der Berechnung dieses Lastfalls nicht berücksichtigt wird.

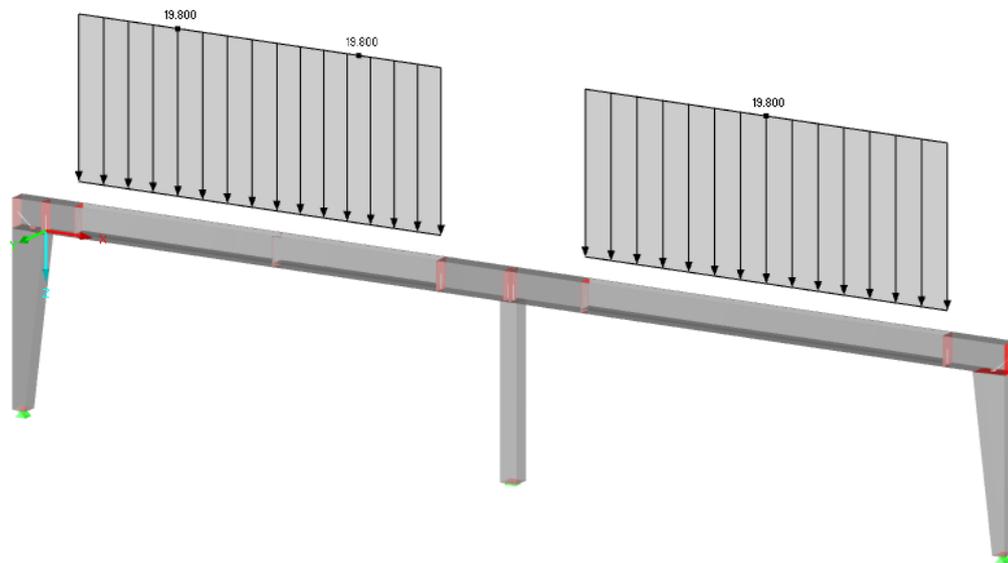


Abb. 4.51: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

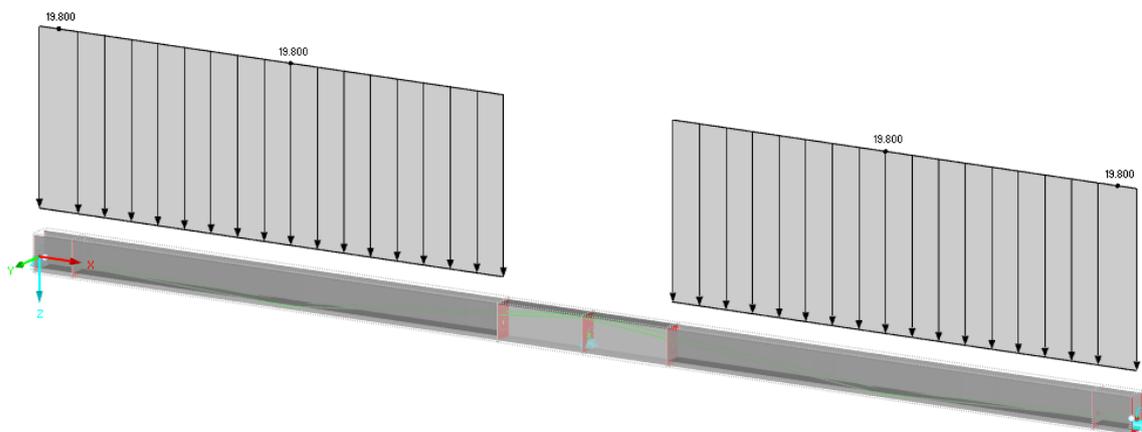


Abb. 4.52: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

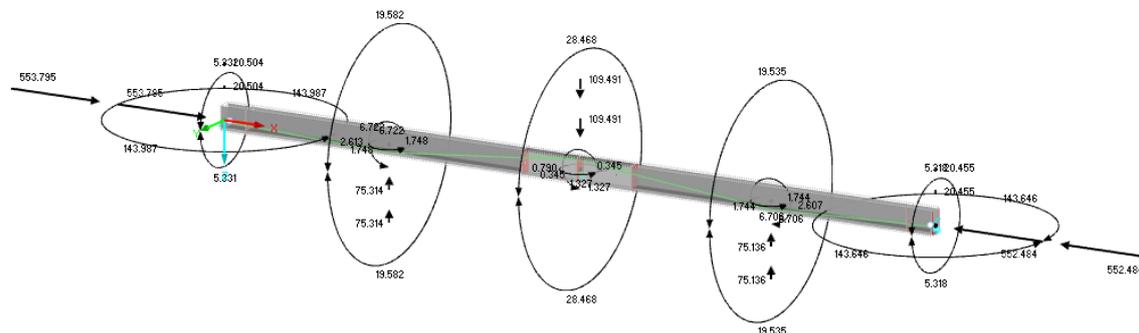


Abb. 4.53: LF Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

4.6.4 Bauphase 4

In der vierten Bauphase werden die Halfertigteile für die Fahrbahnplatte eingehoben. Da diese von einem Abhängesystem gehalten werden müssen, können sie nicht als tragend berücksichtigt werden. Das Gewicht des Abhängesystems ist in der Nutzlast während der Bauausführung berücksichtigt. Die Abmessungen für diese Last befinden sich in Abbildung 4.21. Die Last der Fertigteile $g_{4,k}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 11,56 kN/m.

$$g_{4,k} = A * \gamma = (3,65 * 0,07 + \sqrt{2,95^2 + 0,15^2} * 0,07) * 25 = 11,56 \text{ kN/m}$$

Vereinfachend wird diese Last als Gleichlast im Schwerpunkt des Trägers angenommen.

Der Lastfall der Bauphase 4 ist für die gering vorgespannte Variante in Abbildung 4.54 zu sehen. Für die hoch vorgespannte Variante ist der Lastfall in Abbildung 4.55 ersichtlich.

Für die Bauphase 4 wird für die hoch vorgespannte Variante eine weitere Vorspannung benötigt. Diese wird mit nachträglichem Verbund hergestellt. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt durch das Programm RFEM von Dlubal mit dem Zusatzmodul RF-Tendon. Die Berechnung der Vorspannkraft befindet sich im Kapitel 4.8 und das Berechnungsprotokoll des Programms befindet sich im Anhang C. In Abbildung 4.56 sind die Verankerungs- und Umlenkkräfte aufgrund der Vorspannung ersichtlich. Das Spannglied ist parabelförmig und weist pro Feld eine Krümmungsänderung auf. Die Lage ist im Anhang B in Abbildung B.6 ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

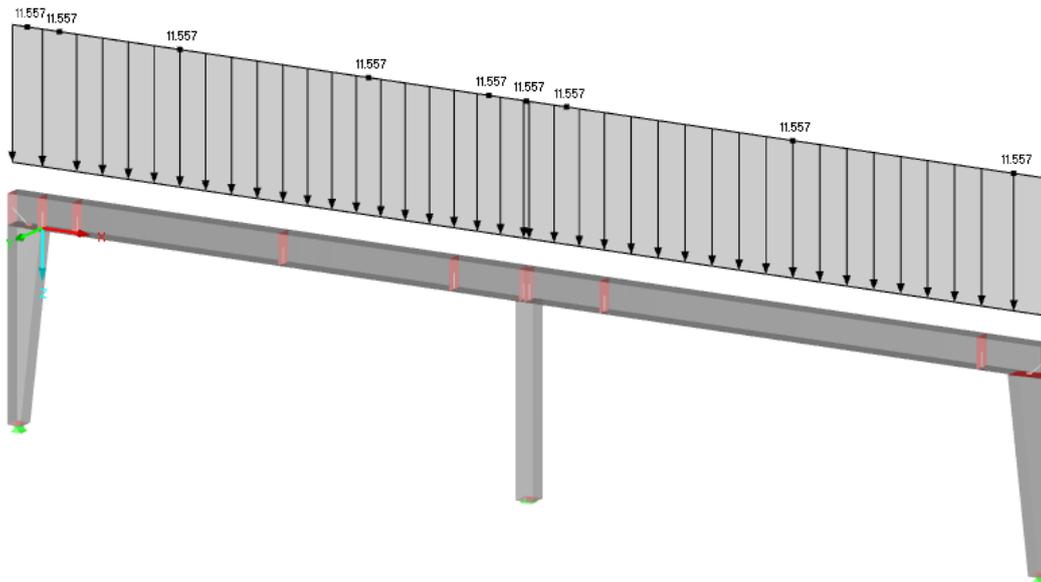


Abb. 4.54: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

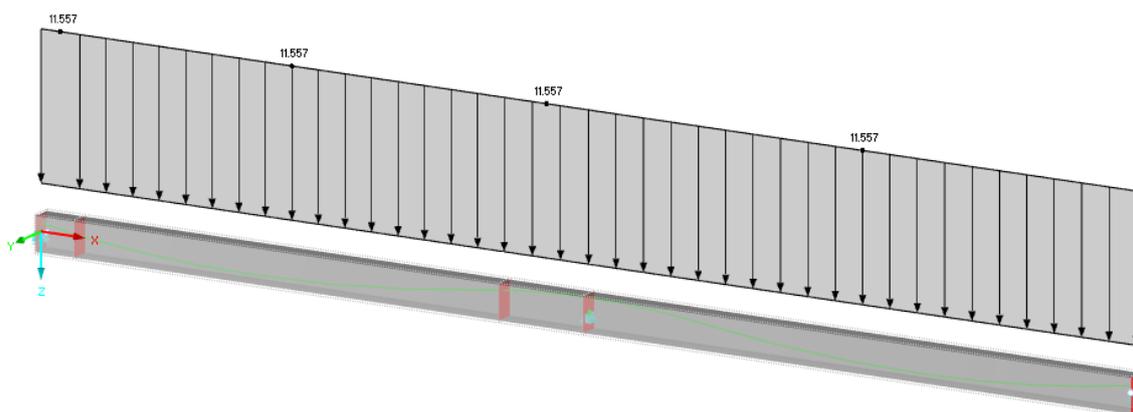


Abb. 4.55: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Variante hoch vorgespannt

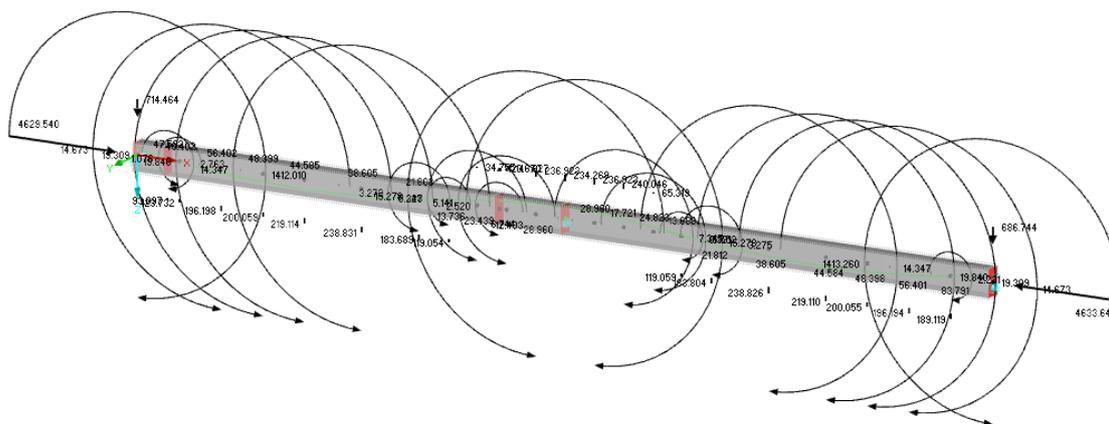


Abb. 4.56: LF Vorspannung Bauphase 4 Variante hoch vorgespannt

Der Widerstandsquerschnitt ist in Kapitel 4.1 in Abbildung 4.18 ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Halbfertigteile müssen auf beiden Seiten gleichmäßig eingehoben werden. Ein erhöhtes Feldmoment aufgrund einer einseitigen Belastung wird bei der Berechnung dieser ständigen Einwirkung nicht berücksichtigt.

4.6.5 Bauphase 5

In der fünften Bauphase wird die Fahrbahnplatte betoniert. Die Fahrbahnplatte wirkt jedoch erst nach der Erhärtung als tragend. Somit wirkt das Gewicht des Aufbetons wieder nur als Last. Die Abmessungen zur Bestimmung dieser Last befinden sich in den Abbildungen 4.21 und 4.25. Das Betongewicht $g_{5,k}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 52,92 kN/m.

Bei der hoch vorgespannten Variante werden in der Bauphase 5 die Endauflager mitbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons entsteht durch diesen Arbeitsschritt ein biegesteifer Rahmen. Das statische System ist somit ab der sechsten Bauphase ident zur gering vorgespannten Variante.

$$g_{5,k} = A * \gamma = \left\{ \frac{[(0,25 - 0,07) + (0,40 - 0,07)] * 2,95}{2} + (1,55 - 1,35) * 0,80 + (0,40 - 0,07) * 3,65 \right\} * 25 = 52,92 \text{ kN/m}$$

Vereinfachend wird auch diese Last als Gleichlast im Schwerpunkt des Brückenträgers angesetzt. Der Lastfall der Bauphase 5 ist in Abbildung 4.57 für die gering vorgespannte Variante und in Abbildung 4.58 für die hoch vorgespannte Variante abgebildet. Der Widerstandsquerschnitt hat sich für die Bauphase 5 nicht geändert und ist in Abbildung 4.18 dargestellt. Die benötigte Vorspannung für die hoch vorgespannte Variante ist bereits in der Vorspannung der Bauphase 4 enthalten. Die Festigkeit des Trägers ist im Kapitel 4.1 beschrieben.

Der Betoniervorgang muss auf beide Felder gleichmäßig verteilt werden, um ein erhöhtes Feldmoment zu vermeiden, welches bei ständigen Einwirkungen nicht berücksichtigt wird.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

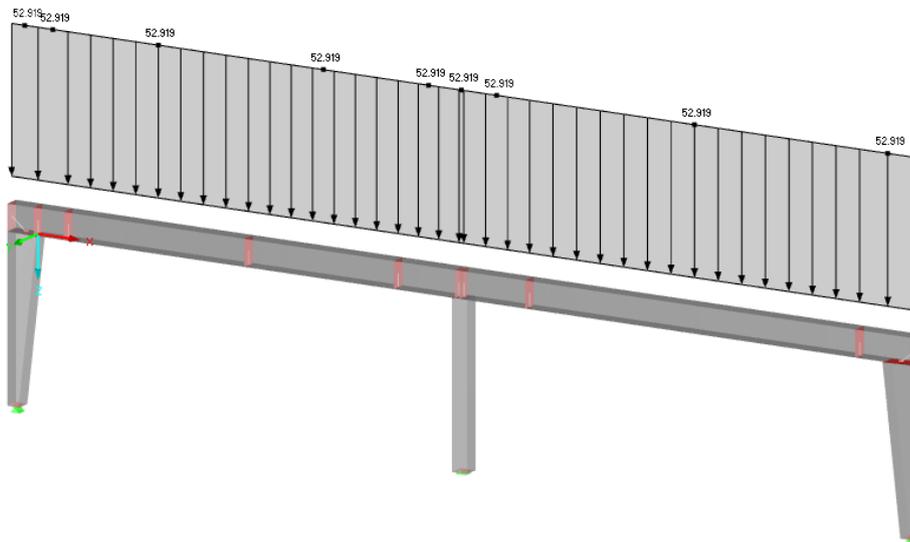


Abb. 4.57: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

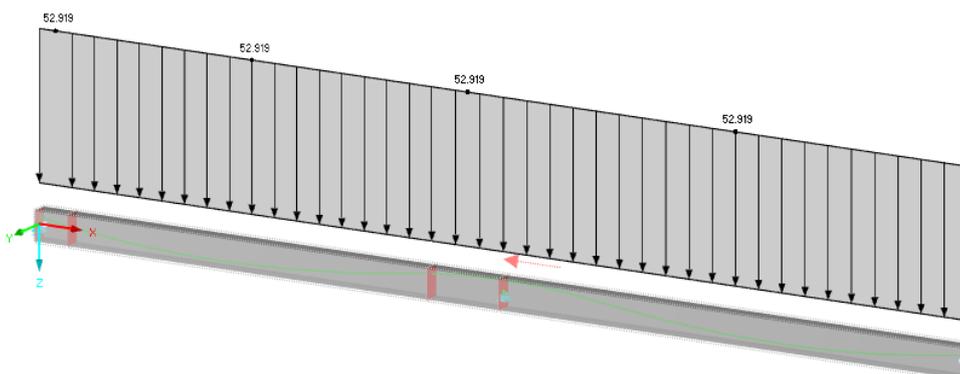


Abb. 4.58: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Variante hoch vorgespannt

4.6.6 Bauphase 6

In der sechsten Bauphase wird die Fahrbahn ausgebaut. Es wirken die ständigen Lasten des Aufbaus der Fahrbahn und das Gewicht der Randstreifen. Diese Lasten werden nach [13] berechnet und mit der bestehenden Statik [3] verglichen. Ab der sechsten Bauphase ist der zweistegige Plattenbalken tragend. Das Tragwerk wird ab dieser Phase als dreidimensionales System berechnet. Die Lasten werden nun nicht mehr als Gleichlast pro Meter berücksichtigt, sondern als Flächenlast pro Quadratmeter.

Der Aufbau besteht aus einer 150 mm dicken bituminösen Schicht. Die Wichte γ von Asphalt liegt in einem Bereich von 23 kN/m³ bis 25 kN/m³. Gewählt wird laut der bestehenden Statik eine Wichte von 24 kN/m³. Der Lastfall $g_{A1,k}$ ist in Abbildung 4.59 und beträgt laut folgender Berechnung 3,60 kN/m.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$g_{A1,k} = t * \gamma = 0,15 * 24 = 3,60 \text{ kN/m}^2 \quad (4.16)$$

Der Randbalken ist in Abbildung 4.25 grob skizziert. Das Stahlbetonfertigteile wird links und rechts der Fahrbahn befestigt und besitzt die Wichte γ von Stahlbeton. Zusätzlich werden 2 kN/m hinzugerechnet, um das Gewicht der Geländer und der Leitschienen zu beachten, zu sehen in Abbildung A.2. Das Gesamtgewicht des Randbalkens mit den Sicherheitssystemen $g_{A2,k}$ beträgt laut folgender Berechnung 14,44 kN/m.

$$g_{A2,k} = A * \gamma = [(1,25 * 0,30 + 0,35 * 0,35) * 25] + 2 = 14,44 \text{ kN/m} \quad (4.17)$$

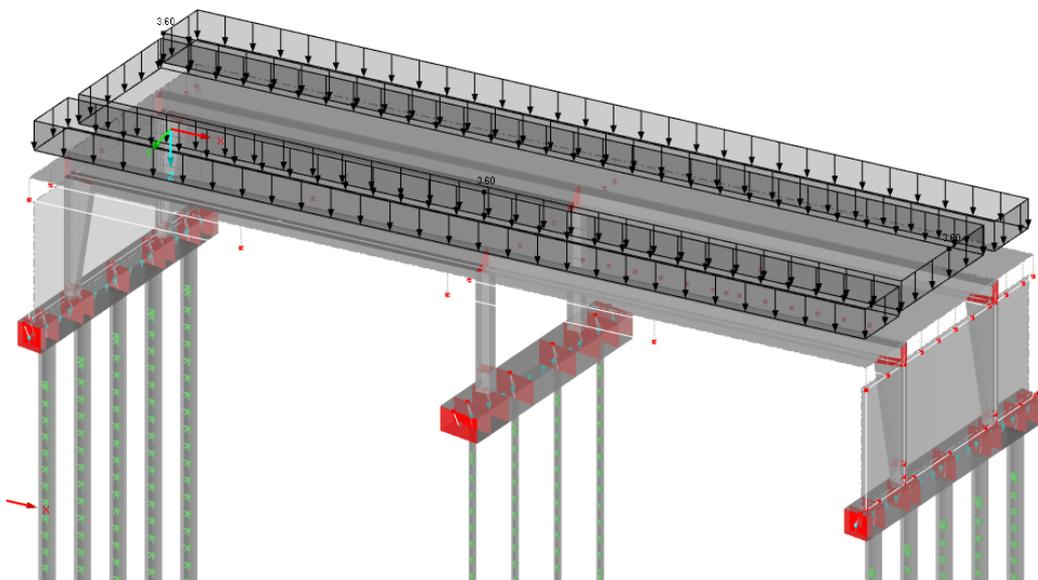


Abb. 4.59: LF Fahrbahnaufbau Bauphase 6

Die Aufbaulasten werden nicht wie in Abbildung 4.25 auf den Plattenbalken angesetzt. Vereinfachend wird die Last der bituminösen Schicht auf der gesamten Breite von 14,80 m angenommen. Die Randbalkenlast wird auf beiden Seiten als Linienlast am Plattenbalkenrand angesetzt. Diese Vereinfachung liegt auf der sicheren Seite. Der Lastfall ist in Abbildung 4.60 ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

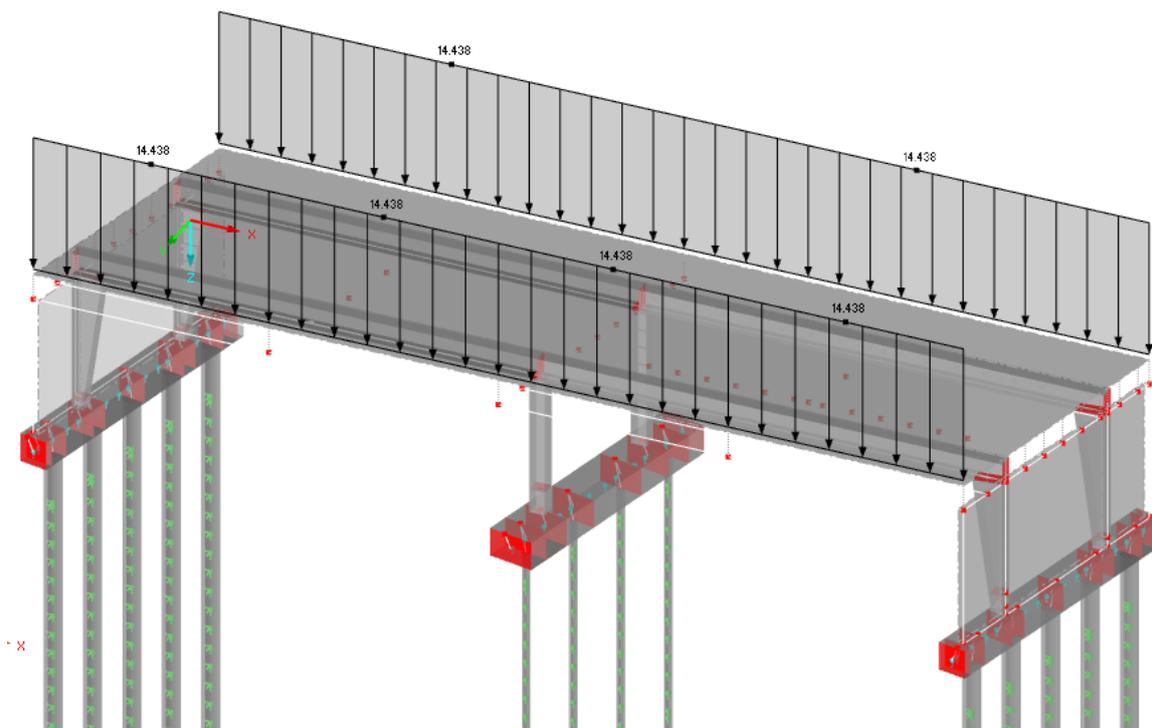


Abb. 4.60: LF Randbalken Bauphase 6

Für die Lasten der Bauphase 6 wird für die hoch vorgespannte Variante eine weitere Vorspannung benötigt. Diese wird mit nachträglichem Verbund hergestellt. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt durch das Programm RFEM von Dlubal mit dem Zusatzmodul RF-Tendon. Die Berechnung der Vorspannkraft befindet sich im Kapitel 4.8 und das Berechnungsprotokoll des Programms befindet sich im Anhang C. In Abbildung 4.61 sind die Verankerungs- und Umlenkkräfte aufgrund der Vorspannung ersichtlich. Das Spannglied ist parabelförmig und weist pro Feld eine Krümmungsänderung auf. Die Lage ist im Anhang B in Abbildung B.9 ersichtlich.

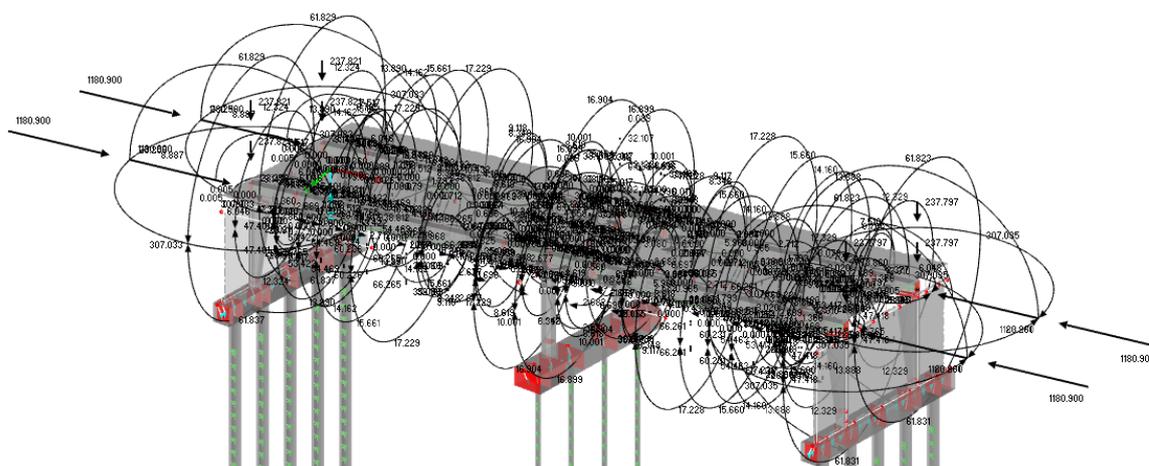


Abb. 4.61: LF Vorspannung Bauphase 6 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

4.6.7 Endzustand

Im Endzustand wird die Fahrbahn in Betrieb genommen. Somit werden nun die Nutzlasten aus dem Betrieb auf den Plattenbalken angesetzt.

Verkehrslasten

Um Verkehrslasten nach [20] und [21] berücksichtigen zu können, muss zuerst die Fahrbahnbreite w zwischen den Schrammborden bestimmt werden. Laut Bestand beträgt die Breite dieser Brücke 13 m, siehe hierzu Abbildung A.2. Daraus werden mit den Gleichungen 4.18, 4.19 und 4.20 nach [20] die Anzahl n_1 und die Breite w_1 der rechnerischen Fahrstreifen berechnet.

$$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{Int}\left(\frac{13}{3}\right) = 4 \quad (4.18)$$

$$w_1 = 3 \text{ m} \quad (4.19)$$

$$w_R = w - 3 * n_1 = 13 - 3 * 4 = 1 \text{ m} \quad (4.20)$$

Diese Formeln sind für eine Fahrbahnbreite ab 6 m anzuwenden. Dabei ist w_R die verbleibende Restfläche.

Die belasteten Fahrstreifen müssen nummeriert werden, wobei die Nummer nicht mit der Lage in Zusammenhang steht. Der Fahrstreifen mit der Nummer 1 wirkt am ungünstigsten. Die verbleibende Restfläche bekommt ebenfalls eine Nummer, wenn sie belastet wird. Ein Beispiel für eine Nummerierung ist in Abbildung 4.62 zu sehen. Die Belastungen aus dem Verkehr werden zu Modellen zusammengefasst.



Abb. 4.62: Nummerierung der Fahrstreifen aus [20]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Das Lastmodell 1 (LM1) beinhaltet Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten aus dem LKW- und PKW-Verkehr. In Abbildung 4.63 sind die Einzellasten und Gleichlasten in Abhängigkeit der Fahrstreifennummer angeführt.

Bei der Doppelachse muss jede Achslast Q_{ik} mit dem Anpassungsfaktor α_Q multipliziert werden. Dieser Wert beträgt laut [21] 1,00. In jedem rechnerischen Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse vorkommen. Die Anordnung der Lasten ist in Abbildung 4.64 ersichtlich. Die Aufstandsfläche der Räder beträgt 0,40 m mal 0,40 m. Für die globalen Nachweise wird die Belastung jedoch als Einzellast angesetzt. Der Abstand der Achsen beträgt 1,20 m. Bei Stützweiten größer als 10 m darf die Doppelachse durch eine einzelne Achslast ersetzt werden. Die anzusetzende Last hat dadurch den doppelten Wert als in Abbildung 4.63 angegeben. Für die globalen Nachweise wird diese Einzellast in der Mitte der rechnerischen Fahrstreifenbreite angenommen.

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

Abb. 4.63: charakteristische Werte für das Lastmodell 1 aus [20]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

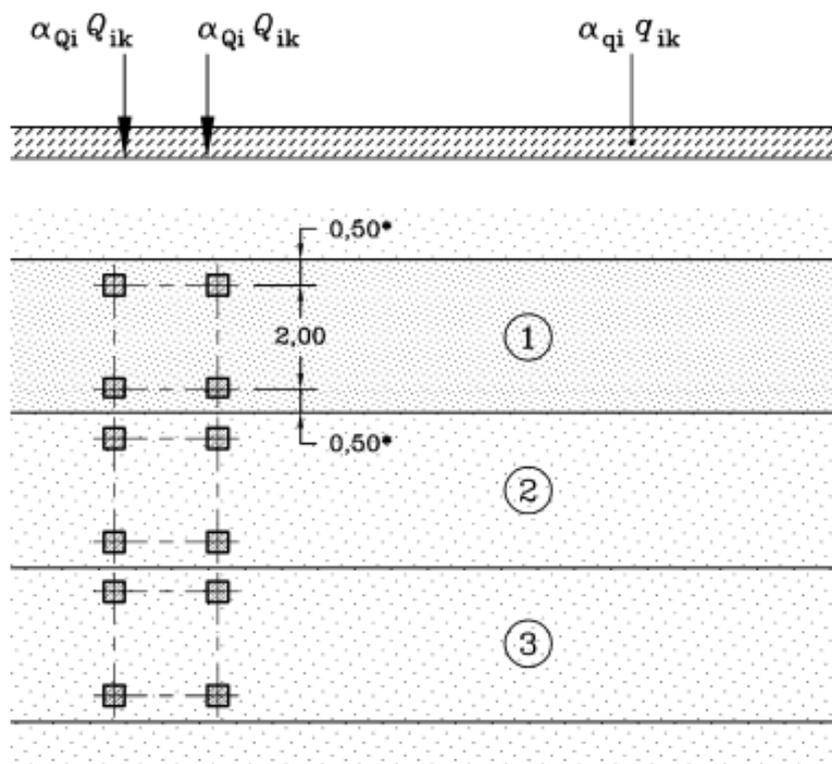


Abb. 4.64: Anordnung der Lasten für das Lastmodell 1 aus [20]

Die gleichmäßig verteilte Belastung q_{ik} wird mit dem Anpassungsfaktor α_q multipliziert. Die Belastung des Reststreifens q_{rk} wird mit dem Anpassungsfaktor α_{qr} multipliziert. Dieser Wert beträgt ebenfalls 1,00.

Das Lastmodell 2 (LM2) beinhaltet eine Einzelachse mit typischen Reifenaufstandsflächen. Dieses Modell wird vor allem für lokale Nachweise gebraucht. Da die lokalen Nachweise jedoch für die Fahrbahn und nicht für das Tragwerk gebraucht werden, kann dieses Modell entfallen.

Das Lastmodell 3 (LM3) besteht aus einer Gruppe von Achslastkonfigurationen idealisierter Sonderfahrzeuge. Dieser Lastfall wird bei dieser Brücke nicht berücksichtigt.

Das Lastmodell 4 berücksichtigt Menschenansammlungen. Dieses Modell gilt nur für gewisse vorübergehende Bemessungssituationen. Da die Länge des Brückentragwerks 100 m nicht überschreitet, kann dieses Lastmodell vernachlässigt werden.

Zusätzlich müssen horizontale Lasten infolge Bremsen und Anfahren berücksichtigt werden. Die Bremslast Q_{lk} wird anteilig zu den maximalen vertikalen Lasten auf Fahrstreifen eins mit der Gleichung 4.21 berechnet. Die Erfüllung der Bedingung wird mit ✓ gekennzeichnet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_Q * (2 * Q_{1k}) + 0,10 * \alpha_Q * q_{1k} * w_1 * L \text{ mit} \quad (4.21)$$

$$180 * \alpha_Q \leq Q_{1k} \leq 900$$

$$180 * 1,00 = 180 \text{ kN} \leq Q_{lk}$$

$$= 0,6 * 1,00 * (2 * 600) + 0,10 * 1,00 * 9 * 3 * (2 * 24,07) \quad \checkmark$$

$$= 849,98 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Um diese Last als Einwirkung berücksichtigen zu können, muss daraus eine auf die Fahrbahnbreite wirkende Flächenlast q_{lk} werden, die laut nachfolgender Berechnung 1,36 kN/m beträgt.

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{b * L} = \frac{849,98}{13 * (2 * 24,07)} = 1,36 \text{ kN/m}^2$$

In Abbildung 4.65 ist der Lastfall Anfahren beziehungsweise Bremsen abgebildet.

Für die Belastung aus dem Verkehr wurden mehrere Lastfälle erstellt. Diese Lastfälle sind im Anhang E abgebildet. In Abbildung E.1 sind die zwei Lastfälle für das Lastmodell 1 (LM1) mit den Gleichlasten und den Einzellasten abgebildet, wobei der Fahrstreifen 1 ganz außen liegt, um für die Platte die größten Stützmomente quer zur Fahrtrichtung zu erfassen.

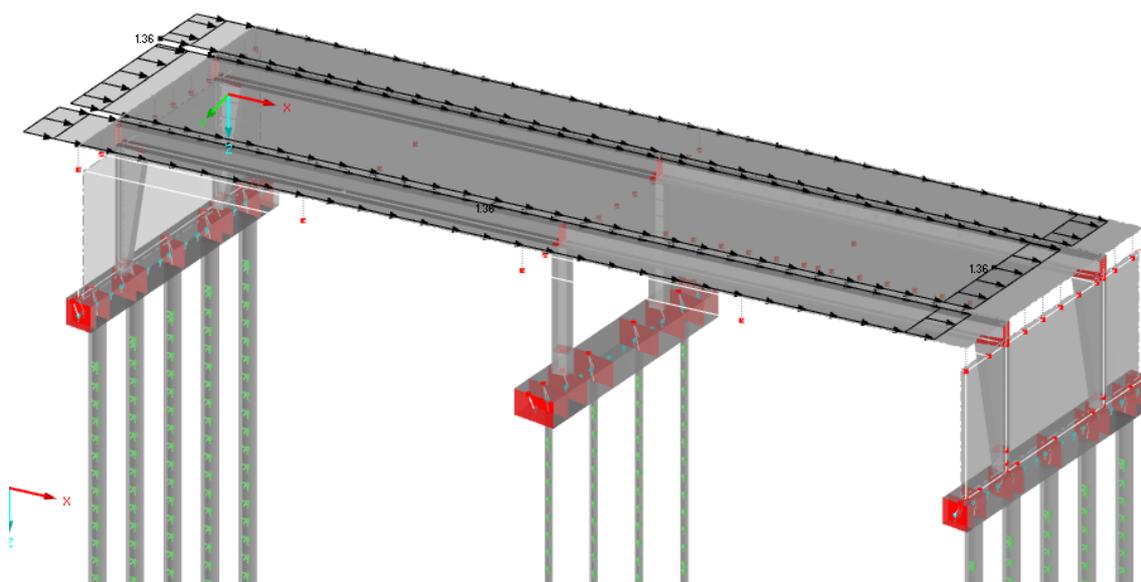


Abb. 4.65: LF Verkehr Anfahren/Bremsen

In Abbildung E.2 sind weitere zwei Lastfälle für das Lastmodell 1 mit Gleichlasten und Einzellasten abgebildet. Bei diesen Lastfällen ist der Fahrstreifen 1 in der Mitte, um für die Platte die größten Feldmomente quer zur Fahrtrichtung zu erfassen.

Die zwei Lastfälle in Abbildung E.3 sind ähnlich zu denen in Abbildung E.1 und E.2, jedoch wirkt die Last nur auf ein Feld um zusätzlich für den Plattenbalken die größten

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Feldmomente in Fahrtrichtung zu erfassen. Die Einzellasten ändern sich zu den Lastfällen in den Abbildungen E.1 und E.2 nicht.

Diese Lastfälle müssen zu Verkehrslastgruppen zusammengefasst und kombiniert werden. Die Vorgaben befinden sich in Abbildung 4.66. Es werden vier Lastgruppen gr1a benötigt, die die verschiedenen Laststellungen des Lastmodells 1 beinhalten. In jeder Lastgruppe befindet sich ein Lastfall mit Gleichlasten und einer mit Einzellasten. Diese Lastfälle werden addiert.

Von der Lastgruppe gr2 werden ebenfalls vier Varianten benötigt. Diese Lastgruppe besteht aus der Kombination des Lastmodells 1 mit der Belastung aus Bremsen oder Anfahren. Der Lastfall Bremsen beziehungsweise Anfahren ist bei der Lastgruppe gr2 führend. Die Lasten des Lastmodells 1 sind begleitend und werden mit den Beiwerten für häufige Werte multipliziert.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
HALBFERTIGTEILEN

Belastungsart	Fahrbahn						Fußweg oder Radweg
	Vertikallasten			Horizontallasten			
Verweise	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2 (1)
Lastmodell	LM1 (TS und UDL System)	LM2 (Einzelachsen)	LM3 (Sonderfahrzeuge)	LM4 (Menschenansammlungen)	Kräfte aus Anfahren und Bremsen ^a	Fliehkräfte und Seitenkräfte ^a	gleichmäßig verteilte Last
Lastgruppen	gr1a	charakteristischer Wert					Kombinationswert ^b
	gr1a		charakteristischer Wert				
	gr2	häufiger Wert			charakteristischer Wert	charakteristischer Wert	
	gr3 ^d						charakteristischer Wert ^c
	gr4				charakteristischer Wert		charakteristischer Wert
gr5	siehe Anhang A		charakteristischer Wert				
vorherrschender Einwirkungsanteil (gekennzeichnet als zur Gruppe gehöriger Bestandteil)							
<p>^a Darf im Nationalen Anhang festgelegt werden (für die erwähnten Fälle).</p> <p>^b Darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Der empfohlene Wert beträgt 3 kN/m².</p> <p>^c Siehe 5.3.2.1(2). Es sollte nur ein Fußweg belastet werden, falls dies ungünstiger ist als der Ansatz von zwei belasteten Fußwegen.</p> <p>^d Diese Gruppe bleibt unberücksichtigt, wenn gr4 angesetzt wird.</p>							

Abb. 4.66: Verkehrslastgruppen aus [20]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Windlasten

Die Windlasten werden in drei Richtungen berechnet. Die erste und wichtigste Richtung ist die x-Richtung parallel zur Fahrbahnfläche und senkrecht zur Längsachse. In y-Richtung wirkt der Wind in Richtung der Längsachse. Der Wind in z-Richtung wirkt senkrecht zur Fahrbahnfläche. Die Windrichtungen sind in Abbildung 4.69 ersichtlich. Falls die Windrichtungen gemeinsam ungünstig wirken, wird die x-Richtung mit der z-Richtung addiert oder die y-Richtung mit der z-Richtung addiert.

Da die Brücke ein zweifeldriges Tragwerk mit einer Spannweite unter 100 m ist, und der Querschnitt des Plattenbalkens dem in Abbildung 4.67 entspricht, kann nach [16] die Berechnung der dynamischen Systemantwort entfallen und es gilt Formel 4.22.

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad (4.22)$$

Dabei ist $c_{f,x}$ der Kraftbeiwert für Windeinwirkungen in x-Richtung und $c_{fx,0}$ der aerodynamische Beiwert für unendlich große Schlankheiten. Dieser Beiwert hängt von der Gesamtbreite des Querschnitts b und von der Querschnittshöhe d_{tot} ab. Die Höhe d ist in Abbildung 4.68 definiert und beträgt laut [20] und laut folgender Berechnung 3,05 m.

$$d_{tot} = d + 1,20 = (1,20 + 0,65) + 1,20 = 3,05 \text{ m}$$

Diese Höhe gilt für Brückenquerschnitte mit offenen Geländern und offenen Schutzplanken auf beiden Seiten.

Der Beiwert $c_{fx,0}$ hängt vom Verhältnis $\frac{b}{d_{tot}}$ ab, welches laut nachfolgender Berechnung 5,08 beträgt. Die Gesamtquerschnittsbreite ist in Abbildung 4.25 ersichtlich.

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{(1,25 + 6,50) * 2}{3,05} = 5,08$$

Der Beiwert $c_{fx,0}$ beträgt nach [15] und [16] 1,30 für die Bedingung, dass $\frac{b}{d_{tot}} \geq 4$. Der Brückenquerschnitt ist laut Abbildung A.2 um 2,50 % geneigt. Der Beiwert $c_{fx,0}$ wird pro Grad Neigung um 3 % erhöht und beträgt 1,40. Die Bezugsfläche für die Last $A_{ref,x}$ wird mit der Formel 4.23 berechnet.

$$c_{f,x} = 1,30 * \left(1 + 2,50 * \frac{3}{100}\right) = 1,40$$

$$A_{ref,x} = d_{tot} * L \quad (4.23)$$

$$A_{ref,x} = 3,05 * (2 * 24,07) = 146,83 \text{ m}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Dabei ist L die Gesamtlänge der Brücke und $A_{ref,x}$ die Bezugsfläche für Lastkombinationen ohne Verkehrslast. Für Lastkombinationen mit Verkehrslast muss die Bezugsfläche $A_{ref,x}$ nach [15] angepasst werden und wird mit einem Stern gekennzeichnet.

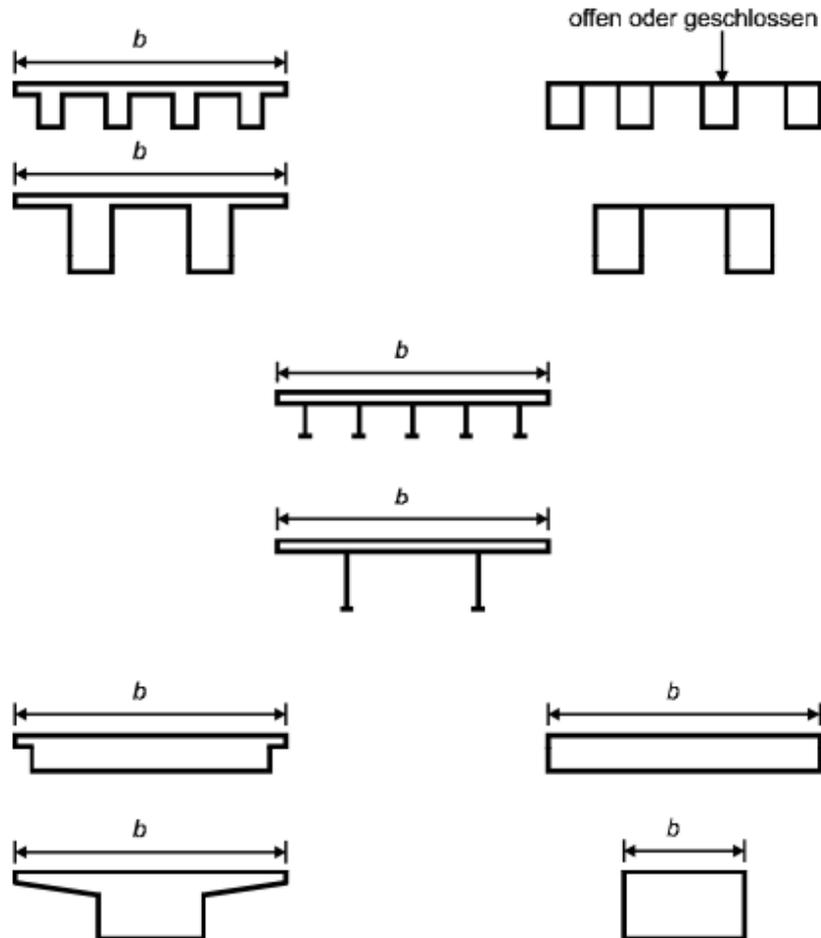


Abb. 4.67: Querschnitte normaler Brückenüberbauten aus [15]

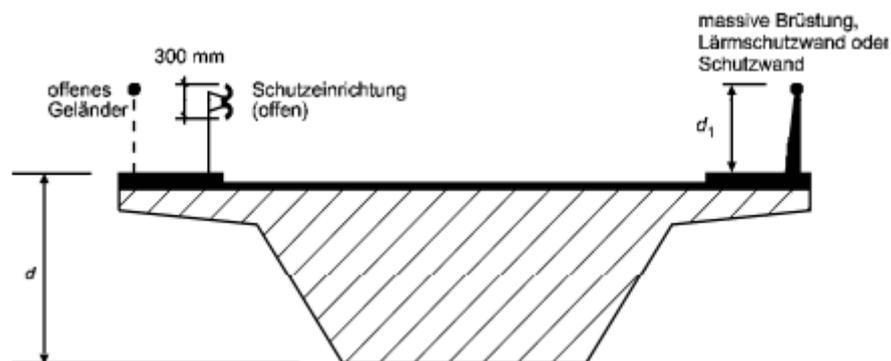


Abb. 4.68: Anzusetzende Querschnittshöhen aus [15]

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

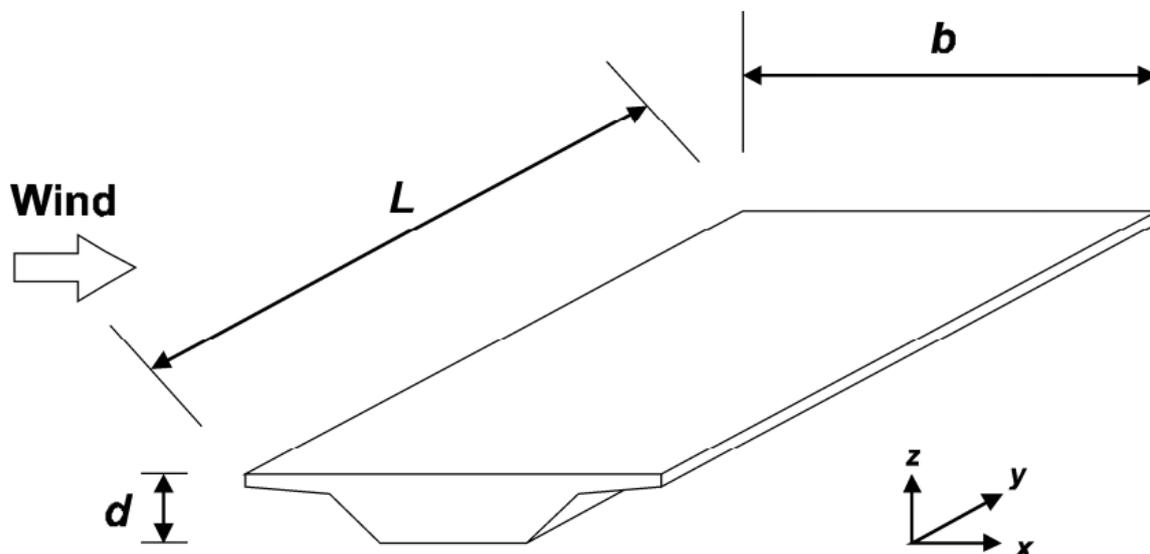


Abb. 4.69: Richtungen der Windeinwirkungen aus [15]

Nachfolgend werden die Querschnittshöhe d_{tot}^* und die Bezugsfläche für Lastkombinationen $A_{ref,x}^*$ mit Verkehrslast berechnet. Die Windkraft F_W wird mit der Formel 4.24 berechnet.

$$d_{tot}^* = d^* + 2 = 1,70 + 2 = 3,70 \text{ m}$$

$$A_{ref,x}^* = d_{tot}^* * L = 3,70 * (2 * 24,07) = 178,12 \text{ m}^2$$

$$F_W = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x} \text{ mit} \quad (4.24)$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

$$C = c_e * c_{f,x}$$

$$c_e(z_e) = \frac{q_p(z_e)}{q_b}$$

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2$$

Dabei ist F_W die Windkraft in x-Richtung, C der Windlastfaktor, ρ die Dichte der Luft, v_b die Basiswindgeschwindigkeit, $v_{b,0}$ der Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit, c_{dir} ein Richtungsfaktor, c_{season} ein Jahreszeitenbeiwert und c_e ein Geländefaktor

Die Werte für c_{dir} und c_{season} sind laut [16] 1,00. $v_{b,0}$ ist ortsabhängig und wird ebenfalls nach [16] bestimmt. Die Brücke über die A2 bei der Anschlussstelle Bad Vöslau gehört zur Gemeinde Bad Vöslau. Die Basiswindgeschwindigkeit beträgt 25,40 m/s. Die Luftdichte ρ wird ebenfalls im Nationalen Anhang festgelegt und beträgt $1,25 \text{ kg/m}^3$.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$q_p(z)$ ist der Spitzengeschwindigkeitsdruck oder Böengeschwindigkeitsdruck abhängig von der Bezugshöhe z_e und q_b der Basisgeschwindigkeitsdruck. Die Bezugshöhe z_e ist der Abstand vom tiefsten Geländepunkt unter der Brücke bis zur Mitte des Brückenüberbaus. Dieser ist aus den Abbildungen B.8 und B.10 abzulesen. Da in der Mitte des Plattenbalkens die Bezugshöhe größer ist, wird dieser Teil zur Berechnung herangezogen. Mit der Bezugshöhe und der Annahme, dass die Brücke der Geländekategorie II zugeordnet werden kann, kann $q_p(z)$ nach [16] mit der Formel 4.25 berechnet werden. Nachfolgend werden die einzelnen Werte, die für die Formel 4.24 benötigt werden, berechnet. Somit kann die Windkraft in x-Richtung F_W zu 163,64 kN berechnet werden.

$$v_b = 1,00 * 1,00 * 25,40 = 25,40 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,40^2 = 403,23 \text{ N/m}^2 \equiv 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q_p(z_e)}{q_b} = 2,1 * \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0,24} \quad (4.25)$$

$$z_e = 7,59 + \frac{0,40}{2} = 7,79 \text{ m}$$

$$q_p(z_e) = 2,1 * \left(\frac{7,79}{10}\right)^{0,24} * 0,40 = 0,80 \text{ m/s}$$

$$c_e(z_e) = \frac{0,80}{0,40} = 1,98$$

$$C = 1,98 * 1,40 = 2,76$$

$$F_W = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,40^2 * 2,76 * 146,83 = 163642 \text{ N} \equiv 163,64 \text{ kN}$$

Auf den Plattenbalken wirkt diese Einwirkung als Linienlast w_x auf die Breite der Platte und beträgt laut nachfolgender Berechnung 3,40 kN/m.

$$w_x = \frac{F_W}{L} = \frac{163,64}{2 * 24,08} = 3,40 \text{ kN/m}$$

Wenn die Windbelastung mit einer Verkehrsbelastung kombiniert werden soll, so wird nicht die Windkraft F_W als Last angesetzt, sondern es muss die angepasste Windkraft F_W^* und die angepasste Linienlast w_x^* mit dem angepassten Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}^*$ berechnet werden. Dieser ist laut [16] gleichzusetzen mit dem Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$F_W^* = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,40^2 * 2,76 * 178,12 = 198516 \text{ N} \equiv 198,52 \text{ kN}$$

$$w_x^* = \frac{198,52}{2 * 24,08} \equiv 4,12 \text{ kN/m}$$

Die Windkräfte F_W und F_W^* in y-Richtung betragen 25 % der Kräfte in x-Richtung für vollwandige Brücken und betragen laut nachfolgender Berechnung 40,91 kN beziehungsweise 49,63 kN.

$$F_W = \frac{25}{100} * 163,64 = 40,91 \text{ kN}$$

$$F_W^* = \frac{25}{100} * 198,52 = 49,63 \text{ kN}$$

Bezogen auf die Plattenfläche sind diese Kräfte laut nachfolgender Berechnung als Flächenlasten w_y und w_y^* vernachlässigbar klein.

$$w_y = \frac{F_W}{b * L} = \frac{40,91}{[(1,25 + 6,50) * 2] * (2 * 24,08)} = 0,07 \text{ kN/m}^2$$

$$w_y^* = \frac{49,63}{[(1,25 + 6,50) * 2] * (2 * 24,08)} \equiv 0,07 \text{ kN/m}^2$$

Der Kraftbeiwert für Windeinwirkungen in z-Richtung $c_{f,z}$ entspricht laut [15] 0,90. Dieser Wert kann sowohl positiv als auch negativ sein. Die Bezugshöhe z_e und die Basiswindgeschwindigkeit v_b bleiben gleich. Nachfolgend werden wieder die einzelnen Werte, die für die Formel 4.24 für die Windkraft gebraucht werden, berechnet. Die Windkraft in z-Richtung F_W beträgt 535,57 kN.

$$C = 1,98 * 0,90 = 1,78$$

$$A_{ref,z} = b * L = [(1,25 + 6,50) * 2] * (2 * 24,07) = 746,17 \text{ m}^2$$

$$F_W = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,40^2 * 1,78 * 746,17 = 535570 \text{ N} \equiv 535,57 \text{ kN}$$

Die Windeinwirkung in z-Richtung wirkt auf die Plattenfläche als Flächenlast w_z . Für Vergleiche wird nachfolgend die Einwirkung F_W als Linienlast w_z und das Eigengewicht des Plattenbalkens G berechnet.

$$w_z = \frac{F_W}{b * L} = \frac{535,57}{[(1,25 + 6,50) * 2] * (2 * 24,08)} = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$w_z = \frac{F_W}{L} = \frac{535,57}{(2 * 24,08)} = 11,13 \text{ kN/m}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$G = A * \gamma = \{[(2,95 + 0,80 + 3,65) * 0,40 + 0,80 * 0,15] * 2\} * 25 = 154 \text{ kN/m}$$

Da das Eigengewicht mehr als zehn Mal größer ist als die Windeinwirkung in z-Richtung, kann diese Einwirkung laut [15] entfallen.

Zur Berechnung der Windkraft auf die Pfeiler wird laut [16] die Formel 4.24 zur Windkraftberechnung in x-Richtung verwendet. Die Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ ist ortsabhängig und bleibt für alle Bauteile gleich. Die Querschnittsabmessungen des Pfeilers ergeben jeweils 0,80 m für die Breite b und die Dicke d des Pfeilers. Die Bezugshöhe z_e und die Länge L sind die Pfeilerhöhe und betragen laut Abbildung B.8 und B.10 6,40 m beziehungsweise 7,59 m. Es wird die größere Bezugshöhe zur Berechnung herangezogen und das Verhältnis $\frac{b}{d_{tot}}$ bestimmt, welches 1 beträgt.

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{0,80}{0,80} = 1$$

Da $\frac{b}{d_{tot}}$ kleiner als 4 ist, muss $c_{fx,0}$ nach dem Diagramm in Abbildung 4.70 bestimmt werden und hat den Wert 2,2. Nachfolgend werden die einzelnen Werte berechnet, die zur Berechnung der Windkraft auf die Pfeiler F_W nötig sind. Die Windkraft beträgt 10,59 kN und die dazugehörige Linienlast auf die Pfeiler w_x beträgt 1,39 kN/m.

$$A_{ref,x} = d_{tot} * L = 0,80 * 7,59 = 6,07 \text{ m}^2$$

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 2,20$$

$$q_p(z_e) = 2,1 * \left(\frac{7,59}{10}\right)^{0,24} * 0,40 = 0,79 \text{ m/s}$$

$$c_e(z_e) = \frac{0,79}{0,40} = 1,97$$

$$C = 1,97 * 2,20 = 4,32$$

$$F_W = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,40^2 * 4,32 * 6,07 = 10587 \text{ N} \equiv 10,59 \text{ kN}$$

$$w_x = \frac{F_W}{L} = \frac{10,59}{7,59} = 1,39 \text{ kN/m}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

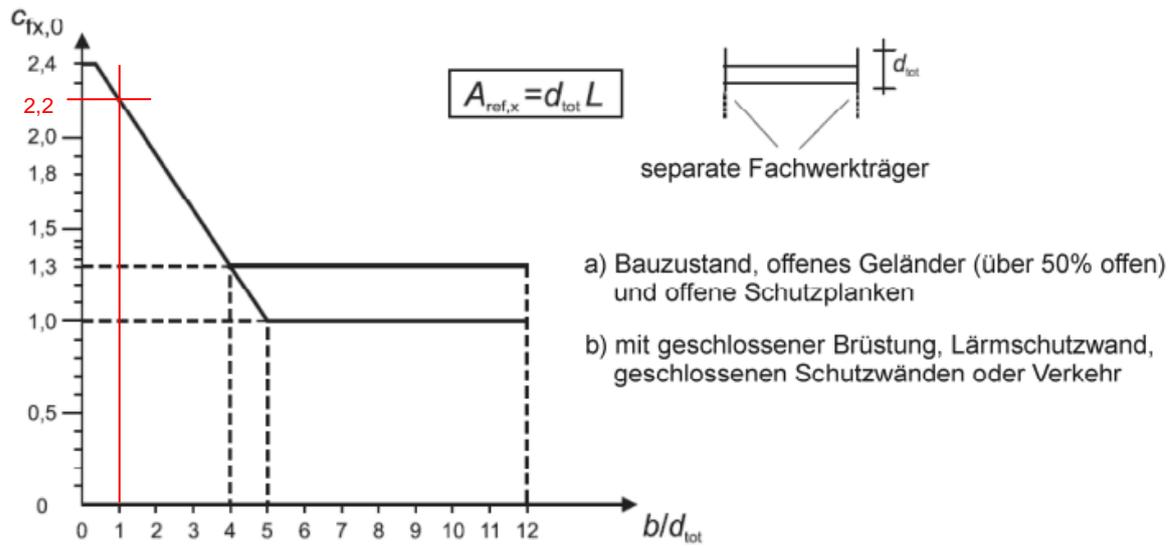


Abb. 4.70: Aerodynamischer Beiwert $c_{fx,0}$ aus [15]

In den Abbildungen 4.71 und 4.72 sind die Lastfälle für den Wind in x-Richtung ohne Verkehr und mit Verkehr abgebildet.

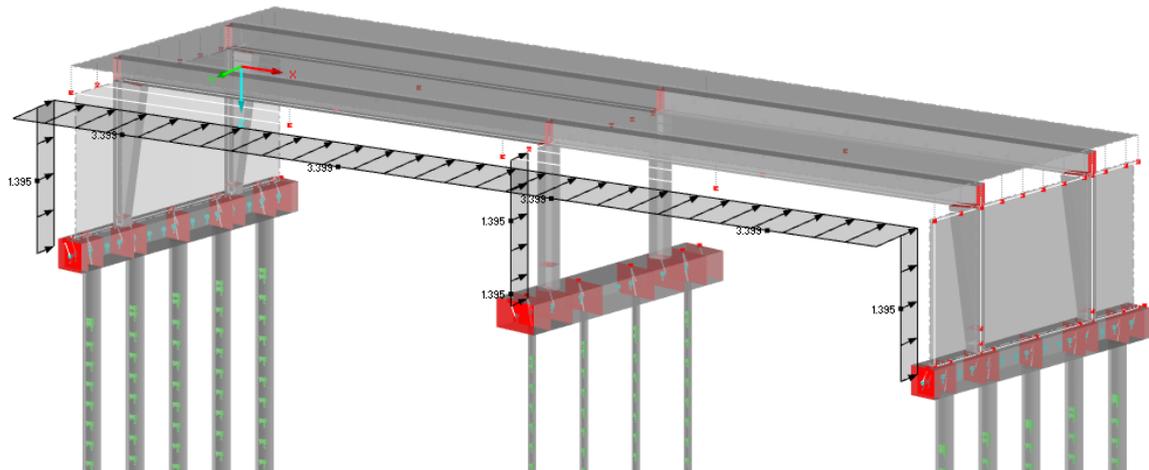


Abb. 4.71: LF Wind x-Richtung ohne Verkehr

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

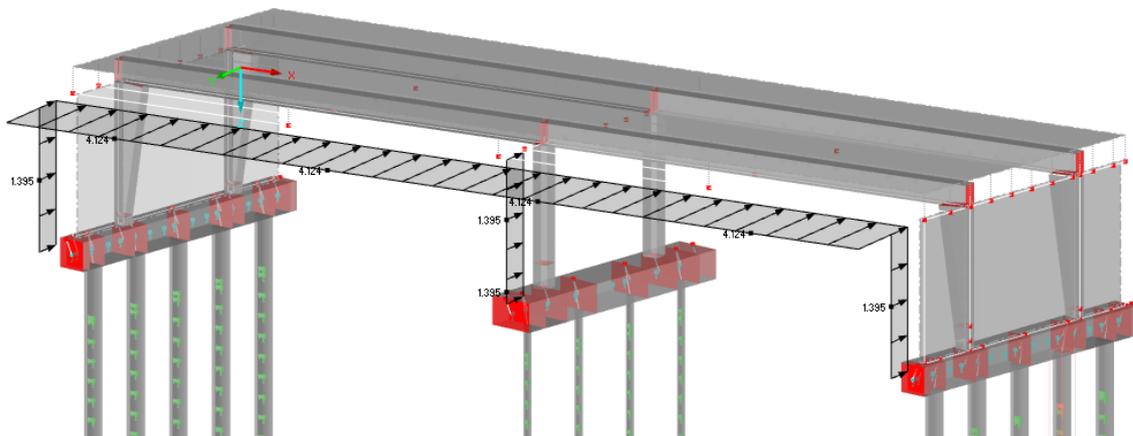


Abb. 4.72: LF Wind x-Richtung mit Verkehr

Temperatureinwirkungen

Die Veränderung der Temperatur ruft in statisch unbestimmten Tragwerken Zwangsverformungen in Form von Ausdehnung oder Verkürzung hervor. Ausschlaggebend ist dabei die Aufstelltemperatur T_0 die laut [18] und [19] 10°C beträgt.

Die maximale Außentemperatur T_{max} hängt von der Seehöhe h des Aufstellungsortes ab. Für Bad Vöslau beträgt diese 277 m. Außerdem hängt der Wert vom Koeffizienten k ab der $0,0060^\circ\text{C}/\text{m}$ beträgt. Somit beträgt die maximale Außentemperatur T_{max} laut nachfolgender Berechnung $37,34^\circ\text{C}$.

$$T_{max} = 39 - k * h = 39 - 0,006 * 277 = 37,34^\circ\text{C}$$

Die minimale Außentemperatur T_{min} hängt laut [19] nur von der Lage des Aufstellortes ab und beträgt -28°C für die Flach- und Hügellandschaften am Alpenostrand.

Aus dieser minimalen und maximalen Außentemperatur müssen der minimale und der maximale konstante Temperaturanteil $T_{e,min}$ und $T_{e,max}$ laut nachfolgenden Gleichungen berechnet werden und betragen -20°C beziehungsweise $39,34^\circ\text{C}$.

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -28 + 8 = -20^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 37,34 + 2 = 39,34^\circ\text{C}$$

Diese Formeln gelten für Brücken des Typs 3. Dazu gehören Betonkonstruktionen wie zum Beispiel Betonträger und Betonplatten.

Die konstanten Temperaturanteile müssen mit der Aufstelltemperatur in Verbindung gebracht werden um in der Berechnung berücksichtigt werden zu können. Deshalb werden die charakteristischen Werte der maximalen negativen und positiven Änderung des konstanten Temperaturanteils der Brücke $\Delta T_{N,con}$ und $\Delta T_{N,exp}$ laut [18] nachfolgend berech-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

net. $\Delta T_{N,con}$ entspricht einer Verkürzung und beträgt 30°C , $\Delta T_{N,exp}$ entspricht einer Ausdehnung der Brücke und beträgt $29,34^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-20) = 30^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 39,34 - 10 = 29,34^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 39,34 - (-20) = 59,34^{\circ}\text{C}$$

ΔT_N ist dabei die gesamte Schwankung des konstanten Temperaturanteils der Brücke und beträgt $59,34^{\circ}\text{C}$.

Der Lastfall für die konstante positive Temperaturänderung ist in den Abbildungen 4.73 ersichtlich. Der Lastfall für die konstante negative Temperaturänderung ist im Anhang E in Abbildung E.4 ersichtlich.

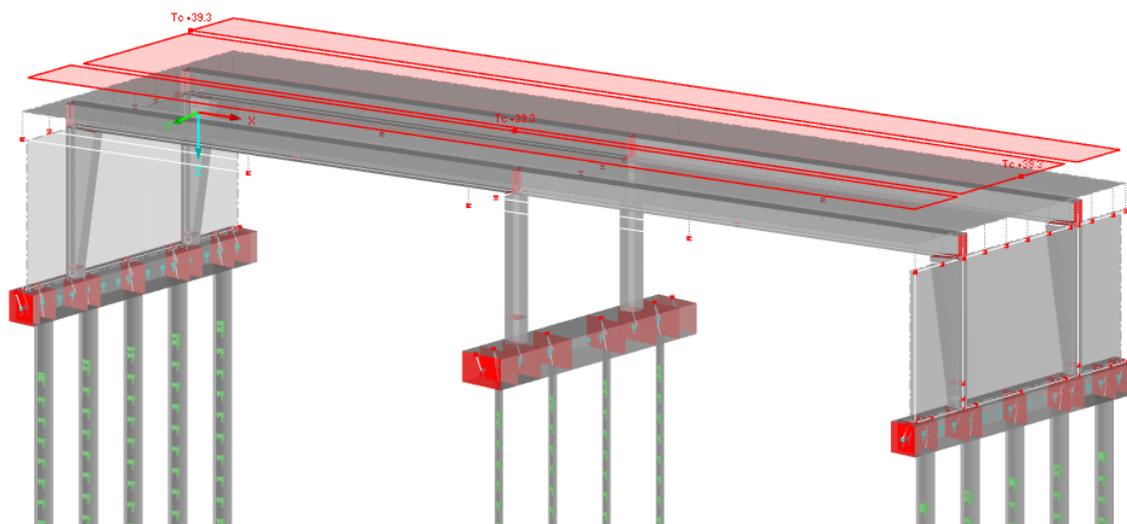


Abb. 4.73: LF Temperatur + konstant

Während der Betriebszeit der Brücke kommt es auch zu veränderlichen Temperaturanteilen. Durch eine maximale Temperaturveränderung infolge Erwärmung wird die Plattenoberseite wärmer als die Unterseite, durch eine maximale Temperaturveränderung infolge Abkühlung wird die Plattenoberseite schneller kalt als die Unterseite. Somit ist die Plattenunterseite in diesem Fall wärmer als die Oberseite.

Die vertikalen linear veränderlichen Temperaturunterschiede $\Delta T_{M,heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$ werden nach [18] mit dem Verfahren 1 berechnet. Diese Werte sollten zwischen Ober- und Unterseite des Brückenüberbaus angewendet werden und betragen für Betonbrücken bei linear elastischer Berechnung für $\Delta T_{M,heat}$ 10°C und für $\Delta T_{M,cool}$ 5°C . Diese beiden Lastfälle sind im Anhang E in den Abbildungen E.5 und E.6 abgebildet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Falls die konstanten und die veränderlichen Temperaturanteile gleichzeitig anzunehmen sind, müssen diese laut [18] mit den Formeln 4.26, 4.27, 4.28 und 4.29 kombiniert werden.

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp} \quad (4.26)$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N * \Delta T_{N,con} \quad (4.27)$$

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad (4.28)$$

$$\omega_M * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} \quad (4.29)$$

Dies entspricht einer Lastkombination wobei die Kombinationsbeiwerte ω_N mit 0,35 und ω_M mit 0,75 gegeben sind.

$$10 + 0,35 * 29,34 = 20,27^{\circ}C$$

$$5 + 0,35 * 30 = 15,50^{\circ}C$$

$$0,75 * 10 + 29,34 = 36,84^{\circ}C$$

$$0,75 * 5 + 30 = 33,75^{\circ}C$$

Da die beiden letzten Formeln mit dem Beiwert ω_M größere Werte liefern als die ersten zwei, sind diese als ungünstiger anzusehen.

Bei Pfeilern und Wänden muss ebenso die Temperatureinwirkung berücksichtigt werden. Sind diese aus Beton so wird ein linear veränderlicher Temperaturunterschied zwischen den gegenüberliegenden Außenflächen berücksichtigt. Dieser Temperaturunterschied beträgt laut [18] 5°C. Die daraus entstandenen zwei Lastfälle sind in den Abbildungen E.8 und E.7 abgebildet.

Außergewöhnliche Lasten

Für Straßenbrücken ist es erforderlich, außergewöhnliche Lasten wie den Anprall auf Pfeiler und Überbauten zu berücksichtigen.

Die Anpralllast auf Pfeiler und andere stützende Bauteile ist laut [20] und [21] 1000 kN in Fahrtrichtung oder 500 kN quer zur Fahrtrichtung in einer Höhe von 1,25 m über dem angrenzenden Gelände. Diese beiden Lasten sind jedoch nicht gleichzeitig anzusetzen.

Die Anpralllasten an Brückenüberbauten sind zu berücksichtigen, wenn die lichte Durchfahrts Höhe unter 6 m beträgt. Im Anhang A in Abbildung A.2 ist diese Höhe mit 4,70 m angegeben. Die äquivalente statische Anprallkraft auf Überbauten beträgt laut [22] 500 kN.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Der in Abbildung 4.74 dargestellte Lastfall zeigt eine Anpralllast auf den Mittelpfeiler in Fahrtrichtung. Im Anhang E in Abbildung E.9 wirkt die Anpralllast quer zur Fahrtrichtung. Bei den Lastfällen in den Abbildungen E.10 und E.11 wirkt die Anpralllast auf das Widerlager in und quer zur Fahrtrichtung. Beim Lastfall in Abbildung E.12 wirkt die Anpralllast auf den Überbau.

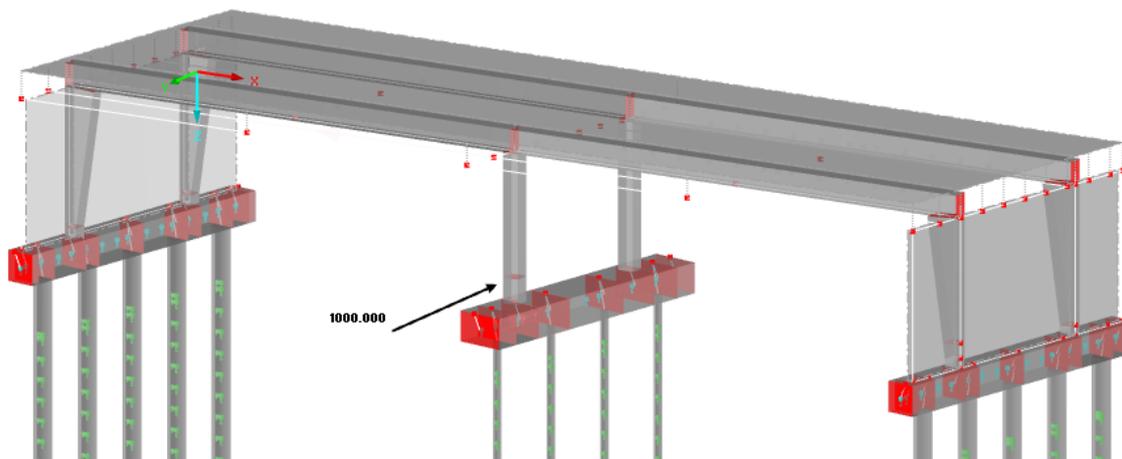


Abb. 4.74: LF Anprall Mittelpfeiler in Fahrtrichtung

Erddruck

Der Erddruck auf die Widerlager wird nach [3] vereinfacht auf beide Widerlager gleichzeitig angenommen. Die Bodenkennwerte werden ebenfalls wie in [3] angenommen. Der Reibungswinkel des Bodens φ beträgt 35° , die Wichte des Bodens γ 20 kN/m^3 , der Wandreibungswinkel δ ist ein Drittel des Reibungswinkels und der aktive Erddruckbeiwert K_a beträgt $0,25$.

Bei dieser integralen Brücke wird Bodenbewehrung eingebaut. Es wird angenommen, dass diese Bewehrung 60% des Erddrucks aufnehmen kann, wodurch die verbleibenden 40% des Erddrucks auf die Widerlager drücken. Die Höhe, die zur Berechnung des Erddrucks verwendet wird, wird aus Abbildung B.10 entnommen und beträgt laut nachfolgender Berechnung $9,09 \text{ m}$. Der Erddruck als Linienlast e_a wirkt am tiefsten Angriffspunkt und beträgt laut nachfolgender Berechnung $18,18 \text{ kN/m}$.

$$h = 7,59 + 1,50 = 9,09 \text{ m}$$

$$e_a = h * \gamma * K_a * 40 \% = 9,09 * 20 * 0,25 * \frac{40}{100} = 18,18 \text{ kN/m}$$

Der Erddruck wirkt auf die Widerlager als Dreieckslast, welche an der oberen Kante 0 kN/m beträgt. Die Last steigt bis zur Unterkante des Widerlagers auf den Wert e_a . Dieser Lastfall ist in Abbildung 4.75 ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

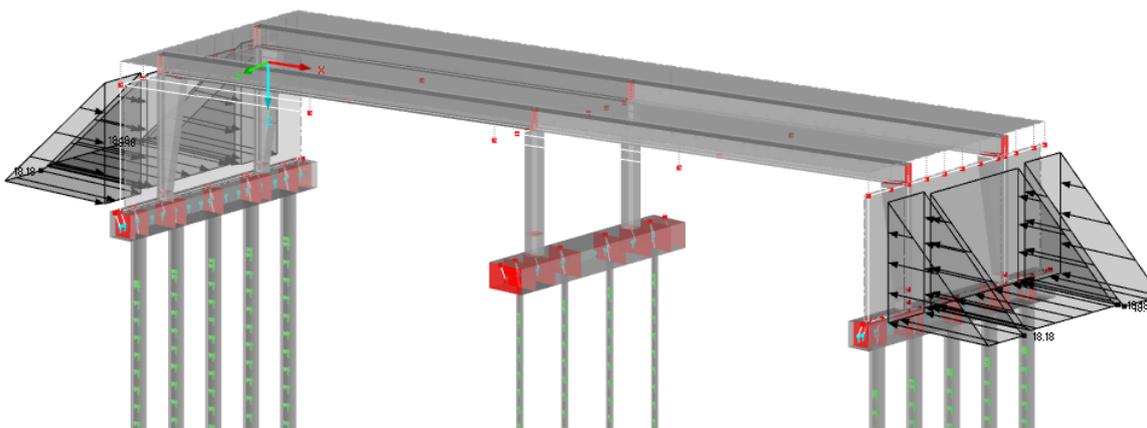


Abb. 4.75: LF Erddruck

Schwinden

Durch den Austrocknungsvorgang verringert sich das Volumen des Betons. Dies wird als Schwinden bezeichnet. Die Schwindverkürzung $\varepsilon_{cs,\infty}$ wurde bereits in Kapitel 4.1 berechnet und beträgt zum Zeitpunkt t_∞ 0,31‰. Im Lastfall Schwinden wird diese Verkürzung als Abkühltemperatur ΔT_{cs} berücksichtigt und wird laut [1] mit der Formel 4.30 berechnet.

$$\Delta T_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\alpha_T} \quad (4.30)$$

Dabei ist ΔT_{cs} die Abkühltemperatur äquivalent zur Schwindverkürzung und α_T die lineare Wärmedehnzahl. Diese beträgt laut [8] $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Die Abkühltemperatur ΔT_{cs} beträgt laut nachfolgender Berechnung 31,3°C und ist in Abbildung 4.76 ersichtlich.

$$\Delta T_{cs} = \frac{0,31}{1000} \cdot 10^6 = 31,30^\circ\text{C}$$

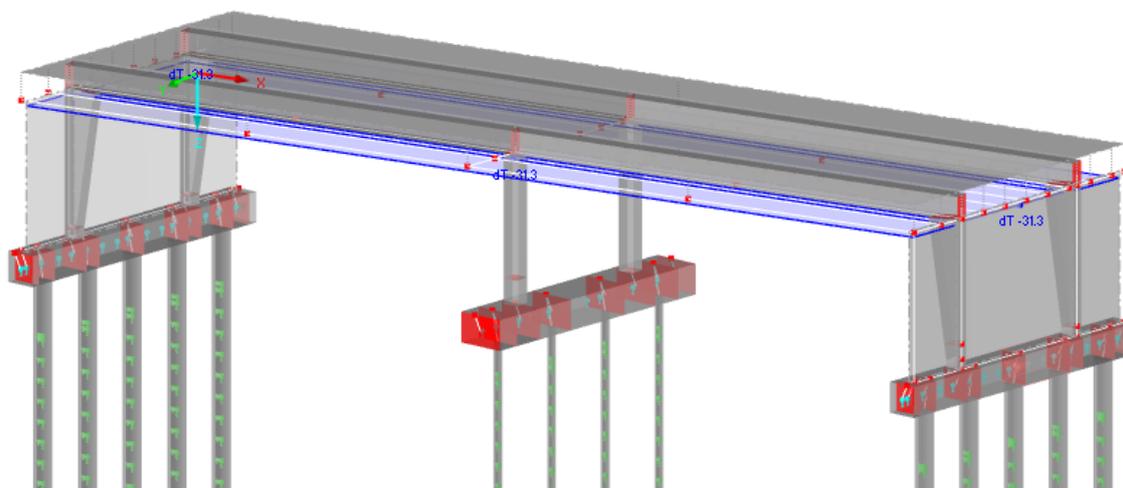


Abb. 4.76: LF Schwinden

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Bei der hoch vorgespannten Variante werden im Gegensatz zur gering vorgespannten Variante die Endauflager erst mit der Platte nach $t = 25 \text{ Tagen}$ betoniert und sind bis zu diesem Zeitpunkt gelenkig gelagert. Die Nachbehandlung endet nach $t = 32 \text{ Tagen}$. Da der größte Anteil der Schwindverkürzung erst nach Beendigung der Nachbehandlung auftritt, wird bei dem Lastfall Schwinden nicht zwischen den beiden Varianten unterschieden.

4.7 Lastfallkombinationen

Für die einzelnen Nachweise müssen die einzelnen Lasten zu ständigen E_d , außergewöhnlichen E_a , charakteristischen E_{ck} , häufigen E_h und quasi-ständigen Bemessungssituationen E_{qs} nach [17] laut Formel 4.31, 4.32, 4.33, 4.34 und 4.35 kombiniert werden.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_G * G_{k,j}) + \gamma_P * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \quad (4.31)$$

$$E_a = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P + A_d + \psi_{2,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (4.32)$$

$$E_{ck} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} * Q_{k,i}) \quad (4.33)$$

$$E_h = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (4.34)$$

$$E_{qs} = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + P + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (4.35)$$

Dabei sind $G_{k,j}$ die ständigen Einwirkungen, P die Einwirkungen zufolge Vorspannung, A_d die außergewöhnliche Einwirkung, $Q_{k,1}$ die maßgebende veränderliche Einwirkung und $Q_{k,i}$ die begleitenden veränderlichen Einwirkungen. γ_G ist der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen und beträgt laut [17] 1,35, γ_P ist der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen zufolge Vorspannung und beträgt 1,00, $\gamma_{Q,1}$ und $\gamma_{Q,i}$ sind die Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen und betragen 1,50. $\psi_{0,i}$ ist der Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen, $\psi_{1,i}$ ist der Kombinationsbeiwert für häufige Werte der veränderlichen Einwirkung und $\psi_{2,i}$ ist der Kombinationsbeiwert für quasiständige Werte der veränderlichen Einwirkung. Die Kombinationsbeiwerte sind von der Art der veränderlichen Einwirkung abhängig und werden Abbildung 4.77 entnommen. Der Wert 1 oder i im Index bezeichnet dabei nur ob es sich um die maßgebende oder begleitende veränderliche Einwirkung handelt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In den Bauphasen 1 bis 6 wirkt insgesamt nur eine Nutzlast aus der Bauausführung ab der ersten Bauphase. Diese veränderliche Last ist daher immer die maßgebende Einwirkung. Für die Bauphasen gibt es noch keine außergewöhnliche Einwirkung. Somit wird die ständige Bemessungssituation mit den bereits angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten berechnet. Für die charakteristische Bemessungssituation wird kein Kombinationsbeiwert benötigt, da nur eine veränderliche Last vorhanden ist. Für die quasiständige Bemessungssituation wird der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$, der 1,00 beträgt, benötigt.

Tabelle A.2.1 — Empfehlung für die Zahlenwerte der ψ -Faktoren für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Geh- wegen oder Radwegen) ^a	Doppelachse	0,75	0,75	0
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0
		Gehweg- und Radweg- belastung ^b	0,40	0,40	0
	gr1b (Einzelachse)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontalkräfte)		0	0	0
	gr3 (Gehwegbelastung)		0	AC 0,40 AC	0
	gr4 (LM4 – Menschengedränge)		0	AC — AC	0
gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)		0	AC — AC	0	
Windkräfte	F_{Wk}				
	— Ständige Bemessungssituationen		0,6	0,2	0
	— Bauausführung		0,8	—	0
	F_W^*		1,0	—	—
Temperaturein- wirkungen	T_k		0,6 ^c	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)		0,8	—	—
Lasten aus Bau- ausführung	Q_c		1,0		1,0

Abb. 4.77: ψ -Faktoren für Straßenbrücken aus [17]

Im Endzustand wirken die veränderlichen Lasten und die außergewöhnlichen Lasten aus dem Betrieb. Aus den Lastfällen werden insgesamt 9 Lastfallkombinationen mit den Beiwerten aus Abbildung 4.77 und den Formeln 4.31, 4.32, 4.33, 4.34 und 4.35 für den Endzustand gebildet.

Die erste Lastfallkombination besteht aus quasiständigen Werten für den Nachweis der Dekompression. Dazu wird das Eigengewicht aller Bauphasen mit den ständigen Lasten des Aufbaus, der Vorspannung und den Verkehrslasten des Lastmodells 1 mit einem Kombinationsbeiwert von 0,30 kombiniert. Diese Kombination wird laut [11] nur für den Nachweis der Dekompression für Spannglieder mit nachträglichem Verbund verwendet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Bei den Verkehrslasten wird zum einen der Lastfall Gleichlast über zwei Felder im äußeren Bereich für die maximalen Stützmomente verwendet, zum anderen wird die Gleichlast im äußeren Bereich in einem Feld für das maximale Feldmoment herangezogen. Zusätzlich wird der Lastfall Einzellast im äußeren Bereich zu den Gleichlasten addiert. Mit diesen Lasten wird eine maximale Lastfallkombination 1 und eine minimale Lastfallkombination 1 gebildet.

Bei den charakteristischen Lastfallkombinationen 2, 3 und 4 werden das Eigenwicht, die ständigen Lasten, die Vorspannung, die Temperatureinwirkungen, die Windeinwirkung in x-Richtung bei Verkehr und der Verkehr des Lastmodells 1 kombiniert. Die Temperatureinwirkungen auf die Pfeiler, die konstanten Temperaturänderungen und die veränderlichen Temperaturänderungen werden, wie in Kapitel 4.6 beschrieben, zu einer Temperatureinwirkung kombiniert. Dabei wird die positive Temperatureinwirkung für das maximale Feldmoment und die negative Temperatureinwirkung für das maximale Stützmoment verwendet. Die Verkehrslasten sind ident zu den Lasten in der ersten Lastfallkombination. Zusätzlich wird der Lastfall Bremsen beziehungsweise Anfahren berücksichtigt. Bei der Lastfallkombination 2 ist die Temperatureinwirkung die maßgebende Einwirkung. Der Wind wird mit einem Kombinationsbeiwert von 1,00 berücksichtigt, die Gleichlasten des Verkehrs werden mit 0,40 multipliziert, die Einzellasten des Verkehrs werden mit dem Kombinationsbeiwert von 0,75 berücksichtigt und die Brems- beziehungsweise Anfahrlasten haben einen Beiwert von 0. Bei der Lastfallkombination 3 ist der Verkehrsgruppe gr1a die maßgebende Einwirkung und wird ohne Beiwert berücksichtigt. Die Temperatur wird mit 0,6 multipliziert. Die übrigen Beiwerte bleiben gleich. Bei der Lastfallkombination 4 ist die Verkehrsgruppe gr2 die maßgebende Einwirkung. Dabei wird der Lastfall Bremsen beziehungsweise Anfahren ohne Beiwert berücksichtigt. Die anderen Lastfälle werden mit den eben genannten Beiwerten multipliziert. Von jeder Lastfallkombination werden ein maximaler und ein minimaler Wert berechnet und für die Begrenzung der Spannungen verwendet.

Die ständigen Lastfallkombinationen 5, 6 und 7 sind identische zu den Lastfallkombinationen 2, 3 und 4. Die Lastfälle werden jedoch mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Die werden für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verwendet.

Die Lastfallkombination 8 besteht aus häufigen Werten. Dazu wird das Eigengewicht mit den ständigen Lasten, der Vorspannung, der Verkehrsgruppe gr1a und den Temperatureinwirkungen kombiniert. Die Verkehrslasten sind maßgebend und werden mit den eben erwähnten Kombinationsbeiwerten 0,75 und 0,40 multipliziert. Die Temperatureinwirkungen werden mit einem Beiwert von 0,50 berücksichtigt. Es wird ebenfalls eine maximale

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

und eine minimale Kombination berechnet. Diese Lastfallkombinationen werden für die Rissbreitenbeschränkung verwendet.

Die Lastfallkombination 9 ist eine quasiständige Kombination. Dazu wird das Eigengewicht mit den ständigen Lasten, der Vorspannung und den Temperatureinwirkungen kombiniert. Die veränderliche Last wird mit einem Beiwert von 0,50 berücksichtigt. Der maximale Wert der Lastfallkombination für das Feldmoment und der minimale Wert für das Stützmoment werden für die Begrenzung der Spannungen verwendet.

In Tabelle 4.22 sind die Lastfallkombinationen zusammengefasst. In der zweiten Spalte sind die benötigten Lastfälle aufgelistet und in der dritten Spalte stehen die dazugehörigen Kombinationsbeiwerte. Die unterstrichenen Lastfälle sind führend.

Lastfallkombination	veränderliche Lasten	Kombinationsbeiwert
LFK 1 (quasiständig)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	Verkehr LM1	0,30
LFK 2 (charakteristisch) LFK 5 (design)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	<u>Temperatureinwirkungen</u>	-
	Wind mit Verkehr	1,00
	Verkehr LM1 Gleichlasten	0,40
	Verkehr LM1 Einzellasten	0,75
LFK 3 (charakteristisch) LFK 6 (design)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	<u>Verkehr LM1</u>	-
	Temperatureinwirkungen	0,60
	Wind mit Verkehr	1,00
LFK 4 (charakteristisch) LFK 7 (design)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	<u>Verkehr Bremsen/Anfahren</u>	-
	<u>Verkehr LM1 Gleichlasten</u>	0,40
	<u>Verkehr LM1 Einzellasten</u>	0,75
	Temperatureinwirkungen	0,60
	Wind mit Verkehr	1,00
LFK 8 (häufig)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	<u>Verkehr LM1 Gleichlasten</u>	0,40
	<u>Verkehr LM1 Einzellasten</u>	0,75
	Temperatureinwirkungen	0,50
LFK 9 (quasiständig)	Nutzlast während Bauausführung	1,00
	Temperatureinwirkungen	0,50

Tab. 4.22: Zusammenfassung der Lastfallkombinationen mit den Kombinationsbeiwerten

4.8 Vorspannung

Die Größe der Vorspannkraft der ersten Bauphase wird auf das Eigengewicht und die Nutzlast der ersten Bauphase ausgelegt. Die restlichen Belastungen der späteren Bauphasen werden bei der gering vorgespannten Variante mittels schlaffer Bewehrung aufgenommen. Bei der hoch vorgespannten Variante wird für die Bauphase 3, für die Bauphasen 4 und 5 und für die Bauphase 6 mit den Lasten des Endzustands jeweils eine zusätzliche Vorspannung vorgesehen.

Der Träger wird von beiden Seiten vorgespannt. In der ersten und in der dritten Bauphase sind die Vorspannungen in den Auflagerbereichen im Schwerpunkt der vorhandenen Querschnitte verankert, wobei die Vorspannung der ersten Bauphase über ein Feld geht und die Vorspannung der dritten Bauphase über beide Felder reicht. Die Lage des Spannglieds der Bauphase 1 ist in Abbildung 4.12, das Spannglied der Bauphase 3 in Abbildung 4.17 ersichtlich. Beide Spannglieder liegen teilweise außerhalb des Querschnitts und müssen an den Stellen der Neigungsänderung mittels Umlenksattel umgelenkt werden.

Das Spannglied der Bauphasen 4 und 5 wird von beiden Seiten vorgespannt und ist an den Auflagern oberhalb des Schwerpunkts des vorhandenen Schwerpunkts verankert. Die Vorspannung reicht über beide Felder und verläuft parabelförmig mit jeweils einem Wendepunkt in jedem Feld. Die Lage ist in Abbildung 4.20 ersichtlich. Das Spannglied wird gegen den erhärtenden Beton mit nachträglichem Verbund vorgespannt, weshalb keine Umlenksattel benötigt werden.

Das Spannglied für die sechste Bauphase und den Endzustand verläuft über beide Felder des Tragwerks und wird in den Auflagerbereichen an der Plattenoberkante verankert. Der Spannvorgang erfolgt an beiden Enden. Das Spannglied verläuft parabelförmig mit jeweils einem Wendepunkt in jedem Feld. Beim Mittelpfeiler liegt das Spannglied in der Platte, die Vorspannung erfolgt mit nachträglichem Verbund. Die Lage des Spannglieds ist in Abbildung 4.29 dargestellt.

Die Lage der Spannglieder wurde aufgrund der Momentenlinie gewählt. In den ersten Bauphasen sind die Enden des Trägers gelenkig gelagert, weshalb die Spannglieder, um keine Momente am Auflager hervorzurufen, im Schwerpunkt verankert sind. Das Mittelauflager ist mit dem Pfeiler biegesteif verbunden. Die Spannglieder liegen oberhalb des Schwerpunkts, um den negativen Momenten entgegenzuwirken. Im Feld treten positive Momente auf, weshalb die Spannglieder unterhalb des Schwerpunkts liegen. In der letz-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

ten Bauphase sind die Auflagerbereiche biegesteif mit den Widerlagern verbunden. Die Vorspannung ist deshalb oberhalb des Schwerpunkts verankert.

Die Litzen bestehen aus sieben Drähten und werden in einem Hüllrohr in den Halbfertigteilträger eingebaut. Die Vorspannung der ersten und der dritten Bauphase wird extern ohne Verbund hergestellt. Die Hüllrohre sind korrosionsbeständig und bestehen aus HDPE (High-Density-Poly-Ethylen). Das Hüllrohr wird zum Beispiel mit Fett oder Wachs verpresst. Dieser wirkt als zusätzlicher Korrosionsschutz, erzeugt jedoch keinen Verbund zwischen Betonquerschnitt und Spannglied. [25]

Die Vorspannungen der Bauphasen 4 und 5 und der Bauphase 6 mit dem Endzustand werden mit nachträglichem Verbund hergestellt. Die Hüllrohre bestehen aus Kunststoff und werden nachträglich verpresst.

Es wird mit dem Nachweis der Dekompression von der Spannung auf die Querschnittsfläche des Spannstahls zurück gerechnet. Dazu müssen die zulässigen Spannungen $\sigma_{p,max}$ für den gewählten Spannstahl laut [9] mit der charakteristischen Zugfestigkeit f_{pk} von 1860 N/mm² mit der Formel 4.36 ermittelt werden.

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\} \quad (4.36)$$

Dabei ist $\sigma_{p,max}$ die maximale Spannstahlspannung. Die Beiwerte k_1 und k_2 betragen 0,80 und 0,90. $f_{p0,1k}$ ist der charakteristische Wert der 0,10 %-Dehngrenze des Spannstahls und beträgt laut nachfolgender Berechnung 1674 N/mm². Die maximale Spannstahlspannung $\sigma_{p,max}$ beträgt 1488 N/mm².

$$f_{p0,1k} = 0,90 * f_{pk} = 0,90 * 1860 = 1674 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,80 * 1860; 0,90 * 1674\} = \min\{1488; 1506,60\} = 1488 \text{ N/mm}^2$$

Der Mittelwert der Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern darf den Wert $\sigma_{pm0}(x)$ nicht überschreiten. Dieser Mittelwert errechnet sich mit der maximalen Spannung $\sigma_{p,max}$ abzüglich der sofortigen Verluste. Da die Vorspannung extern und ohne Verbund hergestellt wird, zählen zu den sofortigen Verlusten nur der Keilschlupf durch das Lösen der Verankerung und die Reibungsverluste. Durch die Reibung sind die Verluste von der Lage des betrachteten Querschnitts, also von x abhängig. Die dazu benötigten Kennwerte stammen aus der Zulassung [23].

Die Reibungszahl μ für die HDPE-Rohre beträgt 0,12 und der ungewollte Umlenkwinkel pro Längeneinheit k für die externe Vorspannung ist gleich 0. Diese beiden Werte werden

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

zur Berechnung der Reibungsverluste benötigt. Der Keilschlupf beträgt am Anfang und am Ende 6 mm.

Für die Kunststoffhüllrohre beträgt die Reibungszahl μ 0,13 und der ungewollte Umlenkwinkel pro Längeneinheit k beträgt für die Vorspannung mit nachträglichem Verbund 0,01. Der Keilschlupf beträgt am Anfang und am Ende 6 mm.

Die Berechnung der Verluste erfolgt durch das Zusatzmodul RF-Tendon und befindet sich im Anhang C.

Die maximale Spannung des Spannglieds unmittelbar nach dem Vorspannen $\sigma_{pm0}(x)$ wird mit der Formel 4.37 berechnet und beträgt 1302 N/mm².

$$\sigma_{pm0} = \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\} \quad (4.37)$$

Die Beiwerte k_7 und k_8 betragen 0,70 und 0,80.

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,70 * 1860; 0,80 * 1674\} = \min\{1302; 1339,20\} = 1302 \text{ N/mm}^2$$

Da weder die Querschnittsfläche des Spannglieds noch die Vorspannkraft bekannt sind, können die Verluste ebenso wenig berechnet werden. Vereinfachend wird angenommen, dass das Spannglied mit der Spannung σ_{pm0} vorgespannt wird, wodurch mit einer Spannung abzüglich der Verluste kleiner als σ_{pm0} gerechnet wird.

4.8.1 Ermittlung der Litzenanzahl

Die Vorspannung der ersten Bauphase wird auf das Eigengewicht und die Nutzlast der ersten Bauphase ausgelegt. Die Last des Eigengewichts g_{1k} beträgt 7,20 kN/m und die Nutzlast q_k beträgt 0,80 kN/m. Diese beiden Werte wurden in Kapitel 4.6 berechnet.

Die Größe der Vorspannung wird so dimensioniert, dass der komplette Querschnitt an der maßgebenden Stelle überdrückt ist. Diese Stelle ist bei einem Einfeldträger die Feldmitte. Das Moment an dieser Stelle erzeugt am unteren Querschnittsrand Zug und wird mit nachfolgender Gleichung berechnet. Für das Eigengewicht g_{1k} ist das Moment $M_{g_{1k}}$ 452,39 kN groß, für die Nutzlast q_k ist das Moment M_{q_k} 50,27 kN groß.

$$M_k = \frac{p_k * L^2}{8}$$

Die Länge des Einfeldträgers L ist in Abbildung 4.13 ersichtlich und beträgt 22,42 m.

$$M_{g_{1k}} = \frac{7,20 * 22,42^2}{8} = 452,39 \text{ kNm}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$M_{qk} = \frac{0,80 * 22,42^2}{8} = 50,27 \text{ kNm}$$

Für den Nachweis der Dekompression werden die Spannungen benötigt. Dazu wird das Flächenträgheitsmoment $I_{c,y}$ und die Abstände der Querschnittsränder zum Schwerpunkt $z_{c,o}$ und $z_{c,u}$ oder die Widerstandsmomente $W_{c,o}$ und $W_{c,u}$ benötigt. Diese Werte sind in der Tabelle 4.1 aufgelistet. Durch die Belastung ergibt sich eine Zugspannung am unteren Rand des Querschnitts, die sich mit der unten angeführten Gleichung berechnen lässt. Die Spannung aufgrund des Eigengewichts $\sigma_{g1k,u}$ beträgt $4,06 \text{ N/mm}^2$ und die Spannung aufgrund der Nutzlast $\sigma_{qk,u}$ beträgt $0,45 \text{ N/mm}^2$. Für den Nachweis der Dekompression wird die quasiständige Bemessungssituation benötigt. Diese wurde bereits im Kapitel 4.6 beschrieben. Somit kann für die quasiständige Kombination eine Spannung am unteren Querschnittsrand $\sigma_{qs,u}$ berechnet werden und beträgt $4,51 \text{ N/mm}^2$.

$$\sigma_{k,u} = \frac{M_k}{I_{c,y}} * z_{c,u}$$

$$\sigma_{g1k,u} = \frac{452,39 * 100}{5.227.875} * 46,87 = 0,4056 \text{ kN/cm}^2 = 4,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{qk,u} = \frac{50,27 * 100}{5.227.875} * 46,87 = 0,0451 \text{ kN/cm}^2 = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{qs,u} = \sigma_{g1k,u} + \psi_{Q,1} * \sigma_{qk,u} = 4,06 + 1,00 * 0,45 = 4,51 \text{ N/mm}^2$$

Für den Spannstahl werden Litzen Y1860S7-15,7 verwendet. Diese bestehen aus jeweils sieben Drähten mit einer Querschnittsfläche A_L von 150 mm^2 und einem Durchmesser d_L von 16 mm . Mit dem Randabstand d_{p1} aus Kapitel 4.5 wird nachfolgend der Abstand der Vorspannung zum Schwerpunkt $z_{c,p}$ berechnet und beträgt $38,87 \text{ cm}$. Mit diesem Abstand kann die Spannung am unteren Querschnittsrand aufgrund der Vorspannung $\sigma_{pk,u}$ mit der Formel 4.38 laut [2] berechnet werden. Da die benötigte Querschnittsfläche des Spannstahls A_p und somit die aufgebrachte Vorspannkraft P_k noch nicht bekannt ist, muss die Formel 4.38 mit der Formel 4.39 gekoppelt werden, um die benötigte Vorspannkraft P_k zu ermitteln

$$z_{c,p} = z_{c,u} - d_1 = 46,87 - \frac{80}{10} = 38,87 \text{ cm}$$

$$\sigma_{pk,u} = \frac{P_k}{A_c} + \frac{P_k * z_{c,p}}{I_{c,y}} * z_{c,u} \quad (4.38)$$

$$\sigma_{qs,u} + \sigma_{pk,u} \leq 0 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.39)$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Vorspannkraft P_k ist aufgrund der getroffenen Annahme der mittleren Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen P_{m0} gleichzusetzen. Diese wird durch Umformen der Formeln 4.38 und 4.39 nachfolgend berechnet und beträgt -647,76 kN. Die Spannstahlquerschnittsfläche A_p , die dazu benötigt wird, diese Kraft aufzunehmen, beträgt laut nachfolgender Berechnung 4,98 cm². Da eine siebendrähtige Litze eine Fläche von 150 mm² besitzt, werden gerundet vier Litzen benötigt.

$$\sigma_{qs,u} + \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} * z_{c,p}}{I_{c,y}} * z_{c,u} = 0$$

$$P_{m0} = \frac{-\sigma_{qs,u} * A_c * I_{c,y}}{I_{c,y} + z_{c,p} * z_{c,u} * A_c} = \frac{-0,4507 * 2.800 * 5.227.875}{5.227.875 + 38,87 * 46,87 * 2.800} = -647,76 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{P_{m0}}{\sigma_{pm0}} = \frac{-647,76}{-\frac{1.302}{10}} = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_L} = \frac{4,98}{\frac{150}{100}} = 3,3 \text{ Stück} \quad (4.40)$$

Dabei ist A_p die Querschnittsfläche des Spannglieds und n die Anzahl der benötigten Litzen.

Als Hüllrohr kommt korrosionsgeschütztes hochdichtes Polyethylen (HDPE) mit einem Durchmesser d_H von 50 mm zum Einsatz. Der Durchmesser des Spannglieds d_p ist 28 mm groß. Vorgespannt wird mit dem System VSL Typ E. In Abbildungen 4.79 ist der Längsschnitt des Trägers im Auflagerbereich mit der eben bestimmten Vorspannung für die gering vorgespannte Variante dargestellt. In Abbildung 4.78 ist der Trägerquerschnitt der gering vorgespannten Variante mit dem Vorspannsystem ersichtlich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Querschnitt B-B
Bauphase 1+2
Variante gering vorgespannt

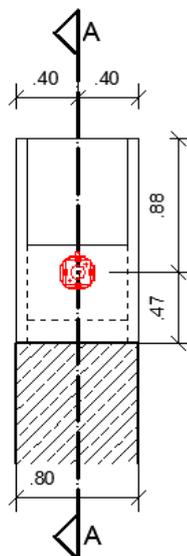


Abb. 4.78: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 1+2 Variante gering vorgespannt

Detail Vorspannung A-A
Bauphase 1+2
Variante gering vorgespannt

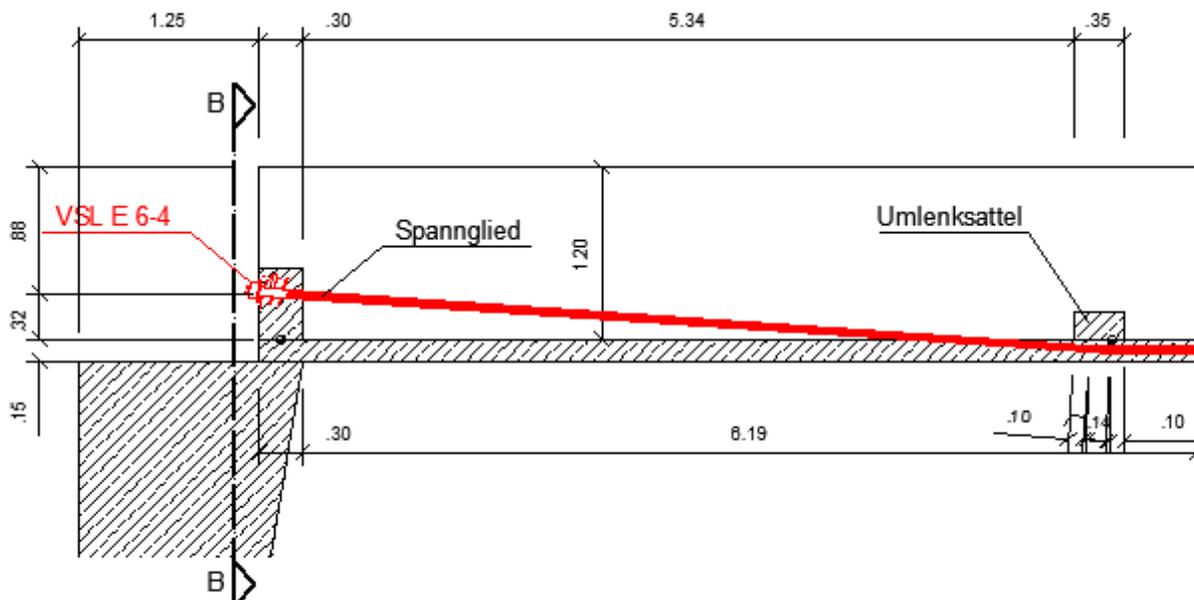


Abb. 4.79: Auflagerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante gering vorgespannt

Das Endauflagerdetail der Vorspannung der hoch vorgespannten Variante ist im Anhang D in Abbildung D.1 ersichtlich, das Mittelaflagerdetail ist in Abbildung D.3 abgebildet und der Querschnitt mit der erforderlichen Vorspannung ist in Abbildung D.2 dargestellt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In der dritten Bauphase wird der Querschnitt ausbetoniert. Die Schnittgrößen aufgrund der Einwirkung werden mit dem Programm Dlubal RFEM berechnet. Die Litzenanzahl wird mit dem Stützmoment bestimmt, da diese Stelle maßgebend ist. In der dritten Bauphase entsteht aufgrund der ständigen Einwirkungen keine Normalkraft, das Moment M_{g3k} beträgt -1485,41 kNm. Da der Querschnitt im Stützbereich bereits ausbetoniert ist, beträgt der Schwerpunktabstand 67,50 cm, welcher der halben Trägerhöhe entspricht. Das Flächenträgheitsmoment des Vollquerschnitts beträgt laut Tabelle 4.2 16.402.500,80 cm⁴ und die Querschnittsfläche beträgt 10.800 cm². Der Schwerpunktabstand des Spannglieds vom oberen Querschnitttrand wird zu 80 mm gewählt. Der Abstand der Schwerpunkte $z_{c,p}$ wird mit nachfolgender Formel berechnet und beträgt -595,0 mm. Die Spannung am oberen Querschnittsrand wird mit dem Flächenträgheitsmoment und dem Schwerpunktabstand berechnet und beträgt 6,11 N/mm². Mit den Formeln 4.38 und 4.39 wird die benötigte Vorspannkraft P_{m0} berechnet, welche -1.811,48 kN beträgt.

$$z_{c,p} = |z_{c,o}| - d_1 = |-67,50| - \frac{80}{10} = -59,50 \text{ cm}$$

$$\sigma_{g3k,o} = \frac{M_{g3k}}{I_{c,y}} * z_{c,o} = \frac{-1485,41 * 100}{16.402.500,80} * (-67,50) = 6,11 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{m0} = \frac{-\sigma_{g3k,o} * A_c * I_{c,y}}{I_{c,y} + z_{c,p} * z_{c,o} * A_c} = \frac{0,6113 * 10.800 * 16.402.500,80}{16.402.500,80 + (-59,50) * (-67,50) * 10.800} \\ = -1.811,48 \text{ kN}$$

In der ersten Bauphase treten am Mittelaufleger keine Momente auf, da der Träger noch gelenkig gelagert ist. Die Druckkraft der Vorspannung der ersten Bauphase wird als Reserve von der erforderlichen Vorspannkraft der dritten Bauphase abgezogen. Die erforderliche Vorspannkraft für die dritte Bauphase $P_{m0,erf}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 1.163,72 kN, das ergibt gerundet 6 Litzen.

$$P_{m0,erf} = P_{m0}^3 - P_{m0}^1 = (-1.811,48) - (-647,76) = -1.163,72 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{P_{m0,erf}}{\sigma_{pm0}} = \frac{-1.163,72}{-\frac{1.302}{10}} = 8,95 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_L} = \frac{8,95}{\frac{150}{100}} = 5,97 \text{ Stück}$$

Da im Schwerpunkt des Trägers die Verankerung der Vorspannung der ersten Bauphase liegt, wird die erforderliche Vorspannung auf zwei Spannglieder aufgeteilt, welche links und rechts von der ersten Vorspannung verankert werden. Für die dritte Bauphase wer-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

den zwei Spannglieder mit je drei Litzen vorgesehen. Der Durchmesser der Spannglieder beträgt 28 mm und der Durchmesser der Hüllrohre beträgt laut Zulassung 50 mm. Die Abbildungen der Vorspannungsdetails befinden sich im Anhang D.

Die Vorspannung der Bauphasen 4 und 5 wird aus den Schnittgrößen des Lastfalls Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 und Fahrbahn betonieren Bauphase 5 berechnet. Für die Berechnung der erforderlichen Litzenanzahl wird das Stützmoment herangezogen, welches in der Bauphase 4 -740,52 kNm und in der Bauphase 5 -3.390,91 kNm beträgt. Die Kennwerte sind ident zu der Bauphase 3 und werden nicht mehr erklärt. Geändert hat sich nur der Abstand der Schwerpunkte $z_{c,p}$, welcher -565 mm beträgt. Die Spannung am oberen Querschnittsrand $\sigma_{g4+5k,o}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 17 N/mm². Die erforderliche Vorspannkraft beträgt -5.229,66 kN und die daraus resultierende erforderliche Litzenanzahl beträgt laut nachfolgender Berechnung gerundet 27 Stück.

$$z_{c,p} = |z_{c,o}| - d_1 = |-67,50| - \frac{110}{10} = -56,50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{g4+5k,o} &= \frac{M_{g4k} + M_{g5k}}{I_{c,y}} * z_{c,o} = \frac{(-740,52 * 100) + (-3.390,91 * 100)}{16.402.500,80} * (-67,50) \\ &= 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{m0} &= \frac{-\sigma_{g4+5k,o} * A_c * I_{c,y}}{I_{c,y} + z_{c,p} * z_{c,o} * A_c} = \frac{1,7002 * 10.800 * 16.402.500,80}{16.402.500,80 + (-56,50) * (-67,50) * 10.800} \\ &= -5.229,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{m0}}{\sigma_{pm0}} = \frac{-5.229,66}{-\frac{1.302}{10}} = 40,23 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_L} = \frac{40,23}{\frac{150}{100}} = 26,82 \text{ Stück}$$

Es wird ein Spannglied mit 27 Litzen verwendet, welches direkt über der Vorspannung der ersten Bauphase verankert wird. Der Durchmesser des Spannglieds beträgt 72 mm und der Durchmesser des Kunststoffhüllrohrs beträgt 115 mm. Die Detailabbildungen der Vorspannung der vierten und fünften Bauphase befinden sich im Anhang D.

Für die Vorspannung der Bauphase 6 und des Endzustandes müssen die ständigen Lasten mit den veränderlichen Lasten für den Nachweis der Dekompression zu einer quasiständigen Lastfallkombination kombiniert werden. Diese Lastfallkombination 1 wird in Kapitel 4.7 beschrieben und besteht aus den ständigen Lasten Fahrbahnaufbau, Randbalken, Erddruck und Schwinden und den Lasten aus dem Verkehr mit einem Kombinati-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

onsbeiwert von 0,30. Die Ermittlung der erforderlichen Litzenanzahl erfolgt am Mittelauf-
lager. Um das minimale Stützmoment zu erhalten, wird der Lastfall Gleichlast außen über 2
Felder und der Lastfall Einzellast außen verwendet. Die Normalkräfte und Momente die-
ser Lastfälle sind in der Tabelle 4.23 zusammengefasst.

Lastfall	Normalkraft [kN]	Stützmoment [kNm]
Fahrbahnaufbau	-388,95	-1.150,69
Randbalken	-199,72	-647,41
Erddruck	-75,14	238,51
Schwinden	-155,39	-637,78
Gleichlast außen 2 Felder	-576,31	-1.458,53
Einzellast außen	-562,49	-1.183,11

Tab. 4.23: Schnittgrößen Lastfallkombination 1

In Summe ergibt die Lastfallkombination 1 mit den Kombinationsbeiwerten eine Normal-
kraft von 1.160,84 kN und ein Stützmoment von 2.989,86 kNm.

Die Kennwerte der Bauphase 6 für den Stützbereich werden der Tabelle 4.3 entnommen.
Der Flächeninhalt beträgt 23.425,20 cm², das Flächenträgheitsmoment beträgt
45.591.573,30 cm⁴ und der Schwerpunktabstand von der oberen Querschnittkante beträgt
50,40 cm. Die Vorspannung ist im Stützbereich 80 mm vom oberen Querschnittsrand
entfernt, weshalb der Abstand der Schwerpunkte laut nachfolgender Berechnung
42,44 cm beträgt. Die Spannung am oberen Querschnittsrand beträgt 2.81 N/mm². Die
erforderliche Litzenanzahl beträgt laut nachfolgender Berechnung gerundet 17 Stück.

$$z_{c,p} = |z_{c,o}| - d_1 = |-50,44| - \frac{80}{10} = -42,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{LFK1,o} = \frac{M_{LFK1}}{I_{c,y}} * z_{c,o} + \frac{N_{LFK1}}{A_c} = \frac{(-2.989,86 * 100)}{45.591.573,30} * (-50,44) + \frac{-1.160,84}{23.425,20}$$

$$= 2,81 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{m0} = \frac{-\sigma_{LFK1,o} * A_c * I_{c,y}}{I_{c,y} + z_{c,p} * z_{c,o} * A_c} = \frac{0,2812 * 23.425,20 * 45.591.573,30}{45.591.573,30 + (-42,44) * (-50,40) * 23.425,20}$$

$$= -3.137,21 \text{ kN}$$

$$A_p = \frac{P_{m0}}{\sigma_{pm0}} = \frac{-3.137,21}{-\frac{1.302}{10}} = 24,13 \text{ cm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$n = \frac{A_p}{A_L} = \frac{24,13}{\frac{150}{100}} = 16,09 \text{ Stück}$$

Die Vorspannung der Bauphase 1 und die Vorspannung der Bauphasen 4 und 5 liegen in der Schwerachse des Trägers, weshalb die Vorspannung der Bauphase 6 aufgeteilt und links und rechts des Schwerpunkts verlegt wird. Um die Bewehrung symmetrisch zu verlegen, wären zwei Spannglieder mit jeweils zwölf Litzen notwendig. Da dies die erforderliche Anzahl weit übersteigt, werden 2 Spannglieder mit jeweils 7 Litzen verwendet. Das berechnete Stützmoment ist ein Spitzenwert und wird in der Realität nicht auftreten. Durch die Umlagerung des Stützmoments reicht die gewählte Litzenanzahl. Die Umlagerung des Moments wird in dieser Diplomarbeit jedoch nicht näher behandelt.

Die Litzen besitzen einen Durchmesser von 37 mm. Der Durchmesser der Kunststoffhüllrohre beträgt 58 mm. Die Detailabbildungen der Vorspannung befinden sich im Anhang D.

4.8.2 Ermittlung der Querschnittswerte

Die Querschnittswerte in den Tabellen 4.1, 4.2 und 4.3 sind die Brutto-Querschnittswerte. Durch die Hüllrohre mit der Vorspannung ändern sich diese Werte. Für die gering vorgespannte Variante mit einem Hüllrohr werden die Querschnittswerte neu berechnet. Bei der hoch vorgespannten Variante liegen die Hüllrohre teilweise oberhalb des Schwerpunkts und teilweise unterhalb des Schwerpunkts, weshalb bei dieser Variante auf die genaue Berechnung verzichtet wird und die Brutto-Querschnittswerte für die Berechnungen verwendet werden.

Bei der Vorspannung der gering vorgespannten Variante handelt es sich um eine externe Vorspannung ohne Verbund. Für dieses Vorspannsystem werden für die Nachweise die Netto-Querschnittswerte benötigt. Diese werden nachfolgend nach [1] mit den Formeln 4.41, 4.42 und 4.43 berechnet. Die berechneten Werte befinden sich zusammengefasst in der Tabelle 4.24.

$$A_n = A_c - A_H \quad (4.41)$$

$$z_{n,P} = \frac{z_{c,P} * A_c}{A_n} \quad (4.42)$$

$$I_{n,y} = I_{c,y} + A_c * \Delta z^2 - A_H * z_{n,P}^2 \quad (4.43)$$

$$A_H = \frac{d_H^2 * \pi}{4} = \frac{\left(\frac{50}{10}\right)^2 * \pi}{4} = 19,63 \text{ cm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$A_n = 2.880 - 19,63 = 2.860,37 \text{ cm}^2$$

$$z_{n,p} = \frac{38,87 * 2.880}{2.860,37} = 39,14 \text{ cm}$$

$$\Delta z = z_{n,p} - z_{c,p} = 39,14 - 38,87 = 0,27 \text{ cm}$$

$$z_{n,u} = z_{c,u} + \Delta z = 46,87 + 0,27 = 47,14 \text{ cm}$$

$$z_{n,o} = z_{c,o} - \Delta z = 88,13 - 0,27 = 87,86 \text{ cm}$$

$$I_{n,y} = 5.227.875 + 2.880 * 0,27^2 - 19,63 * 39,14^2 = 5.198.005,07 \text{ cm}^4$$

$$W_{n,u} = \frac{I_{n,y}}{z_{n,u}} = \frac{5.198.005,07}{47,14} = 110.274,83 \text{ cm}^3$$

$$W_{n,o} = \frac{I_{n,y}}{z_{n,o}} = \frac{5.198.005,07}{87,86} = 59.160,22 \text{ cm}^3$$

$$W_{n,p} = \frac{I_{n,y}}{z_{n,p}} = \frac{5.198.005,07}{39,14} = 132.816,23 \text{ cm}^3$$

Die Berechnung der Querschnittswerte für den Vollquerschnitt in Feldmitte ab der vierten Bauphase und den Plattenbalken mit den effektiven Breiten in Feldmitte ab der sechsten Bauphase ist gleich zu der Berechnung der ersten Bauphase. Die berechneten Querschnittswerte befinden sich in der Tabelle 4.24.

Nettoquerschnittswerte aller Bauphasen von 5,605 m bis 16,815 m			
Querschnittswerte	Bauphase 1+2	Bauphase 3-5	Ab Bauphase 6
$A_n \text{ [cm}^2\text{]}$	2.860,37	10.780,37	31.139,57
$I_{n,y} \text{ [cm}^4\text{]}$	5.198.005,07	16.332.861,55	51.796.360,25
$z_{n,o} \text{ [cm]}$	87,86	67,39	42,81
$z_{n,u} \text{ [cm]}$	47,14	67,61	112,19
$z_{n,p} \text{ [cm]}$	39,14	59,61	104,19
$W_{n,o} \text{ [cm}^3\text{]}$	59.160,22	241.580,46	1.209.789,79
$W_{n,u} \text{ [cm}^3\text{]}$	110.274,83	242.357,42	461.702,18
$W_{n,p} \text{ [cm}^3\text{]}$	132.816,23	274.002,82	497.154,44

Tab. 4.24: Nettoquerschnittswerte Feldbereich

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Des Weiteren werden die Querschnittswerte an den Endauflagern und dem Mittelauger berechnet. In Bauphase 1 liegt das Spannglied außerhalb des Querschnitts, weshalb sich die Werte nicht ändern. In der Bauphase 2 bis 5 ändert sich der Flächeninhalt, weshalb auch der Schwerpunkt verschoben wird. Der Bruttoabstand des Schwerpunkts vom unteren Querschnittsrand beträgt in der ersten Bauphase 46,87 cm und in den Bauphasen 2 bis 5 67,50 cm. Die Differenz, um die sich der Schwerpunkt verschoben hat, beträgt 20,63 cm. Der Rest der Berechnung ändert sich nicht und wird wie in der Bauphase 1 durchgeführt. Ab der sechsten Bauphase wird zwischen dem Auflagerbereich und dem Stützbereich unterschieden. Der Bruttoabstand des Schwerpunkts vom unteren Querschnittsrand beträgt in der sechsten Bauphase im Stützbereich 104,56 cm und im Auflagerbereich 95,77 cm. Diese Werte befinden sich in der Tabelle 4.3. Somit ist die Differenz des Schwerpunktabstands im Stützbereich 57,69 cm und im Auflagerbereich 48,90 cm. Die Berechnungen der Nettoquerschnittswerte erfolgen ebenfalls gleich wie in der Bauphase 1 nach den Formeln 4.41, 4.42 und 4.43. Die berechneten Querschnittswerte für alle Bauphasen befinden sich zusammengefasst in der Tabelle 4.25.

Nettoquerschnittswerte aller Bauphasen bei den Auflagern				
Querschnittswerte	Bauphase 1	Bauphase 2-5	Ab Bauphase 6 Stützbereich	Ab Bauphase 6 Auflagerbereich
$A_n [cm^2]$	2.880	10.780,37	23.405,57	18.157,17
$I_{n,y} [cm^4]$	5.227.875	16.394.129	45.526.170,68	38.578.566,33
$z_{n,o} [cm]$	88,13	67,46	50,39	59,18
$z_{n,u} [cm]$	46,87	67,54	104,61	95,82
$z_{n,p} [cm]$	0	20,67	57,74	48,95
$W_{n,o} [cm^3]$	59.320,04	243.011,26	903.447,54	651.916,93
$W_{n,u} [cm^3]$	111.539,89	242.740,86	435.205,70	402.602,87
$W_{n,p} [cm^3]$	-	793.229,45	788.490,39	788.075,52

Tab. 4.25: Nettoquerschnittswerte im Auflagerbereich

An den Stellen 1,60 m und 19,17 m endet beziehungsweise beginnt die Betonlast der Bauphase 2. Die Stellen müssen deshalb gesondert untersucht werden. In den Bauphasen 1 und 2 ändern sich die Nettoquerschnittswerte nicht, da die Vorspannung außerhalb des Querschnitts liegt. Für die Bauphase 3 müssen für diese Stellen die Nettoquer-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

schnittswerte mit der Tabelle 4.2 und [1] neu berechnet werden. Dazu werden die Bruttoabstände der Vorspannung zum Schwerpunkt $z_{c,p}$ berechnet und betragen laut folgender Berechnung 1670 mm an der Stelle 1,60 m und 345 mm an der Stelle 19,17 m. Die nachfolgend berechneten Werte sind zusammengefasst in der Tabelle 4.26 dargestellt.

$$\frac{5,61}{59,50} = \frac{1,60}{z_{c,p}(1,60)}$$

$$z_{c,p}(1,60) = \frac{1,60 * 59,50}{5,61} = 16,98 \text{ cm}$$

$$z_{n,p} = \frac{16,98 * 10800}{10780,37} = 17,02 \text{ cm}$$

$$\Delta z = 17,02 - 16,98 = 0,03 \text{ cm}$$

$$z_{n,u} = 67,50 + 0,03 = 67,53 \text{ cm}$$

$$z_{n,o} = 67,50 - 0,03 = 67,47 \text{ cm}$$

$$I_{n,y} = 16402500,80 + 10800 * 0,03^2 - 19,63 * 17,02^2 = 16396826,10 \text{ cm}^4$$

$$W_{n,u} = \frac{16396826,10}{67,53} = 242804,66 \text{ cm}^3$$

$$W_{n,o} = \frac{16396826,10}{67,47} = 243027,32 \text{ cm}^3$$

$$W_{n,p} = \frac{16396826,10}{17,02} = 963625,25 \text{ cm}^3$$

$$\frac{(22,42 - 16,82)}{59,50} = \frac{(22,42 - 19,17)}{z_{c,p}(19,17)}$$

$$z_{c,p}(19,17) = \frac{(22,42 - 19,17) * 59,50}{(22,42 - 16,82)} = 34,50 \text{ cm}$$

Die Berechnung für die Stelle 19,17 m erfolgt genau gleich.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Nettoquerschnittswerte Bauphase 3		
Querschnittswerte	1,60 m	19,17 m
$A_n [cm^2]$	10780,37	10780,37
$I_{n,y} [cm^4]$	16382654,77	16365844,28
$z_{n,o} [cm]$	67,44	67,42
$z_{n,u} [cm]$	67,56	67,58
$z_{n,p} [cm]$	31,82	43,25
$W_{n,o} [cm^3]$	242914,19	242739,70
$W_{n,u} [cm^3]$	242498,16	242174,86
$W_{n,p} [cm^3]$	514834,04	378427,41

Tab. 4.26: Nettoquerschnittswerte Stelle 1,60 m und 19,17 m in Bauphase 3

4.9 Schnittgrößen und Spannungen

Die berechneten Schnittgrößen aller Bauphasen sind im nachfolgenden Kapitel in Diagrammen dargestellt. Für die gering vorgespannte Variante sind die Lastfälle in jeder Bauphase aufaddiert, um die Nachweise zu den einzelnen Zeitpunkten führen zu können. Bei der hoch vorgespannten Variante sind einzelne Bauphasen entsprechend der Vorspannung in ein Diagramm zusammengefasst, da hier der Nachweis der Dekompression nach dem Vorspannen geführt wird.

Die Spannungen am oberen und unteren Querschnittsrand aufgrund der Einwirkungen werden für jeden Lastfall einzeln berechnet und anschließend addiert. Sie werden im folgenden Kapitel jeweils in einem Diagramm dargestellt. In jedem der Spannungsdiagramme befinden sich auch die Grenzwerte der Spannungen.

4.9.1 Bauphase 1

In den Abbildungen 4.80, 4.81 und 4.82 befinden sich die Momentenlinien, die Querkraftlinien und die Normalkraftlinien für die gering vorgespannte Variante für die Lastfälle der ersten Bauphase. Die roten Linien stellen den Schnittgrößenverlauf des Eigengewichts des trogförmigen Querschnitts dar (Indizes g_1). Die gelben Linien sind die Schnittgrößen der Nutzlast während der Bauausführung (Indizes q). Die grünen Linien zeigen die Vorspannung der ersten Bauphase (Indizes P). Die Sprünge in den Linien stellen die Neigungsänderungen des Spannglieds dar. In den blauen Linien ist die Addition der drei

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Lastfälle der ersten Bauphase dargestellt. Da die Lasten während der Bauausführung einen Kombinationsbeiwert von 1,0 haben, entsprechen die blauen Linien der charakteristischen und der quasiständigen Lastfallkombination. Diese Schnittgrößen wurden mit dem Programm Dlubal RFEM berechnet.

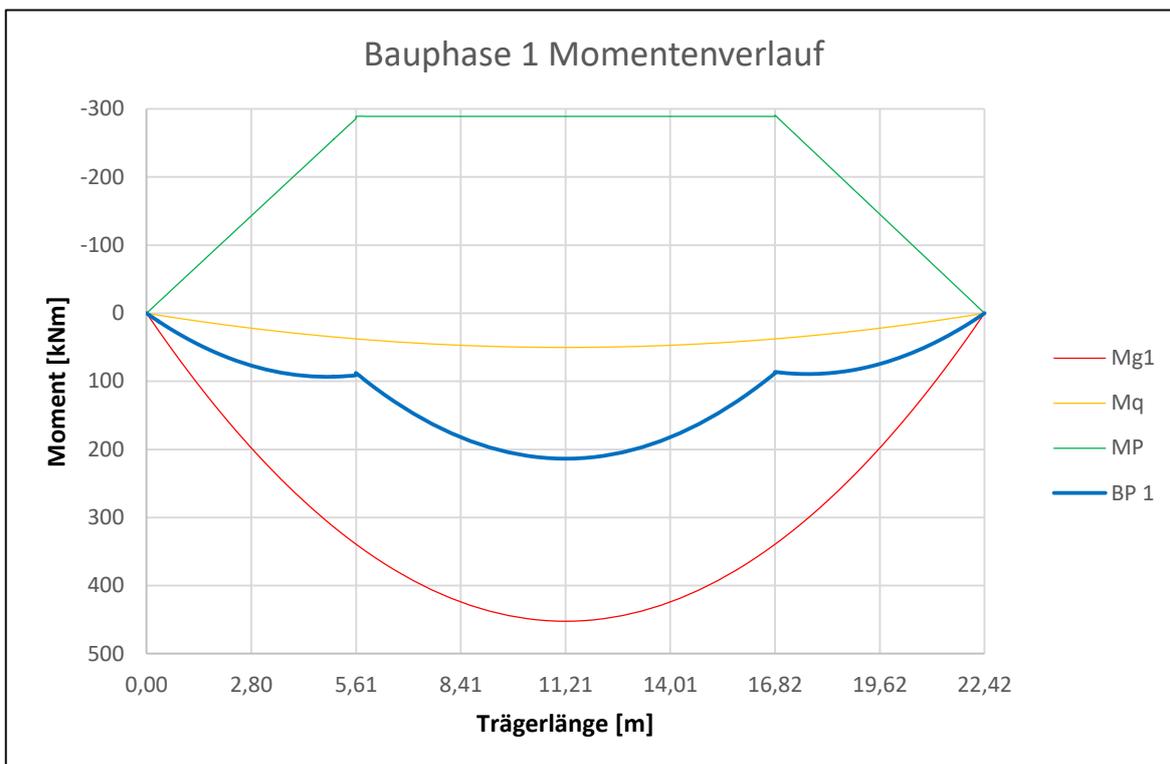


Abb. 4.80: Momentenlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

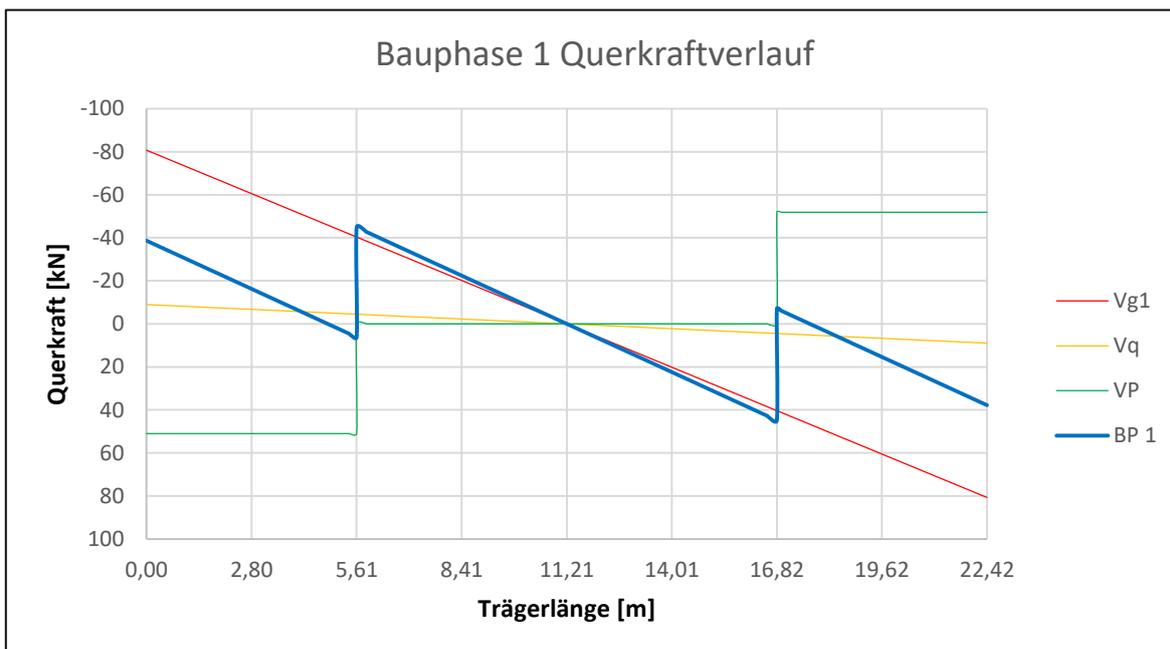


Abb. 4.81: Querkraftlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

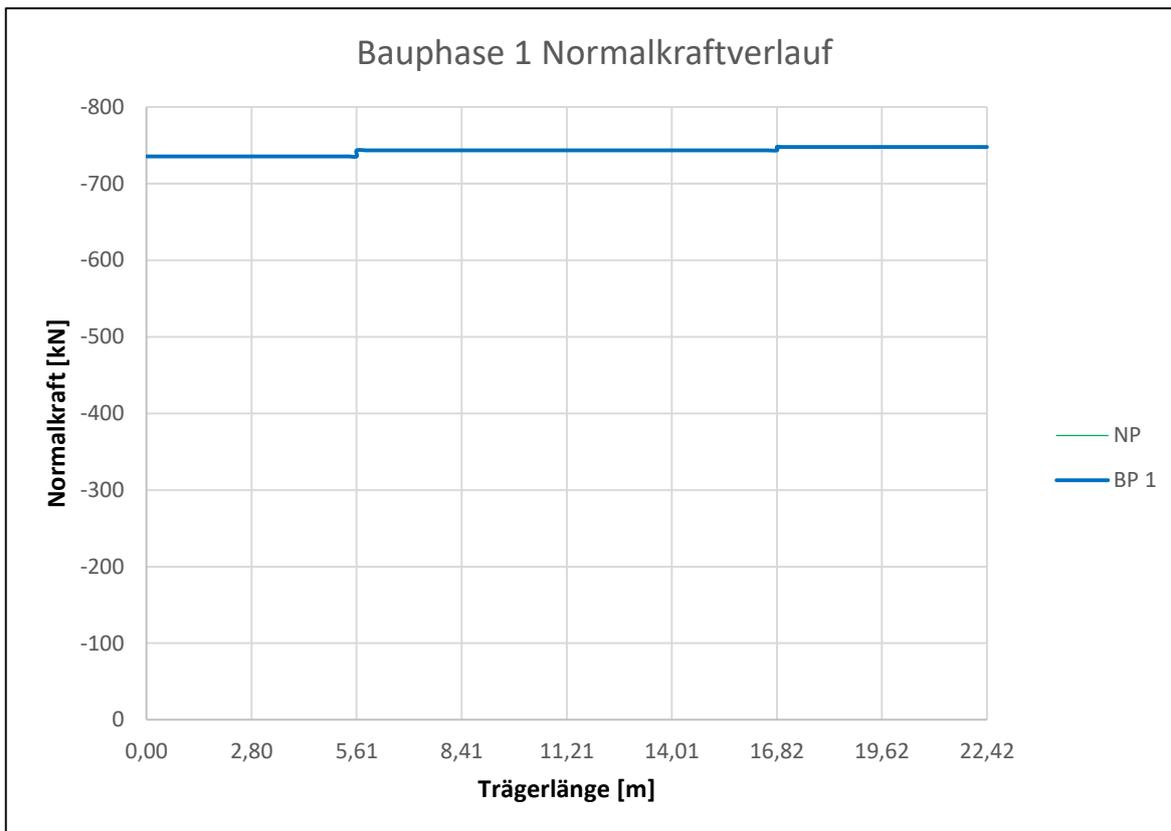


Abb. 4.82: Normalkraftlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

Aus den Schnittgrößen werden mit den Querschnittswerten die Spannungen berechnet. Da eine externe Vorspannung ohne Verbund gewählt wurde, werden im Bereich von 5,61 m bis 16,82 m die Netto-Querschnittswerte aus der Tabelle 4.24 verwendet. Außerhalb dieses Bereichs liegt die Vorspannung außerhalb des Querschnitts, weshalb die Bruttoquerschnittswerte nach Tabelle 4.1 verwendet werden. Die Betonspannungen σ_c werden nach [2] mit der Formel 4.44 berechnet.

$$\sigma_c = \frac{N}{A_n} + \frac{M_y}{I_{n,y}} * z_n \quad (4.44)$$

Die Spannungen werden am oberen Querschnittsrand σ_o , am unteren Querschnittsrand σ_u und auf der Höhe der Vorspannung σ_p berechnet und befinden sich in der Tabelle F.1. Die Spannungsverläufe an den Querschnittsrändern werden in den Abbildungen 4.83 und 4.84 dargestellt, wobei die Erklärung der Farben und der Sprünge bereits bei den Schnittgrößenverläufen vorgenommen wurde.

Die schwarzen Linien stellen die Begrenzungen der Spannungen dar, wobei f_{ctm} die Zugfestigkeit ist, $0,45 \cdot f_{ck}$ die Druckfestigkeitsgrenze darstellt, bevor nichtlineares Kriechen berücksichtigt werden muss und $0,60 \cdot f_{ck}$ die Druckfestigkeitsgrenze darstellt, bevor die Druckzone des Querschnitts versagt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

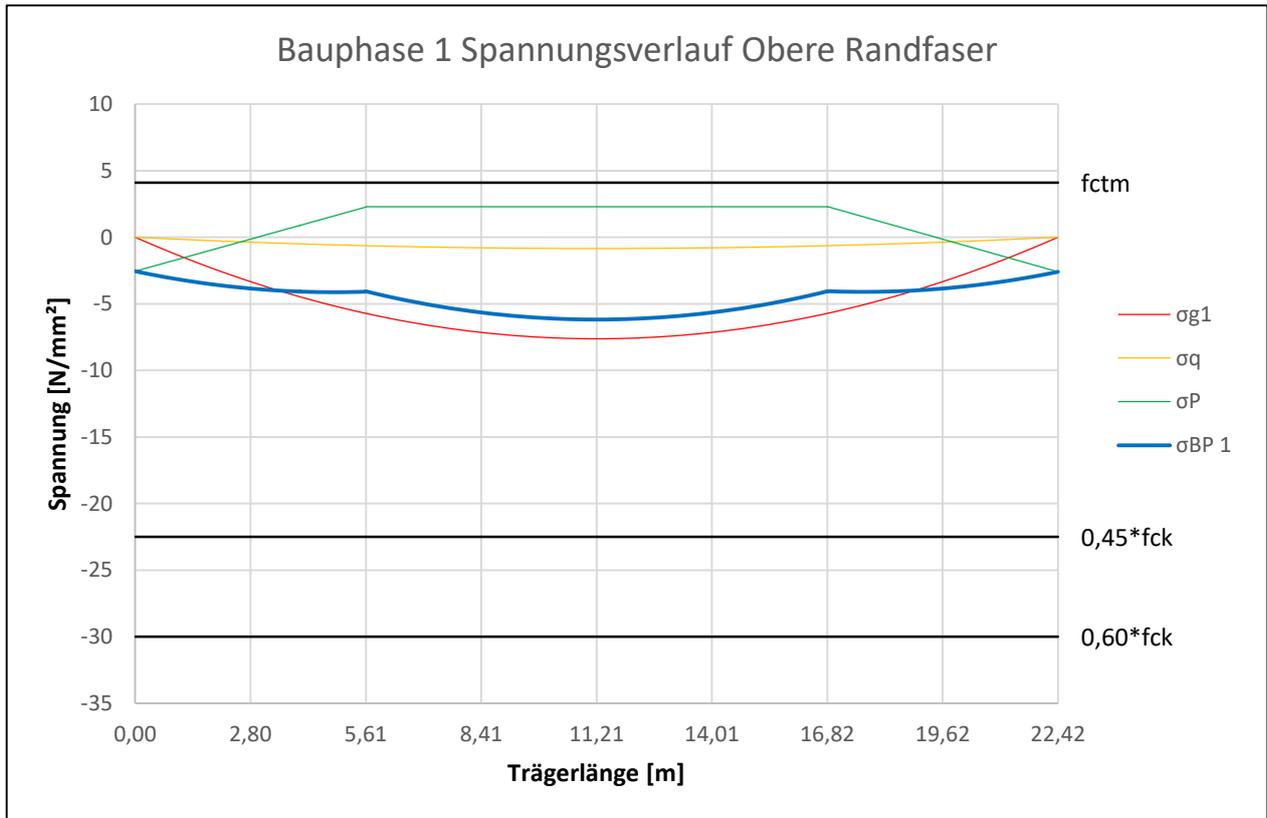


Abb. 4.83: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

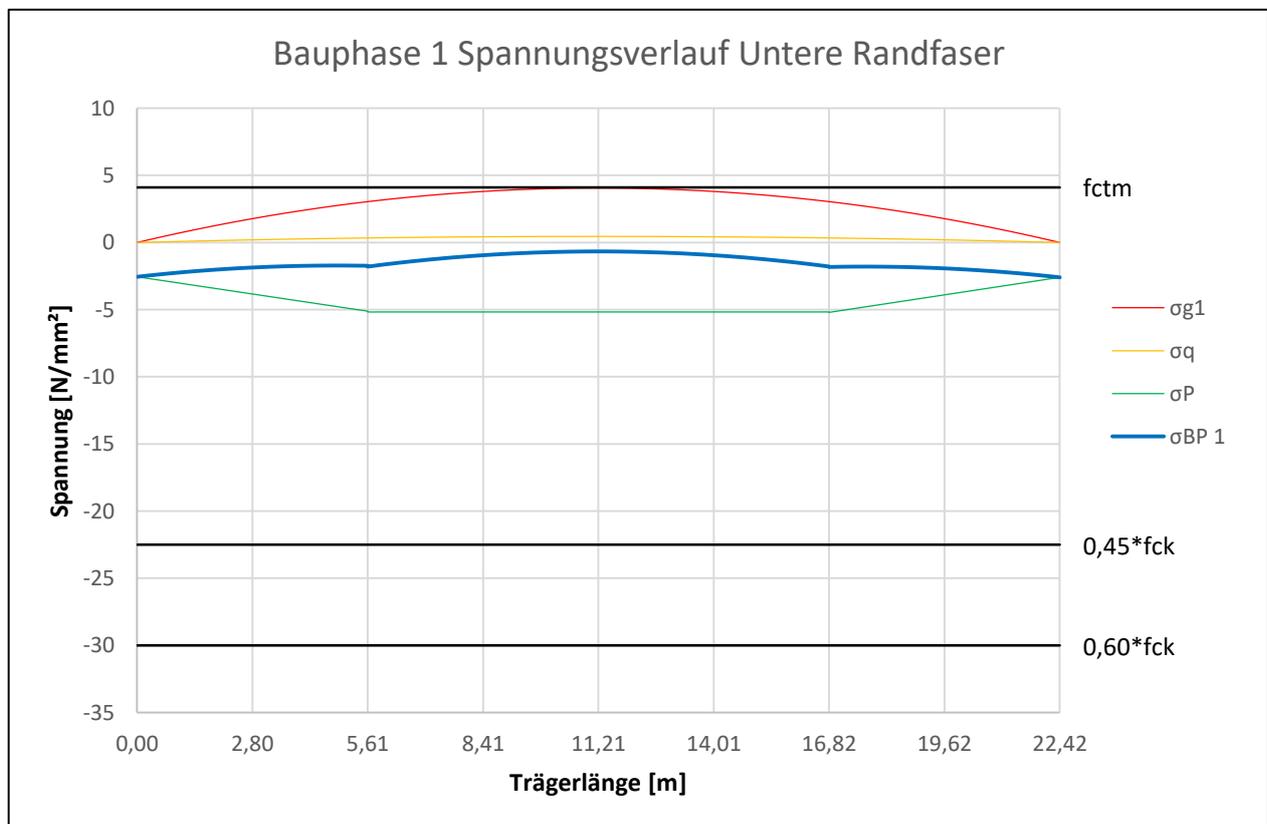


Abb. 4.84: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Zusätzlich muss für die Spannkraftverluste die Betonspannung auf Höhe der Vorspannung über die Länge gemittelt berechnet werden. Dazu werden die Momente der gering vorgespannten Variante mit dem Schwerpunktabstand der Vorspannung $z_{c,p}$ mithilfe der Integraltafeln laut [24] überlagert. Im ersten Bereich von 0,00 m bis 5,61 m bilden die Schwerpunktabstände ein Dreieck und die Momente des Eigengewichts vereinfacht eine halbe Parabel. Im zweiten Bereich von 5,61 m bis 16,82 m bilden die Schwerpunktabstände ein Rechteck und die Momente ein Rechteck mit einer Parabel. Der Bereich von 16,82 m bis 22,42 m ist ident zum ersten Bereich. Zusätzlich wird noch die Trägermitte für die Nachweise benötigt. Für diese Bereiche werden die Betonspannungen auf Höhe der Vorspannung $\sigma_{c,p}$ ermittelt und anschließend über die Länge gemittelt, um die durchschnittliche Spannung $\sigma_{cm,p}$ zu erhalten. Auch diese Werte befinden sich in der Tabelle F.1. In den nachfolgenden Gleichungen befinden sich die Berechnungen der Überlagerungen der einzelnen Bereiche $\sigma_{c,p}^1$ und $\sigma_{c,p}^2$ sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$.

$$\sigma_{c,p}^1 = \frac{\frac{5}{12} * M * z}{I_y} = \frac{\frac{5}{12} * 33929 * 39,14}{5227875} = 0,1058 \text{ kN/cm}^2 \equiv 1,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c,p}^2 &= \frac{M * z}{I_{n,y}} + \frac{\frac{2}{3} * M * z}{I_{n,y}} = \frac{33929 * 39,14}{5198005,07} + \frac{\frac{2}{3} * (45239 - 33929) * 39,14}{5198005,07} \\ &= 0,3122 \text{ kN/cm}^2 \equiv 3,12 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cm,p} &= \frac{\sigma_{c,p}^1 * 5,61 + \sigma_{c,p}^2 * (16,82 - 5,61) + \sigma_{c,p}^1 * (22,42 - 16,82)}{22,42} \\ &= \frac{1,06 * 5,61 + 3,12 * (16,82 - 5,61) + 1,06 * (22,42 - 16,82)}{22,42} \\ &= 2,09 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Schnittgrößen und Spannungen des Lastfalls Nutzlast der Bauphase 1 befinden sich in der Tabelle F.2. Der Verlauf der Schwerpunktabstände der Vorspannung der gering vorgespannten Variante und des Moments ist ident zur Bauphase 1. Die durchschnittliche Spannung wird deshalb wie in Bauphase 1 berechnet und befindet sich in Tabelle F.2.

Für den Lastfall Vorspannung der ersten Bauphase 1 befinden sich die Schnittgrößen und Spannungen in der Tabelle F.3. Der Momentenverlauf unterteilt sich auch hier in 3 Bereiche ident zum Schwerpunktabstandverlauf. Der Schwerpunktabstandverlauf ist für jeden Lastfall ident. Im ersten Bereich von 0 m bis 5,61 m werden zwei Dreieckverläufe überlagert. Im zweiten Bereich von 5,61 m bis 16,82 m wird ein Rechteckverlauf mit einem

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

annähernden Rechteckverlauf überlagert. Im dritten Bereich von 16,82 m bis 22,42 m werden ebenfalls zwei Dreieckverläufe überlagert. Zusätzlich werden zu den Spannungen aus der Überlagerung die Normalspannungen hinzugerechnet. In den nachfolgenden Gleichungen befinden sich die Berechnungen der Überlagerungen der einzelnen Bereiche $\sigma_{c,p}^1$, $\sigma_{c,p}^2$ und $\sigma_{c,p}^3$ sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$.

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^1 &= \frac{\frac{1}{3} * M * z}{I_y} + \frac{N}{A} = \frac{\frac{1}{3} * (-28594) * 39,14}{5227875} + \frac{(-743,46)}{2880} = -0,3295 \text{ kN/cm}^2 \\ &\equiv -3,30 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^2 &= \frac{M * z}{I_{n,y}} + \frac{N}{A_n} = \frac{(-28902) * 39,14}{5198005,07} + \frac{(-743,46)}{2860,37} = -0,4775 \text{ kN/cm}^2 \\ &\equiv -4,78 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^3 &= \frac{\frac{1}{3} * (-29073) * 39,14}{5227875} + \frac{(-747,87)}{2880} = -0,3322 \text{ kN/cm}^2 \\ &\equiv -3,32 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cm,p} &= \frac{\sigma_{c,p}^1 * 5,61 + \sigma_{c,p}^2 * (16,82 - 5,61) + \sigma_{c,p}^3 * (22,42 - 16,82)}{22,42} \\ &= \frac{(-3,30) * 5,61 + (-4,78) * (16,82 - 5,61) + (-3,32) * (22,42 - 16,82)}{22,42} \\ &= -4,04 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Die Schnittgrößenverläufe und Spannungsverläufe der hoch vorgespannten Variante sind gemeinsam mit dem Lastfall der Bauphase 2 im folgenden Kapitel dargestellt. Die Berechnung der mittleren Spannungen für die zeitabhängigen Verluste wird bei dieser Variante vernachlässigt.

Da die Vorspannung extern hergestellt wird, werden an den Stellen der Neigungsänderungen Umlenksattel benötigt. Diese werden durch die Umlenkkräfte belastet, wobei die Last U mit 31,16 kN und das statische System mit einer Länge l von 0,73 m bereits im Kapitel 4.6 in Abbildung 4.47 ist. Das Moment M_{pk} beträgt laut nachfolgender Berechnung 5,69 kNm, die Widerstandsmomente $W_{c,o}$ und $W_{c,u}$ betragen 2.333,33 cm³ und die Spannungen am oberen $\sigma_{o,pk}$ und am unteren Rand $\sigma_{u,pk}$ betragen 2,44 N/mm² mit unterschiedlichem Vorzeichen.

$$M_{pk} = \frac{U * l}{4} = \frac{31,16 * 73,00}{4} = 569 \text{ kNcm} \equiv 5,69 \text{ kNm}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$W_{c,o} = W_{c,u} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{35 * 20^2}{6} = 2.333,33 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{o,pk} = \sigma_{u,pk} = \frac{M_{pk}}{W_c} = \frac{569}{2.333,33} = \pm 0,2437 \text{ kN/cm}^2 \equiv \pm 2,44 \text{ N/mm}^2$$

4.9.2 Bauphase 2

In den Abbildungen 4.85, 4.86 und 4.87 sind die Momentenverläufe, Querkraftverläufe und Normalkraftverläufe für die gering vorgespannte Variante abgebildet. Die blauen Linien stellen die Lastkombination der Lasten der Bauphase 1 dar. Die grünen Linien bilden den Lastfall „Auflager betonieren“ der Bauphase 2 ab und die roten Linien zeigen die Addition der Lastfälle der Bauphase 1 und 2, wobei die Addition eine charakteristische und eine quasiständige Lastfallkombination darstellt. In den Abbildungen 4.88 und 4.89 sind die dazugehörigen Spannungsverläufe an den Querschnittsrändern mit den Spannungsgrenzen dargestellt

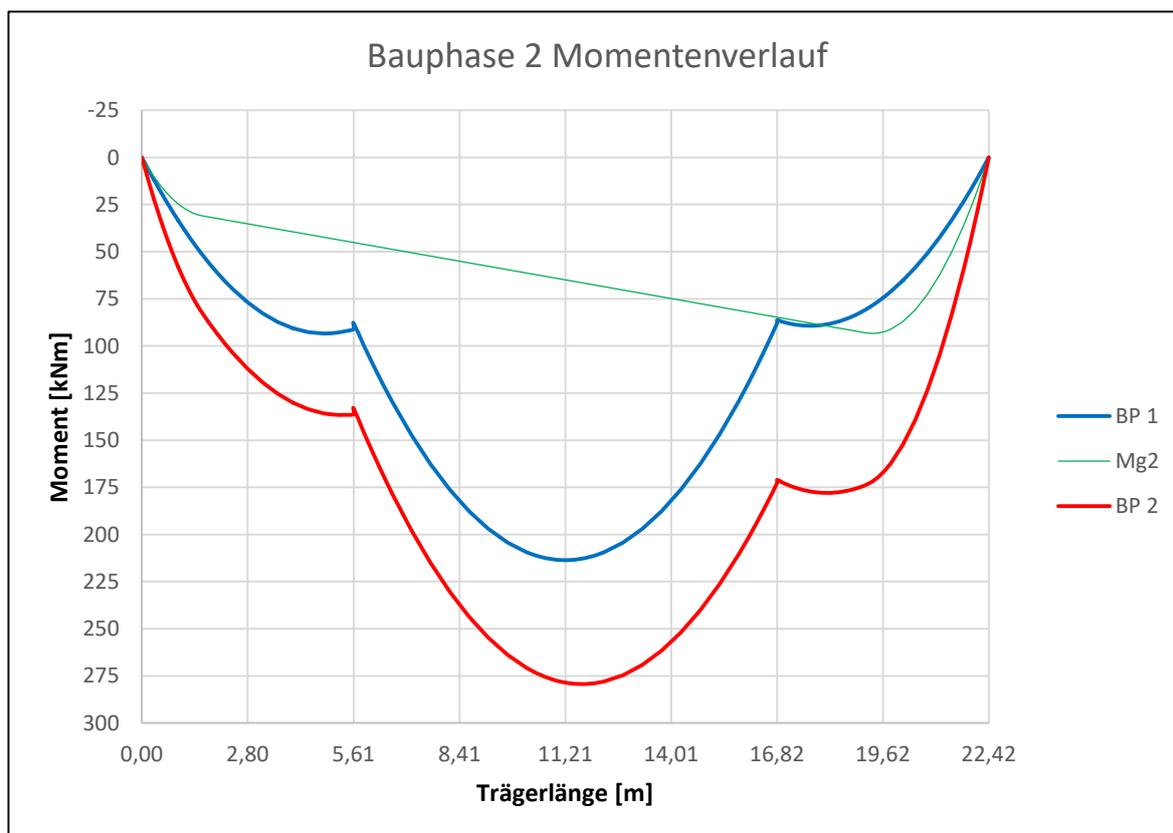


Abb. 4.85: Momentenlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

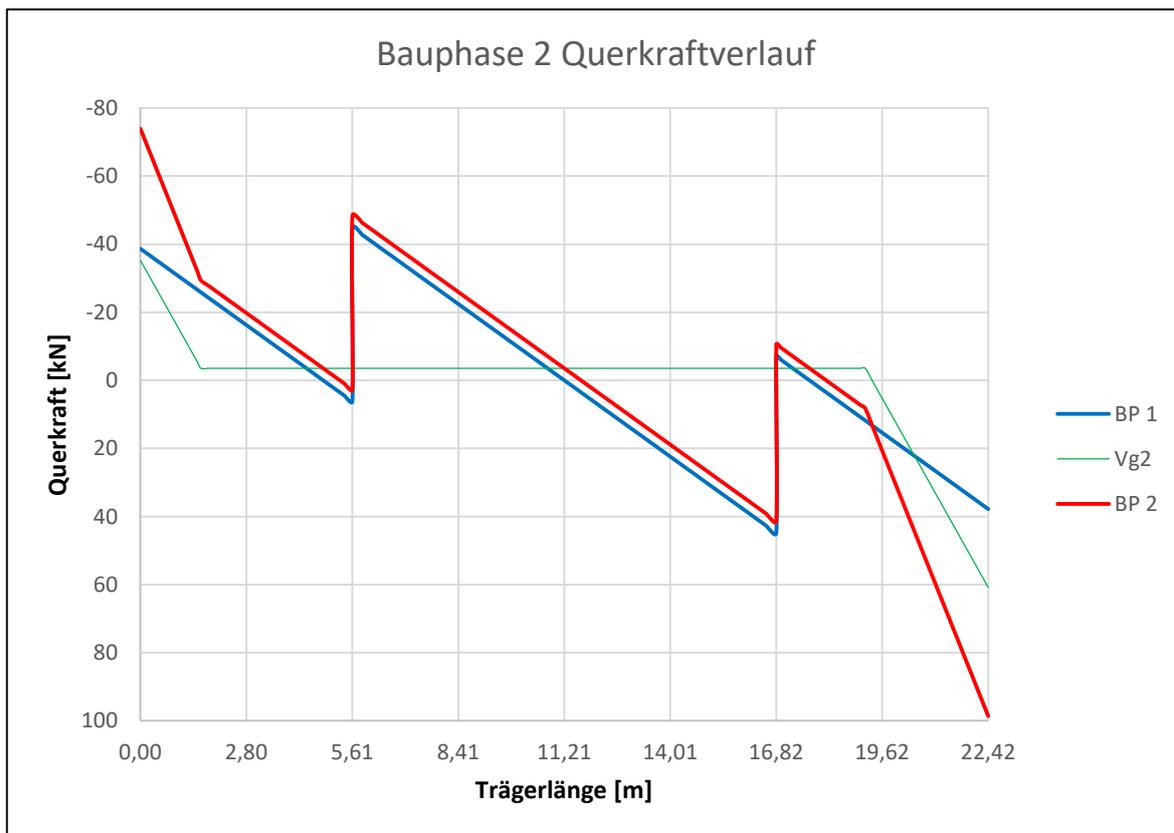


Abb. 4.86: Querkraftlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

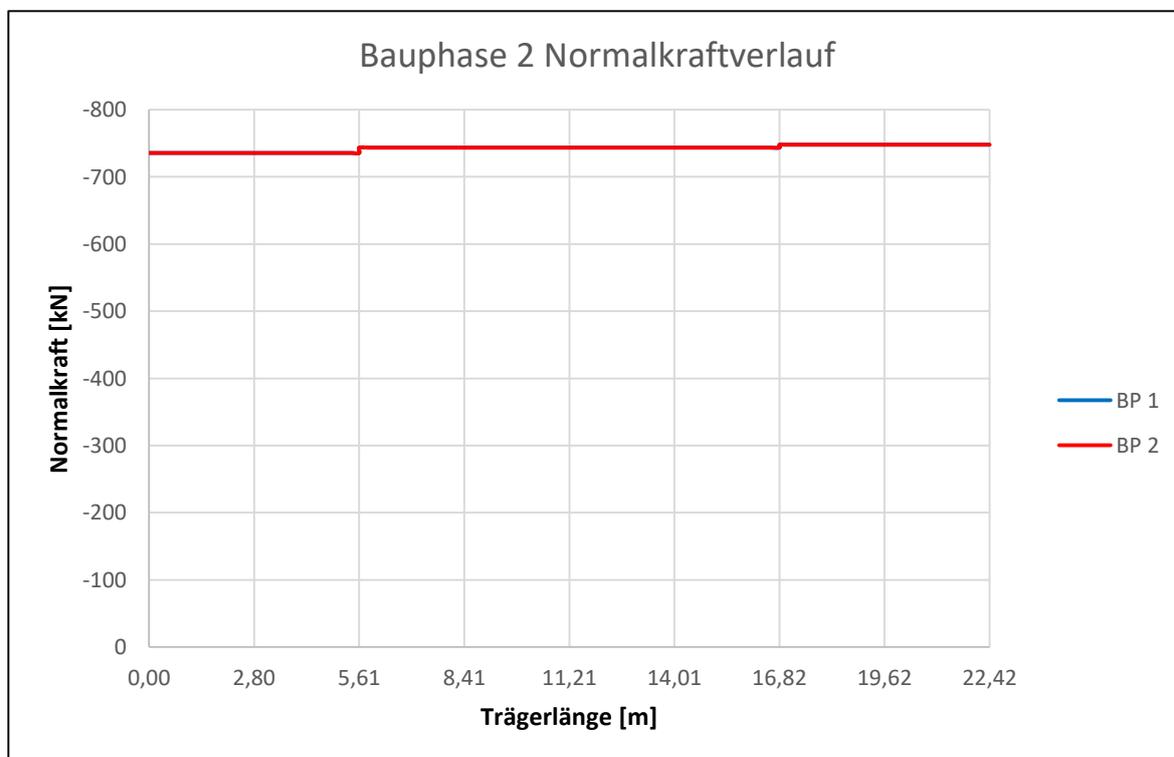


Abb. 4.87: Normalkraftlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

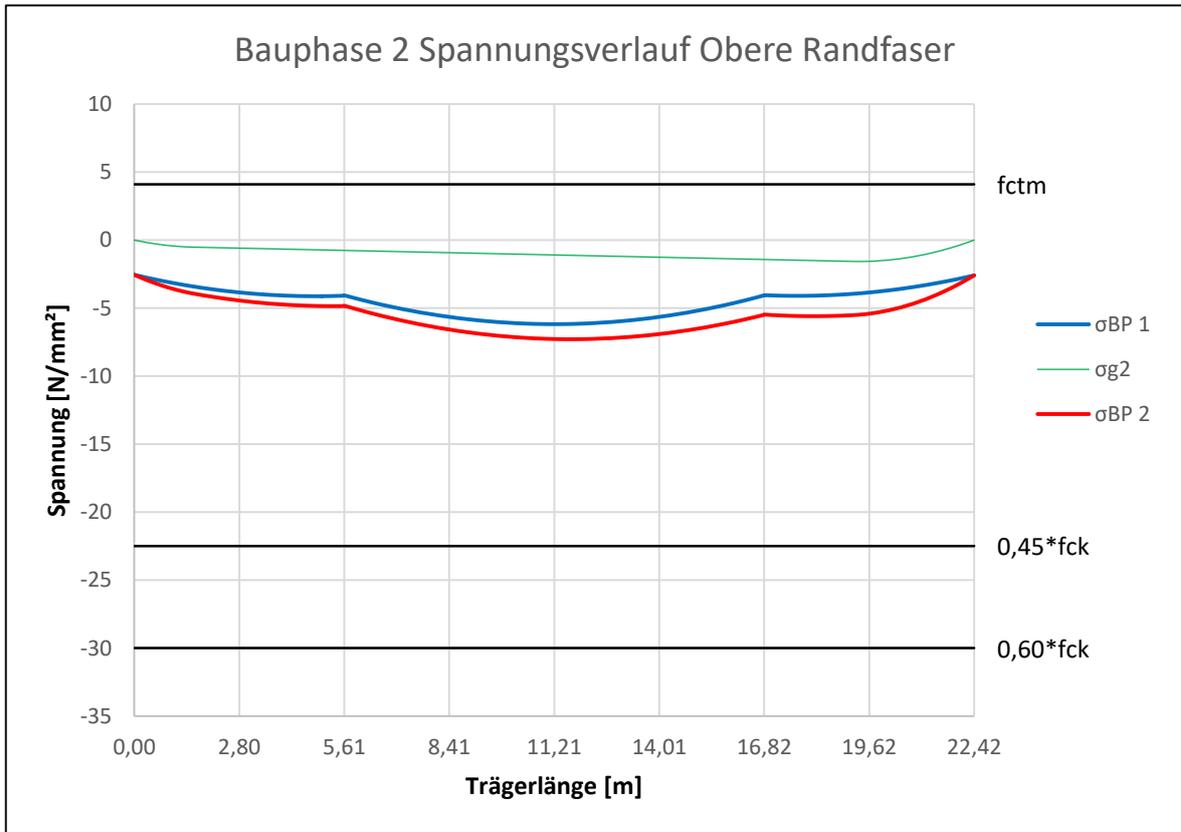


Abb. 4.88: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

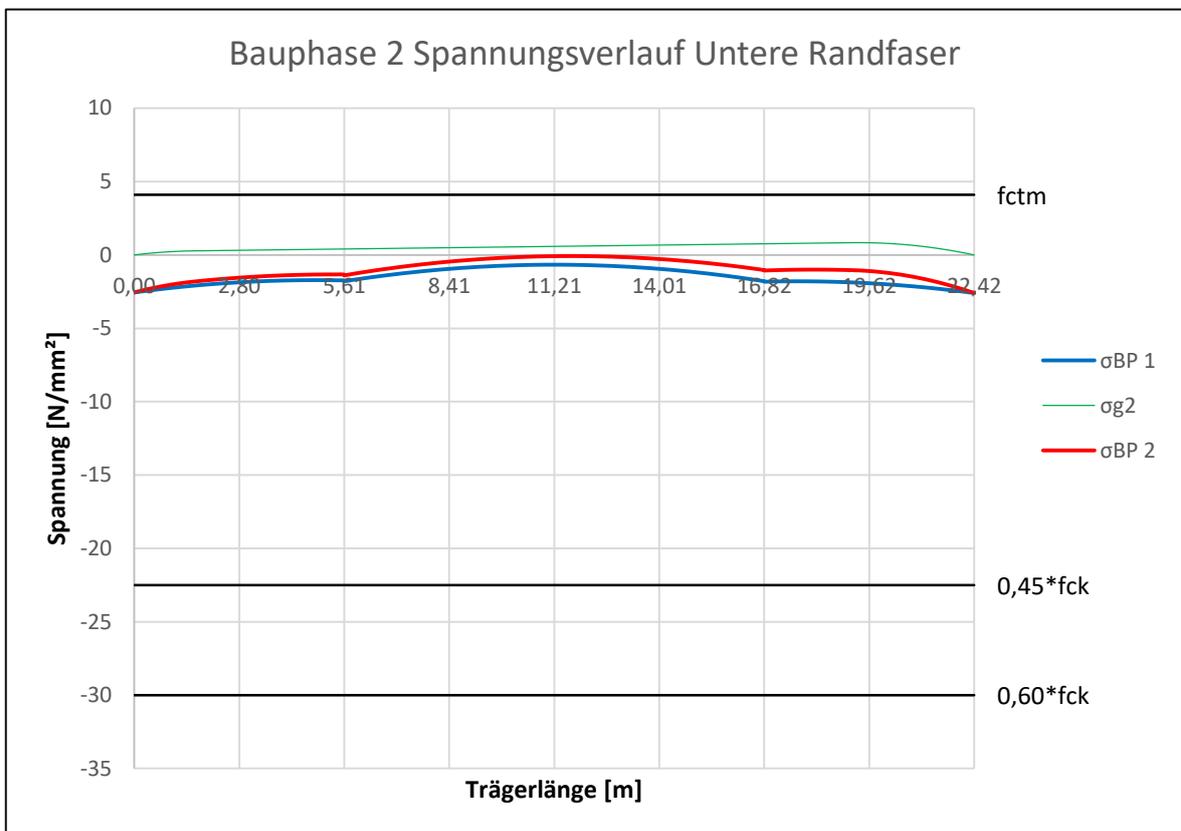


Abb. 4.89: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 2 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In der Tabelle F.4 sind die Schnittgrößen, Querschnittswerte und Spannungen der gering vorgespannten Variante an 7 Stellen aufgelistet. Wie in Bauphase 1 werden im Bereich von 5,61 m bis 16,82 m die Netto-Querschnittswerte und außerhalb dieses Bereichs die Bruttoquerschnittswerte verwendet. Die Schnittkräfte und Spannungen in der Trägermitte werden für die Nachweise benötigt, da hier das größte Moment auftritt.

Die Stellen 1,60 m und 19,17 m werden untersucht, da hier die Last des Betongewichts endet beziehungsweise beginnt. Die Lage der Vorspannung bezüglich der Schwerachse $z_{c,p}$ wird nachfolgend für die zweite Bauphase berechnet und beträgt 111 mm an der Stelle 1,60 m und 225 mm an der Stelle 19,17 m.

$$\frac{5,61}{38,87} = \frac{1,60}{z_{c,p}(1,60)}$$

$$z_{c,p}(1,60) = \frac{1,60 * 38,87}{5,61} = 11,10 \text{ cm}$$

$$\frac{(22,42 - 16,82)}{38,87} = \frac{(22,42 - 19,17)}{z_{c,p}(19,17)}$$

$$z_{c,p}(19,17) = \frac{(22,42 - 19,17) * 38,87}{(22,42 - 16,82)} = 22,54 \text{ cm}$$

Die durchschnittliche Spannung $\sigma_{cm,p}$ dieses Lastfalls muss auf 5 Bereiche unterteilt werden. Der Momentenverlauf ist in Abbildung 4.85 ersichtlich, der Schwerpunktabstandverlauf hat sich nicht verändert. Der erste Bereich geht von 0 m bis 1,60 m und der fünfte Bereich geht von 19,17 m bis 22,42 m. In diesen Bereichen wird je ein Dreiecksverlauf vereinfachend mit einer halben Parabel überlagert. In den Bereichen zwei von 1,60 m bis 5,61 m und vier von 16,82 m bis 19,17 m werden je zwei Trapezverläufe überlagert. Im dritten Bereich von 5,61 m bis 16,82 m wird ein Trapezverlauf mit einem Rechteckverlauf überlagert. Die Formeln für die Überlagerung werden [24] entnommen. In den nachfolgenden Gleichungen befinden sich die Berechnungen der Überlagerungen der einzelnen Bereiche $\sigma_{c,p}^1$ bis $\sigma_{c,p}^5$ sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$.

$$\sigma_{c,p}^1 = \frac{\frac{5}{12} * M * z}{I_y} = \frac{\frac{5}{12} * 3100 * 11,10}{5.227.875} = 0,0027 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,03 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\sigma_{c,p}^2 = \frac{\frac{1}{6} * (2 * M_l * z_l + M_l * z_r + M_r * z_l + 2 * M_r * z_r)}{I_y}$$

$$= \frac{\frac{1}{6} * (2 * 3100 * 11,10 + 3100 * 39,14 + 4515 * 11,10 + 2 * 4515 * 39,14)}{5.227.875}$$

$$= 0,0189 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,p}^3 = \frac{\frac{1}{2} * (M_l + M_r) * z}{I_{n,y}} = \frac{\frac{1}{2} * (4515 + 8476) * 39,14}{5.198.005,07} = 0,0489 \text{ kN/cm}^2$$

$$\equiv 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,p}^4 = \frac{\frac{1}{6} * (2 * 8476 * 39,14 + 8476 * 22,54 + 9340 * 39,14 + 2 * 9340 * 22,54)}{5.227.875}$$

$$= 0,0523 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,p}^5 = \frac{\frac{5}{12} * 9340 * 22,54}{5.227.875} = 0,0168 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm,p} = [\sigma_{c,p}^1 * 1,60 + \sigma_{c,p}^2 * (5,61 - 1,60) + \sigma_{c,p}^3 * (16,82 - 5,61) + \sigma_{c,p}^4 * (19,17 - 16,82) + \sigma_{c,p}^5 * (22,42 - 19,17)] * \frac{1}{22,42}$$

$$= [0,03 * 1,60 + 0,19 * (5,61 - 1,60) + 0,49 * (16,82 - 5,61) + 0,52 * (19,17 - 16,82) + 0,17 * (22,42 - 19,17)] * \frac{1}{22,42}$$

$$= 0,36 \text{ N/mm}^2$$

Bei der hoch vorgespannten Variante werden die Lasten der ersten und der zweiten Bauphase in ein Diagramm zusammengefasst. Die Schnittgrößenverläufe sind in den Abbildungen 4.90, 4.91 und 4.92. Dabei ist das Eigengewicht des trogförmigen Querschnitts rot, die Nutzlast während der Bauausführung gelb, der Lastfall Auflager betonieren der Bauphase 2 blau, die Vorspannung der ersten zwei Bauphasen grün und die Addition der eben erwähnten Lastfälle violett.

In den Abbildungen 4.93 und 4.94 sind die dazugehörigen Spannungen abgebildet. Bei den charakteristischen beziehungsweise quasiständigen Kombinationen werden die Spannungen für die Lastfälle einzeln berechnet und anschließend addiert, da die Querschnittswerte der einzelnen Bauphasen unterschiedlich sind. Die Berechnung der mittleren Spannungen für die Verluste wird bei dieser Variante vernachlässigt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

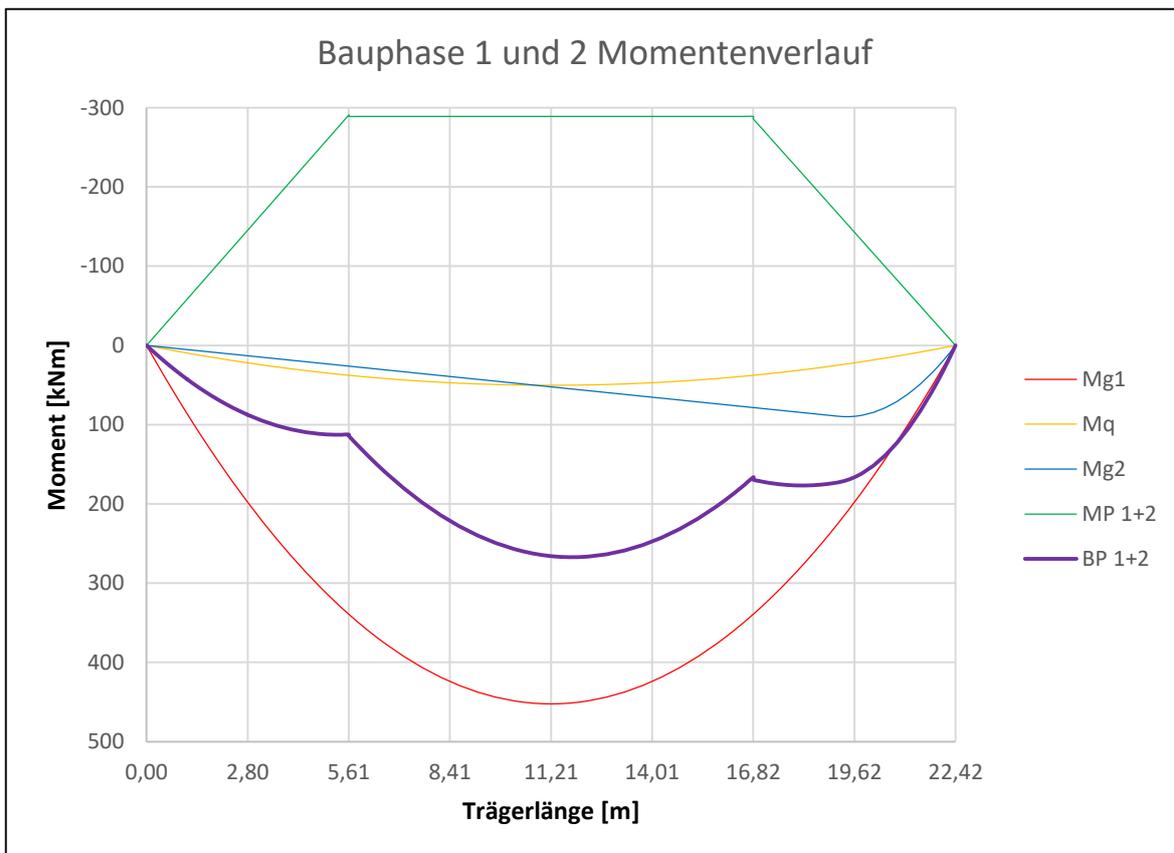


Abb. 4.90: Momentenlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

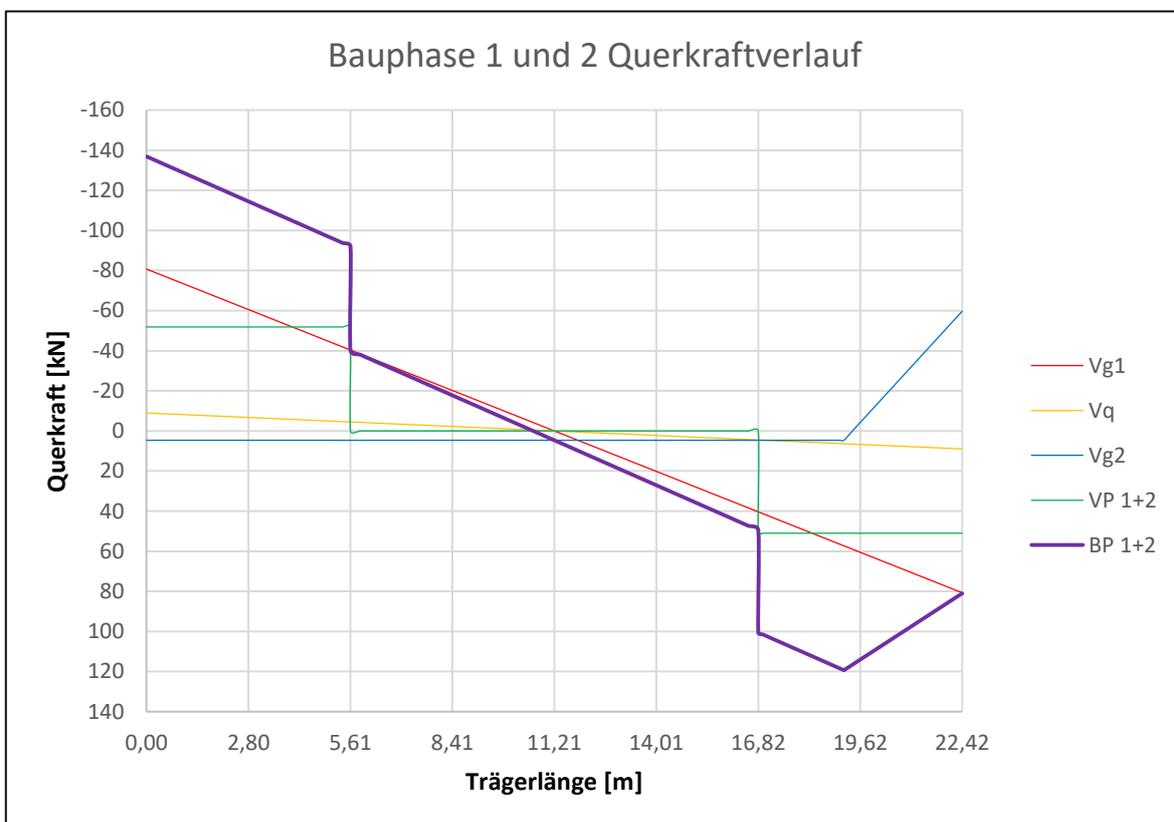


Abb. 4.91: Querkraftlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

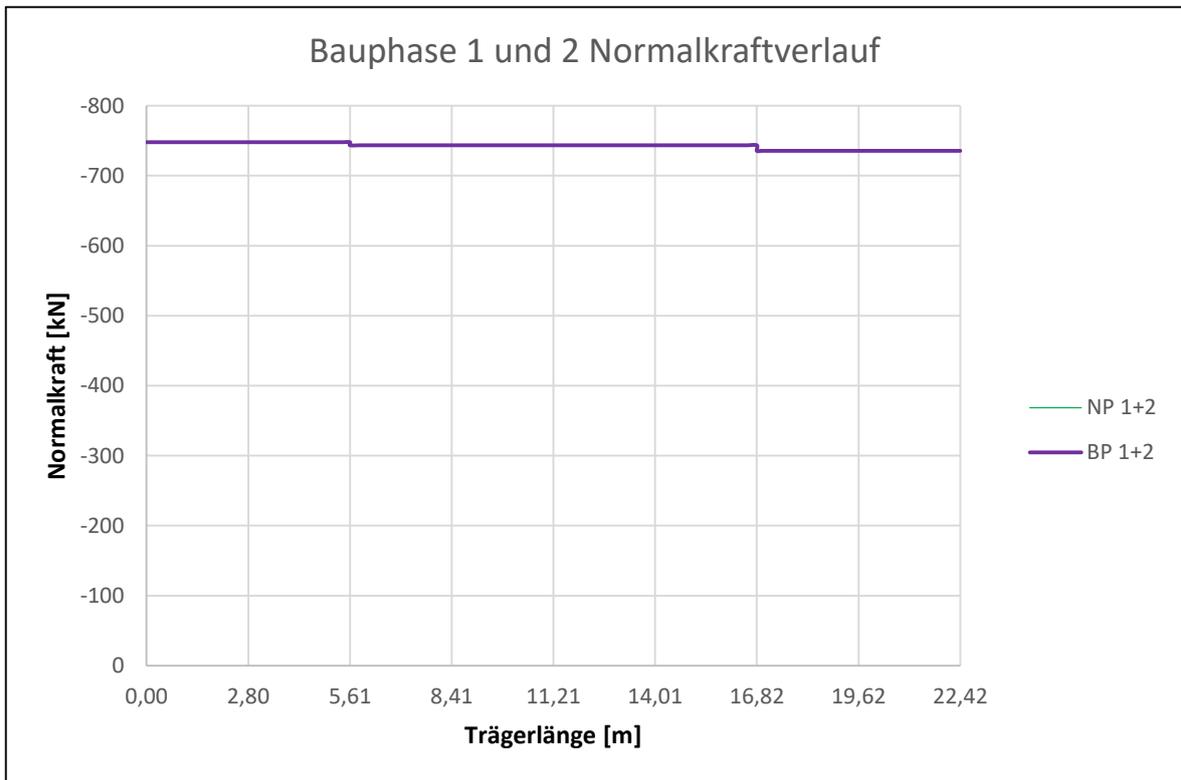


Abb. 4.92: Normalkraftlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

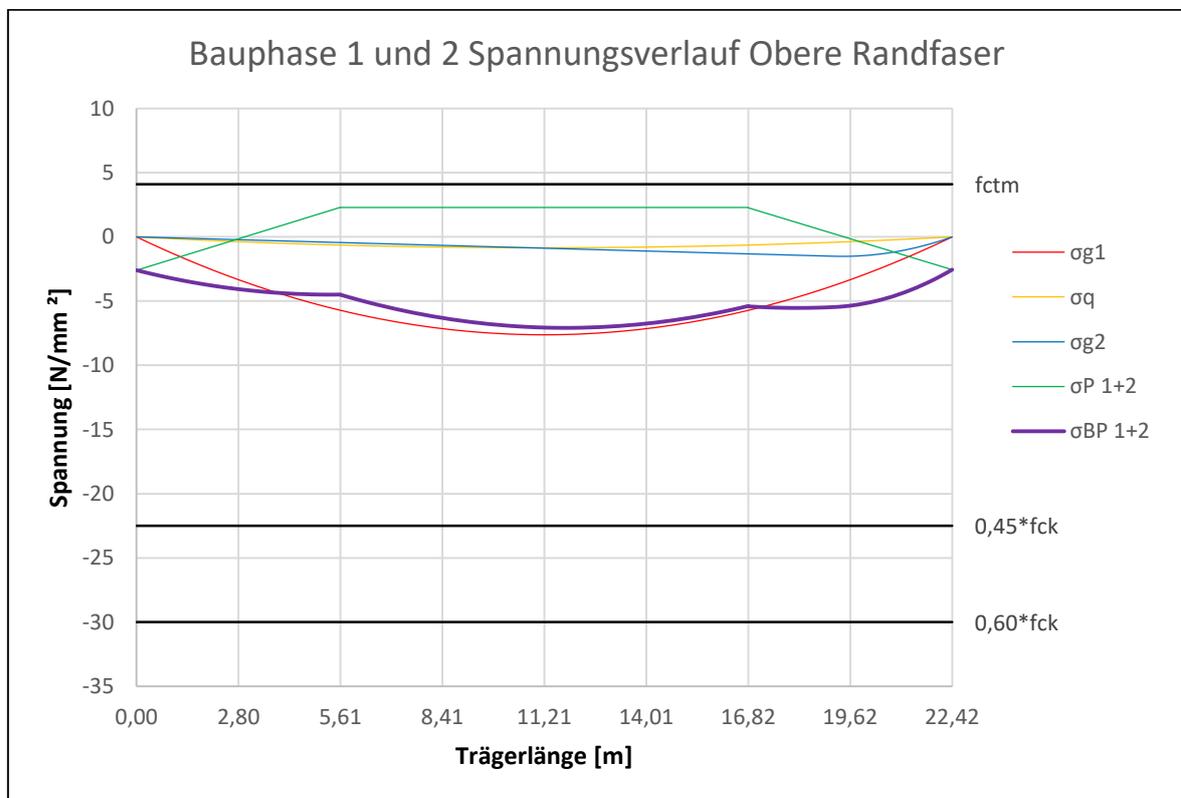


Abb. 4.93: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

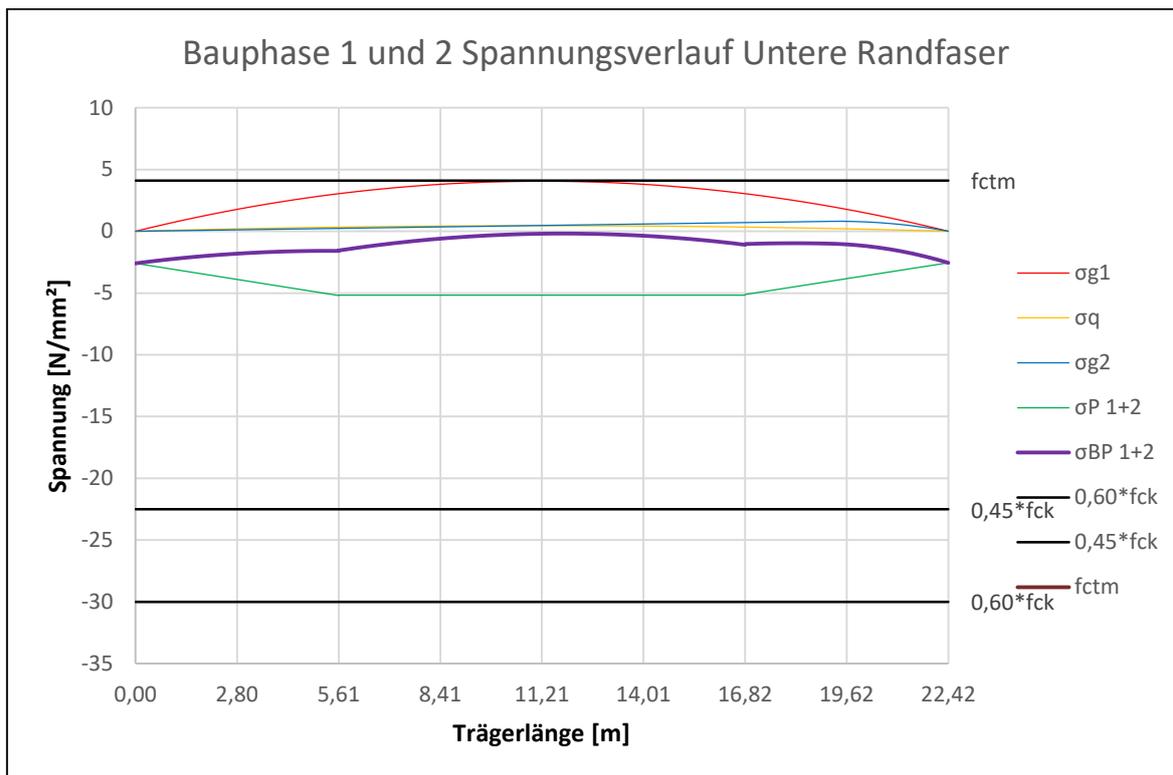


Abb. 4.94: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

Durch die Last des Betongewichts werden vor allem die dünnen Elementwände und die Bodenplatte belastet. Aus diesem Grund wird der Betoniervorgang in zwei Arbeitsschritte unterteilt. Die Belastung aufgrund des Betongewichts auf die Bodenplatte $g_{2k,BP}$ mit 18,75 kN/m und auf die Wände $g_{2k,W}$ mit 15 kN/m und die statischen Systeme der Wände mit einer Länge von 0,60 m und der Bodenplatte mit einer Länge von 0,73 m befinden sich im Kapitel 4.6 in Abbildung 4.50. Diese Werte beziehen sich auf eine Länge von 1,00 m. Das Moment in der Feldmitte der Bodenplatte $M_{g_{2k,BP}}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 1,25 kNm, die Widerstandsmomente oben $W_{c,o,BP}$ und unten $W_{c,u,BP}$ betragen 3.750 cm³ und die Spannungen am oberen Rand $\sigma_{o,g_{2k,BP}}$ und unteren Rand $\sigma_{u,g_{2k,BP}}$ betragen 0,33 N/mm² mit unterschiedlichen Vorzeichen. Das Moment an der Einspannstelle bei der Bodenplatte $M_{g_{2k,W}}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 0,90 kNm, die Widerstandsmomente $W_{c,o,W}$ und $W_{c,u,W}$ betragen 816,67 cm³ und die Spannungen $\sigma_{o,g_{2k,W}}$ und $\sigma_{u,g_{2k,W}}$ betragen 1,10 N/mm² mit unterschiedlichen Vorzeichen.

$$M_{g_{2k,BP}} = \frac{g_{2k,BP} * l^2}{8} = \frac{18,75 * 0,73^2}{8} = 1,25 \text{ kNm} \equiv 125 \text{ kNcm}$$

$$W_{c,o,BP} = W_{c,u,BP} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 15^2}{6} = 3.750 \text{ cm}^3$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\sigma_{o,g2k,BP} = \sigma_{u,g2k,BP} = \frac{M_{g2k,BP}}{W_c} = \frac{124,90}{3.750} = \pm 0,0333 \text{ kN/cm}^2 \equiv \pm 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{g2k,W} = \frac{g_{2k,W} * l^2}{6} = \frac{15 * 0,60^2}{6} = 0,90 \text{ kNm} \equiv 90 \text{ kNcm}$$

$$W_{c,o,W} = W_{c,u,W} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 7^2}{6} = 816,67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{o,g2k,W} = \sigma_{u,g2k,W} = \frac{M_{g2k,W}}{W_c} = \frac{90}{816,67} = \pm 0,1102 \text{ kN/cm}^2 \equiv 1,10 \text{ N/mm}^2$$

Da die Vorspannung extern hergestellt wird, werden an den Stellen der Neigungsänderungen Umlenksattel benötigt. Diese werden durch die Umlenkkräfte belastet, wobei die Last U mit 120,84 kN und das statische System mit einer Länge l von 0,73 m bereits im Kapitel 4.6 beschrieben ist. Das Moment M_{pk} beträgt laut nachfolgender Berechnung 22,05 kNm, die Widerstandsmomente $W_{c,o}$ und $W_{c,u}$ betragen 7.200 cm³ und die Spannungen am oberen $\sigma_{o,pk}$ und am unteren Rand $\sigma_{u,pk}$ betragen 3,06 N/mm² mit unterschiedlichen Vorzeichen.

$$M_{pk} = \frac{U * l}{4} = \frac{120,84 * 73}{4} = 2.205 \text{ kNcm} \equiv 22,05 \text{ kNm}$$

$$W_{c,o} = W_{c,u} = \frac{b * h^2}{6} = \frac{48 * 30^2}{6} = 7.200 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{o,pk} = \sigma_{u,pk} = \frac{M_{pk}}{W_c} = \frac{2.205}{7.200} = \pm 0,3063 \text{ kN/cm}^2 \equiv \pm 3,06 \text{ N/mm}^2$$

4.9.3 Bauphase 3

In den Abbildungen 4.95, 4.96 und 4.97 sind die Momentenverläufe, Querkraftverläufe und Normalkraftverläufe für die gering vorgespannte Variante dargestellt. In rot ist die Lastfallkombination der Bauphase 1 und 2 abgebildet und in blau ist der Lastfall „Querschnitt betonieren“ der Bauphase 3 dargestellt. Der Lastfall der dritten Bauphase wird zu der bestehenden Lastfallkombination addiert und ergibt die charakteristische beziehungsweise quasiständige Lastfallkombination der Bauphase 1 bis 3 in grün.

In den Abbildungen 4.98 und 4.99 sind die Spannungsverläufe am oberen und am unteren Querschnittsrand mit den Spannungsgrenzen abgebildet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

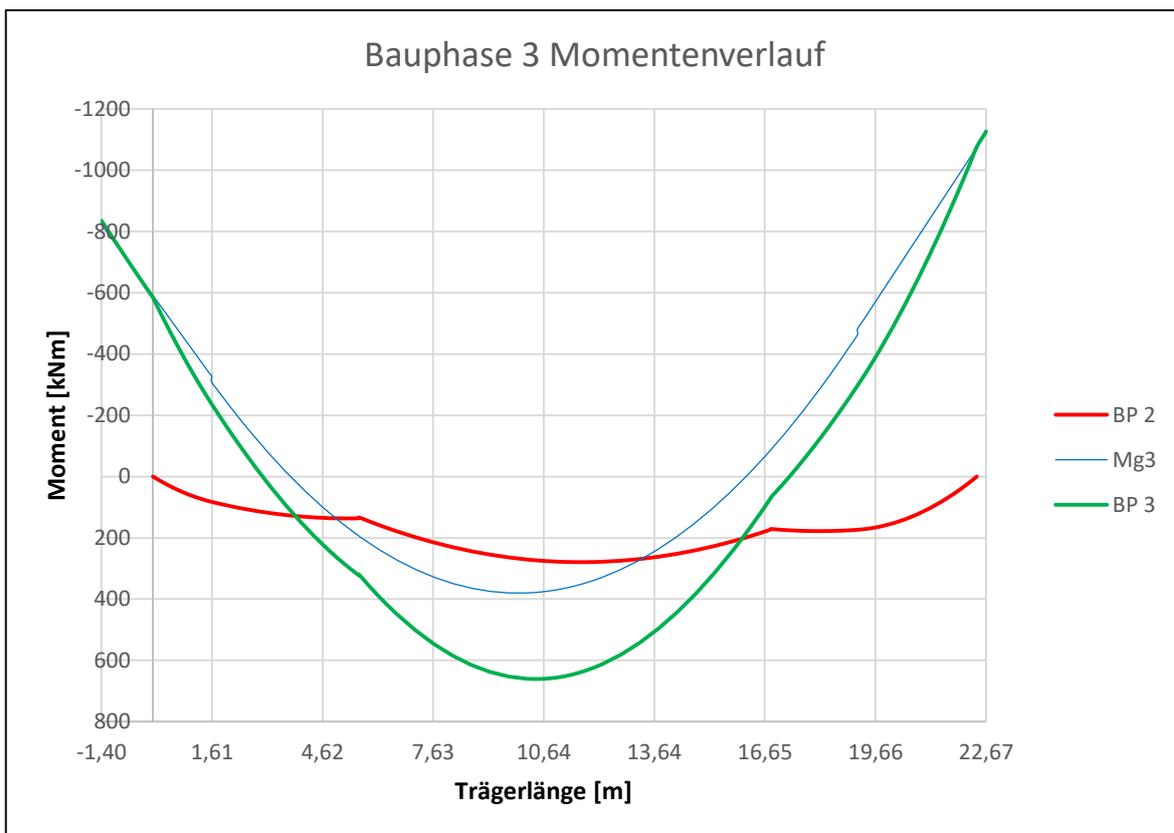


Abb. 4.95: Momentenlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

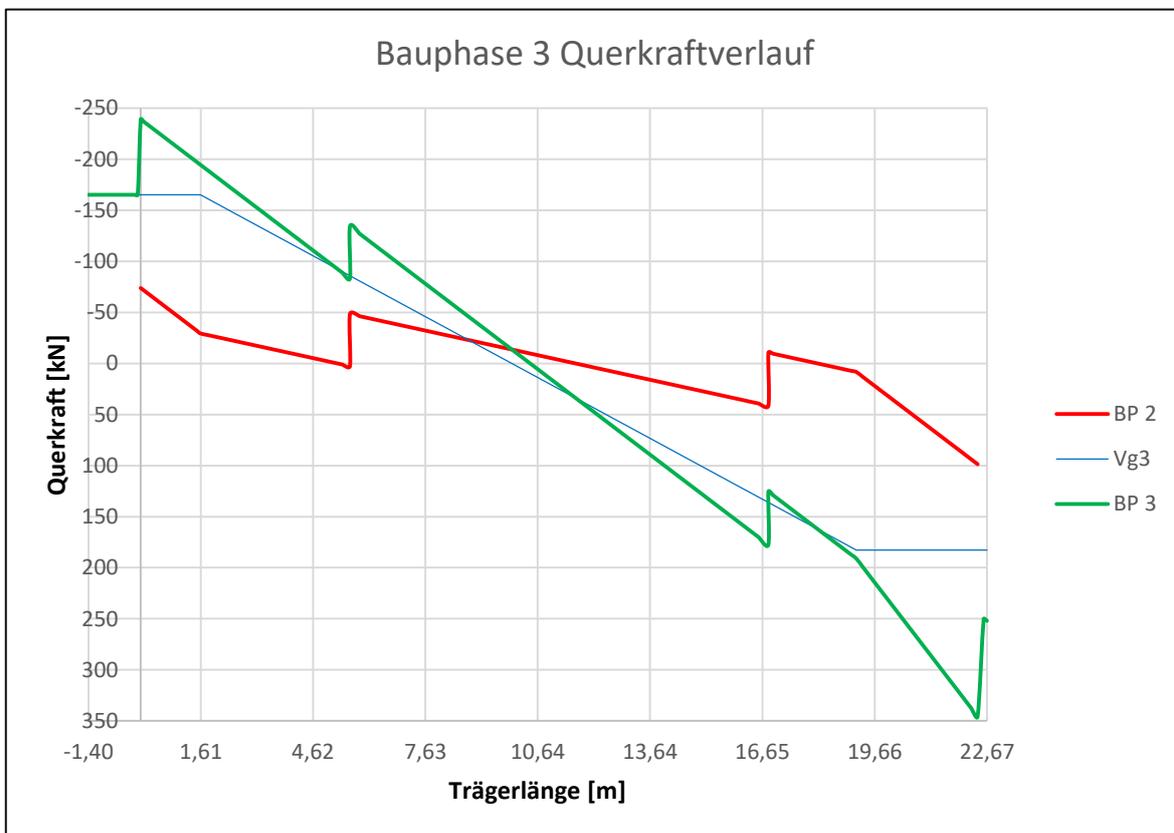


Abb. 4.96: Querkraftlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

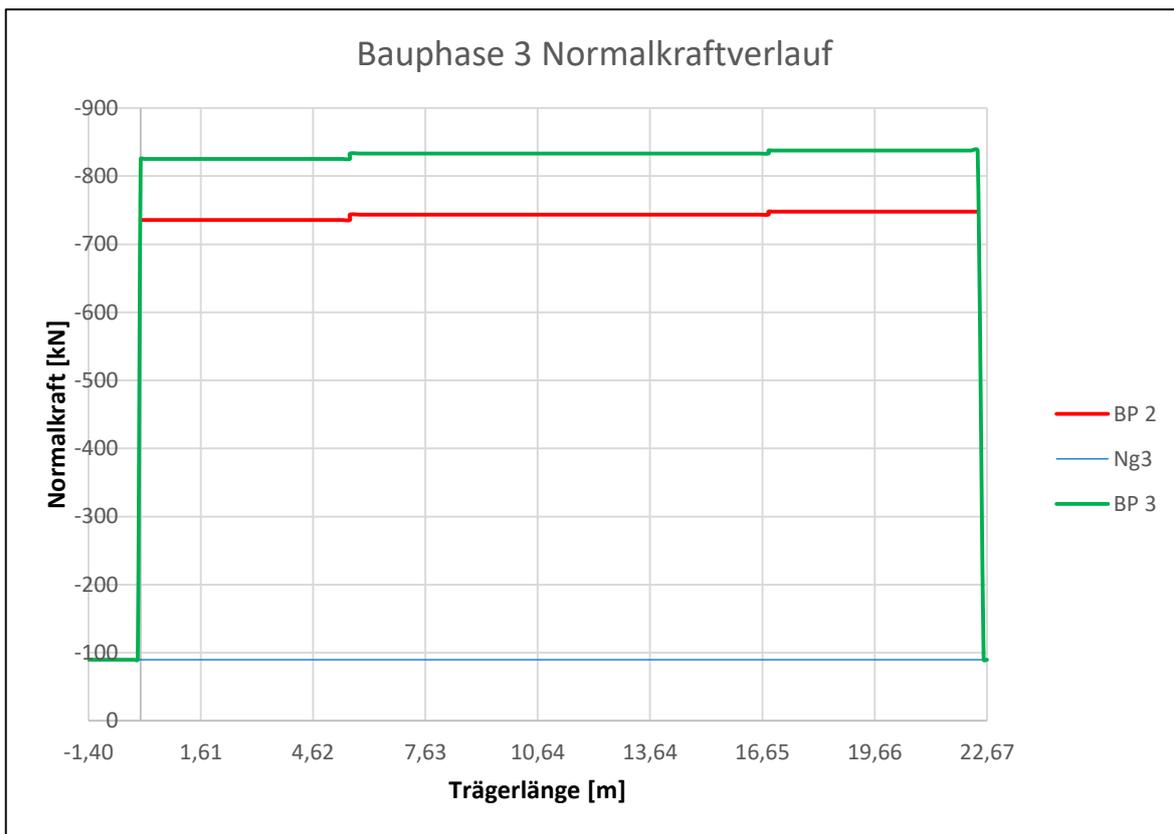


Abb. 4.97: Normalkraftlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

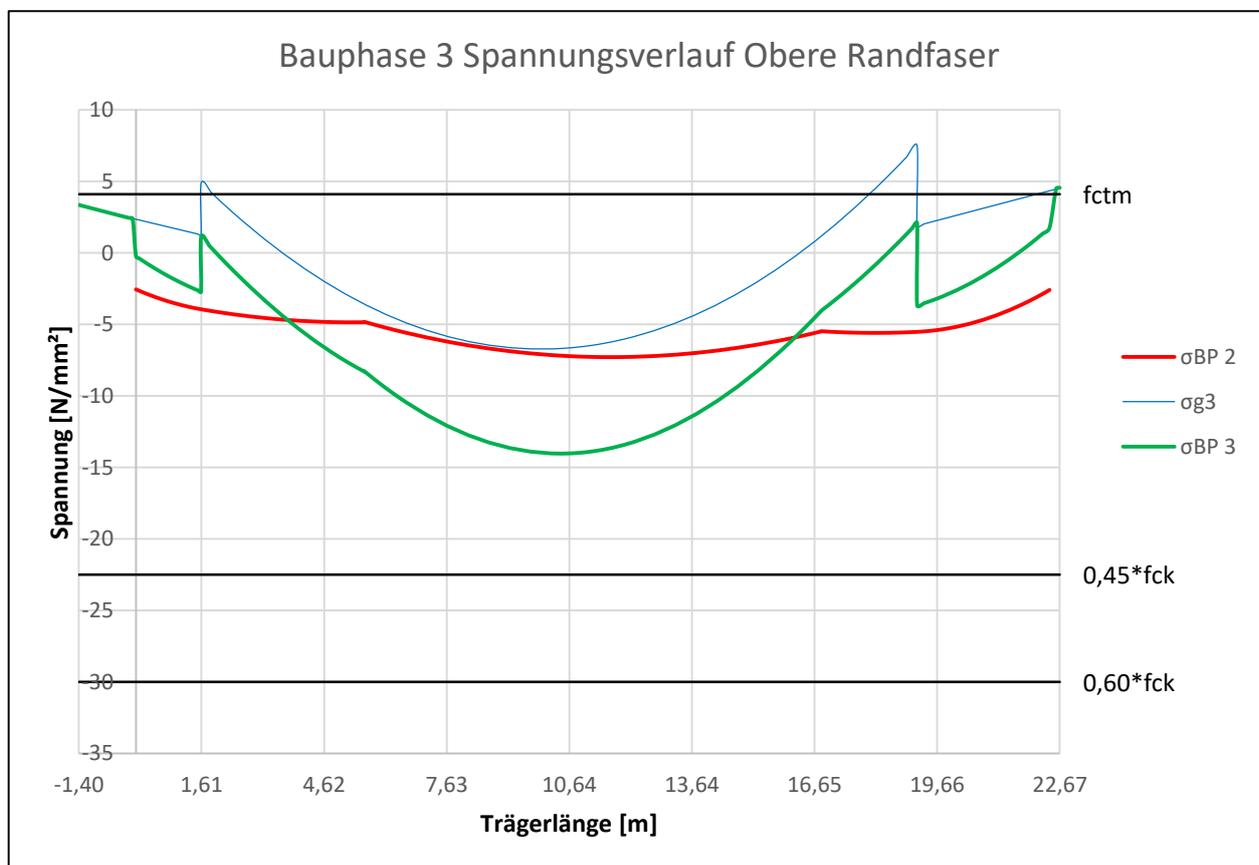


Abb. 4.98: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

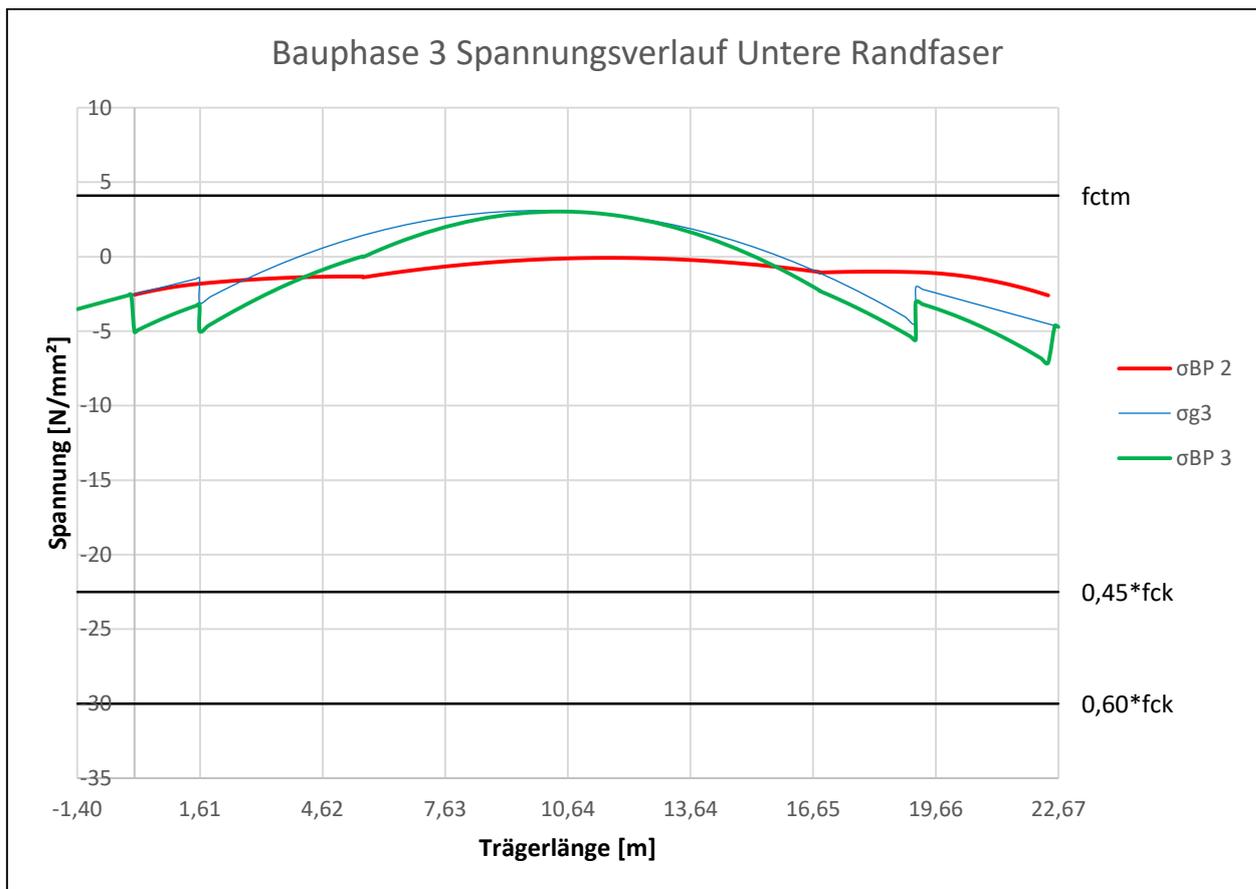


Abb. 4.99: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 3 Variante gering vorgespannt

In der Tabelle F.5 sind die Schnittgrößen, Querschnittswerte und Spannungen aufgelistet. Diese werden an der Stelle -1,40 m und 0 m, also dem neuen Endquerschnitt und dem alten Endquerschnitt des Trägers, berechnet. Die Stellen 1,60 m und 19,17 m müssen in den linken Bereich und den rechten Bereich unterteilt werden, da auf einer Seite schon der Vollquerschnitt wirkt und auf der anderen noch der Halbfertigteilquerschnitt. Bei 9,69 m befindet sich das größte Feldmoment. Die Stelle 22,42 m ist der alte Endquerschnitt und 22,67 m der neue Endquerschnitt des Trägers.

Von -1,40 m bis 0 m und von 22,42 m bis 22,67 m werden die Bruttoquerschnittswerte aus der Tabelle 4.2 verwendet. Links von 1,60 m und rechts von 19,17 m werden die Nettoquerschnittswerte des Querschnitts laut Tabelle 4.26 zur Berechnung verwendet. Zwischen 1,60 m und 19,17 m werden die Netto- beziehungsweise Bruttoquerschnittswerte nach den Tabellen 4.24 und 4.1 verwendet.

In den Bereichen von -1,40 m bis 0 m und von 22,42 m bis 22,67 m gibt es keine Vorspannung, deshalb kann für diese Bereiche keine gemittelte Spannung $\sigma_{c,p}$ berechnet werden. Von 0 m bis 1,60 m und von 19,17 m bis 22,42 m wird je ein Trapezverlauf des Schwerpunktabstands mit einem Trapezverlauf des Moments überlagert. In den Berei-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

chen von 1,60 m bis 5,61 m und von 16,82 m bis 19,17 m wird je ein Trapezverlauf mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs des Moments überlagert. Die dazu benötigten Werte bei der halben Länge M_m werden aus den Berechnungen mit dem Programm Dlubal RFEM entnommen und sind nicht in der Tabelle F.5 enthalten. Im übrigen Bereich wird ein Rechteckverlauf mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs überlagert. Für den Wert des Moments bei der halben Länge M_m wird vereinfachend das maximale Moment verwendet. In den nachfolgenden Gleichungen befinden sich die Berechnungen der Überlagerungen der einzelnen Bereiche $\sigma_{c,p}^1$ bis $\sigma_{c,p}^5$ sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$.

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^1 &= \frac{\frac{1}{6} * (M_l * (2 * z_l + z_r) + M_r * (z_l + 2 * z_r))}{I_{n,y}} + \frac{N}{A_n} \\ &= \frac{\frac{1}{6} * [(-59.114) * (2 * 20,67 + 31,78) + (-32.687) * (20,67 + 2 * 31,78)]}{16.382.654,77} \\ &+ \frac{-89,71}{10.780,37} = -0,0803 \text{ kN/cm}^2 \equiv -0,80 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^2 &= \frac{\frac{1}{6} * (M_l * z_l + 2 * M_m * (z_l + z_r) + M_r * z_r)}{I_{n,y}} + \frac{N}{A_n} \\ &= \left\{ \frac{1}{6} * [(-30.837) * 11,10 + 2 * (-1.774) * (11,10 + 39,14 \right. \\ &\quad \left. + 19.370 * 39,14)] \right\} * \frac{1}{5.227.875} + \frac{-89,71}{2.880} = -0,0236 \text{ kN/cm}^2 \\ &\equiv -0,24 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^3 &= \frac{\frac{1}{6} * (M_l + 4 * M_m + M_r) * z}{I_{n,y}} + \frac{N}{A_n} \\ &= \frac{\frac{1}{6} * (19.370 + 4 * 37.994 + 8.551) * 39,14}{5.198.005,07} + \frac{-89,71}{2.860,37} \\ &= 0,1944 \text{ kN/cm}^2 \equiv 1,94 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^4 &= \left\{ \frac{1}{6} * [2 * 8.551 * 39,14 + 2 * (-26.125) * (39,14 + 22,54) + (-46.250) \right. \\ &\quad \left. * 22,54] \right\} * \frac{1}{5.227.875} + \frac{-89,71}{2.880} = -0,1564 \text{ kN/cm}^2 \\ &\equiv -1,16 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\sigma_{c,p}^5 = \frac{1}{6} * [(-107.483) * (2 * 20,67 + 43,25) + (-48.100) * (20,67 + 2 * 43,25)]$$

$$= \frac{16.365.844,28}{10.780,37} = -0,1534 \text{ kN/cm}^2 \equiv -1,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cm,p} = [\sigma_{c,p}^1 * 1,60 + \sigma_{c,p}^2 * (5,61 - 1,60) + \sigma_{c,p}^3 * (16,82 - 5,61) + \sigma_{c,p}^4$$

$$* (19,17 - 16,82) + \sigma_{c,p}^5 * (22,42 - 19,17)] * \frac{1}{22,42}$$

$$= [(-0,80) * 1,60 + (-0,24) * (5,61 - 1,60) + 1,94$$

$$* (16,82 - 5,61) + (-1,56) * (19,17 - 16,82) + (-1,53)$$

$$* (22,42 - 19,17)] * \frac{1}{22,42} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

In den Abbildungen 4.100, 4.101 und 4.102 sind die Schnittgrößenverläufe der hoch vorgespannten Variante abgebildet. In violett ist die Lastkombination der ersten beiden Bauphasen abgebildet. In rot ist der Lastfall Querschnitt betonieren dargestellt. In grün wird die Vorspannung der Bauphase 3 und in gelb die charakteristische und quasiständige Kombination aller Lastfälle der ersten drei Bauphasen abgebildet.

In den Abbildungen 4.103 und 4.104 sind die dazugehörigen Spannungen an der oberen und der unteren Querschnittskante abgebildet.

Die Berechnung der mittleren Spannungen abhängig vom Spanngliedverlauf wird bei der hoch vorgespannten Variante vernachlässigt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

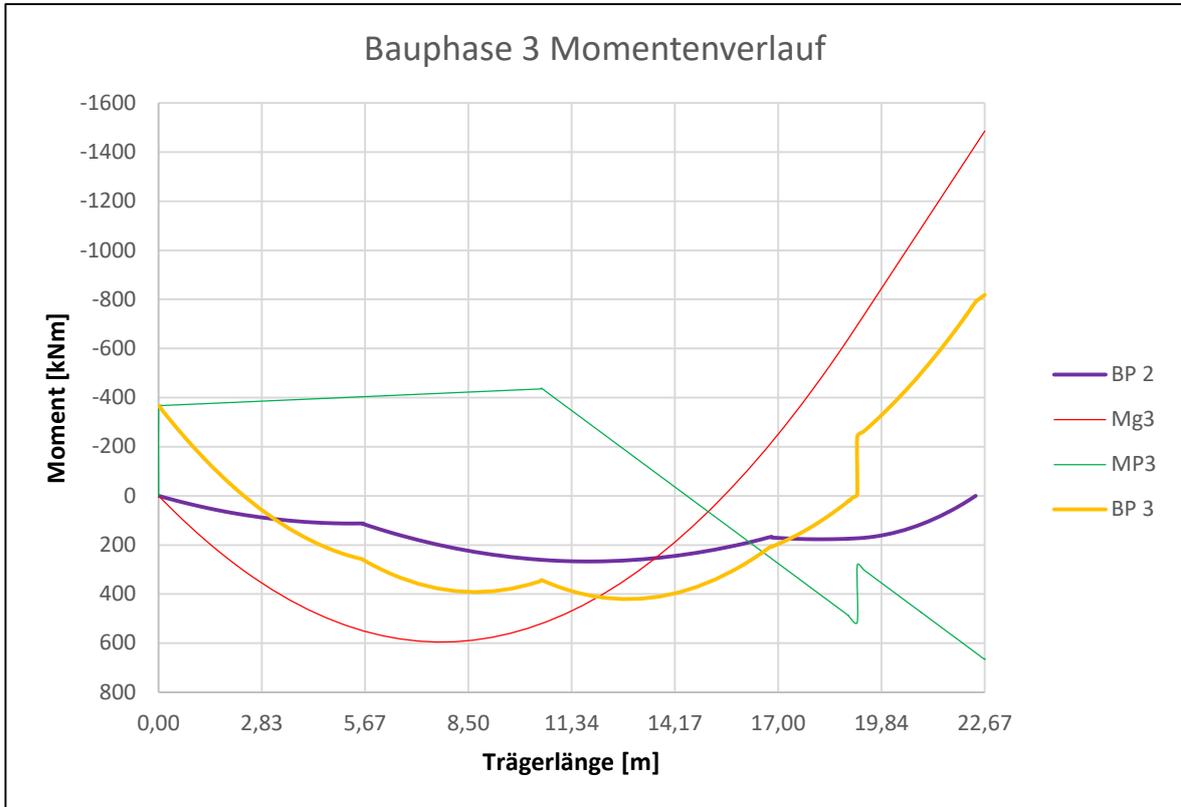


Abb. 4.100: Momentenlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

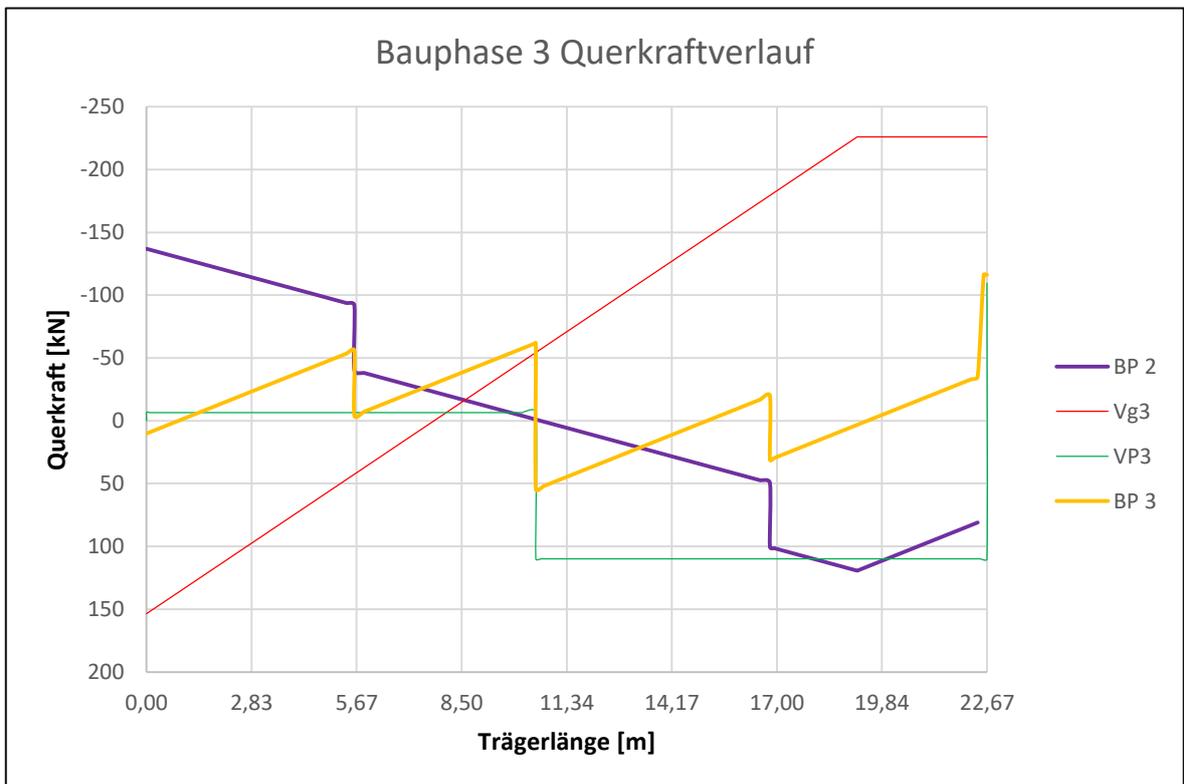


Abb. 4.101: Querkraftlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

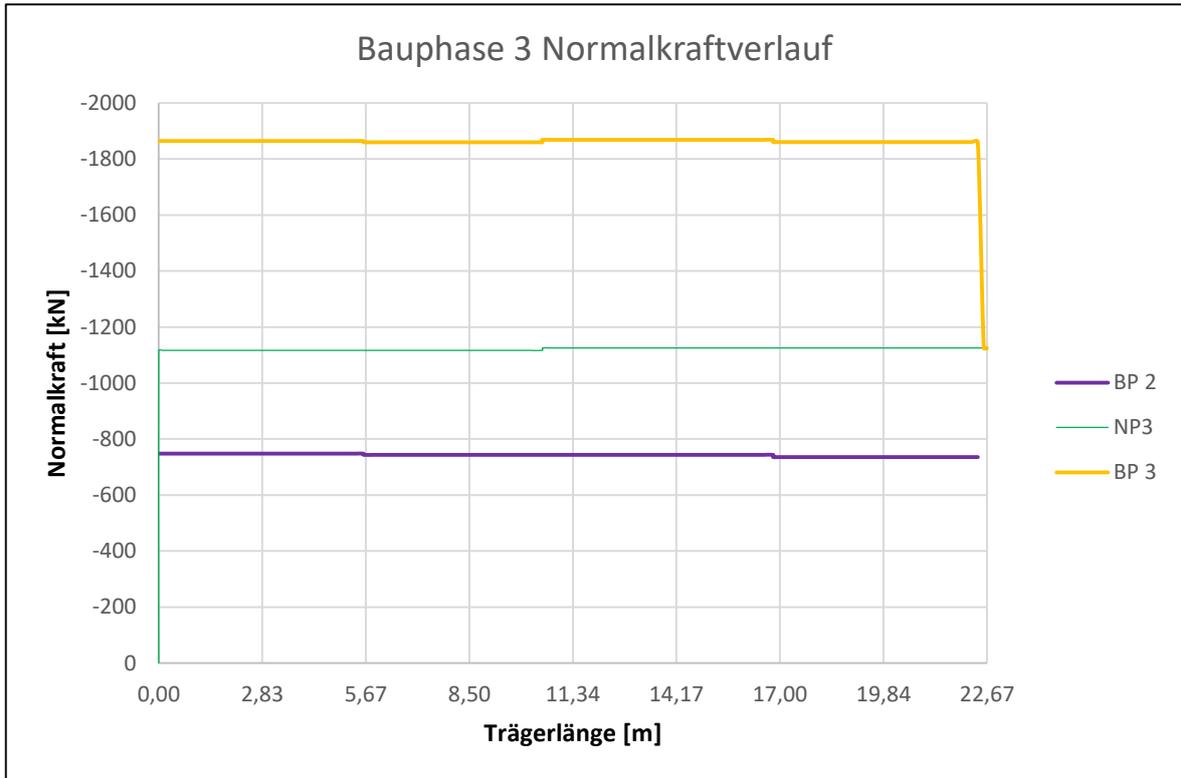


Abb. 4.102: Normalkraftlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

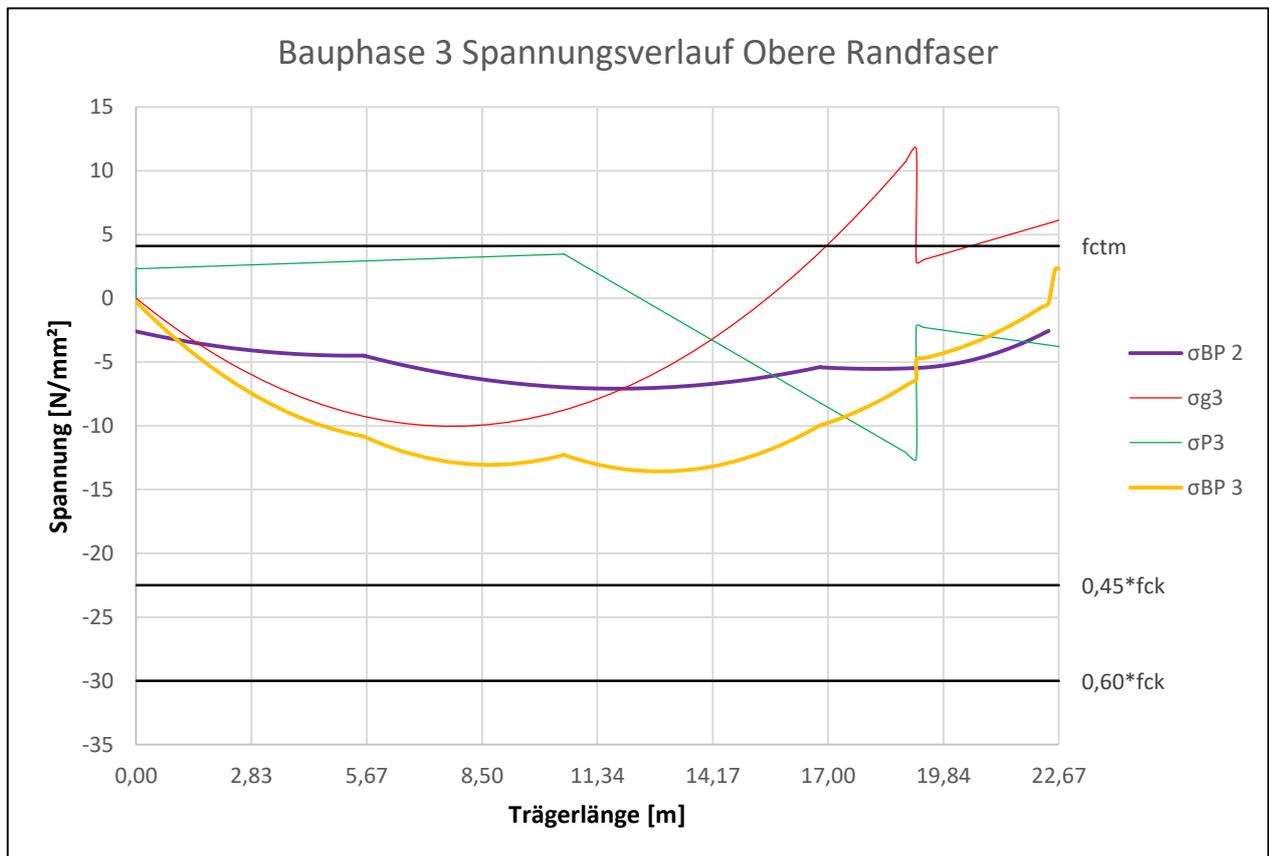


Abb. 4.103: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

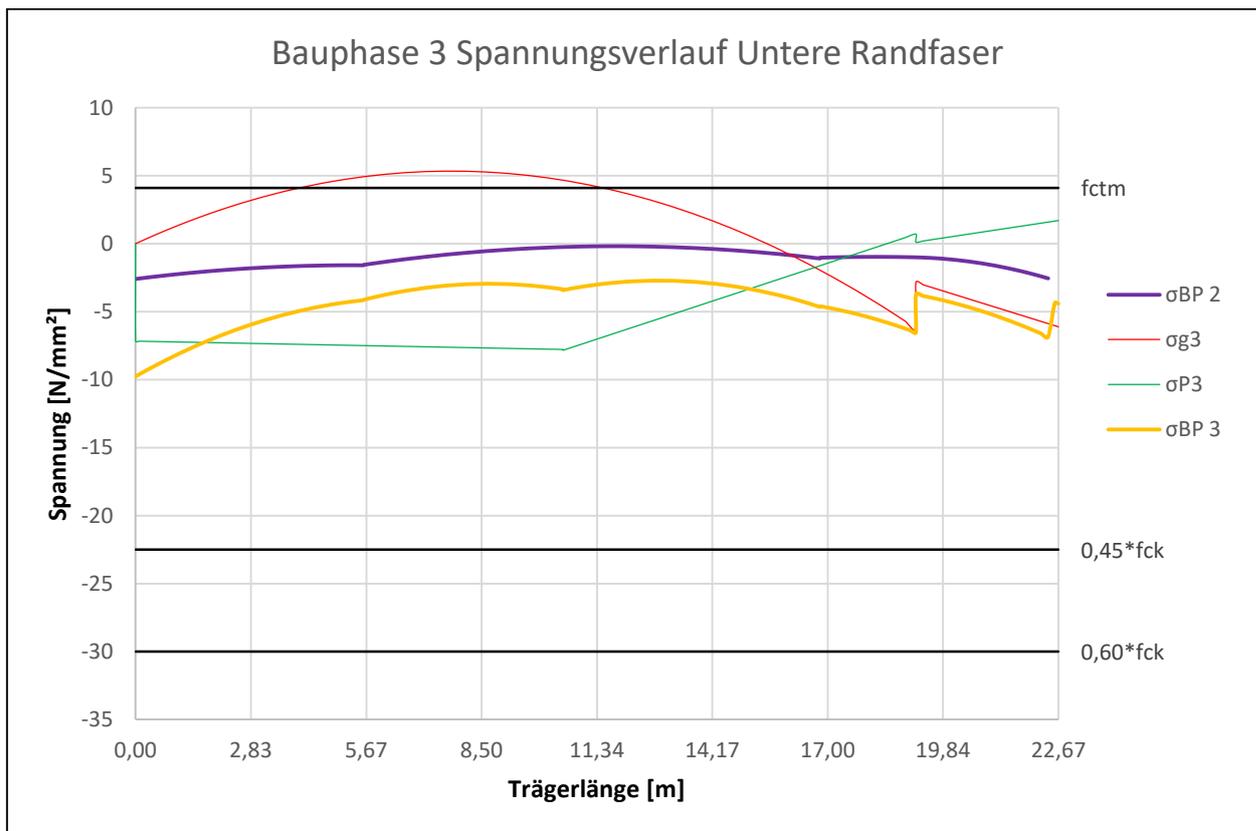


Abb. 4.104: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

4.9.4 Bauphase 4

In den Abbildungen 4.105, 4.106 und 4.107 sind die Momentenverläufe, Querkraftverläufe und Normalkraftverläufe für die gering vorgespannte Variante abgebildet. Die Lastfallkombination der Bauphase 1 bis 3 ist in grün, der Lastfall „Fahrbahnfertigteile“ der Bauphase 4 ist in blau und die Lastfallkombination der Bauphase 1 bis 4 ist in rot dargestellt.

In den Abbildungen 4.108 und 4.109 sind die Spannungsverläufe am oberen und am unteren Querschnittsrand abgebildet. Die Farben der Linien sind dabei ident zu den Schnittgrößenverläufen. Da bei der Lastfallkombination nur die Nutzlast während der Bauausführung aus der Bauphase 1 mit dem Kombinationsbeiwert von 1,00 enthalten ist, ist diese Kombination charakteristisch und quasiständig.

In der Tabelle F.6 sind die Schnittgrößen, Querschnittswerte und Spannungen der vierten Bauphase aufgelistet. Diese werden wieder an den Endstellen -1,40 m und 0 m beziehungsweise 22,42 m und 22,67 m berechnet. Zusätzlich werden die Stellen 5,61 m und 16,82 m untersucht, da die Vorspannung an diesen Stellen die Neigung ändert. Zwischen diesen Stellen bei 9,69 m tritt das größte Feldmoment auf.

In den Bereichen von -1,40 m bis 0 m und von 22,42 m bis 22,67 m gibt es keine Vorspannung, deshalb kann für diese Bereiche keine gemittelte Spannung $\sigma_{c,p}$ berechnet

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

werden. In den Bereichen von 0 m bis 5,61 m und von 16,82 m bis 22,67 m wird je ein Trapezverlauf des Schwerpunktabstands mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs des Moments überlagert. Die dazu benötigten Werte bei der halben Länge M_m werden aus den Berechnungen mit dem Programm Dlubal RFEM entnommen und sind nicht in der Tabelle F.6 enthalten. Im übrigen Bereich wird ein Rechteckverlauf mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs überlagert. Auch hier wird vereinfachend das maximale Moment für das Moment bei der halben Länge M_m verwendet. In den nachfolgenden Gleichungen befinden sich die Berechnungen der Überlagerungen der einzelnen Bereiche $\sigma_{c,p}^1$, $\sigma_{c,p}^2$ und $\sigma_{c,p}^3$ sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$.

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^1 &= \frac{1}{6} * (2 * M_m * (z_l + z_r) + M_r * z_l + M_r * z_r) + \frac{N}{A_n} \\ &= \frac{1}{6} * [2 * 3.409 * (20,67 + 59,61) + (-23.940) * 20,67 + 21.755 * 59,61] + \frac{-41,04}{10.780,37} \\ &= 0,0100 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,10 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^2 &= \frac{1}{6} * (M_l + 4 * M_m + M_r) * z + \frac{N}{A_n} \\ &= \frac{1}{6} * (21.755 + 4 * 32.249 + 4.308) * 59,61 + \frac{-41,04}{10.780,37} \\ &= 0,0905 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,91 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,p}^3 &= \frac{1}{6} * [2 * (-22.526) * (20,67 + 59,61) + (-58.564) * 20,67 + 4.308 * 59,61] \\ &\quad + \frac{-41,04}{10.780,37} = -0,0504 \text{ kN/cm}^2 \equiv -0,50 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cm,p} &= [\sigma_{c,p}^1 * 5,61 + \sigma_{c,p}^2 * (16,82 - 5,61) + \sigma_{c,p}^3 * (22,42 - 16,82)] * \frac{1}{22,42} \\ &= [0,10 * 5,61 + 0,91 * (16,82 - 5,61) + (-0,50) * (22,42 - 16,82)] \\ &\quad * \frac{1}{22,42} = 0,35 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

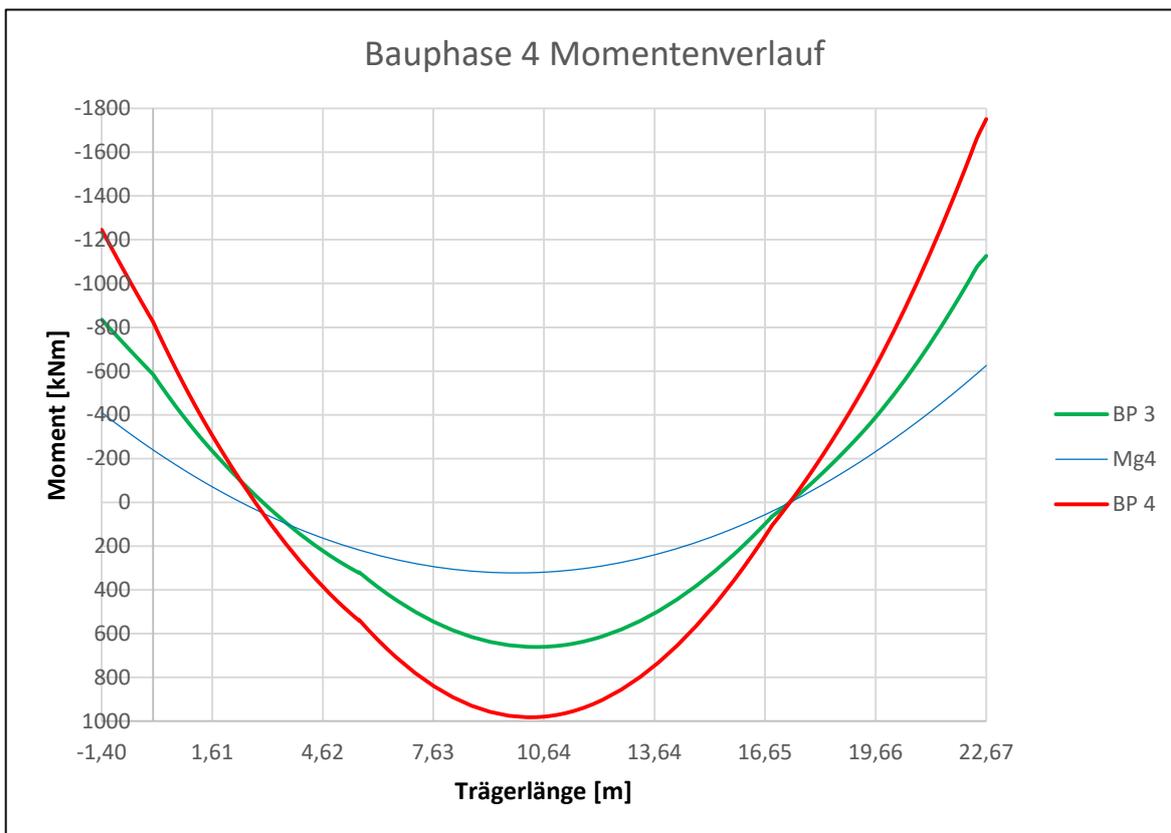


Abb. 4.105: Momentenlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

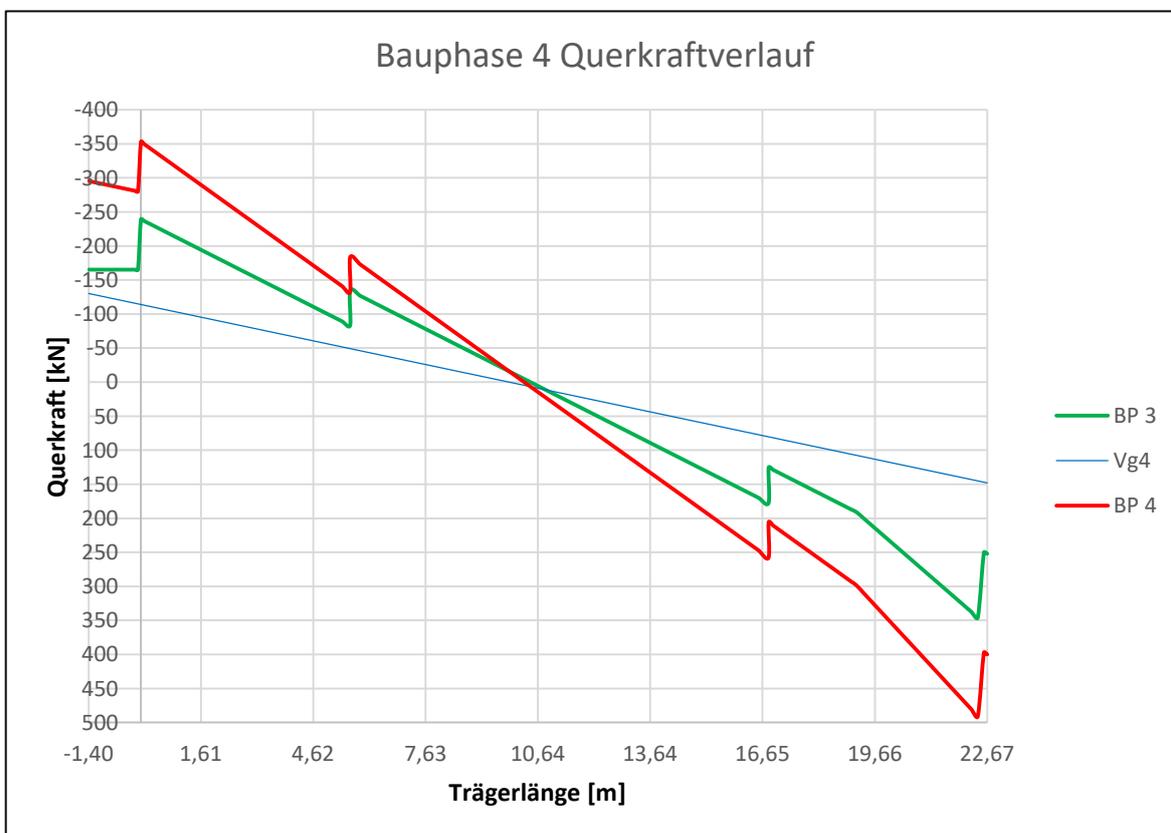


Abb. 4.106: Querkraftlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

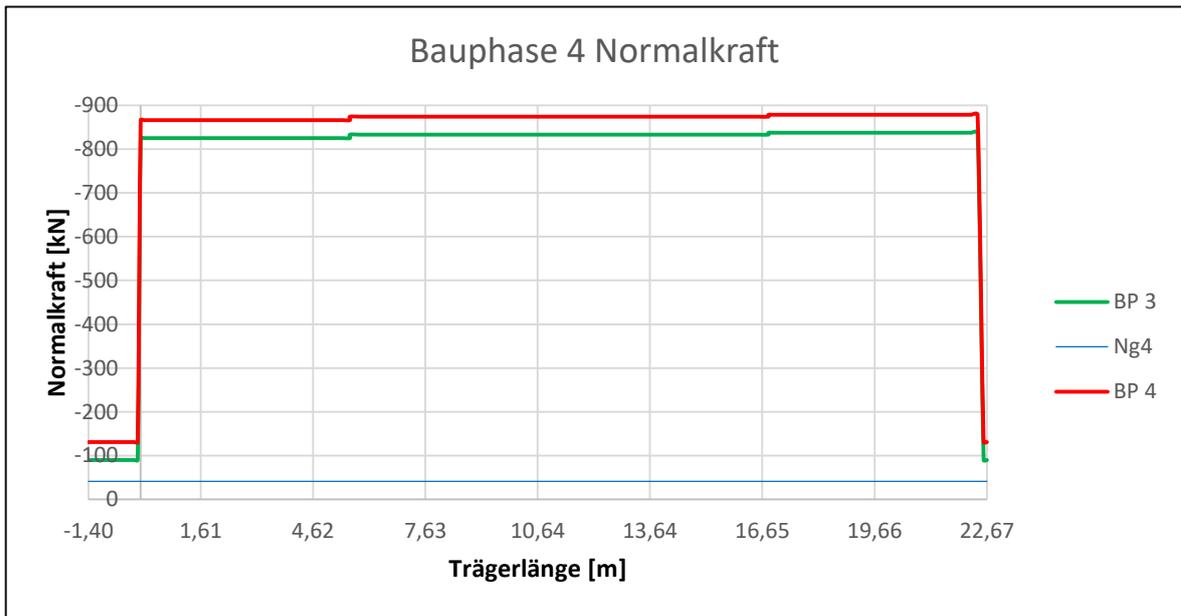


Abb. 4.107: Normalkraftlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

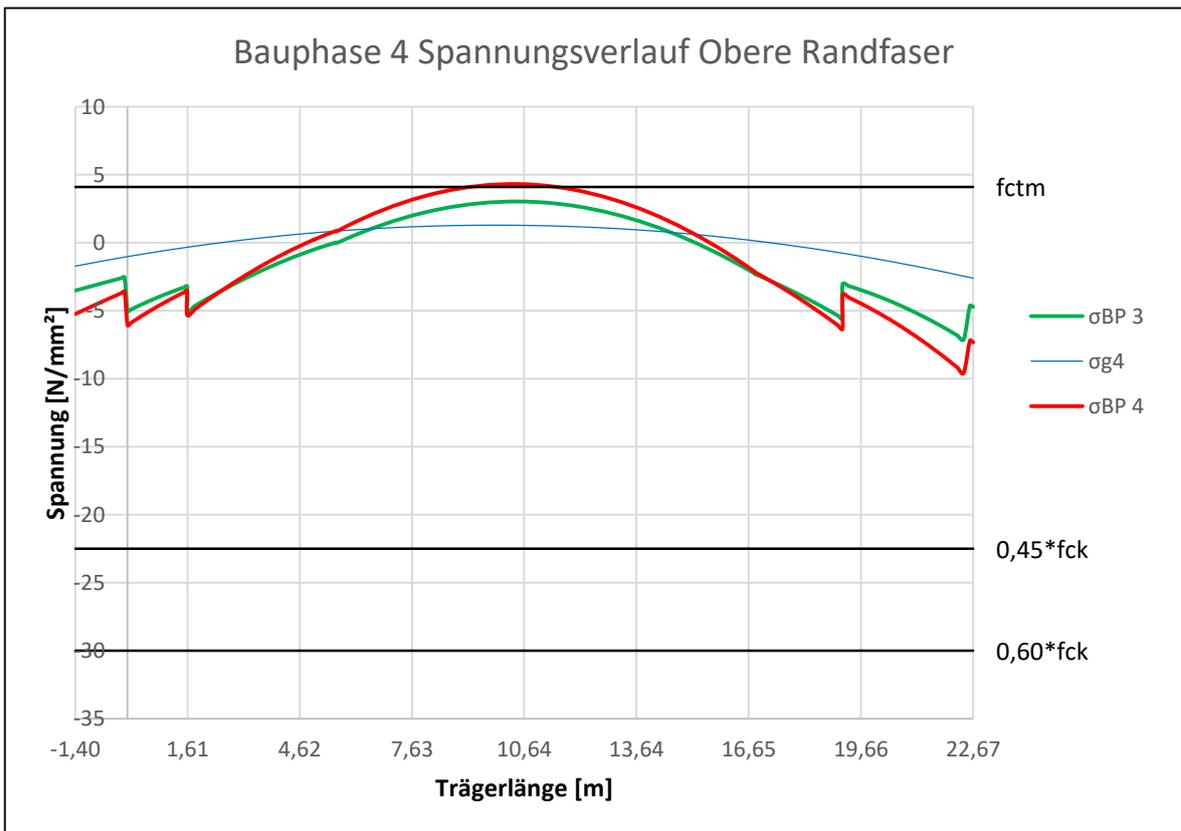


Abb. 4.108: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

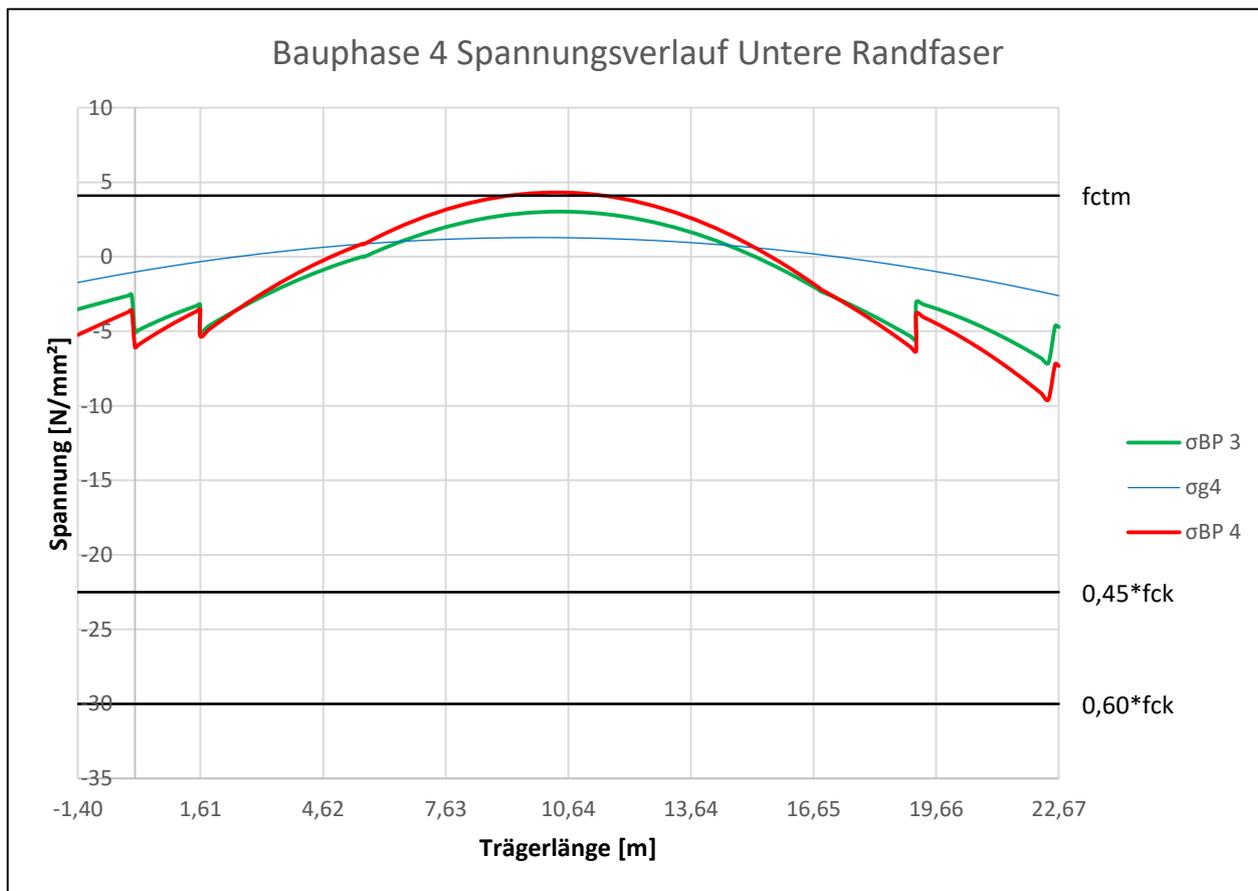


Abb. 4.109: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 4 Variante gering vorgespannt

Bei der hoch vorgespannten Variante ist die Bauphase 4 mit der Bauphase 5 in einem Diagramm zusammengefasst. Die Verläufe sind im folgenden Kapitel dargestellt.

4.9.5 Bauphase 5

In den Abbildungen 4.110, 4.111 und 4.112 sind die Momentenverläufe, Querkraftverläufe und Normkraftverläufe für die gering vorgespannte Variante dargestellt. Die Lastfallkombination der Bauphase 1 bis 4 ist in rot, der Lastfall „Fahrbahn betonieren“ der Bauphase 5 ist in blau und die charakteristische beziehungsweise quasiständige Lastfallkombination der Bauphase 1 bis 5 ist in grün abgebildet.

In den Abbildungen 4.113 und 4.114 sind die berechneten Spannungsverläufe am oberen und unteren Querschnittsrand mit den Spannungsgrenzen dargestellt.

In der Tabelle F.7 sind die Schnittgrößen, Querschnittswerte und Spannungen der vierten Bauphase aufgelistet. Diese werden an denselben Stellen untersucht wie in der Bauphase 4. Zur Ermittlung der durchschnittlichen Spannung sind der Schwerpunktabstandverlauf und der Momentenverlauf ident zur Bauphase 4. Die Bereiche und die Querschnittswerte der Bereiche sind ebenfalls gleich, es ändern sich lediglich die Momentenwerte.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Normalkraft ist über die Trägerlänge konstant und beträgt -187,94 kN. Das Moment an der Stelle 5,61 m beträgt 996,17 kNm und wird für den Bereich eins und zwei verwendet. Das Moment bei der halben Länge des ersten Bereichs beträgt 156,12 kNm. Das Moment an der Stelle 16,82 m beträgt 202,86 kNm und wird für den Bereich drei und zwei verwendet. Das Moment bei der halben Länge des dritten Bereichs trägt -1.040,75 kNm. Das maximale Feldmoment, das für das Moment bei der halben Länge des zweiten Bereichs herangezogen wird, beträgt 1.476,72 kNm.

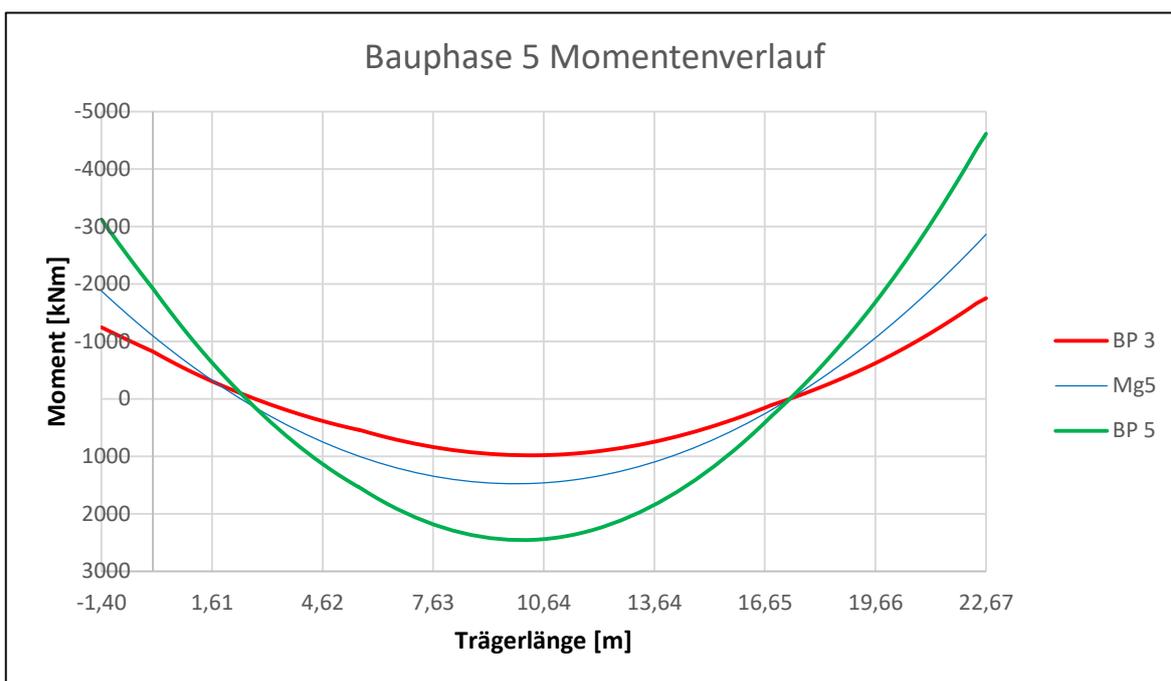


Abb. 4.110: Momentenlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

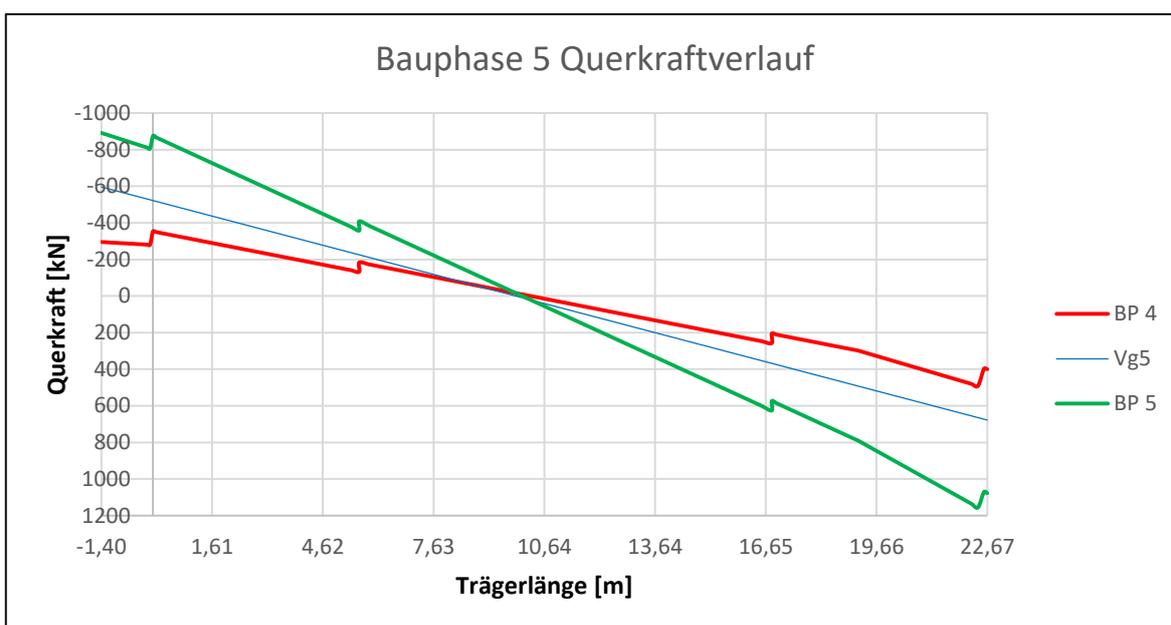


Abb. 4.111: Querkraftlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
 VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
 HALBFERTIGTEILEN

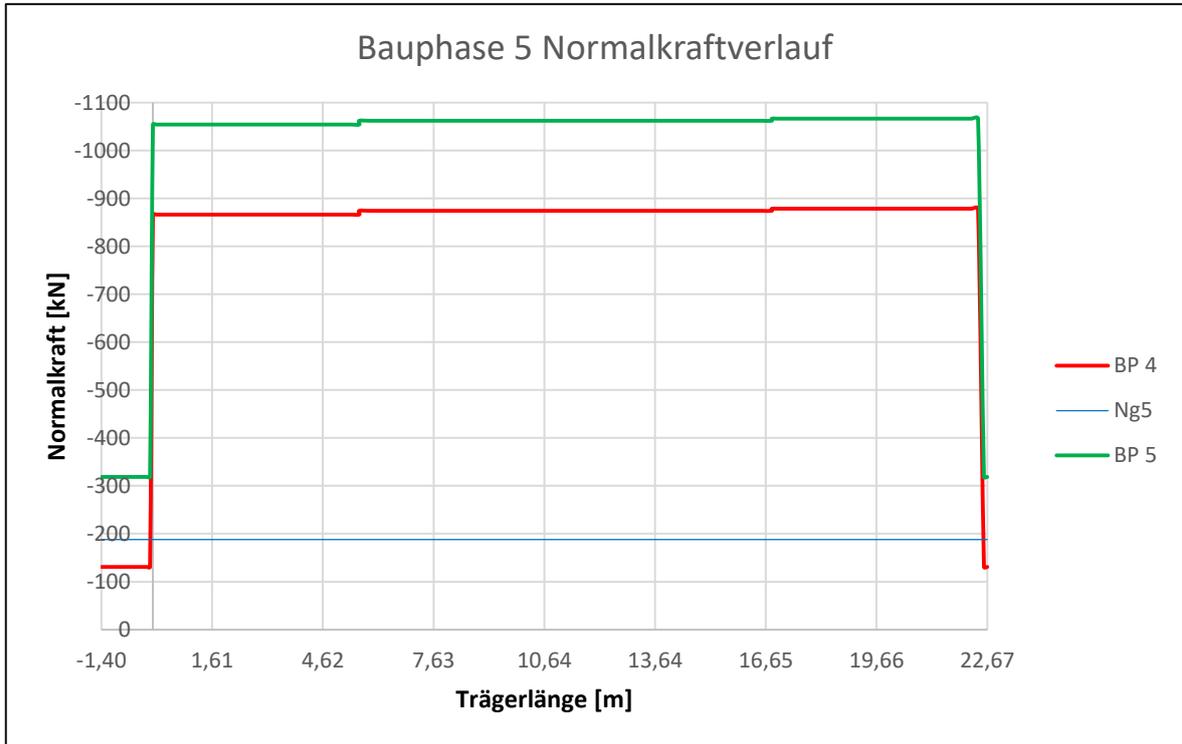


Abb. 4.112: Normalkraftlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

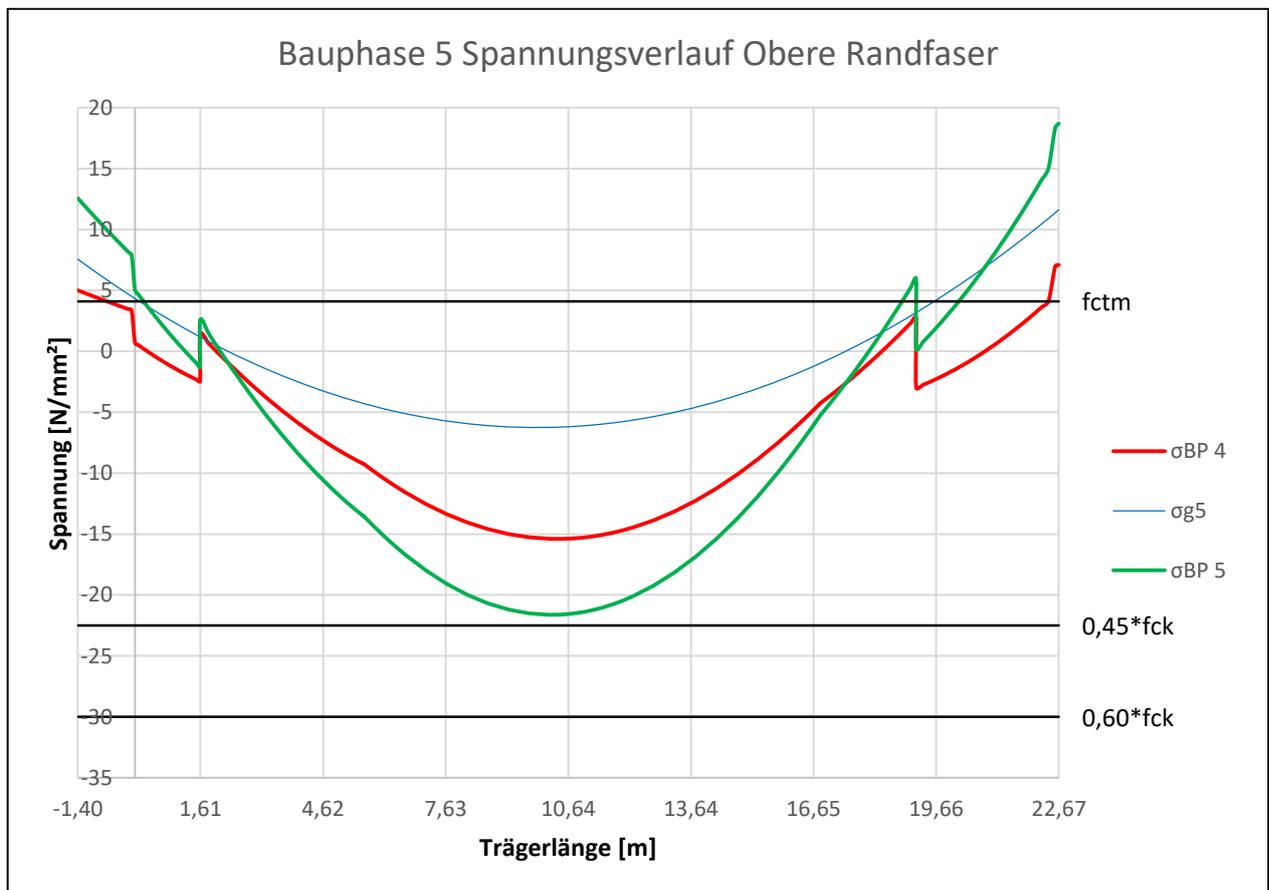


Abb. 4.113: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

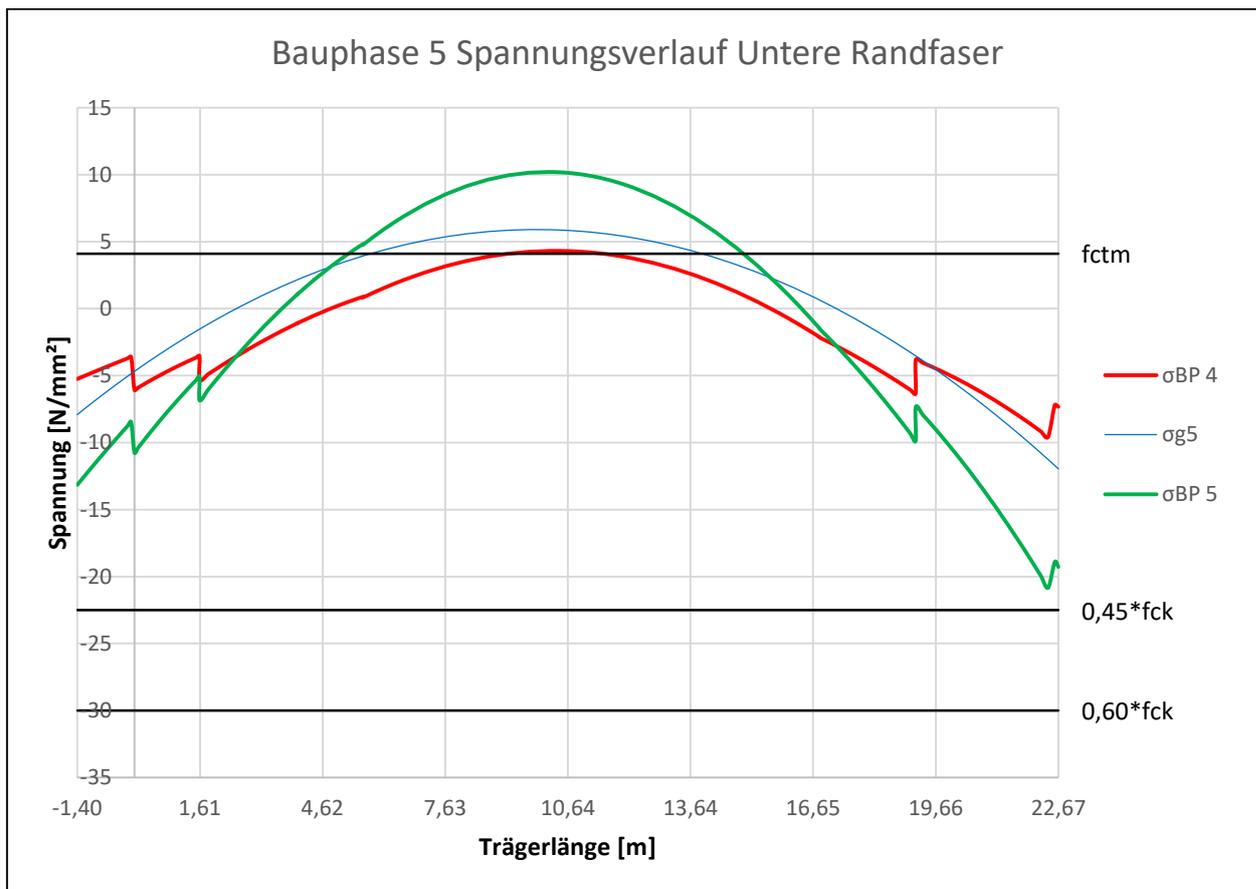


Abb. 4.114: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 5 Variante gering vorgespannt

In den Abbildungen 4.115, 4.116 und 4.117 sind die Schnittgrößenverläufe der hoch vorgespannten Variante abgebildet. Die Lastfallkombination der Bauphasen 1 bis 4 ist in rot, der Lastfall „Fahrbahn betonieren“ der Bauphase 5 ist in blau und die Lastfallkombination der Bauphasen 1 bis 5 ist in grün dargestellt.

In den Abbildungen 4.118 und 4.119 sind die berechneten Spannungsverläufe am oberen und am unteren Querschnittsrand mit den Spannungsgrenzen abgebildet. Für die hoch vorgespannte Variante wird die Berechnung der gemittelten Spannungen auf Höhe des Spannlieds vernachlässigt.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

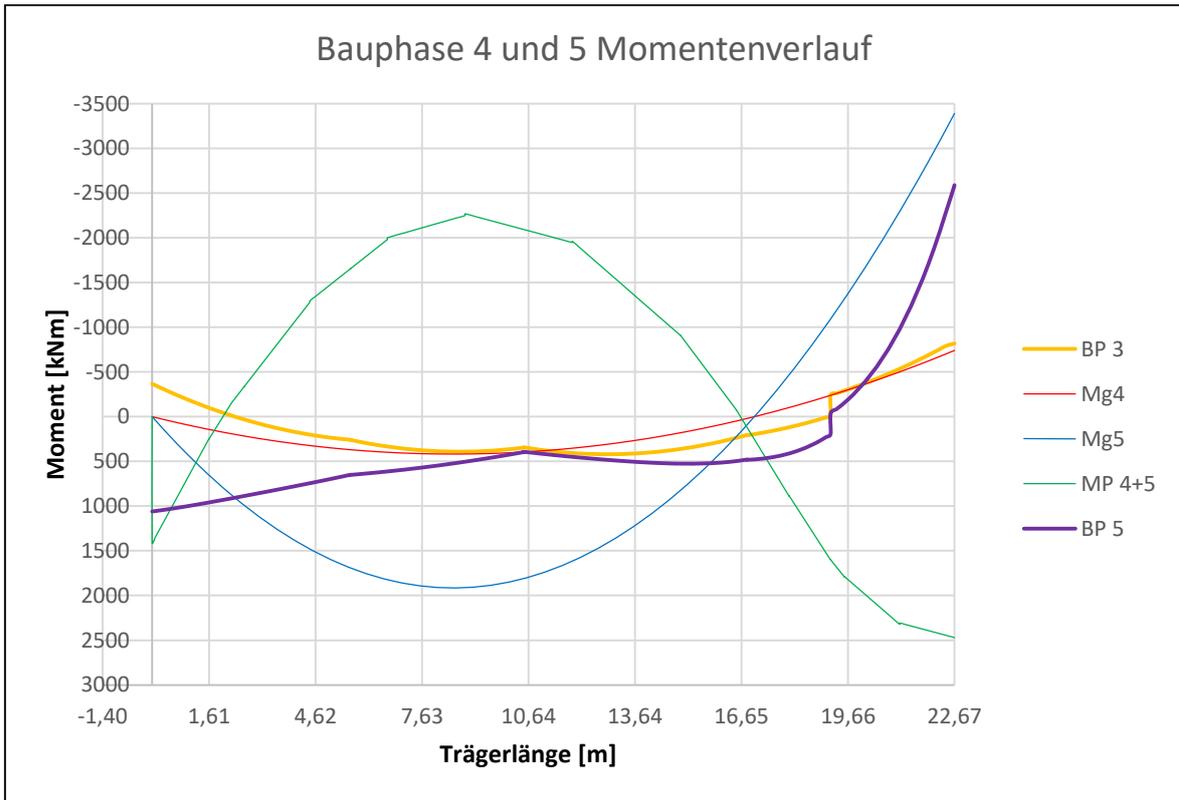


Abb. 4.115: Momentenlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

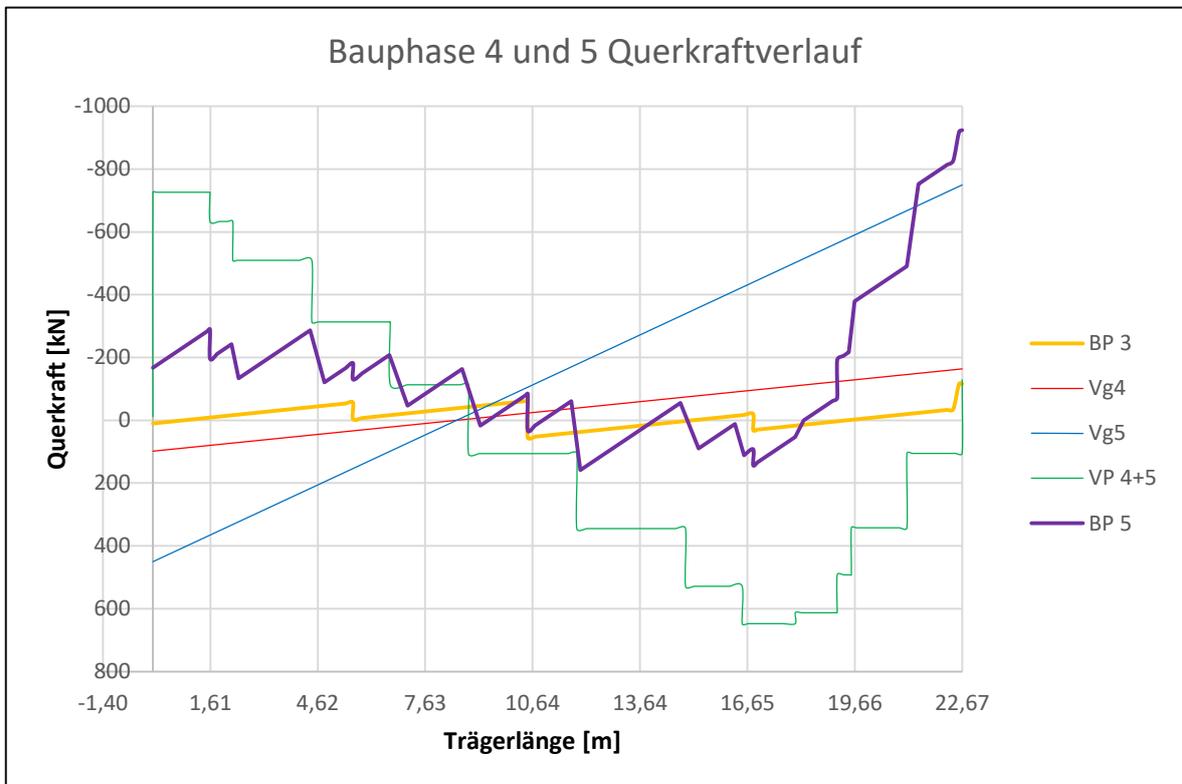


Abb. 4.116: Querkraftlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

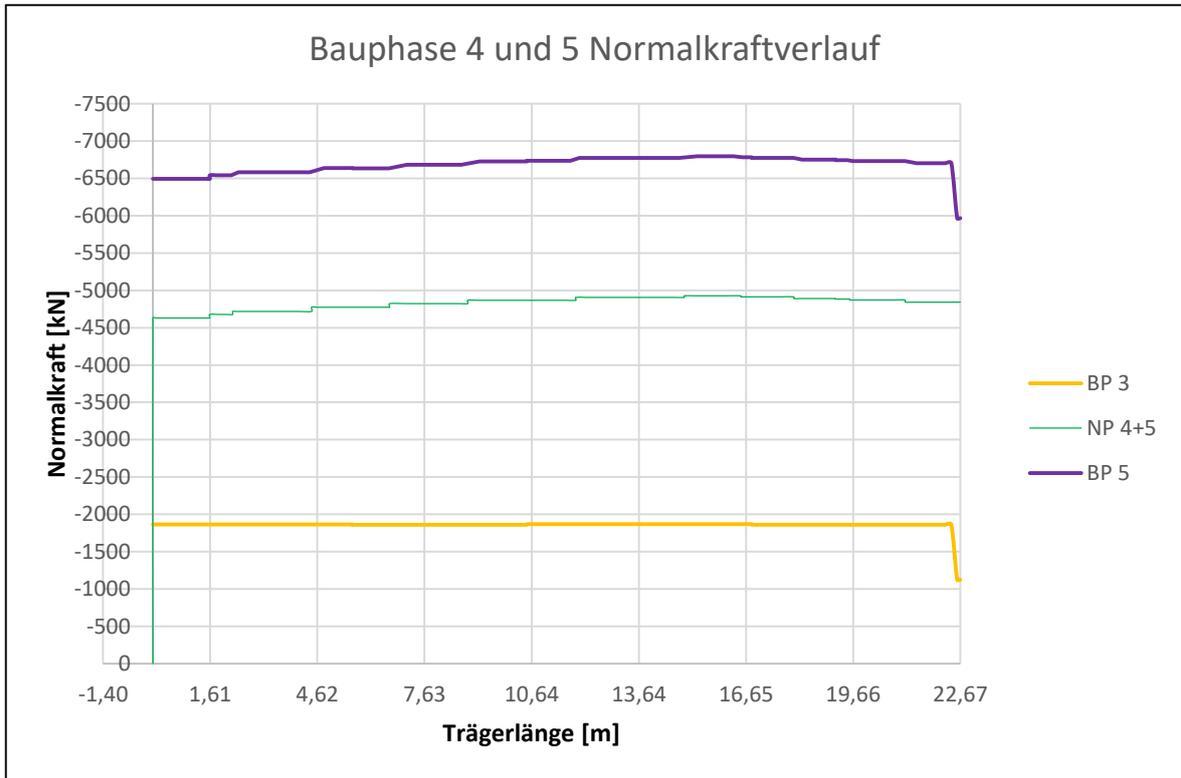


Abb. 4.117: Normalkraftlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

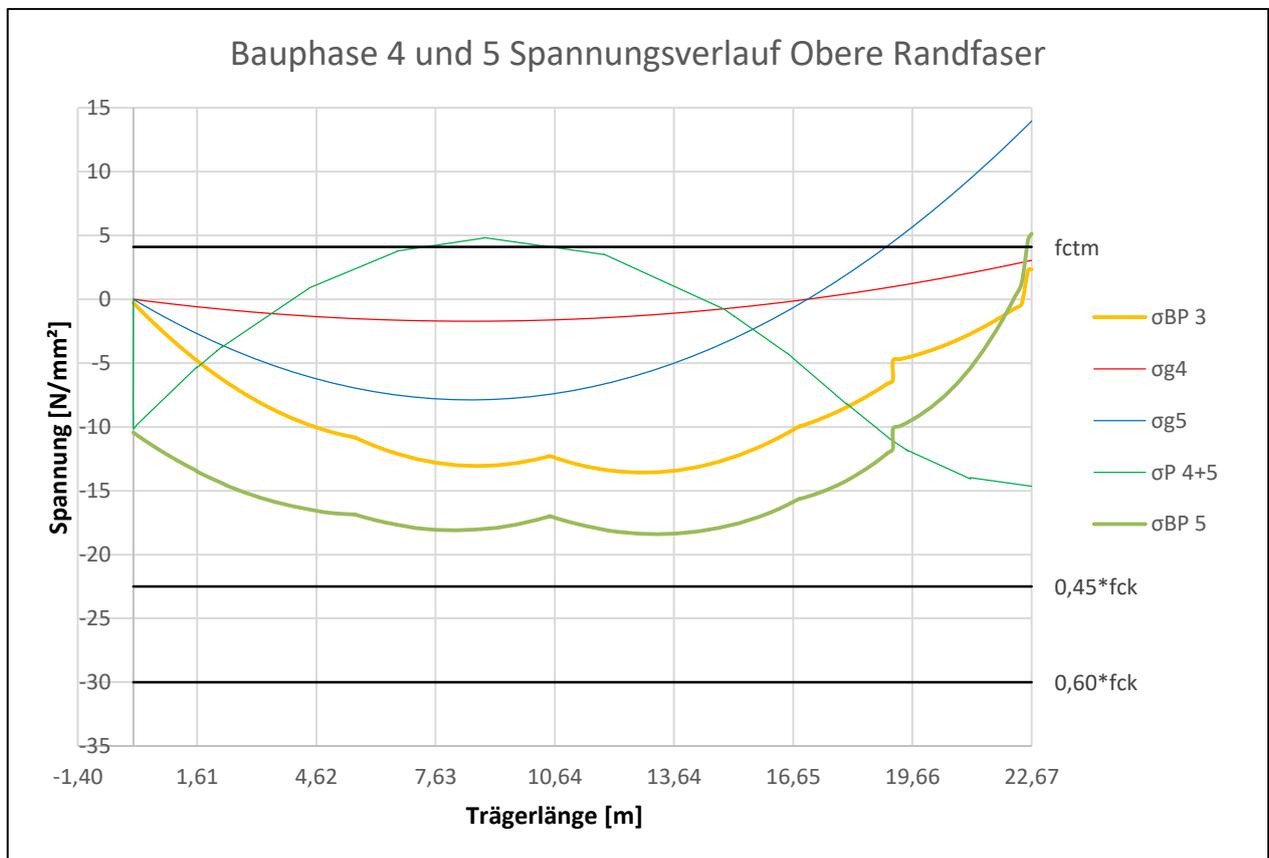


Abb. 4.118: Spannungsverlauf σ_o , Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

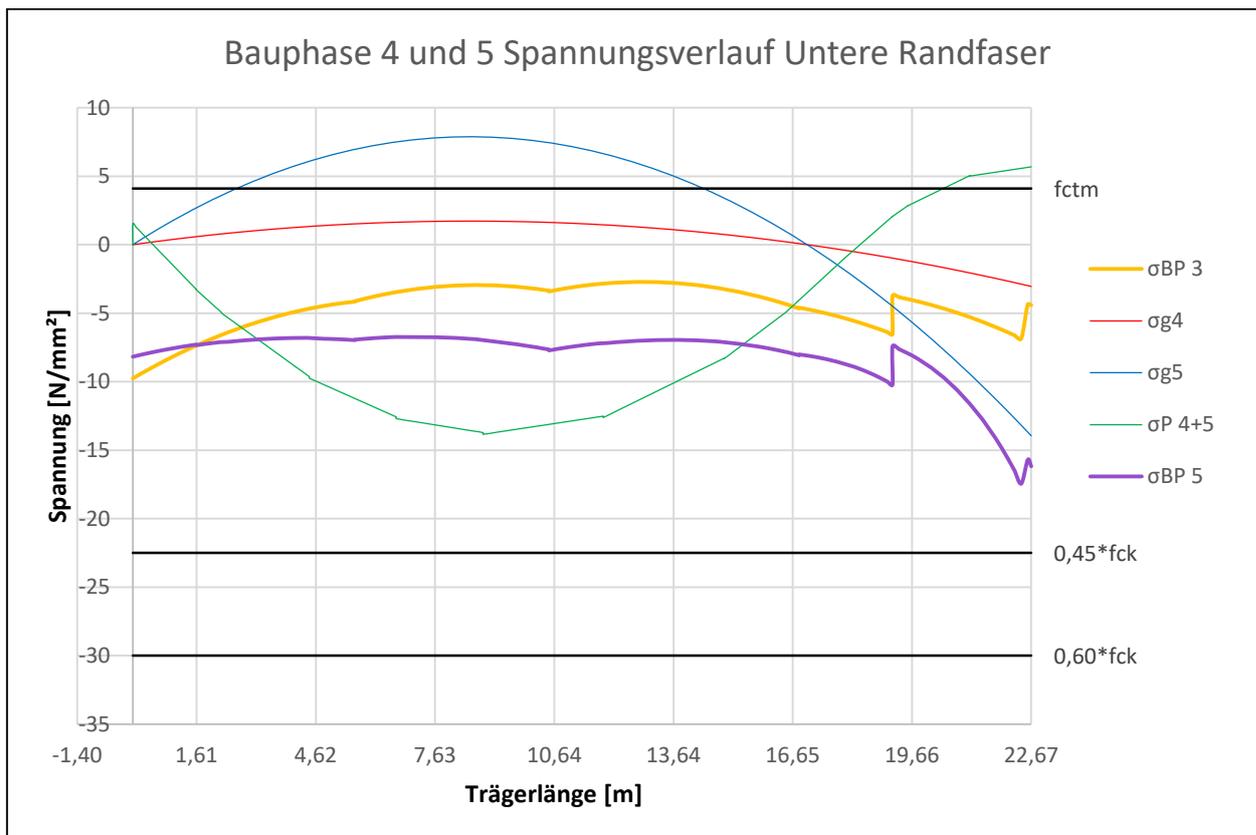


Abb. 4.119: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

4.9.6 Bauphase 6 und Endzustand

In der Bauphase 6 und im Endzustand wirken die Lastfälle „Fahrbahnaufbau“, „Randbalken“, „Erddruck“ und „Schwinden“ als ständige Lasten. Diese ständigen Einwirkungen werden mit den veränderlichen Einwirkungen zu charakteristischen, quasiständigen und häufigen Lastfallkombinationen kombiniert. Die maßgebenden Kombinationen wurden bereits in Kapitel 4.7 beschrieben.

In den Tabellen F.8 und F.9 sind die Schnittgrößen, Querschnittswerte und Spannungen der Lastfälle „Fahrbahnaufbau“ und „Randbalken“ der sechsten Bauphase aufgelistet. Diese werden an den Endstellen -1,40 m und 0 m beziehungsweise 22,42 m und 22,67 m berechnet. Zusätzlich werden die Stellen 5,61 m und 16,82 m untersucht, da die Vorspannung an diesen Stellen die Neigung ändert. Zwischen diesen Stellen bei 9,63 m beziehungsweise 10,14 m tritt das größte Feldmoment auf. Die Schnittgrößen und Spannungen werden auch an den Stellen 2,21 m und 19,06 m berechnet, da sich hier die mitwirkende Plattenbreite ändert.

In den Bereichen von -1,40 m bis 0 m und von 22,42 m bis 22,67 m gibt es keine Vorspannung, deshalb kann für diese Bereiche keine gemittelte Spannung $\sigma_{c,p}$ berechnet werden. In den Bereichen von 0 m bis 2,21 m, 2,21 m bis 5,61 m, 16,82 m bis 19,06 m

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

und von 19,06 m bis 22,67 m wird je ein Trapezverlauf des Schwerpunktabstands mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs des Moments überlagert. Die dazu benötigten Werte bei der halben Länge M_m werden aus den Berechnungen mit dem Programm Dlubal RFEM entnommen und sind nicht in den Tabellen enthalten. Im übrigen Bereich wird ein Rechteckverlauf mit einem Ausschnitt eines Parabelverlaufs überlagert. Hier wird vereinfachend das maximale Moment für das Moment bei der halben Länge M_m verwendet. Die Überlagerungen der einzelnen Bereiche sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$ werden in den Tabellen F.8 und F.9 angeführt.

In den Tabellen F.10, F.11, F.12, F.13 und F.14 sind die Schnittgrößen und Spannungen der Lastfälle „Erddruck“, „Schwinden“, „Temperatur Pfeiler -“, „Temperatur – konstant“ und „Temperatur – veränderlich“ des Endzustands angeführt. Diese Lastfälle werden für die Berechnung der gemittelten Spannung auf Höhe der Vorspannung als quasiständige Kombination benötigt.

Die Unterteilung in Einzelbereiche erfolgt gleich zur Bauphase 6. Im Bereich von 5,61 m bis 16,82 m wird ein Rechteckverlauf des Schwerpunktabstands mit einem annähernden Trapezverlauf des Moments überlagert. In den restlichen Bereichen wird jeweils ein Trapezverlauf des Schwerpunktabstands mit einem vereinfachend angenommenen Trapezverlauf des Moments überlagert. Die Überlagerungen der einzelnen Bereiche sowie die Mittelung über die gesamte Länge $\sigma_{cm,p}$ werden in den Tabellen F.10, F.11, F.12, F.13 und F.14 angeführt.

In den Abbildungen 4.120, 4.121, 4.122 und 4.123 sind die Momentenverläufe, die Normalkraftverläufe und die Spannungsverläufe am oberen und am unteren Querschnittsrand für die Lastfallkombinationen 2 bis 4 für die gering vorgespannte Variante dargestellt. Die Lastfallkombination der Bauphasen 1 bis 5 ist in violett dargestellt. Jeder Lastfall ist in einer Farbe dargestellt, wobei die minimalen und die maximalen Werte des gleichen Lastfalls die gleiche Farbe aufweisen. Mit den Werten und den beschriebenen Kombinationsbeiwerten werden die minimalen und maximalen Werte jeder Lastfallkombination berechnet und in rot, grün beziehungsweise blau dargestellt. Bei den Lastfallkombinationen 2, 3 und 4 handelt es sich um die charakteristischen Lastfallkombinationen.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

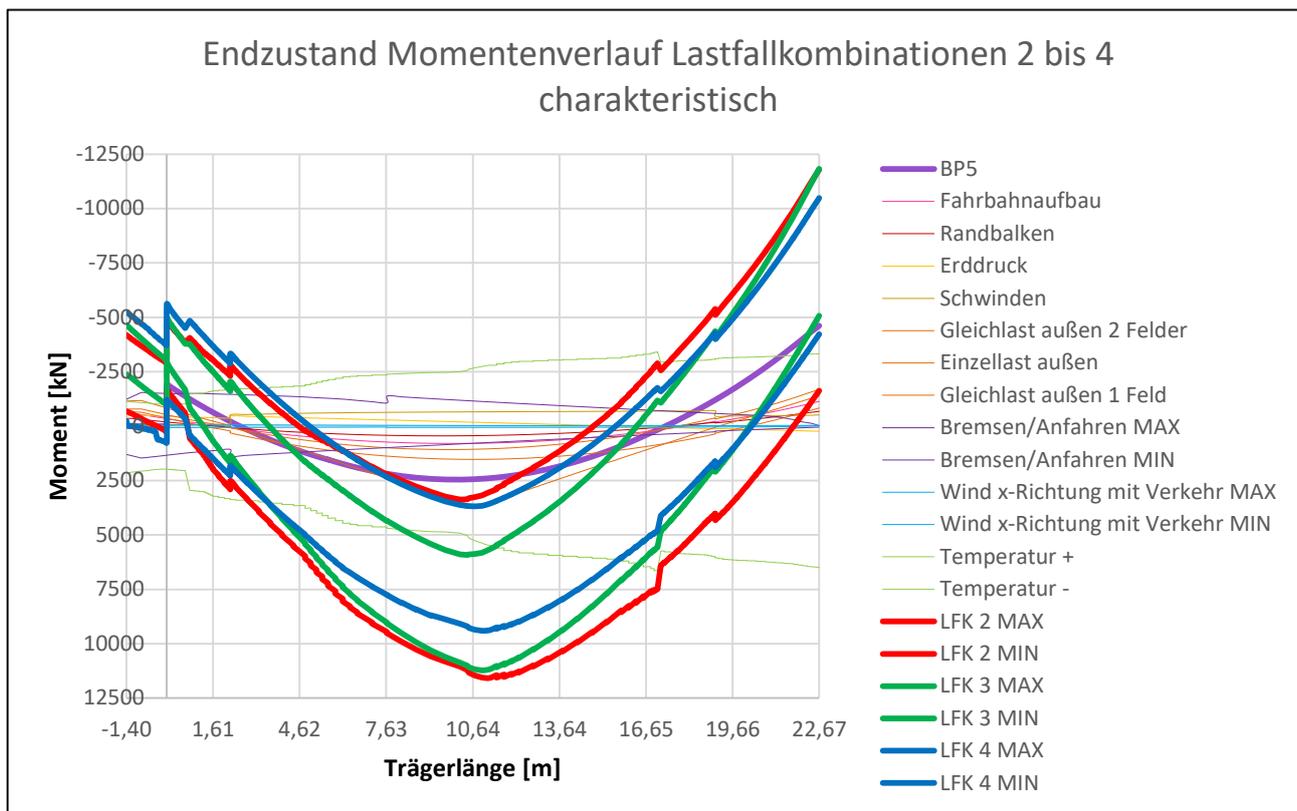


Abb. 4.120: Momentenlinie Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt

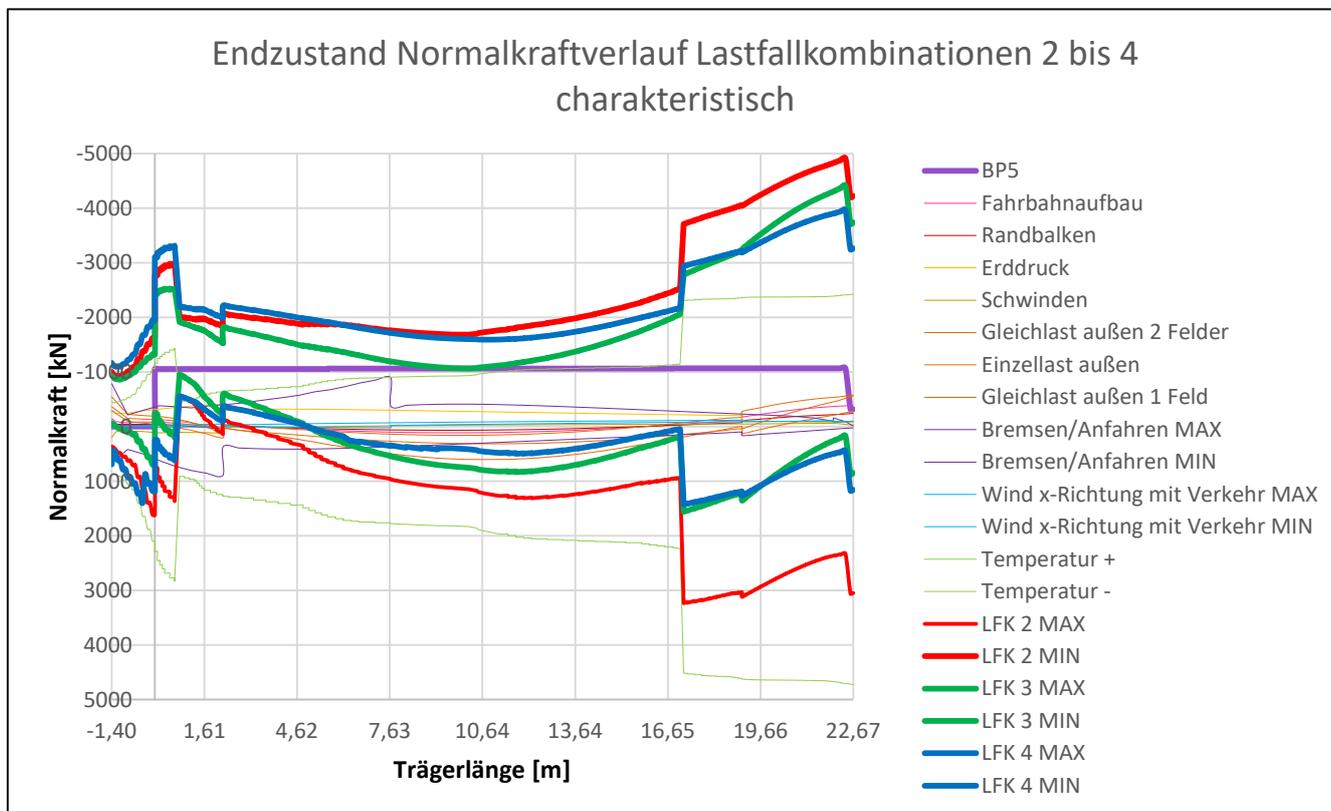


Abb. 4.121: Normalkraftlinie Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

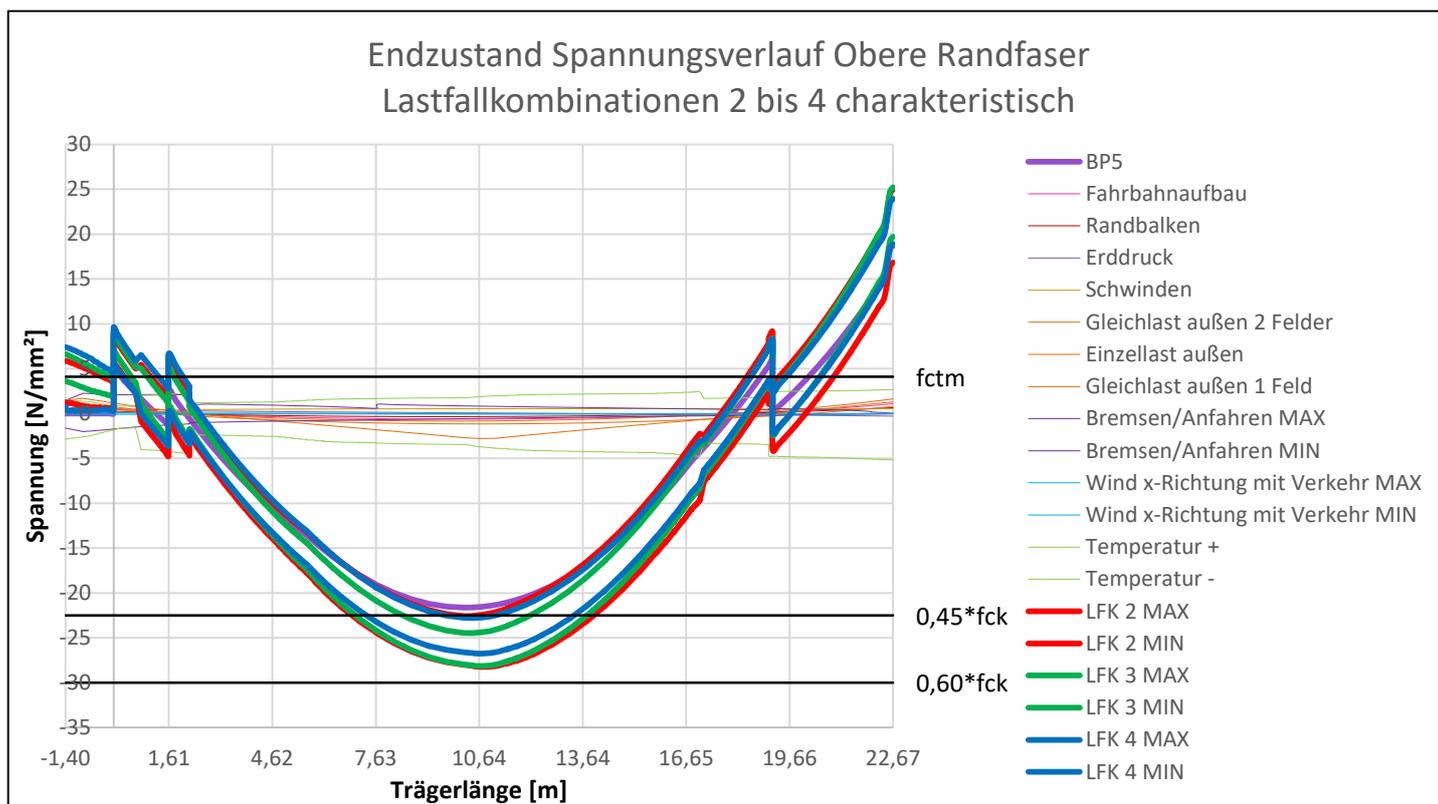


Abb. 4.122: Spannungsverlauf σ_o Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt

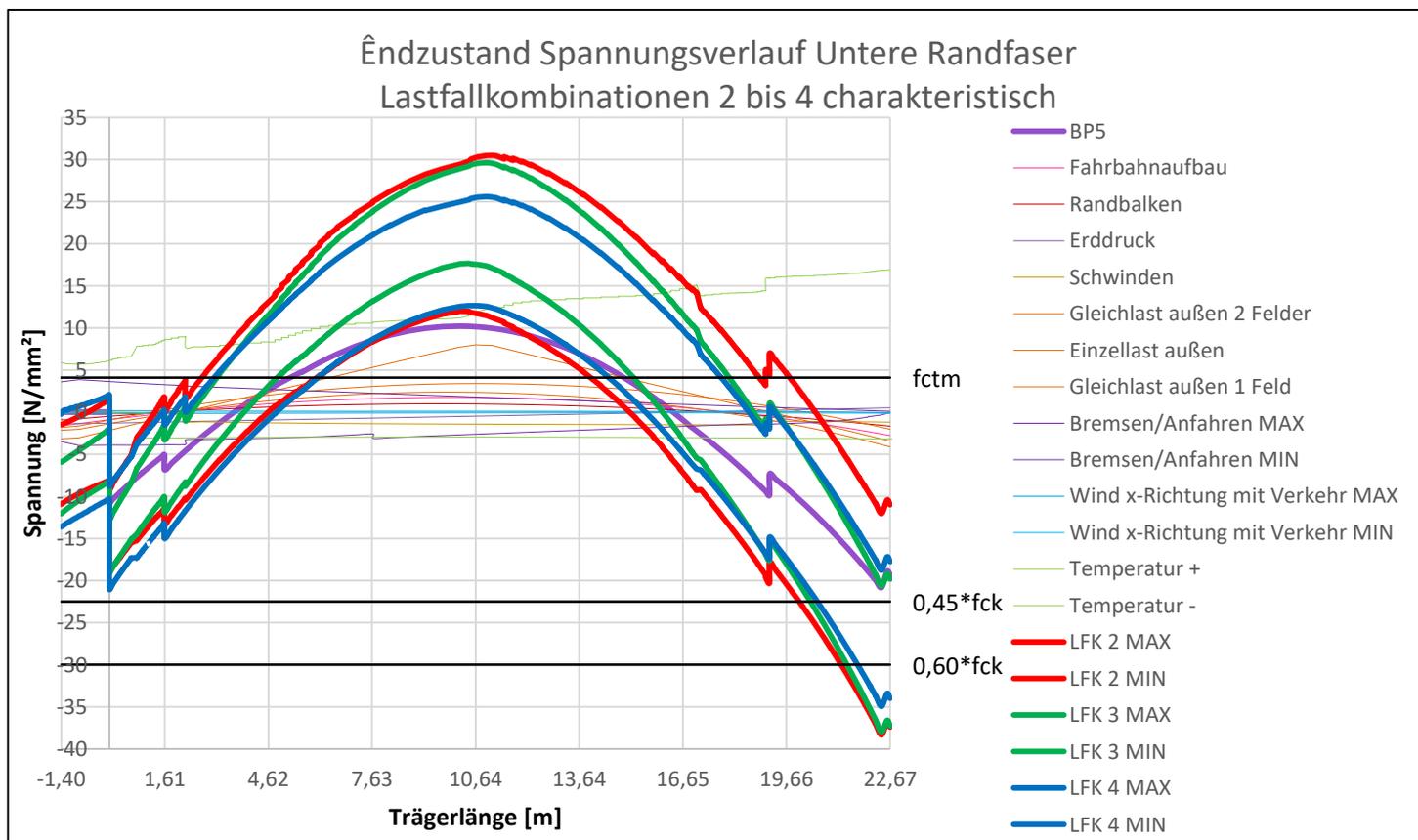


Abb. 4.123: Spannungsverlauf σ_u Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 4.124, 4.125, 4.126 und 4.127 sind die Momentenverläufe, die Normalkraftverläufe und die Spannungsverläufe am oberen und am unteren Querschnittsrand für die quasiständige Lastfallkombination 9 für die gering vorgespannte Variante dargestellt. Die Lastfälle sind in unterschiedlichen Farben dargestellt, wobei die Lastfallkombination der Bauphasen 1 bis 5 in violett und die Lastfallkombination 9 mit den minimalen und den maximalen Werten in blau abgebildet sind.

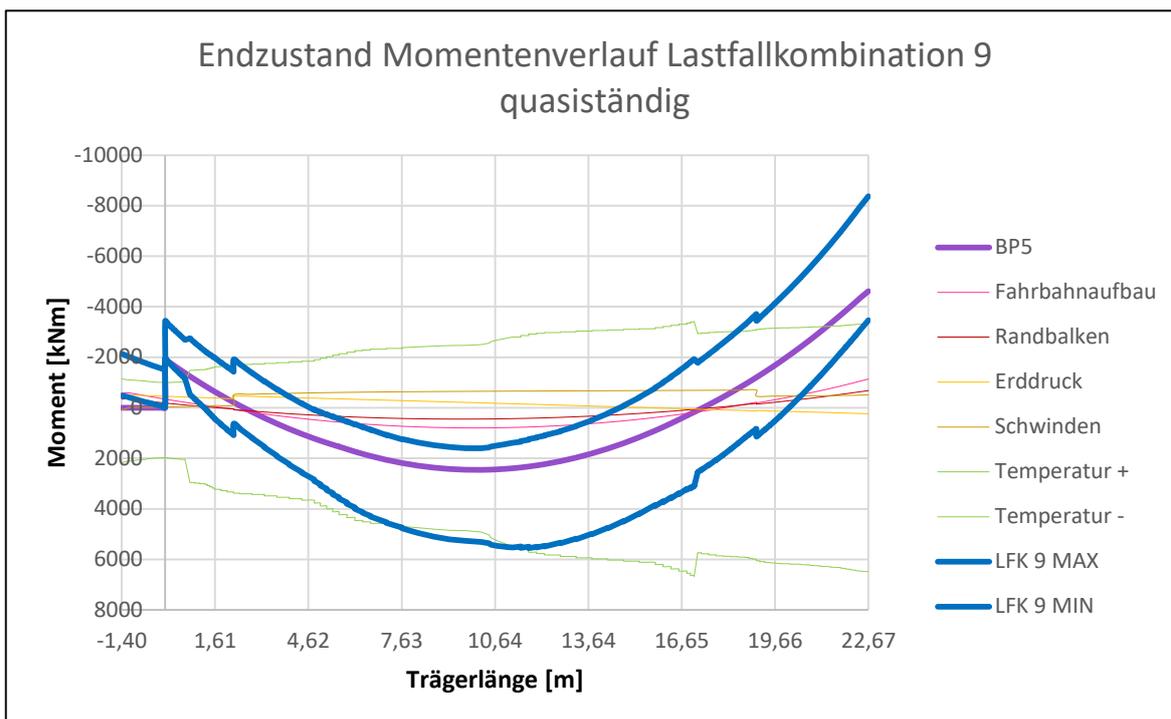


Abb. 4.124: Momentenlinie Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt

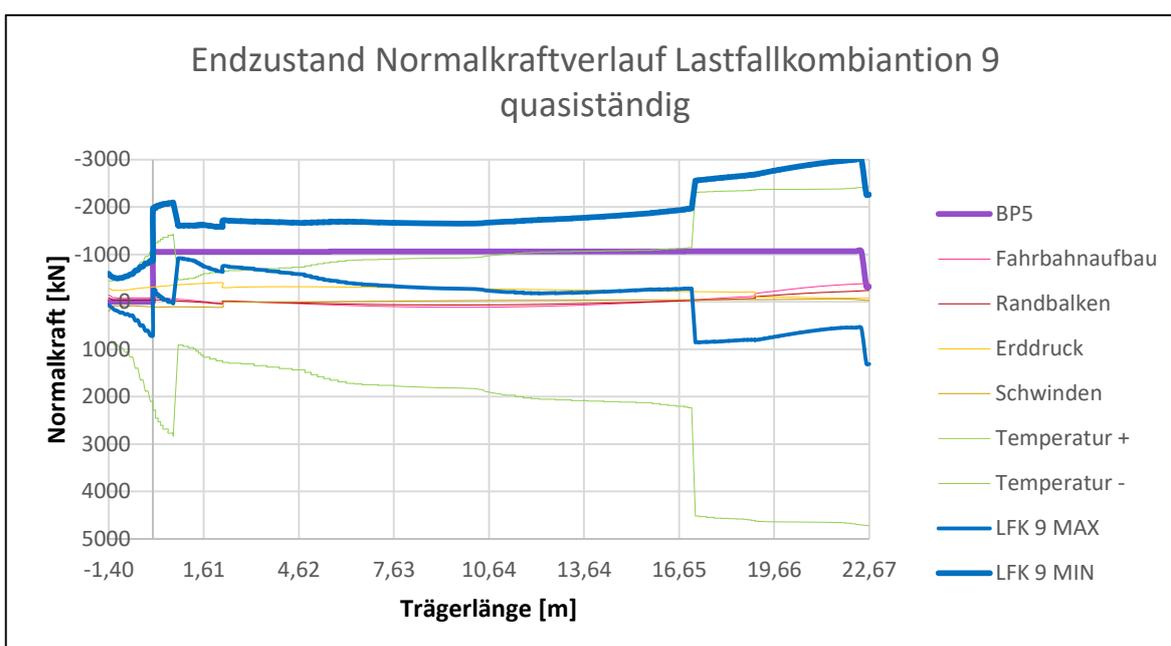


Abb. 4.125: Normalkraftlinie Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

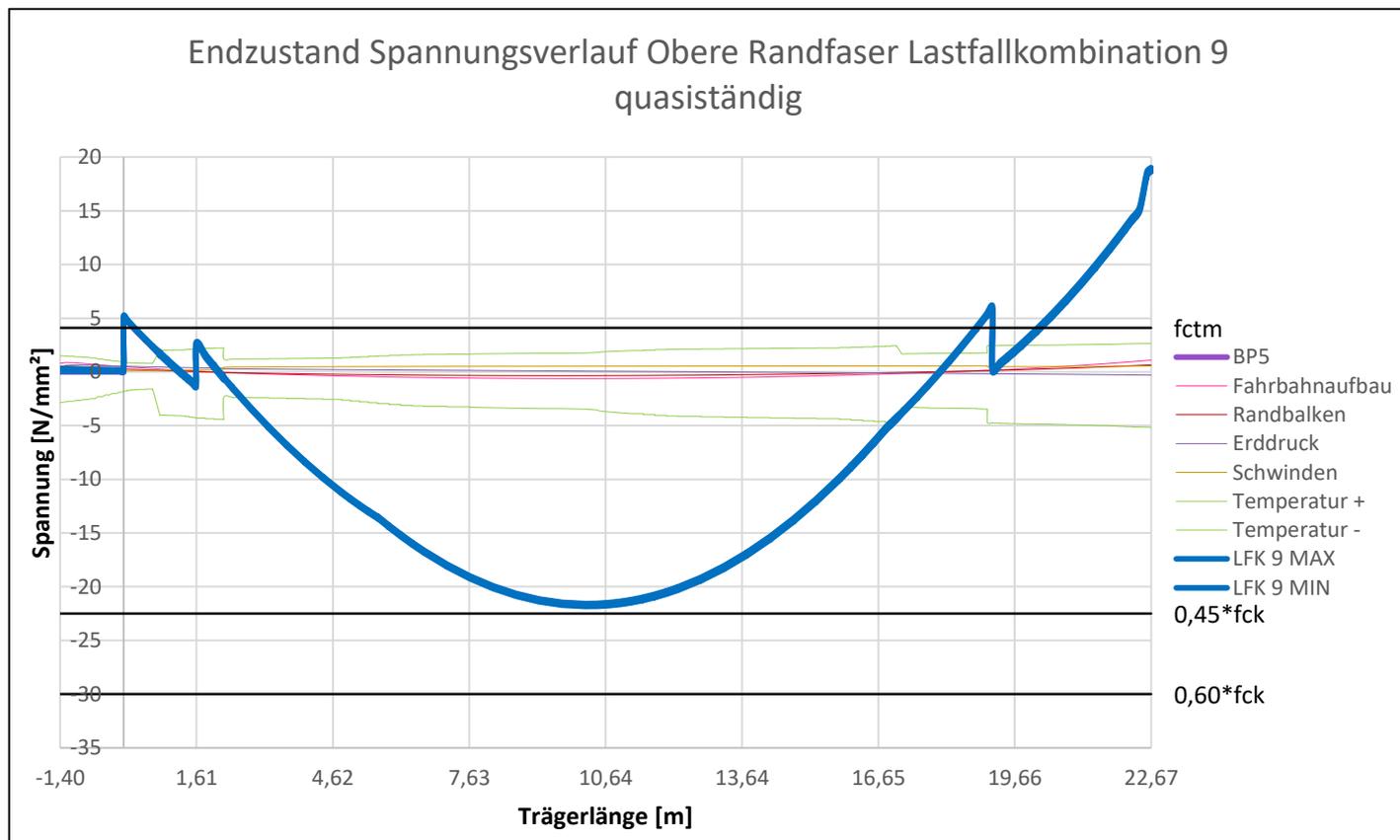


Abb. 4.126: Spannungsverlauf σ_o Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt

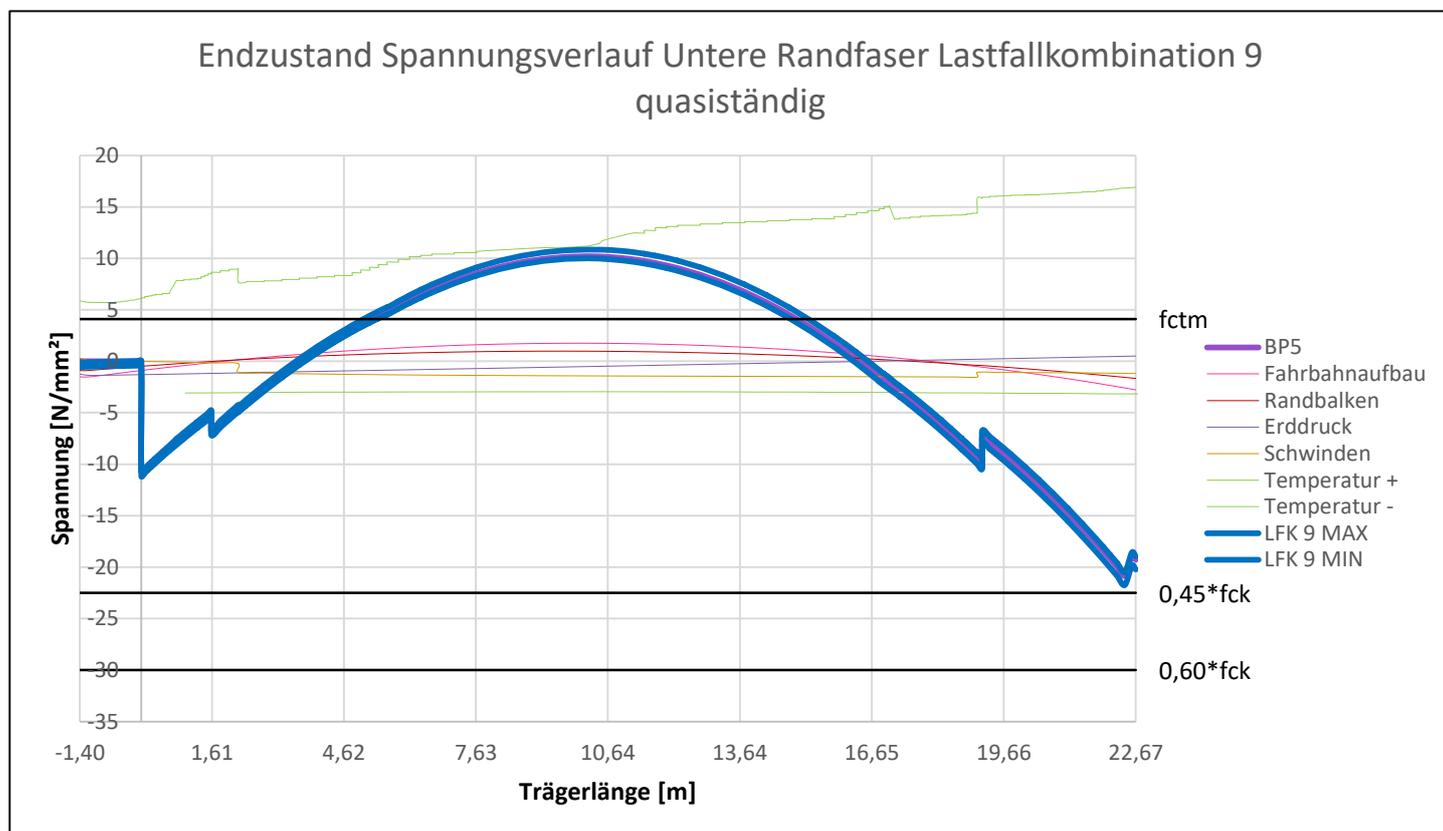


Abb. 4.127: Spannungsverlauf σ_u Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 4.128, 4.129, 4.130 und 4.131 sind die Schnittgrößenverläufe und Spannungsverläufe der quasiständigen Lastfallkombination 1 der hoch vorgespannten Variante abgebildet. Diese Lastfallkombination wird nur für den Nachweis der Dekompression verwendet.

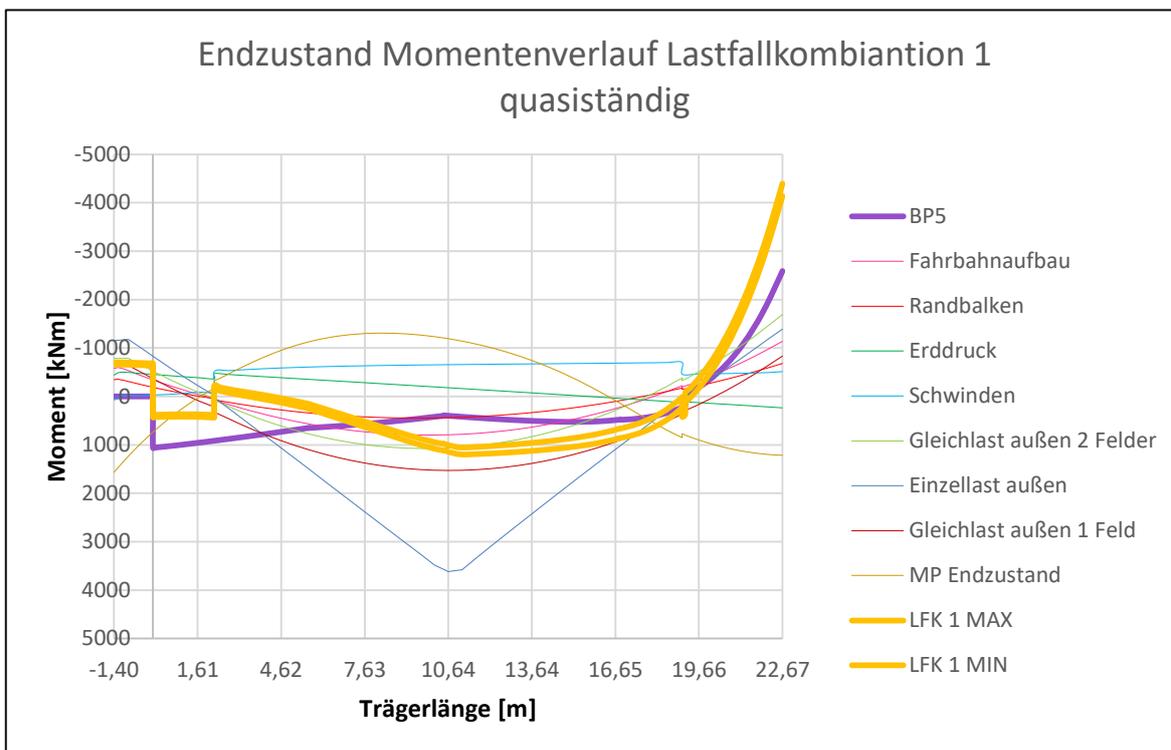


Abb. 4.128: Momentenlinie Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt

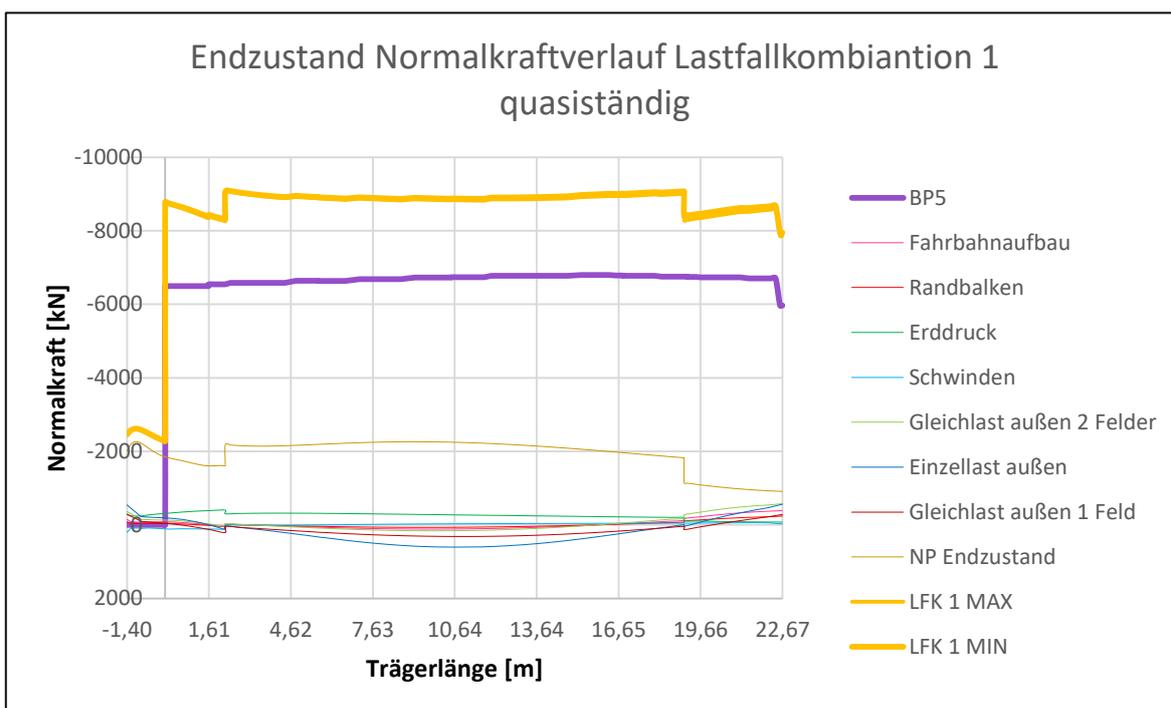


Abb. 4.129: Normalkraftlinie Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

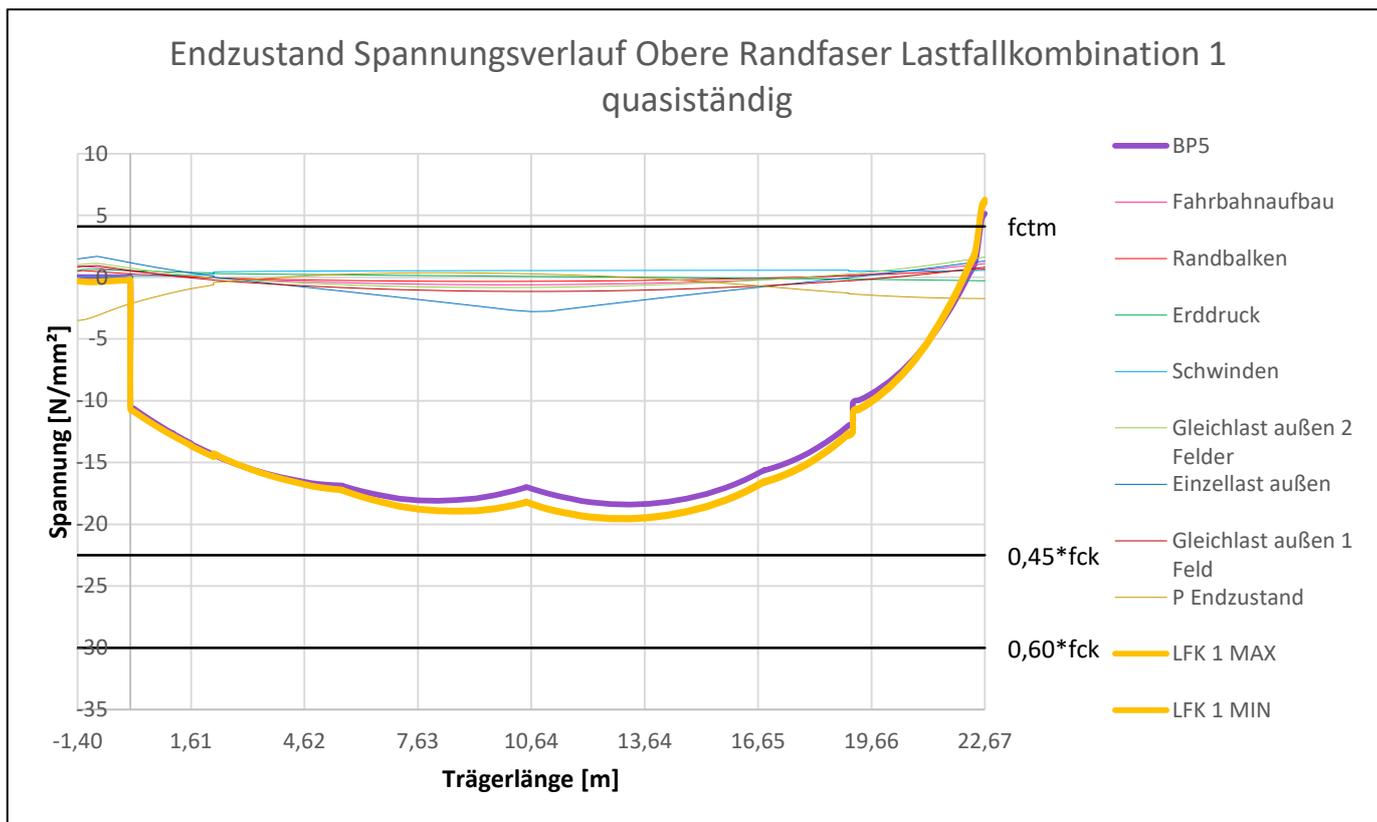


Abb. 4.130: Spannungsverlauf σ_o Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt

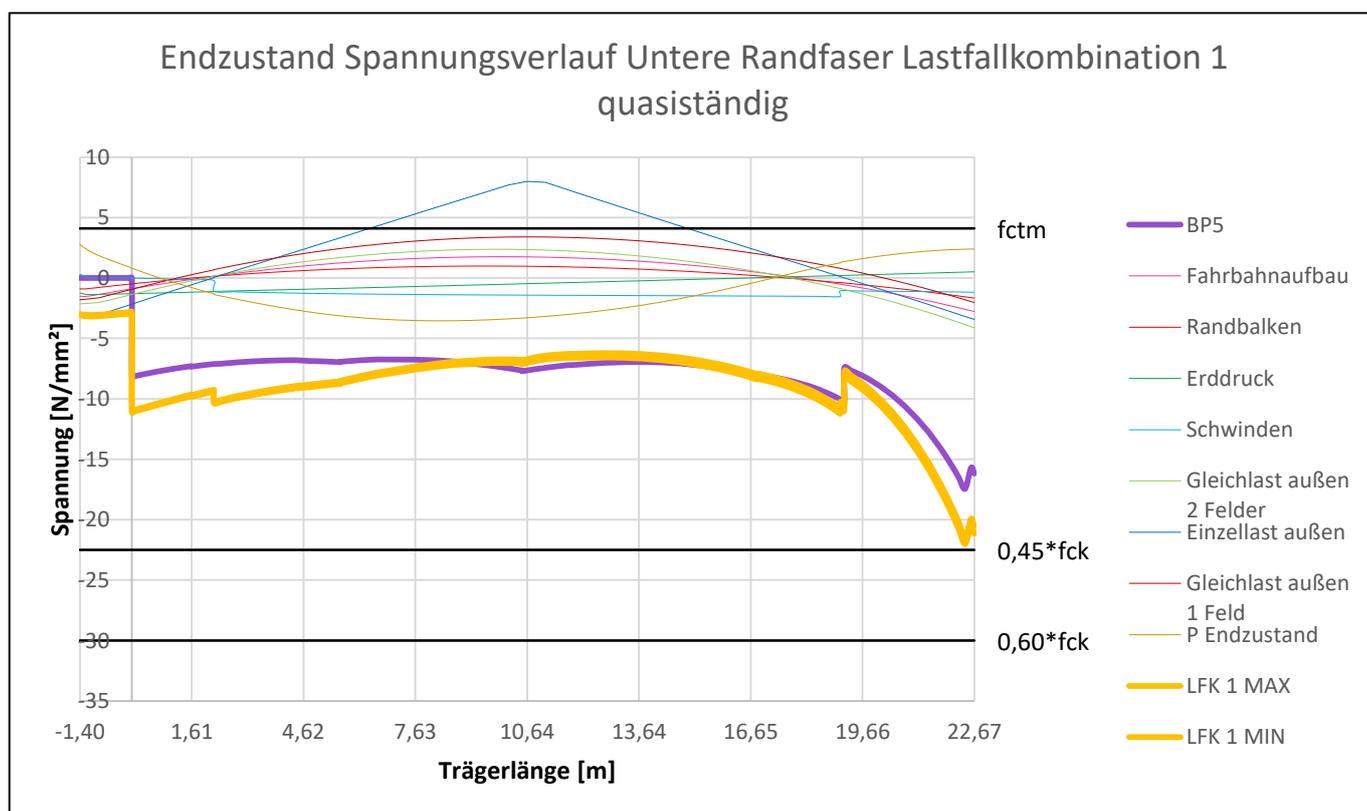


Abb. 4.131: Spannungsverlauf σ_u Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 4.132, 4.133, 4.134 und 4.135 sind die Schnittgrößenverläufe und Spannungsverläufe für die charakteristischen Lastfallkombinationen 2 bis 4 der hoch vorgespannten Variante abgebildet.

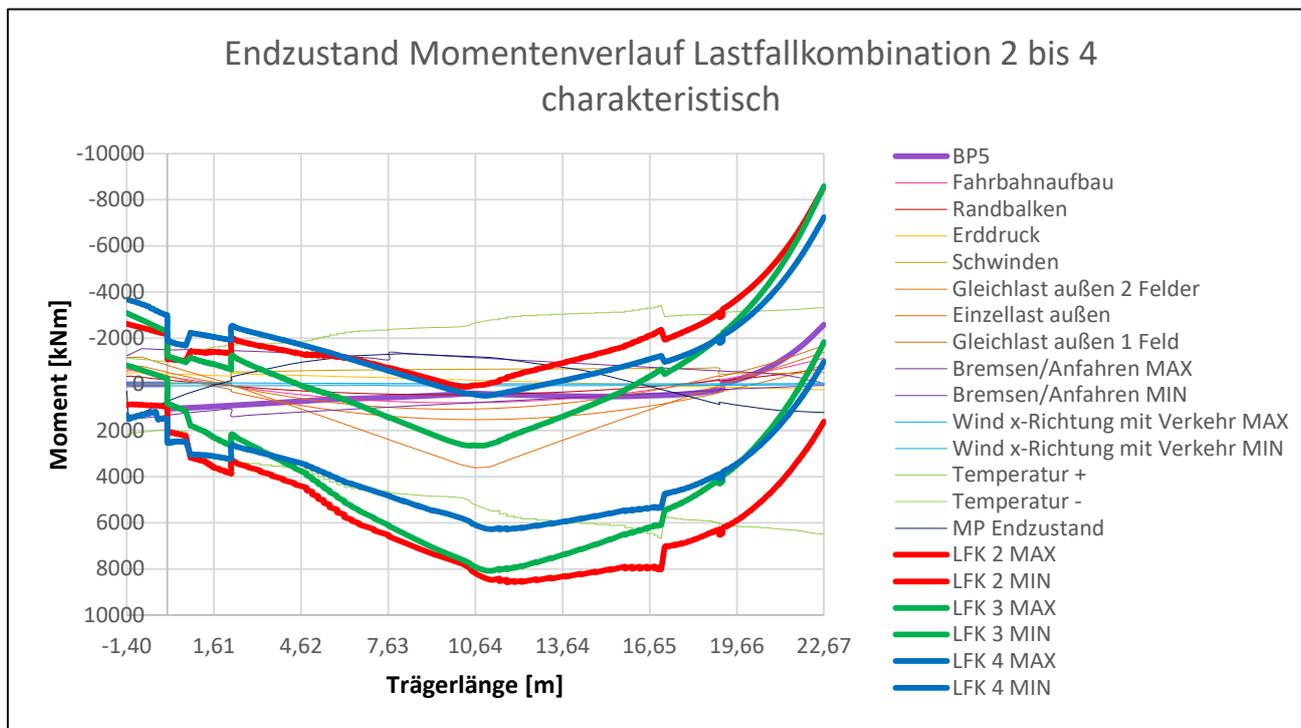


Abb. 4.132: Momentenlinie Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt

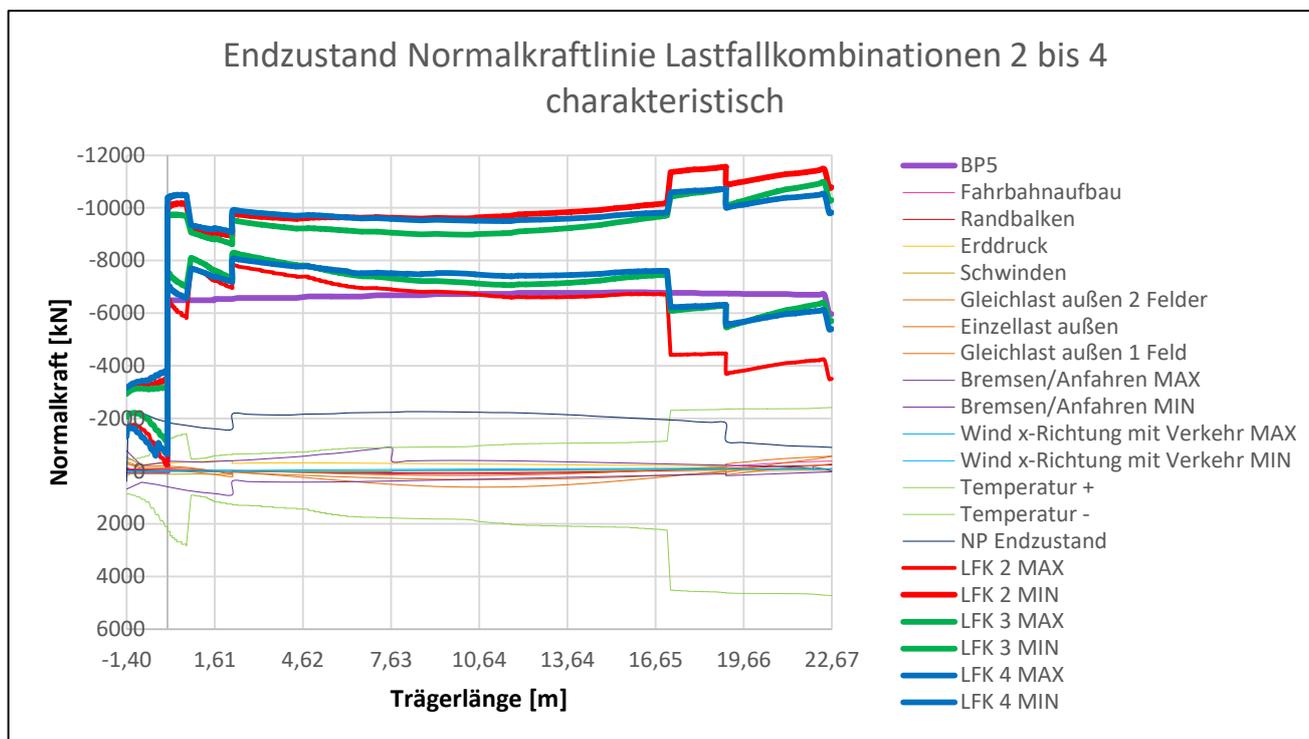


Abb. 4.133: Normalkraftlinie Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

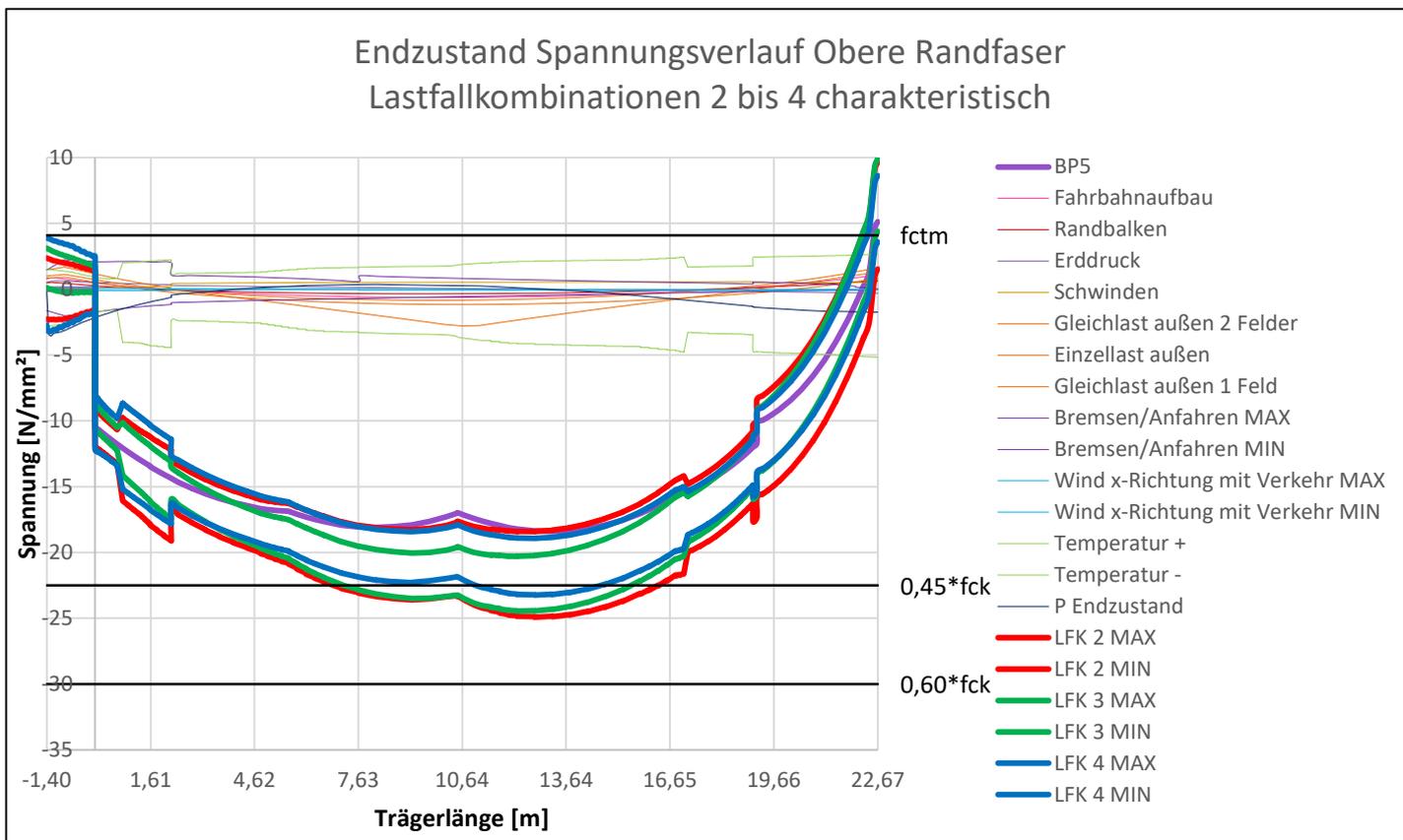


Abb. 4.134: Spannungsverlauf σ_o Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt

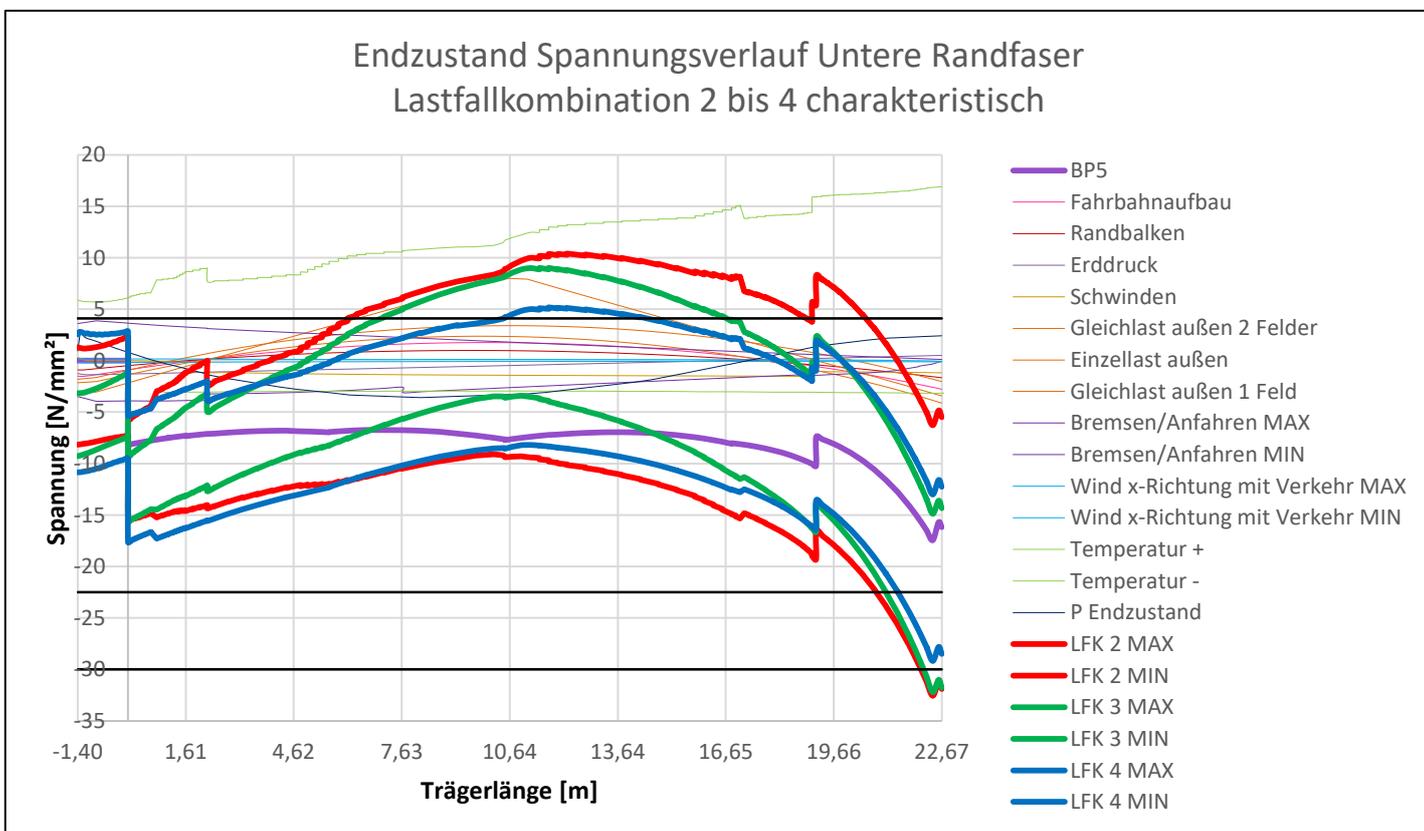


Abb. 4.135: Spannungsverlauf σ_u Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 4.136, 4.137, 4.138 und 4.139 sind die Schnittgrößenverläufe und Spannungsverläufe der häufigen Lastfallkombination 8 der hoch vorgespannten Variante abgebildet.

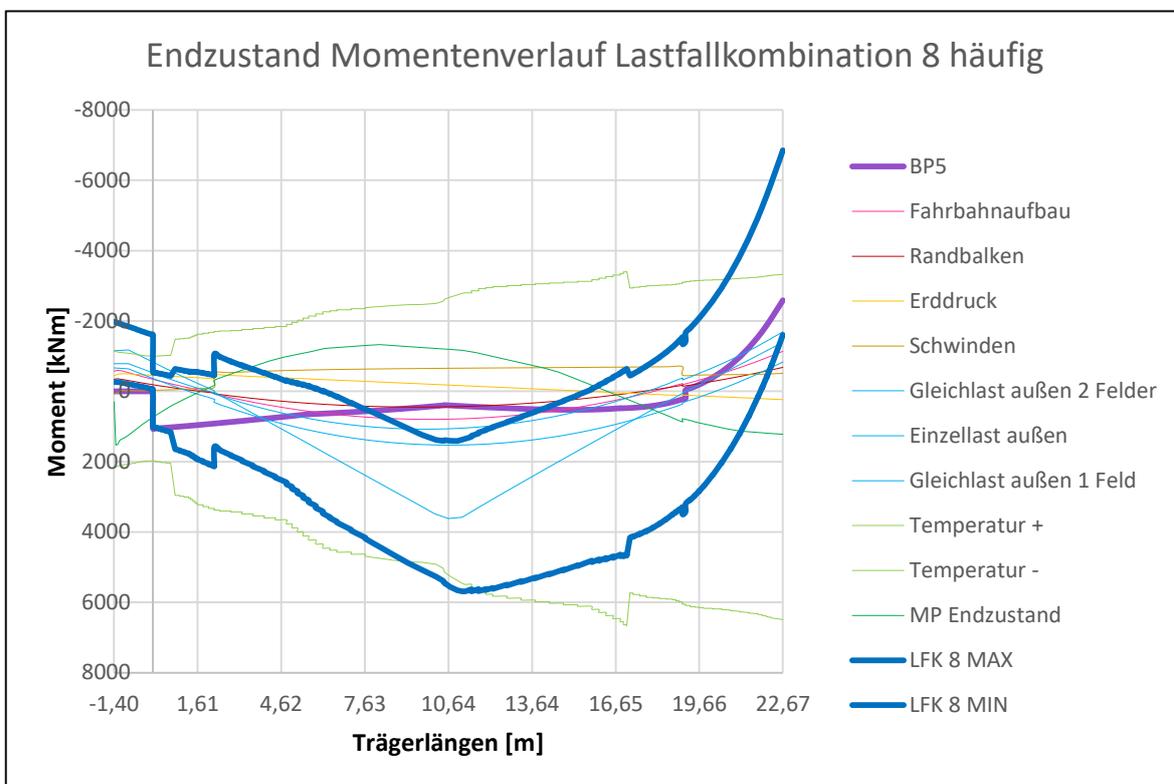


Abb. 4.136: Momentenlinie Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt

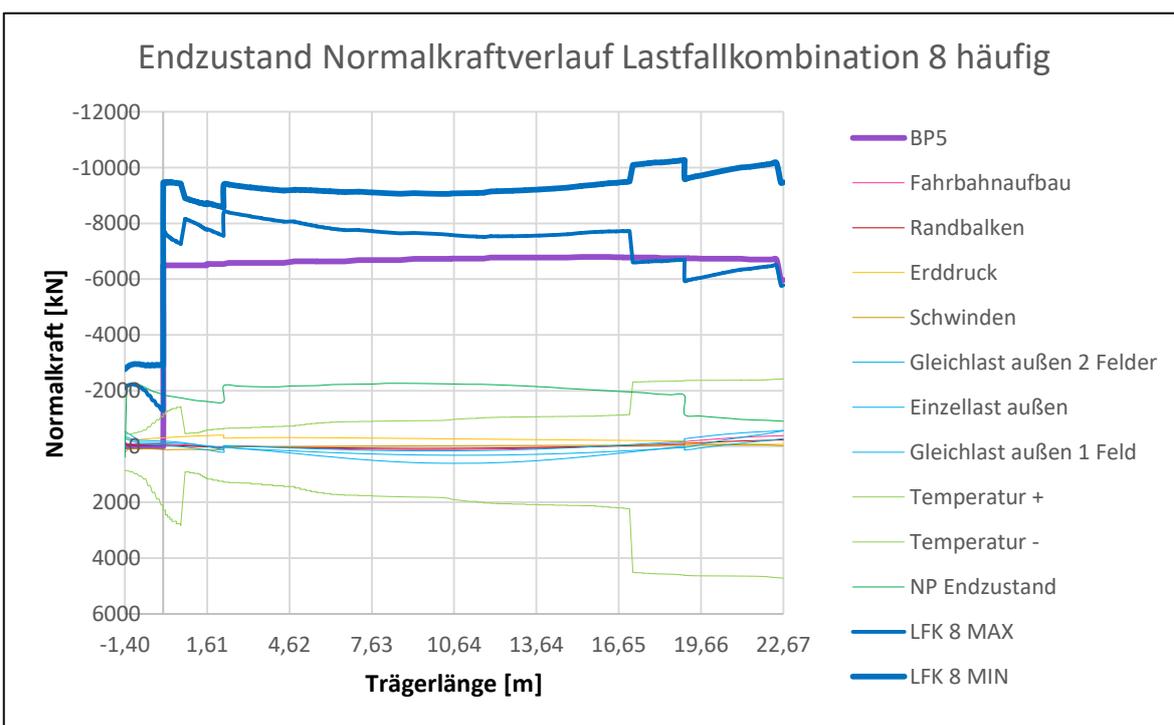


Abb. 4.137: Normalkraftlinie Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

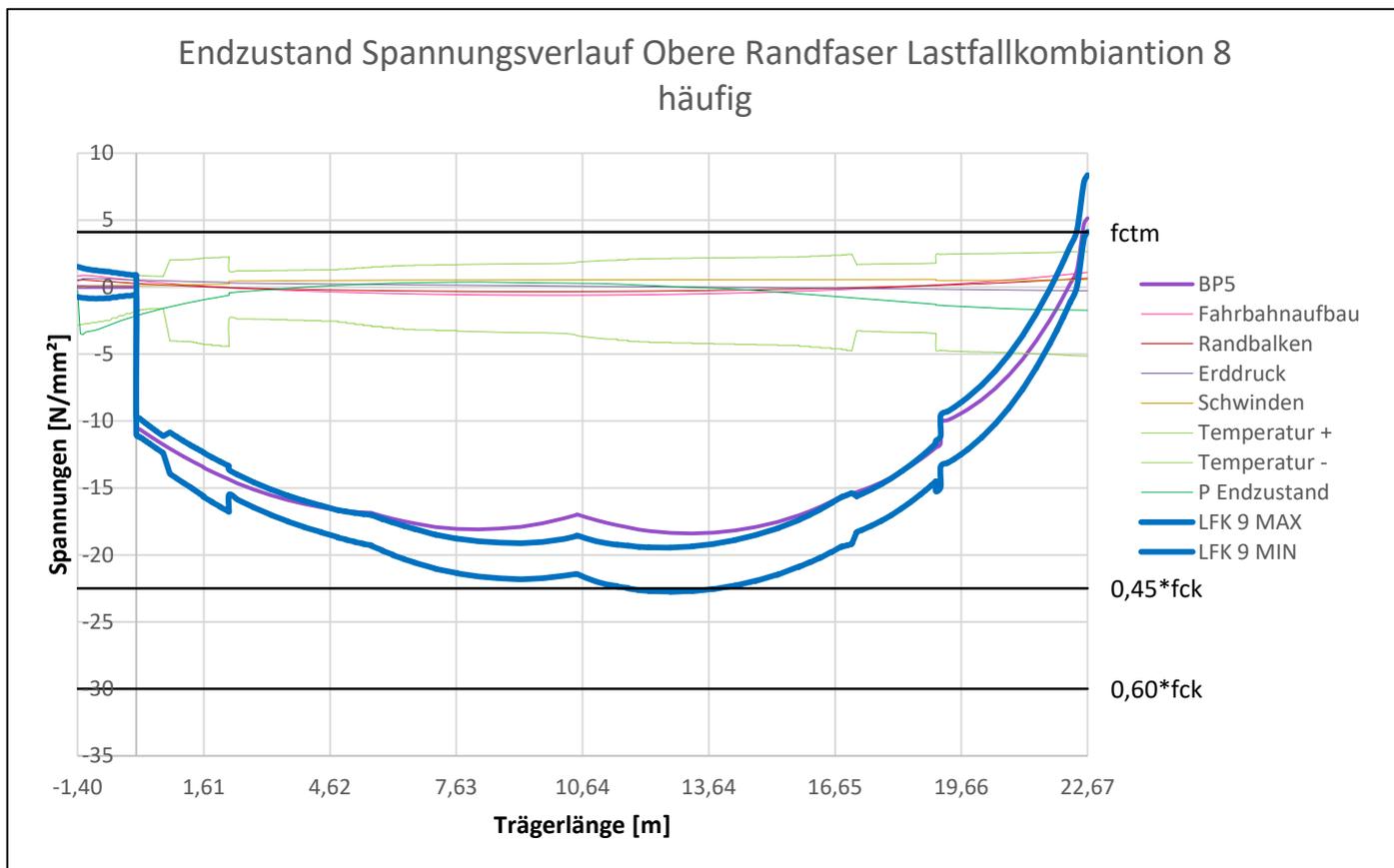


Abb. 4.138: Spannungsverlauf σ_o Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt

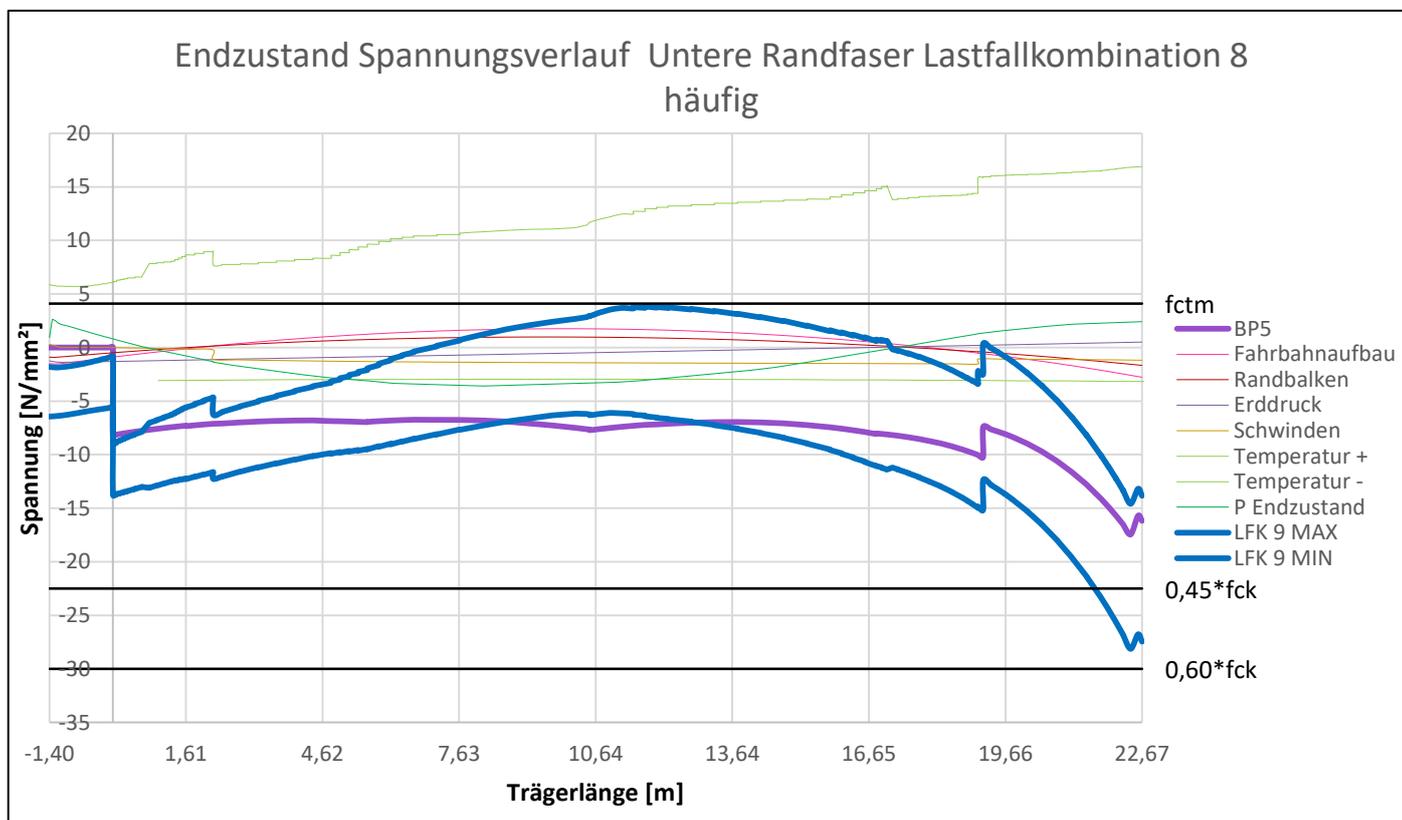


Abb. 4.139: Spannungsverlauf σ_u Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt

4.10 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für den Nachweis der Tragfähigkeit werden die Schnittgrößen verwendet. Die einzelnen Lastfälle werden mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [17] multipliziert und danach kombiniert. Bis zum Endzustand handelt es sich um ständige Lasten, die ohne Kombinationsbeiwerte addiert werden. Die Widerstände werden durch die Teilsicherheitsbeiwerte der Baustoffe dividiert. Diese befinden sich in der Tabelle 4.4.

Für die gering vorgespannte Variante werden zu Beginn jedes Nachweises die Spannkraftverluste und die Verluste durch Kriechen und Schwinden des Betons berechnet. Anschließend werden die maßgebenden Stellen nachgewiesen, indem die Tragfähigkeit infolge Normalkraft und Biegung in der Feldmitte und wenn nötig am Auflager und die Querkrafttragfähigkeit am Auflager bestimmt wird. Für den Plattenbalken im Endzustand muss zusätzlich untersucht werden, ob Torsion, zweiachsige Querkraft oder zweiachsige Biegung vorhanden ist.

Für die hoch vorgespannte Variante wird nur der Endzustand nachgewiesen, da die Schnittgrößen in den Bauphasen mit den Vorspannungen abgedeckt sind. Die zeitabhängigen Spannkraftverluste und die Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen werden als Vereinfachung bei der hoch vorgespannten Variante vernachlässigt.

4.10.1 Umlenksattel, Bodenplatte und Elementwände

In der ersten Bauphase wird bei beiden Varianten vorgespannt. Die Umlenkkräfte, die dadurch entstehen, müssen vom Umlenksattel aufgenommen werden. Der Umlenksattel wird als Einfeldträger berechnet und besitzt in der Feldmitte ein Moment M_{pk} von 5,69 kNm. Es handelt sich um einen Rechteckquerschnitt mit einer Breite b von 350 mm und einer Höhe h von 200 mm. Die erforderliche Zugbewehrung A_{s1} wird mit der Formel 4.45 berechnet.

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{Ed}}{\sigma_{s1}} \geq 0 \text{ mit} \quad (4.45)$$

$$F_{cd} = 0,8095 * x * b * f_{cd} \text{ wenn}$$

$$x = 1,202 * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 * M_{s1}}{b * f_{cd}}} \right) \leq x_{lim} = \frac{700 * d}{f_{yd} + 700}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$M_{s1} = M_{Ed} + N_{Ed} * z_{s1}$$

Dabei ist F_{cd} die Bemessungsdruckkraft, die vom Betonquerschnitt aufgenommen wird, N_{Ed} die vorhandene Bemessungsnormalkraft, σ_{s1} die Spannung auf Höhe der Zugbewehrung, x die Betondruckzonenhöhe, b die Breite der Betondruckzone, f_{cd} die Bemessungsbetondruckfestigkeit, f_{ck} die charakteristische Betondruckfestigkeit, γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, x_{lim} die maximale Betondruckzonenhöhe, bei der der Querschnitt voll ausgenützt ist, d die statische Nutzhöhe, f_{yd} die Bemessungszugfestigkeit der Zugbewehrung, f_{yk} der charakteristische Wert der Zugfestigkeit der Bewehrung, γ_s der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl, M_{s1} das auf die Bewehrung einwirkende Moment, M_{Ed} der Bemessungswert des vorhandenen Moments und z_{s1} der Abstand des Schwerpunkts des Querschnitts zum Schwerpunkt der Bewehrung.

Es wird angenommen, dass der Umlenksattel mit der Bodenplatte betoniert wird, wobei zwischen diesen beiden Arbeitsschritten 24 Stunden liegen sollten. Somit wird vereinfachend angenommen, dass der Umlenksattel zum Zeitpunkt der Vorspannung fünf Tage alt ist. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt 36,13 N/mm², der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c beträgt 1,50, der charakteristische Wert der Zugfestigkeit der Bewehrung f_{yk} beträgt 550 N/mm², der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s beträgt 1,15, der charakteristische Wert des vorhandenen Moments M_{pk} beträgt 5,69 kNm und die vorhandene N_{Ed} ist 0 kN. Da die Last auf den Umlenksattel aufgrund der Vorspannung wirkt und der Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannungen γ_p 1,00 beträgt, ist das Bemessungsmoment M_{Ed} gleich dem charakteristischen Moment M_{pk} . Die Breite der Druckzone b beträgt 350 mm, die Höhe des betrachteten Querschnitts beträgt 200 mm, die statische Nutzhöhe d wird mit 90 % der Querschnittshöhe abgeschätzt und beträgt 180 mm und für die Spannung auf Höhe der Bewehrung σ_{s1} wird der Bemessungswert der Zugfestigkeit f_{yd} eingesetzt. In der nachfolgenden Berechnung werden die einzelnen Werte berechnet, die für die Ermittlung der Zugbewehrung A_{s1} benötigt werden. Diese beträgt 0,67 cm². Da die Last von unten nach oben wirkt, liegt die Zugzone am oberen Rand.

$$f_{cd} = \frac{36,13}{1,50} = 24,09 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{550}{1,15} = 478,30 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$M_{s1} = 569 + 0 = 569 \text{ kNcm} \equiv 5,69 \text{ kNm}$$

$$x = 1,202 * \left(\frac{180}{10} - \sqrt{\left(\frac{180}{10}\right)^2 - \frac{2,055 * 569}{\frac{350}{10} * \frac{24,09}{10}}} \right) = 0,47 \text{ cm} \leq x_{lim} = \frac{700 * \frac{180}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} \quad \checkmark$$

$$= 16,85 \text{ cm}$$

$$F_{cd} = 0,8095 * 0,47 * \frac{350}{10} * \frac{24,09}{10} = 31,93 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{31,93 - 0}{\frac{478,30}{10}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Vom Halbfertigteilträger wird zu Beginn der Querschnitt selbst betrachtet. Der Halbfertigteilquerschnitt wird in zwei Schritten mit Beton gefüllt, wobei zwischen diesen beiden Arbeitsvorgängen 24 Stunden liegen. Dadurch entsteht eine hohe Last auf die dünnen Elementwände und die Bodenplatte. Die erforderliche Bewehrung wird mit der Formel 4.45 berechnet. Es werden bei der Berechnung nur diejenigen Werte beschrieben, die sich zur vorherigen Berechnung ändern.

Es wird vereinfachend angenommen, dass die Bodenplatte und die Wände zur selben Zeit betoniert werden. Da die Wände schon vorher fertiggestellt werden, liegt dies auf der sicheren Seite. Wie im Kapitel 4.1 bereits beschrieben, folgt das Betonieren der Auflager zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt $42,69 \text{ N/mm}^2$, der charakteristische Wert des vorhandenen Moments in der Bodenplatte $M_{g2k,BP}$ beträgt $1,25 \text{ kNm}$, der charakteristische Wert des vorhandenen Moments in den Wänden $M_{g2k,W}$ beträgt $0,90 \text{ kNm}$, und die vorhandene N_{Ed} ist 0 kN . Da die Momente aufgrund von ständigen Lasten entstehen, müssen die charakteristischen Werte mit dem Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten γ_G mit $1,35$ multipliziert werden und betragen $1,69 \text{ kNm}$ in der Bodenplatte und $1,22 \text{ kNm}$ in den Wänden. Die Schnittgrößen infolge Vorspannung wirken günstig und werden deshalb nicht berücksichtigt. Dies entspricht dem Auflager, an dem die Vorspannung im Schwerpunkt liegt.

Die Breite der Druckzone b beträgt 1000 mm , da die Berechnung auf die Länge von 1 m bezogen wurde, die Höhe des betrachteten Querschnitts beträgt 150 mm bei der Bodenplatte beziehungsweise 70 mm bei den Wänden. Die statische Nutzhöhe d der Wände wird mit der Höhe h , der benötigten Mindestbetondeckung c_{nom} mit 35 mm und einem Bewehrungsdurchmesser von 10 mm abgeschätzt und beträgt 30 mm . Die statische Nutzhöhe d der Bodenplatte wird mit der Höhe h , der benötigten Mindestbetondeckung

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

c_{nom} mit 35 mm, einem Querkraftbügel mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Bewehrungsdurchmesser von 20 mm abgeschätzt und beträgt 95 mm.

In der nachfolgenden Berechnung werden die einzelnen Werte berechnet, die für die Ermittlung der Zugbewehrung A_{s1} benötigt werden. Die Zugbewehrung in der Bodenplatte $A_{s1,BP}$ beträgt 0,37 cm² und ist pro Meter am unteren Rand einzulegen. Die Zugbewehrung in den Wänden $A_{s1,W}$ beträgt 0,87 cm² und ist ebenfalls pro Meter einzulegen. Da die Last von innen nach außen wirkt und der Bodenplattenanschluss als biegesteif betrachtet wird, liegt die Zugzone am inneren Rand.

$$f_{cd} = \frac{42,69}{1,50} = 28,46 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{s1,BP} = 169 + 0 = 169 \text{ kNcm} \equiv 1,69 \text{ kNm}$$

$$M_{s1,W} = 122 + 0 = 122 \text{ kNcm} \equiv 1,22 \text{ kNm}$$

$$x_{BP} = 1,202 * \left(\frac{95}{10} - \sqrt{\left(\frac{95}{10}\right)^2 - \frac{2,055 * 169}{\frac{1000}{10} * \frac{28,46}{10}}} \right) = 0,08 \text{ cm} \leq x_{lim,BP}$$

$$= \frac{700 * \frac{95}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} = 8,89 \text{ cm}$$

✓

$$x_W = 1,202 * \left(\frac{30}{10} - \sqrt{\left(\frac{30}{10}\right)^2 - \frac{2,055 * 122}{\frac{1000}{10} * \frac{28,46}{10}}} \right) = 0,18 \text{ cm} \leq x_{lim,W}$$

$$= \frac{700 * \frac{30}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} = 2,81 \text{ cm}$$

✓

$$F_{cd,BP} = 0,8095 * 0,08 * \frac{1000}{10} * \frac{28,46}{10} = 17,81 \text{ kN}$$

$$F_{cd,W} = 0,8095 * 0,18 * \frac{1000}{10} * \frac{28,46}{10} = 41,53 \text{ kN}$$

$$A_{s1,BP} = \frac{17,81 - 0}{\frac{478,30}{10}} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,W} = \frac{41,53 - 0}{\frac{478,30}{10}} = 0,87 \text{ cm}^2$$

4.10.2 Halbfertigteilquerschnitt (HQS) Variante gering vorgespannt

Auflager $t = 10$ Tage

Für den Querkraftnachweis am Auflager wird der Zeitpunkt $t = 10$ Tage gewählt, da zu diesem Zeitpunkt die Last des Betons im Auflagerbereich schon wirkt, der ausbetonierte Querschnitt jedoch noch nicht tragend ist. Das statische System ist zu diesem Zeitpunkt noch ein Einfeldträger, somit ist das Moment an dieser Stelle Null. Durch die Vorspannung wirkt als Normalkraft nur eine Druckkraft. Somit muss auch keine erforderliche Bewehrung berechnet werden.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit werden die Lastfälle (LF) des Eigengewichts mit dem Lastfall der Nutzlast kombiniert und mit Teilsicherheitsbeiwerten laut [17] multipliziert. Zusätzlich muss die Vorspannung mit dem Teilsicherheitsbeiwert aus [8] berücksichtigt werden. Die ständigen Lasten haben einen Teilsicherheitsbeiwert γ_G von 1,35, die veränderlichen Lasten haben einen Teilsicherheitsbeiwert γ_Q von 1,50. Die Vorspannung wirkt günstig und hat daher einen Teilsicherheitsbeiwert γ_P von 1,00.

Die Querkraft am Auflagerrand V_{HQS}^B ist daher eine Kombination aus LF Eigengewicht Bauphase 1, LF Nutzlast Bauphase 1, LF Vorspannung Bauphase 1 und LF Auflager betonieren Bauphase 2 und beträgt laut nachfolgender Berechnung 152,65 kN. Die Schnittgrößen befinden sich in den Tabellen F.1, F.2, F.3 und F.4 im Anhang F. Maßgebende Stelle ist dabei das Auflager bei der Mittelstütze.

$$\begin{aligned} V_{HQS}^B &= 80,71 * 1,35 + 8,97 * 1,50 + (-51,87) * 1,00 + 60,82 * 1,35 \\ &= 152,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Durch die Änderung des statischen Systems von einem Einfeldträger zu einem Zweifeldträger kommt es zu Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen und Schwinden. Da der Zeitpunkt der Errichtung des neuen statischen Systems mit dem Zeitpunkt der Betrachtung zusammenfällt, können die Schnittgrößen noch nicht umgelagert werden.

Durch Kriechen und Schwinden des Betons nimmt die Vorspannkraft ab. Dadurch werden die günstig wirkenden Schnittgrößen kleiner. Diese Spannkraftverluste ΔP_{c+s+r} werden zusätzlich berücksichtigt und nach [9] mit der Formel 4.46 berechnet.

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\ &= A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(5,10) * \sigma_{m,cP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{np}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(5,10)]} \end{aligned} \quad (4.46)$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Dabei ist ΔP_{c+s+r} der Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation, A_p die Querschnittsfläche des Spannglieds, $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ der Spannungsverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation, ε_{cs} die Schwinddehnung als Absolutwert, und E_p der Elastizitätsmodul des Spannstahls, welcher 195.000 N/mm² beträgt. $\Delta\sigma_{pr}$ ist der Spannungsverlust infolge Relaxation infolge der quasi-ständigen Einwirkungen als Absolutwert, E_{cm} ist der Elastizitätsmodul für Beton, welcher 33.000 N/mm² beträgt, $\varphi(5,10)$ ist die Kriechzahl zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ und Belastungszeitpunkt $t = 5 \text{ Tage}$ und $\sigma_{m,CP}$ ist die durchschnittliche Betonspannung in Höhe der Spannglieder infolge Eigengewicht, Vorspannung und wahlweise der Nutzlast. A_n ist die Nettobetonquerschnittsfläche, I_n ist das Flächenträgheitsmoment und z_{np} ist der Abstand der Vorspannung zum Schwerpunkt. Diese drei Querschnittswerte werden aufgrund der externen Vorspannung ohne Verbund als Nettowert eingesetzt. Druckspannungen und Verkürzungen werden in der Formel 4.46 mit positiven Vorzeichen eingesetzt.

Es kommen vier Litzen mit einer Einzelquerschnittsfläche von 150 mm² zum Einsatz. Somit beträgt die Querschnittsfläche des Spannglieds A_p 600 mm². Die Betonquerschnittsfläche am Auflager A_n beträgt in der zweiten Bauphase 2.880 cm², das Flächenträgheitsmoment I_n beträgt 5.227.874,71 cm⁴ und der Schwerpunktabstand der Vorspannung z_{np} beträgt 0 cm. Diese Werte werden aus der Tabelle F.4 entnommen.

Die Schwinddehnung ε_{cs} zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ beträgt laut Berechnung in Kapitel 4.1 0,05‰, der Spannungsverlust $\Delta\sigma_{pr}$ beträgt 5,52 N/mm², die Kriechzahl $\varphi(5,10)$ wird aus der Tabelle 4.14 entnommen und beträgt 0,43 und die durchschnittliche Betonspannung in Höhe des Spannglieds $\sigma_{m,CP}$ wird mit den Werten aus den Tabellen F.1, F.2 und F.3 zu einer quasiständigen Bemessungssituation kombiniert und beträgt laut nachfolgender Berechnung -1,95 N/mm². Da die Druckspannung mit positivem Vorzeichen eingesetzt wird und die Nutzlast diese Spannung nur verringern würde, wird diese für die Berechnung der Verluste nicht berücksichtigt. Die Last durch das Auflager betonieren der Bauphase 2 wirkt erst ab dem Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ und muss für die Verluste nicht berücksichtigt werden. Die Verluste ergeben laut nachfolgender Berechnung 18,22 N/mm². Mit der Anfangsvorspannung unmittelbar nach dem Vorspannen von 1.249,44 N/mm² ergibt sich ein Verlust von 1,46 %. Somit beträgt die Querkraft am Auflager zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ laut nachfolgender Berechnung 153,41 kN.

$$\sigma_{m,CP} = 0,2090 + (-0,4042) = -0,1952 \text{ kN/cm}^2 \equiv -1,95 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,05 * 10^{-3} * 195.000 + 0,8 * 5,52 + \frac{195.000}{33.000} * 0,43 * (0,1952 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{2880 * 100} * \left(1 + \frac{2880 * 100}{5.227.874,71 * 10^4} * 0\right) * [1 + 0,8 * 0,43]}$$

$$= 18,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{18,22}{1.249,44} = 1,46 \%$$

$$V_{HQS}(t) = 152,65 + (-51,87) * \frac{1,46}{100} = 153,41 \text{ kN}$$

Für den Querkraftnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss ermittelt werden, ob rechnerisch eine Querkraftbewehrung erforderlich ist. Dazu muss der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ nach [8] mit der Formel 4.47 berechnet werden.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad (4.47)$$

$$\geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \text{ mit}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,00 \text{ mit } d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 * f_{cd}$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Dabei ist $V_{Rd,c}$ der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand, $C_{Rd,c}$ ein Beiwert, k ein Beiwert abhängig von der statischen Nutzhöhe d , ρ_l das geometrische Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung, f_{ck} die charakteristische Betonfestigkeit, k_1 ein Beiwert, σ_{cp} die Spannung im Beton aufgrund der Normalkraft oder der Vorspannung, b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts, v_{min} eine Spannung abhängig von der Betonfestigkeit und der statischen Nutzhöhe, γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Lastbeanspruchung oder Vorspannung mit positivem Vorzeichen für Druck, A_c die Bruttoquerschnittsfläche des Betonquerschnitts und f_{cd} die Bemessungsbetonfestigkeit.

Die charakteristische Betonfestigkeit beträgt zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ laut Tabelle 4.7 42,69 N/mm². Der Beiwert k_1 beträgt laut [8] 0,15, der Teilsicherheitsbeiwert γ_c beträgt 1,50 und der Flächeninhalt des Querschnitts A_c beträgt 2.880 cm².

Da am Auflager kein Moment auftritt, wird auch keine Zugbewehrung benötigt. Es wird für die Bemessung dieser Bauphase rechnerisch nur die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ eingelegt. Diese wird nach [8] mit der Formel 4.48 berechnet.

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0,0013 * b_t * d \quad (4.48)$$

f_{ctm} ist der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons und beträgt zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ 3,58 N/mm², f_{yk} ist der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls und beträgt 550 N/mm² und b_t die mittlere Breite der Zugzone. Da im Feldbereich die Zugzone im unteren Bereich liegt, wird dies auch für den Auflagerbereich angewendet. Die Breite b_t beträgt 140 mm und entspricht zweimal der Stegbreite von 70 mm, da die Druckzone nicht bis in die Bodenplatte reicht. Die statische Nutzhöhe d wird mit der Querschnittshöhe h von 1.350 mm, mit der Mindestbetondeckung c_{nom} von 35 mm, mit einem Bügelbewehrungsdurchmesser von 10 mm und einer gewählten Bewehrung mit einem Durchmesser von 20 mm abgeschätzt und beträgt laut nachfolgender Berechnung 1.295 mm.

Die Mindestbewehrung beträgt laut nachfolgender Berechnung 3,07 cm². Erfüllte Bedingungen werden mit ✓ gekennzeichnet.

$$d = h - c_{nom} - \phi_{Bü} - \frac{\phi}{2} = 1.350 - 35 - 10 - \frac{20}{2} = 1.295 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{3,58}{550} * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} = 3,07 \text{ cm}^2 \geq 0,0013 * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} = 2,36 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Für die Normalkraft im Querschnitt werden von der Normalkraft aufgrund der Vorspannung die Spannungsverluste der Vorspannung abgezogen. Im Bauzustand erzeugt nur die Vorspannung eine Normalkraft und diese beträgt mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_p von 1,00 -747,87 kN. Durch die Verluste von 1,46 % ergibt sich eine Normalkraft von -736,96 kN. Die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts b_w entspricht der mittleren Breite der Zugzone b_t und ist 140 mm breit. Diese Breite entspricht zweimal der Stegbreite.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Nachfolgend werden die einzelnen benötigten Werte sowie der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ berechnet. Dieser beträgt 318,64 kN.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1.295}} = 1,39 \leq 2,00 \quad \checkmark$$

$$\rho_l = \frac{3,07}{\frac{140}{10} * \frac{1.295}{10}} = 0,0013 \leq 0,02 \quad \checkmark$$

$$f_{cd} = \frac{42,69}{1,50} = 28,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{736,96}{2.880} = 0,2559 \text{ kN/cm}^2 < 0,2 * \frac{28,46}{10} = 0,5692 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

$$v_{min} = 0,035 * 1,39^{\frac{3}{2}} * \left(\frac{42,69}{10}\right)^{\frac{1}{2}} = 0,1189 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,39 * \left(100 * 0,0013 * \frac{42,69}{10}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0,2559 \right] * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} \quad \checkmark$$

$$= 318,64 \text{ kN} \geq (0,1189 + 0,15 * 0,2559) * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} = 285,15 \text{ kN}$$

Die vorhandene Querkraft $V_{HQS}(t)$ beträgt 153,41 kN und ist somit kleiner als die aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,c}$. Somit ist die erlaubte Reduzierung der Querkraft am Auflager nicht nötig und es wird die Mindestbewehrung $A_{sw,min}$ nach der Formel 4.49 eingebaut.

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} * s * b_w * \sin(\alpha) \text{ mit} \quad (4.49)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$\rho_{w,min}$ ist der Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung, α ist der Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse und wird mit 90° gewählt und s ist der Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse. Dieser wird als maximal möglicher Längsabstand $s_{l,max}$ gewählt und nach [8] und [1] mit der Formel 4.50 berechnet.

$$s_{l,max} = 0,75 * d * [1 + \cot(\alpha)] \leq 25 \text{ cm} \quad (4.50)$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die statische Nutzhöhe d , die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts b_w und die Kennwerte der Materialien ändern sich nicht. Die Mindestquerkraftbewehrung $A_{sw,min}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung $3,33 \text{ cm}^2$.

$$s_{l,max} = 0,75 * \frac{1.295}{10} * [1 + \cot(90)] = 97,13 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \times$$

$$s_{l,max} = 25 \text{ cm}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{\frac{42,69}{10}}}{\frac{550}{10}} = 0,0095$$

$$A_{sw,min} = 0,0095 * 25 * \frac{140}{10} * \sin(90) = 3,33 \text{ cm}^2$$

Da die Stege und die Bodenplatte zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellt wurden, muss die Schubkraftübertragung in den Fugen nach [8] mit der Formel 4.51 nachgewiesen werden.

$$v_{Edi} = \frac{\beta * V_{Ed}}{z * b_i} \leq v_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * [\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)] \quad (4.51)$$

$$\leq 0,5 * v * f_{cd} \text{ mit}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 * f_{ctm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ mit } f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2$$

Dabei ist v_{Edi} der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge, β das Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft, V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft, z der Hebelarm des zusammengesetzten Querschnitts, b_i die Breite der Fuge, v_{Rdi} der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge, c ein Beiwert abhängig von der Rauigkeit der Fuge, f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfähigkeit, μ ein Beiwert abhängig von der Rauigkeit der Fuge, σ_n die minimale Normalspannung rechtwinklig zur Fuge, die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann, ρ der Beweh-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

rungsgrad der Fuge, f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Fugenbewehrung, α der Neigungswinkel der Verbundbewehrung, ν ein Festigkeitsabminderungsbeiwert, f_{cd} die Bemessungsbetondruckfestigkeit, $f_{ctk;0,05}$ das 5 %-Quantile der charakteristischen Zugfestigkeit des Betons, f_{ctm} die mittlere Zugfestigkeit des Betons, A_s die Querschnittsfläche der Verbundbewehrung, A_i die Fläche der Fuge, f_{yk} der charakteristische Wert der Streckgrenze der Fugenbewehrung und f_{ck} der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit.

Für den Zeitpunkt des Nachweises beträgt die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} wie oben bereits beschrieben 42,69 N/mm² und die Bemessungsbetondruckfestigkeit f_{cd} 28,46 N/mm², die Bemessungsstreckgrenze der Fugenbewehrung f_{yd} 550 N/mm² und die mittlere Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} 3,58 N/mm². Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c beträgt 1,50, der Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s beträgt 1,15, die einwirkende Querkraft V_{Ed} wurde zuvor berechnet und beträgt 153,41 kN, der Hebelsarm z wird mit 90 % der statischen Nutzhöhe d abgeschätzt und beträgt 1.166 mm, die Breite der Fuge b_i ist zweimal die Bodenplattenhöhe und beträgt 300 mm, c und μ betragen für die Annahme einer glatten Fuge 0,20 beziehungsweise 0,60 und die Verbundbewehrungsneigung α wird zu 90° gewählt. Das Verhältnis der Normalkraft in der Betonerfüllung und der Gesamtnormalkraft β wird mit 1,00 angenommen, da dies auf der sicheren Seite liegt. Die minimale Normalspannung rechtwinklig zur Fuge σ_n beträgt 0 N/mm², da rechtwinklig zur Stabachse keine Schnittgrößen entstehen. Für die Querschnittsfläche der Verbundbewehrung A_s wird die Mindestquerkraftbewehrung mit 3,33 cm² eingesetzt. Diese bezieht sich auf den Abstand der Querkraftbewehrung entlang der Bauteilachse s mit 250 mm. Die Fläche der Fuge A_i wird aus der Fugenbreite b_i mit 300 mm und dem Abstand der Querkraftbewehrung s berechnet und beträgt 75.000 mm². Der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge ν_{Edi} beträgt laut nachfolgender Berechnung 0,44 N/mm² und ist somit kleiner als der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge ν_{Rdi} mit 1,61 N/mm² und wird mit ✓ gekennzeichnet.

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 * 3,58 = 2,51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{2,51}{1,50} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{550}{1,15} = 478,30 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{42,69}{250}\right) = 0,50$$

$$\rho = \frac{3,33}{\frac{75.000}{100}} = 0,0044$$

$$v_{Edi} = \frac{1,00 * 153,41}{\frac{1.166}{10} * \frac{300}{10}} = 0,0439 \text{ kN/cm}^2 \leq v_{Rdi}$$

$$= 0,20 * \frac{1,67}{10} + 0,6 * 0 + 0,0044 * \frac{478,30}{10} * [0,6 * \sin(90) + \cos(90)] \quad \checkmark$$

$$= 0,1607 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,5 * 0,50 * \frac{28,46}{10} = 0,7080 \text{ kN/cm}^2$$

Feldbereich $t = 15 \text{ Tage}$

Für den Nachweis des Halbfertigteilquerschnitts im Feldbereich wird der Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ gewählt, da hier der Querschnitt betoniert wird. In der nächsten Bauphase wirkt bereits der Vollquerschnitt. In Feldmitte wirken das Moment und die Normalkraft, die Querkraft beläuft sich auf 0 kN, daher muss nur die Biegung infolge Moment und Normalkraft nachgewiesen werden.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit werden die Lastfälle (LF) des Eigengewichts mit dem Lastfall der Nutzlast zu einer ständigen Bemessungssituation laut Kapitel 4.6 kombiniert und mit Teilsicherheitsbeiwerten laut [17] multipliziert. Die Vorspannung mit dem Teilsicherheitsbeiwert aus [8] wird bei der Biegung nach [1] nicht bei den Einwirkungen, sondern beim Widerstand berücksichtigt werden. Die ständigen Lasten haben einen Teilsicherheitsbeiwert γ_G von 1,35, die veränderlichen Lasten haben einen Teilsicherheitsbeiwert γ_Q von 1,50. Die Vorspannung wirkt günstig und hat daher einen Teilsicherheitsbeiwert γ_P von 1,00.

Die Schnittgrößen in Feldmitte N_{HQS}^B und M_{HQS}^B sind eine Kombination aus LF Eigengewicht Bauphase 1, LF Nutzlast Bauphase 1, LF Auflager betonieren Bauphase 2 und LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 und betragen laut nachfolgender Berechnung -121,11 kN beziehungsweise 1.286,75 kNm. Die Schnittgrößen befinden sich in den Tabellen F.1, F.2, F.4 und F.5 im Anhang F. Ab dem statischen System des Zweifeldträgers liegt das maximale Moment nicht mehr genau in Feldmitte. Für die Nachweise wird daher vereinfachend das maximale Moment verwendet.

$$N_{HQS}^B = (-89,71) * 1,35 = -121,11 \text{ kN}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$M_{HQS}^B = 45.239 * 1,35 + 5.027 * 1,50 + 6.496 * 1,35 + 37.994 * 1,35$$

$$= 128.675 \text{ kNcm} \equiv 1.286,75 \text{ kNm}$$

Durch die Änderung des statischen Systems von einem Einfeldträger zu einem Zweifeldträger kommt es zu Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen und Schwinden. Für die Verluste durch Kriechen und Schwinden des Betons werden die Schnittgrößen aus dem Lehrgerüstzustand benötigt. Im Lehrgerüstzustand besteht das Eigengewicht nicht aus drei Lastfällen, sondern wird im Ganzen betoniert. Die Berechnung des Lastfalls Eigengewicht Bauphase 1 bis 3 Lehrgerüstzustand wird mit dem Programm Dlubal RFEM durchgeführt. Die Normalkraft dieses Lastfalls beträgt -101,97 kN und das Moment beträgt 751,36 kNm. Würde der Betoniervorgang in einem Arbeitsschritt erfolgen, so würde die Nutzlast auf den Zweifeldträger wirken. Somit wird auch dieser Lastfall für das neue System berechnet. Die Normalkraft des Lastfalls Nutzlast Bauphase 1 Lehrgerüstzustand beträgt -3,93 kN und das Moment beträgt 15,59 kNm. Diese Lastfälle müssen erneut kombiniert werden und ergeben laut nachfolgender Berechnung die Normalkraft im Lehrgerüstzustand N_{HQS}^L zu -143,55 kN und das Moment im Lehrgerüstzustand M_{HQS}^L zu 1.037,72 kNm.

$$N_{HQS}^L = (-101,97) * 1,35 + (-3,93) * 1,50 = -143,55 \text{ kN}$$

$$M_{HQS}^L = 75.136 * 1,35 + 1.559 * 1,50 = 103.772 \text{ kNcm} \equiv 1.037,72 \text{ kNm}$$

Die Schnittgrößen des vorhandenen Systems liegen zwischen diesen beiden Werten und werden nach [2] mit der Formel 4.52 berechnet.

$$S_{HQS} = S_{HQS}^B + (S_{HQS}^L - S_{HQS}^B) * \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho * \varphi(t, t_0)} \quad (4.52)$$

Dabei ist S_{HQS} die vorhandene Schnittgröße aufgrund der Kriechumlagerungen, S_{HQS}^B die Schnittgröße im Bauzustand und S_{HQS}^L die Schnittgröße im Lehrgerüstzustand. Der Erreichungszeitpunkt des neuen statischen Systems t_0 beträgt zehn Tage, da der Zweifeldträger ab der zweiten Bauphase zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ besteht, der Zeitpunkt der Betrachtung t beträgt fünfzehn Tage. Der Kriechwert $\varphi(t, t_0)$ wird aus der Tabelle 4.14 entnommen und beträgt 0,40. ρ ist ein Abminderungsbeiwert und beträgt 0,80. Die vorhandene Normalkraft beträgt laut nachfolgender Berechnung -127,86 kN, das vorhandene Moment beträgt 1.211,82 kNm.

$$N_{HQS} = (-121,11) + [(-143,55) - 121,11] * \frac{0,40}{1 + 0,80 * 0,40} = -127,86 \text{ kN}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$M_{HQS} = 128.675 + (103.772 - 128.675) * \frac{0,40}{1 + 0,80 * 0,40} = 121.182 \text{ kNcm}$$

$$\equiv 1.211,82 \text{ kNm}$$

Die Spannkraftverluste ΔP_{c+s+r} werden zusätzlich berücksichtigt und nach [9] mit der Formel 4.53 berechnet. Im folgenden Absatz werden nur die Variablen und Werte beschrieben, die sich zur Bemessung zum Zeitpunkt $t = 10 \text{ Tage}$ in der Formel 4.46 unterscheiden.

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\ &= A_p \\ &* \left\{ \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15,5) * \sigma_{m,CP}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{np}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(15,5)]} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15,10) * \sigma_{m,CP}^2}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n} * \left(1 + \frac{A_n}{I_n} * z_{np}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(15,10)]} \right\} \end{aligned} \quad (4.53)$$

Die Nettobetonquerschnittsfläche im Feld A_n beträgt in der dritten Bauphase 2.860,37 mm², das Flächenträgheitsmoment I_n beträgt 5.198.005,07 cm⁴ und der Schwerpunktabstand der Vorspannung z_{np} beträgt 391 mm. Diese Werte werden aus der Tabelle F.5 entnommen. Die Schwinddehnung ε_{cs} zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ beträgt laut Berechnung in Kapitel 4.1 0,05‰, der Spannungsverlust $\Delta \sigma_{pr}$ beträgt 6,55 N/mm².

Im ersten Term in der Formel 4.53 sind die Kriechverluste der ersten Bauphase mit Belastungszeitpunkt $t_0 = 5 \text{ Tage}$ und die Verluste aus Schwinden und Relaxation enthalten, im zweiten Term sind nur die Kriechverluste der zweiten Bauphase mit Belastungszeitpunkt $t_0 = 10 \text{ Tage}$ enthalten.

Die Kriechzahl im ersten Term $\varphi(15,5)$ wird aus der Tabelle 4.14 entnommen und beträgt 0,53, die Kriechzahl im zweiten Term $\varphi(15,10)$ beträgt 0,40. Die durchschnittliche Betonspannung in Höhe des Spannglieds der ersten Bauphase im ersten Term $\sigma_{m,CP}^1$ wird mit den Werten aus den Tabellen F.1, F.2 und F.3 zu einer quasiständigen Bemessungssituation kombiniert und beträgt -1,95 N/mm². Die durchschnittliche Betonspannung in Höhe des Spannglieds der zweiten Bauphase im zweiten Term $\sigma_{m,CP}^2$ wird der Tabelle F.4 entnommen und beträgt 0,36 N/mm². Die Verluste ergeben laut nachfolgender Berechnung 18,10 N/mm². Mit der Anfangsvorspannung unmittelbar nach dem Vorspannen von 1249,44 N/mm² ergibt sich ein Verlust von 1,45 %.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$$

$$= \frac{0,05 * 10^{-3} * 195.000 + 0,8 * 6,55 + \frac{195.000}{33.000} * 0,53 * (0,1952 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{2.860,37 * 100} * \left(1 + \frac{2.860,37 * 100}{5.198.005,07 * 10^4} * 391,4^2\right) * [1 + 0,8 * 0,53]}$$

$$+ \frac{\frac{195.000}{33.000} * 0,40 * (-0,0360 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{2.860,37 * 100} * \left(1 + \frac{2.860,37 * 100}{5.198.005,07 * 10^4} * 391,4^2\right) * [1 + 0,8 * 0,40]}$$

$$= 18,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{18,10}{1249,44} = 1,45 \%$$

Die Verluste fließen beim Nachweis der Biegung und Normalkraft nicht in die Einwirkungen, sondern erst in die Widerstände ein. Der Tragfähigkeitsnachweis wird nach [1] mit der Formel 4.54 geführt

$$M_{Rd} = 0,8095 * x_p * b * f_{cd} * (d_p - 0,4160 * x_p) \geq M_{Ed} \text{ mit} \quad (4.54)$$

$$x_p = \frac{F_{p0}}{0,8095 * b * f_{cd}} \leq x_{lim,p} = \frac{3,5 * d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}^{(1)}} \text{ mit } \varepsilon_{py}^{(1)} \text{ in } \%$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{F_{p0} - F_p(t)}{A_p * E_p}$$

$$F_{p0} = \frac{0,9 * f_{pk}}{\gamma_s} * A_p$$

$$F_p(t) = \left[\sigma_{p0} * \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}}{100}\right) \right] * A_p \text{ mit } \Delta\sigma_{p,c+s+r} \text{ in } \%$$

Dabei ist M_{Rd} das Bemessungsmoment, x_p die Druckzonenhöhe aufgrund der Vorspannung, b die Breite der Druckzone, f_{cd} der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit, f_{ck} der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit, γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für Beton, d_p die statische Nutzhöhe aufgrund der Vorspannung, M_{Ed} der Bemessungswert des einwirkenden Moments, $x_{lim,p}$ die Druckzonenhöhe aufgrund der Vorspannung, wenn der Beton voll ausgenutzt ist, $\varepsilon_{py}^{(1)}$ der Dehnungszuwachs aufgrund der äußeren Lasten, F_{p0} der Bemessungswert der Vorspannkraft aufgrund der Streckgrenze des Spannstahls, f_{pk} die charakteristische Streckgrenze des Spannstahls, γ_s der Teilsicherheitsbeiwert für Spannstähle, A_p die Querschnittsfläche des Spannglieds, $F_p(t)$ der Bemessungswert der

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Vorspannkraft zum Zeitpunkt der Betrachtung, σ_{p0} die Spannung unmittelbar nach dem Vorspannen und $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ der Verlust aufgrund von Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Die Druckzone liegt in der Feldmitte im oberen Bereich, somit ist die Breite der Druckzone b 140 mm groß. Dies entspricht zweimal der Stegbreite von 70 mm. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ 45,90 N/mm², die charakteristische Streckgrenze des Spannstahls f_{pk} beträgt 1860 N/mm², der Teilsicherheitsbeiwert für Beton beträgt 1,50, der Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl beträgt laut Tabelle 4.4 1,15, die Querschnittsfläche des Spannglieds beträgt 600 mm² und der E-Modul des Spannglieds E_p beträgt 195.000 N/mm². Die statische Nutzhöhe aufgrund der Vorspannung d_p wird aus der Querschnittshöhe h von 1350 mm und dem gewählten Randabstand d_{p1} von 80 mm berechnet und beträgt 1270 mm. Die Spannung unmittelbar nach dem Vorspannen σ_{p0} beträgt 1249,44 N/mm² und die Verluste betragen 1,45 %.

Der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft setzt sich zusammen aus der bereits berechneten vorhandenen Normalkraft N_{HQS} plus der Normalkraft aufgrund der Vorspannung minus der Verluste und beträgt laut nachfolgender Berechnung -732,69 kN. Druckkräfte werden dabei mit positivem Vorzeichen eingesetzt. Nachfolgend werden die einzelnen Werte berechnet, die für das Bemessungsmoment M_{Rd} nötig sind.

$$N_{Ed} = (-127,86) + (-743,46) * \left(1 - \frac{1,45}{100}\right) = -732,69 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = \frac{45,90}{1,50} = 30,60 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{p0} = \frac{0,9 * 1.860}{1,15} * 600 = 873.391 \text{ N} \equiv 873,39 \text{ kN}$$

$$F_p(t) = \left[1.249,44 * \left(1 - \frac{1,45}{100}\right)\right] * 600 = 738.805 \text{ N} \equiv 738,81 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{873.391 - 738.805}{600 * 195.000} = 0,0012 \equiv 1,15\text{‰}$$

$$x_p = \frac{873,39}{0,8095 * \frac{140}{10} * \frac{30,60}{10}} = 25,21 \text{ cm} \leq x_{lim,p} = \frac{3,5 * \frac{1.270}{10}}{3,5 + 1,15} = 95,59 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} = 0,8095 * 25,21 * \frac{140}{10} * \frac{30,60}{10} * \left(\frac{1270}{10} - 0,4160 * 25,21\right) = 101.885 \text{ kNcm} \quad \times$$

$$\equiv 1.018,85 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 121.182 \text{ kNcm} \equiv 1.211,82 \text{ kNm}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Druckzonenhöhe aufgrund der Vorspannung x_p ist mit 252 mm kleiner als die Steghöhe h_s mit 1200 mm. Da die Druckzone nicht bis in die Bodenplatte reicht, ist die Breite der Druckzone b mit 140 mm richtig angesetzt. Das Widerstandsmoment beträgt 1.018,85 kNm und ist somit kleiner als das einwirkende Moment von 1.211,82 kNm und wird mit einem ✖ gekennzeichnet. Somit ist für die gering vorgespannte Variante für die Bauphase 3 zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ bereits zusätzliche schlaffe Bewehrung notwendig. Diese wird nach [1] mit der Formel 4.55 berechnet.

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{Ed}}{\sigma_{s1}} \geq 0 \text{ mit} \quad (4.55)$$

$$F_{cd} = 0,8095 * x * b * f_{cd} \text{ wenn}$$

$$x = 1,202 * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2,055 * M_{s1}}{b * f_{cd}}} \right) \leq x_{lim} = \frac{700 * d}{f_{yd} + 700}$$

$$M_{s1} = M_{Ed} + N_{Ed} * z_{s1} \text{ mit } N_{Ed} \leq F_{cd,lim}$$

$$F_{cd,lim} = 0,8095 * x_{lim} * b * f_{cd}$$

Dabei ist A_{s1} die erforderliche Zugbewehrung, F_{cd} die aufnehmbare Betondruckkraft, σ_{s1} die Normalspannung der schlaffen Bewehrung, x die Betondruckzonenhöhe aufgrund der schlaffen Bewehrung, b die Breite der Betondruckzone, f_{cd} der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit, d die statische Nutzhöhe aufgrund der schlaffen Bewehrung, M_{s1} das Bemessungsmoment, das auf der Höhe der Bewehrung wirkt, x_{lim} die Höhe der Betondruckzone, wenn der Querschnitt voll ausgelastet ist, f_{yd} die Bemessungsstreckgrenze der schlaffen Bewehrung, M_{Ed} das auf den Querschnitt einwirkende Bemessungsmoment, N_{Ed} die auf den Querschnitt einwirkende Bemessungsnormalkraft, wobei eine Druckkraft mit positivem Vorzeichen eingesetzt wird, z_{s1} der Abstand des Schwerpunkts der schlaffen Bewehrung zum Angriffspunkt der Last und $F_{cd,lim}$ die aufnehmbare Betondruckkraft, wenn der Querschnitt voll ausgenutzt ist.

Viele der Werte wurden bereits beim Nachweis des Bemessungsmoments M_{Rd} beschrieben und werden für diesen Nachweis nur mehr angegeben. Die Breite der Betondruckzone b beträgt 140 mm, Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} beträgt 30,60 N/mm², die statische Nutzhöhe aufgrund der schlaffen Bewehrung d wurde bereits abgeschätzt und beträgt 1.295 mm, für die Normalspannung der schlaffen Bewehrung σ_{s1} wird die Bemessungsstreckgrenze der schlaffen Bewehrung f_{yd} eingesetzt. Diese ist vom Zeitpunkt der Betrachtung unabhängig und beträgt immer 478,30 N/mm².

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Das einwirkende Bemessungsmoment M_{Ed} beträgt 1.211,82 kNm. Die einwirkende Normalkraft wird für diese Bemessung aufgeteilt in die Normalkraft aufgrund der Belastung N_{HQS} mit -127,86 kN und die Normalkraft aufgrund der Vorspannung mit -743,46 kN minus den Verlusten zu 1,45 % und beträgt -732,69 kN. Die Gesamtnormalkraft des Querschnitts beträgt -860,55 kN. Die Aufteilung ist notwendig, da diese Schnittgrößen unterschiedliche Angriffspunkte besitzen. Die Normalkraft aufgrund der Belastung greift im Schwerpunkt an, somit muss vom Abstand des Schwerpunkts zum unteren Querschnittsrand $z_{n,u}$ aus der Tabelle 4.26 mit 471 mm der Randabstand der schlaffen Bewehrung d_1 abgezogen werden. Dieser wird aus der Querschnittshöhe h mit 1350 mm und der statischen Nutzhöhe d mit 1.295 mm berechnet und beträgt 55 mm. Der Abstand des Angriffspunkts der Belastungsschnittgröße von der schlaffen Bewehrung z_{s1}^{G+Q} beträgt somit 416 mm. Die Normalkraft aufgrund der Vorspannung greift im Schwerpunkt des Spannglieds an, somit muss von der statischen Nutzhöhe der schlaffen Bewehrung d mit 1295 mm die statische Nutzhöhe der Vorspannung d_p mit 1270 mm abgezogen werden. Der Abstand des Angriffspunkts der Vorspannungsschnittgröße von der schlaffen Bewehrung z_{s1}^P beträgt 25 mm. Nachfolgend werden die einzelnen Werte ermittelt, die zur Berechnung der erforderlichen Zugbewehrung A_{s1} , welche 5,08 cm² beträgt, benötigt werden.

$$M_{s1} = 121.182 + 127,86 * \frac{416}{10} + 732,69 * \frac{25}{10} = 128.338 \text{ kNcm} \equiv 1.283,38 \text{ kNm}$$

$$x = 1,202 * \left(\frac{1295}{10} - \sqrt{\left(\frac{1295}{10}\right)^2 - \frac{2,055 * 128.338}{\frac{140}{10} * \frac{30,60}{10}}} \right) = 31,82 \text{ cm} \leq x_{lim} \quad \checkmark$$

$$= \frac{700 * \frac{1295}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} = 121,22 \text{ cm}$$

$$F_{cd,lim} = 0,8095 * 121,22 * \frac{140}{10} * \frac{30,60}{10} = 4.204,02 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 860,55 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$F_{cd} = 0,8095 * 31,82 * \frac{140}{10} * \frac{30,60}{10} = 1.103,61 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{1103,61 - 860,55}{\frac{478,30}{10}} = 5,08 \text{ cm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Auflagerbereich $t = 15 \text{ Tage}$

In Abbildung 4.96 ist ersichtlich, dass die Querkraft in der Bauphase 3 links von der Stelle 19,17 m beim Halbfertigteilquerschnitt größer ist, als die Querkraft am Auflager in der Bauphase 2. Deshalb wird der Querkrafttragfähigkeitsnachweis für den Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ ebenfalls geführt. Die Schnittgrößen der einzelnen Lastfälle an der Stelle 19,17 m wurden mit dem Programm Dlubal RFEM ermittelt. Die Querkraft beträgt für den LF Eigengewicht BP 1 57,31 kN, für den LF Nutzlast BP 1 6,37 kN, für den LF Vorspannung BP1 -51,87 kN, für den LF Auflager betonieren BP2 -3,53 kN und für den LF Querschnitt betonieren BP3 182,72 kN. Für den LF Eigengewicht BP1 bis 3 Lehrgerüstzustand beträgt die Querkraft 250,95 kN und für den LF Nutzlast BP1 Lehrgerüstzustand beträgt die Querkraft -3,93 kN. Mit diesen Werten kann in der nachfolgenden Berechnung die Querkraft im Bauzustand V_{HQS}^B zu 276,96 kN, die Querkraft im Lehrgerüstzustand V_{HQS}^L zu 191,84 kN und die vorhandene Querkraft V_{HQS} mit der Formel 4.52 zu 244,11 kN bestimmt werden. Die Spannungsverluste der Vorspannung wurden bereits berechnet und betragen 1,21 %. Die einwirkende Querkraft zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 252,10 kN.

$$V_{HQS}^B = 57,31 * 1,35 + 6,37 * 1,50 + (-51,87) * 1,00 + (-3,53) * 1,35 \\ + 182,72 * 1,35 = 276,96 \text{ kN}$$

$$V_{HQS}^L = 250,95 * 1,35 + (-3,93) * 1,50 + (-51,87) * 1,00 = 191,84 \text{ kN}$$

$$V_{HQS} = 276,96 + (191,84 - 276,96) * \frac{0,40}{1 + 0,80 * 0,40} = 251,35 \text{ kN}$$

$$V_{HQS}(t) = 251,35 - (-51,87) * \frac{1,45}{100} = 252,10 \text{ kN}$$

Für die Berechnung des Bemessungswertes für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ wird die Formel 4.47 verwendet. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt zu diesem Zeitpunkt 45,90 N/mm², die Bemessungsbetondruckfestigkeit f_{cd} beträgt 30,60 N/mm². Es wird angenommen, dass die Zugbewehrung, die in der dritten Bauphase gebraucht wird, bis zum Auflager geführt wird, da sie für spätere Bauphasen gebraucht wird. Somit beträgt die vorhandene Längsbewehrung A_{sl} 5,08 cm². Die vorhandene Normalkraft N_{Ed} beträgt -860,55 kN. In der folgenden Berechnung werden nur die Beiwerte ermittelt, die sich zum Nachweis in der Bauphase 2 ändern. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ beträgt 410,89 kN und ist somit größer als die einwirkende Querkraft $V_{HQS}(t)$ mit 252,10 kN.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\rho_l = \frac{5,08}{\frac{140}{10} * \frac{1.295}{10}} = 0,0028 \leq 0,02 \quad \checkmark$$

$$\sigma_{cp} = \frac{860,55}{2.880} = 0,2988 \text{ kN/cm}^2 < 0,2 * \frac{30,60}{10} = 0,6120 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark$$

$$v_{min} = 0,035 * 1,39^{\frac{3}{2}} * \left(\frac{45,90}{10}\right)^{\frac{1}{2}} = 0,1233 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,39 * \left(100 * 0,0028 * \frac{45,90}{10}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0,2988 \right] * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} \quad \checkmark$$

$$= 410,89 \text{ kN} \geq (0,1233 + 0,15 * 0,2988) * \frac{140}{10} * \frac{1.295}{10} = 304,78 \text{ kN}$$

In dieser Bauphase wird ebenfalls nur die Mindestquerkraftbewehrung $A_{sw,min}$ benötigt, um die Querkraft aufzunehmen. Diese wurde bereits mit der Formel 4.49 berechnet und muss durch die geänderte Betondruckfestigkeit f_{ck} mit 45,90 N/mm² angepasst werden. Die Mindestquerkraftbewehrung $A_{sw,min}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 3,45 cm².

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{\frac{45,90}{10}}}{\frac{550}{10}} = 0,0099$$

$$A_{sw,min} = 0,0099 * 25 * \frac{140}{10} * \sin(90) = 3,45 \text{ cm}^2$$

Der Nachweis der Schubtragfähigkeit in der Fuge v_{Rdi} mit der Formel 4.51 wird auch für den Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ geführt. Es werden wieder nur die Werte angeführt, die sich geändert haben. Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt 45,90 N/mm², die Bemessungsbetondruckfestigkeit f_{cd} beträgt 30,60 N/mm², die mittlere Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} beträgt 3,81 N/mm², die einwirkende Querkraft V_{Ed} wurde zuvor berechnet und beträgt 252,10 kN.

Der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge v_{Edi} beträgt laut nachfolgender Berechnung 0,72 N/mm² und ist kleiner als der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge v_{Rdi} mit 1,68 N/mm² und wird mit \checkmark gekennzeichnet.

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 * 3,81 = 2,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{2,67}{1,50} = 1,78 \text{ N/mm}^2$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{45,90}{250}\right) = 0,49$$

$$\rho = \frac{3,45}{\frac{75.000}{100}} = 0,0046$$

$$\begin{aligned} v_{Edi} &= \frac{1,00 * 252,10}{\frac{1.166}{10} * \frac{300}{10}} = 0,0721 \text{ kN/cm}^2 \equiv 0,72 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} \\ &= 0,20 * \frac{1,78}{10} + 0,6 * 0 + 0,0046 * \frac{478,3}{10} * [0,6 * \sin(90) + \cos(90)] \quad \checkmark \\ &= 0,1675 \text{ kN/cm}^2 \equiv 1,68 \text{ N/mm}^2 \leq 0,5 * 0,49 * \frac{30,60}{10} \\ &= 0,7495 \text{ kN/cm}^2 \equiv 7,50 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4.10.3 Vollquerschnitt Variante gering vorgespannt

Der betonierte Vollquerschnitt wird in der Bauphase 5 nachgewiesen, da zu diesem Zeitpunkt die volle Last der Fahrbahnplatte wirkt, der Plattenbalken jedoch noch nicht tragend ist. Da die Schnittgrößen der Bauphase 5 zirka zweieinhalbmals so groß sind, wie die Schnittgrößen der Bauphase 4, die Betonkennwerte jedoch nur geringfügig größer werden, kann der Nachweis der Bauphase 4 gemeinsam mit Bauphase 5 geführt werden. Der Schnittgrößenvergleich kann mit den Abbildungen 4.110 und 4.111 erfolgen, der Vergleich der Kennwerte mit der Tabelle 4.7.

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird am Auflager der Mittelpfeiler und in der Feldmitte geführt. In den Abbildungen 4.110, 4.111 und 4.112 ist zu sehen, dass diese beiden Stellen maßgebend sind.

Für die benötigten Nachweise werden die Schnittgrößen am Auflager und in der Feldmitte der Lastfälle der ersten drei Bauphasen mit dem Lastfall Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 und dem Lastfall Fahrbahn betonieren Bauphase 5 kombiniert. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Kombination wurden bereits angegeben und bleiben immer gleich. Durch die Änderung des statischen Systems kommt es zur Schnittkraftumlagerung. Da die Lastfälle ab der Bauphase 3 schon auf das neue System wirken, können sie für die Umlagerung vernachlässigt werden. Es werden daher die bereits errechneten Werte für den Nachweis des Halbfertigteilquerschnitts in der Bauphase 3 verwendet.

Feldbereich $t = 25 \text{ Tage}$

Im Bauzustand beträgt das Moment der ersten drei Bauphasen im Feldbereich M_{HQS}^B 1.286,75 kNm und die Normalkraft N_{HQS}^B beträgt -121,11 kN. Im Lehrgerüstzustand be-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

trägt das Moment der ersten drei Bauphasen im Feldbereich M_{HQS}^L 1.037,72 kNm und die Normalkraft beträgt -143,55 kN.

Da die umgelagerten Schnittgrößen auf den Halbfertigteilquerschnitt wirken, wird auch die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ von diesem Querschnitt berechnet. Die Berechnung befindet sich im Kapitel 4.1 und beträgt 0,55 für den Systemwechsel zum Zeitpunkt t_0 mit zehn Tagen und den Betrachtungszeitpunkt t in der Bauphase 5 mit 25 Tagen.

Die Berechnung der umgelagerten Schnittgrößen erfolgt mit der Formel 4.52 und beträgt laut nachfolgender Berechnung für das Moment M_{VQS} 1.192,02 kNm und für die Normalkraft N_{VQS} -129,65 kN.

$$N_{VQS} = (-121,11) + [(-143,55) - 121,11] * \frac{0,55}{1 + 0,80 * 0,55} = -129,65 \text{ kN}$$

$$M_{VQS} = 128.675 + (103.772 - 128.675) * \frac{0,55}{1 + 0,80 * 0,55} = 119.202 \text{ kNcm}$$

In diesen Schnittgrößen ist der Lastfall Vorspannung Bauphase 1 nicht enthalten, da dieser für den Nachweis der Biegung mit Normalkraft getrennt gebraucht wird. Zu diesen Schnittgrößen des Halbfertigteilträgers werden noch die Lastfälle Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 und Fahrbahn betonieren Bauphase 5 addiert, um die Lastfallkombinationen der Bauphase 5 zu erhalten. Das Moment M_{VQS} beträgt laut nachfolgender Berechnung für den Nachweis des Vollquerschnitts im Feldbereich in der Bauphase 5 3.620,96 kNm und die Normalkraft N_{VQS} beträgt -438,77 kN.

$$M_{VQS} = 116.802 + 32.249 * 1,35 + 147.672 * 1,35 = 362.096 \text{ kNcm} \\ \equiv 3.620,96 \text{ kNm}$$

$$N_{VQS} = (-129,65) + (-41,04) * 1,35 + (-187,94) * 1,35 = -438,77 \text{ kN}$$

Zusätzlich zu den Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen müssen auch die Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation in der Feldmitte berücksichtigt werden. Diese werden nach [9] mit der Formel 4.56 berechnet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\begin{aligned}
 \Delta P_{c+s+r} &= A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\
 &= A_p \\
 &* \left\{ \frac{\varepsilon_{cs}^1 * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr}^1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15,5) * \sigma_{m,cp}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^1} * \left(1 + \frac{A_n^1}{I_n^1} * z_{np}^1\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(15,5)] \right. \\
 &+ \frac{(\varepsilon_{cs}^2 - \varepsilon_{cs}^1) * E_p + 0,8 * (\Delta \sigma_{pr}^2 - \Delta \sigma_{pr}^1) + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25,4) * \sigma_{m,cp}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25,4)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15,10) * \sigma_{m,cp}^2}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^1} * \left(1 + \frac{A_n^1}{I_n^1} * z_{np}^1\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(15,10)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25,4) * \sigma_{m,cp}^2}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25,4)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25,4) * \sigma_{m,cp}^3}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25,4)] \\
 &+ \left. \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25,9) * \sigma_{m,cp}^4}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25,9)] \right\} \quad (4.56)
 \end{aligned}$$

Die Nettobetonquerschnittsfläche in den ersten zwei Bauphasen A_c^1 beträgt 2.860,37 cm² und in der dritten bis fünften Bauphase A_n^2 10.780,37 cm². Das Nettolächenträgheitsmoment im Feld beträgt für die ersten zwei Bauphasen I_n^1 5.198.005,07 cm⁴ und in der Bauphase 3 bis 5 I_n^2 16.332.861,55 cm⁴. Der Schwerpunktabstand der Vorspannung der ersten zwei Bauphasen und der Bauphase 3 bis 5 z_{np}^1 und z_{np}^2 beträgt 391 mm und 596 mm. Diese Werte werden aus der Tabelle 4.24 entnommen.

Die Schwinddehnung für den Halbfertigteilquerschnitt ε_{cs}^1 zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ beträgt laut Berechnung in Kapitel 4.1 0,05‰ und für den Vollquerschnitt ε_{cs}^2 zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ ebenfalls 0,05‰. Die Differenz ist lediglich in den Nachkommastellen ersichtlich. Der Spannungsverlust beträgt bis zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ $\Delta \sigma_{pr}^1$ 6,55 N/mm² und bis zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ $\Delta \sigma_{pr}^2$ 7,77 N/mm².

Im den ersten zwei Termen in der Formel 4.56 sind die Kriechverluste der ersten Bauphase mit Belastungszeitpunkt $t_0 = 5 \text{ Tage}$ und die Verluste aus Schwinden und Relaxation

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

getrennt für die verschiedenen Querschnitte enthalten, im dritten und vierten Term sind nur die Kriechverluste der zweiten Bauphase mit Belastungszeitpunkt $t_0 = 10 \text{ Tage}$ enthalten, im fünften Term sind die Kriechverluste der dritten Bauphase mit dem Belastungszeitpunkt $t_0 = 15 \text{ Tage}$ und im sechstem Term die Kriechverluste der vierten Bauphase mit dem Belastungszeitpunkt $t_0 = 20 \text{ Tage}$.

Die Kriechzahlen für den Halbfertigteilquerschnitt $\varphi(15,5)$ und $\varphi(15,10)$ werden aus der Tabelle 4.14 entnommen und betragen 0,53 und 0,40. Die Kriechzahlen für den Vollquerschnitt $\varphi(25,4)$ und $\varphi(25,9)$ sind in der Tabelle 4.15 zu finden und betragen 0,42 und 0,35.

Die durchschnittliche Betonspannung in Höhe des Spannglieds der ersten Bauphase $\sigma_{m,CP}^1$ wird mit den Werten aus den Tabellen F.1, F.2 und F.3 zu einer quasiständigen Bemessungssituation kombiniert und beträgt $-1,95 \text{ N/mm}^2$. Die durchschnittliche Betonspannung beträgt in Höhe des Spannglieds der zweiten Bauphase $\sigma_{m,CP}^2$ $0,36 \text{ N/mm}^2$, der dritten Bauphase $\sigma_{m,CP}^3$ $0,49 \text{ N/mm}^2$ und der vierten Bauphase $\sigma_{m,CP}^4$ $0,35 \text{ N/mm}^2$. Diese Werte werden den Tabellen F.4, F.5 und F.6 entnommen.

Die Verluste ergeben laut nachfolgender Berechnung $23,04 \text{ N/mm}^2$. Mit der Anfangsvorspannung unmittelbar nach dem Vorspannen von $1249,44 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich ein Verlust von 1,84 %.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left\{ \frac{0,05 * 10^{-3} * 195.000 + 0,8 * 6,55 + \frac{195.000}{33.000} * 0,53 * (0,1952 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{2.860,37 * 100} * \left(1 + \frac{2.860,37 * 100}{5.198.005,07 * 10^4} * 391^2\right) * [1 + 0,8 * 0,53]} \right. \\
 &+ \frac{(0,05 - 0,05) * 10^{-3} * 195.000 + 0,8 * (7,77 - 6,55) + \frac{195.000}{33.000} * 0,42 * (0,1952 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{10.780,37 * 100} * \left(1 + \frac{10.780,37 * 100}{16.332.861,55 * 10^4} * 596^2\right) * [1 + 0,8 * 0,42]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} * 0,40 * (-0,0360 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{2.860,37 * 100} * \left(1 + \frac{2.860,37 * 100}{5.198.005,07 * 10^4} * 391^2\right) * [1 + 0,8 * 0,40]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} * 0,42 * (-0,0360 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{10.780,37 * 100} * \left(1 + \frac{10.780,37 * 100}{16.332.861,55 * 10^4} * 596^2\right) * [1 + 0,8 * 0,42]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} * 0,42 * (-0,0486 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{10.780,37 * 100} * \left(1 + \frac{10.780,37 * 100}{16.332.861,55 * 10^4} * 596^2\right) * [1 + 0,8 * 0,42]} \\
 &+ \left. \frac{\frac{195.000}{33.000} * 0,35 * (-0,0351 * 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} * \frac{600}{10.780,37 * 100} * \left(1 + \frac{10.780,37 * 100}{16.332.861,55 * 10^4} * 596^2\right) * [1 + 0,8 * 0,35]} \right\} \\
 &= 23,04 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{23,04}{1249,44} = 1,84 \%$$

Diese Verluste werden für den Nachweis der Biegung und Normalkraft auf der Widerstandsseite berücksichtigt, welcher mit der Formel 4.54 berechnet wird. Im folgenden Absatz werden nur die Werte beschrieben, die sich im Gegensatz zum Nachweis des Halbfertigteilquerschnitts geändert haben.

Die Breite der Druckzone b beträgt für den Vollquerschnitt 800 mm, die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} in der Bauphase 5 beträgt für den Feldbereich laut Tabelle 4.7 44,46 N/mm². Nachfolgend werden die Werte berechnet, die für das Widerstandsmoment M_{Rd} benötigt werden.

$$f_{cd} = \frac{44,46}{1,50} = 29,64 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p(t) = \left[1.249,44 * \left(1 - \frac{1,84}{100} \right) \right] * 600 = 735.840 \text{ N} \equiv 735,84 \text{ kN}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{873.391 - 735.840}{600 * 195.000} = 0,0012 \equiv 1,18\text{‰}$$

$$x_p = \frac{873,39}{0,8095 * \frac{800}{10} * \frac{29,64}{10}} = 4,56 \text{ cm} \leq x_{lim,p} = \frac{3,5 * \frac{1.270}{10}}{3,5 + 1,18} = 95,07 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} = 0,8095 * 4,56 * \frac{800}{10} * \frac{29,64}{10} * \left(\frac{1270}{10} - 0,4160 * 4,56 \right) = 109.401 \text{ kNcm} \quad \times$$

$$\equiv 1.094,01 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 362.096 \text{ kNcm} \equiv 3.620,96 \text{ kNm}$$

Das Widerstandsmoment M_{Rd} beträgt 1.094,01 kNm und ist größer als das einwirkende Bemessungsmoment, welches 3.620,96 kNm beträgt. Dies ist mit \times gekennzeichnet. Somit wird zusätzlich zur Vorspannung für diese Bauphase eine schlaffe Bewehrung benötigt, welche mit der Formel 4.55 berechnet wird.

Die benötigten Werte werden der Widerstandsmomentberechnung entnommen. Die statische Nutzhöhe d aufgrund der schlaffen Bewehrung wurde für den Halbfertigteilquerschnitt mit 1.295 mm abgeschätzt und wird für den Vollquerschnitt übernommen. Der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft berechnet sich mit der bereits berechneten umgelagerten Normalkraft und der Normalkraft aufgrund der Vorspannung abzüglich der Verluste und beträgt laut nachfolgender Berechnung -1168,52 kN, wobei Druckkräfte mit positivem Vorzeichen eingesetzt werden. Die Normalkraft wird aufgeteilt in die bereits errechnete Normalkraft aufgrund der Einwirkungen mit -438,77 kN und die Normalkraft aufgrund der Vorspannung abzüglich der Verluste mit -729,75 kN. Der Randabstand der schlaffen Bewehrung d_1 wurde bereits für den Halbfertigteilquerschnitt berechnet und beträgt 55 mm. Mit dem Randabstand des Schwerpunkts z_{nu} von 676 mm beträgt der Abstand des Lastangriffspunkts von dem Bewehrungsschwerpunkt z_{s1}^{G+Q} 621 mm. Der Abstand des Lastangriffspunkts der Vorspannung von dem Bewehrungsschwerpunkt z_{s1}^P ändert sich nicht und beträgt 25 mm. Die erforderliche Bewehrung zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ im Feldbereich beträgt laut nachfolgender Berechnung 42,27 cm².

$$N_{Ed} = (-438,77) + (-743,46) * \left(1 - \frac{1,84}{100} \right) = -1168,52 \text{ kN}$$

$$M_{s1} = 362.095 + 438,77 * \frac{621}{10} + 729,75 * \frac{25}{10} = 391.171 \text{ kNcm}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$x = 1,202 * \left(\frac{1295}{10} - \sqrt{\left(\frac{1295}{10} \right)^2 - \frac{2,055 * 391.171}{\frac{800}{10} * \frac{29,64}{10}}} \right) = 16,62 \text{ cm} \leq x_{lim} \quad \checkmark$$

$$= \frac{700 * \frac{1295}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} = 121,22 \text{ cm}$$

$$F_{cd,lim} = 0,8095 * 121,22 * \frac{800}{10} * \frac{29,64}{10} = 23.268,63 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1.168,52 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$F_{cd} = 0,8095 * 16,62 * \frac{800}{10} * \frac{29,64}{10} = 3.190,27 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{3.190,27 - 1.168,52}{\frac{478,30}{10}} = 42,27 \text{ cm}^2$$

Stützbereich $t = 25 \text{ Tage}$

Für den Stützbereich werden die Schnittgrößen des Bauzustands der ersten drei Bauphasen kombiniert. Die Querkraft des LF Eigengewicht Bauphase 1 beträgt 80,71 kN, des LF Nutzlast Bauphase 1 8,97 kN, des LF Auflager betonieren Bauphase 2 60,82 kN und des LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 182,72 kN. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten ergibt sich somit laut nachfolgender Berechnung eine Bemessungsquerkraft im Bauzustand von 451,19 kN. Die Schnittgrößen sind in den Tabellen F.1, F.2, F.4 und F.5 ersichtlich. Die Schnittgrößen im Lehrgerüstzustand sind der Berechnung in RFEM entnommen und betragen für das Eigengewicht der ersten drei Bauphasen 345,45 kN und für die Nutzlast 10,19 kN. Die Bemessungsquerkraft im Lehrgerüstzustand beträgt somit laut nachfolgender Berechnung 481,64 kN. In derselben Vorgangsweise werden die Momente und die Normalkräfte im Bauzustand und im Lehrgerüstzustand berechnet. Das Moment beträgt im Bauzustand -1.512,69 kNm und im Lehrgerüstzustand -2.043,59 kNm. Die Normalkraft wurde bereits für den Feldbereich ermittelt und beträgt im Bauzustand -121,11 kN und im Lehrgerüstzustand -143,55 kN. Aus diesen Schnittgrößen werden wie beim Feldbereich mit der Formel 4.52 die einwirkenden Schnittgrößen berechnet. Die Kriechzahl $\varphi(25,10)$ hat sich nicht geändert und beträgt 0,55. Die einwirkende Querkraft der ersten drei Bauphasen beträgt laut nachfolgender Berechnung 462,77 kN, das Moment beträgt -1.714,63 kNm. Die Normalkraft ändert sich zum Feldbereich nicht und beträgt -129,65 kN.

$$V_{VQS}^B = 80,71 * 1,35 + 8,97 * 1,50 + 60,82 * 1,35 + 182,72 * 1,35 = 451,19 \text{ kN}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$V_{VQS}^L = 345,45 * 1,35 + 10,19 * 1,50 = 481,64 \text{ kN}$$

$$M_{VQS}^B = 0 * 1,35 + 0 * 1,50 + 0 * 1,35 + (-112.051) * 1,35 = -151.269 \text{ kNcm}$$

$$\equiv -1.512,69 \text{ kNm}$$

$$M_{VQS}^L = (-145.809) * 1,35 + (-5.011) * 1,50 = -204.359 \text{ kNcm} \equiv -2.043,59 \text{ kNm}$$

$$V_{VQS} = 451,19 + (481,64 - 451,19) * \frac{0,55}{1 + 0,80 * 0,55} = 462,77 \text{ kN}$$

$$M_{HQS} = (-151.269) + [(-204.359) - (151.259)] * \frac{0,55}{1 + 0,80 * 0,55} = -171.463 \text{ kNcm}$$

$$\equiv -1.714,63 \text{ kNm}$$

Zu diesen Schnittgrößen werden noch jene aus Bauphase 4 und Bauphase 5 hinzuge-rechnet. Für den Lastfall Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 beträgt die Querkraft 147,20 kN, das Moment -614,83 kNm und die Normalkraft -41,04 kN. Für den Lastfall Fahrbahn betonieren Bauphase 5 beträgt die Querkraft 677,75 kN, das Moment -2.862,67 kNm und die Normalkraft -187,94 kN. Die gesamte einwirkende Bemessungsquerkraft beträgt laut nachfolgender Berechnung 1.576,46 kN und das gesamte einwirkende Bemessungsmo- ment beträgt -6.409,25 kNm. Die Bemessungsnormalkraft beträgt wie im Feldbe- reich -438,77 kN. Da direkt über dem Auflager keine Vorspannung vorhanden ist, werden die Verluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation nicht berechnet.

$$V_{VQS} = 462,77 + 147,20 * 1,35 + 677,75 * 1,35 = 1.576,46 \text{ kN}$$

$$M_{HQS} = (-171.463) + (-61.483) * 1,35 + (-286.267) * 1,35 = -640.925 \text{ kNcm}$$

$$\equiv -6.409,25 \text{ kNm}$$

Die Breite der Druckzone b beträgt wie im Feldbereich 800 mm, die statische Nutzhöhe wird ebenfalls mit 1295 mm abgeschätzt, die charakteristische Druckfestigkeit beträgt im Auflagerbereich zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ 46,82 N/mm². Der Randabstand des Schwer- punkts vom oberen Querschnittsrand $z_{n,o}$ beträgt 675 mm. Mit dem abgeschätzten Rand- abstand der Bewehrung d_1 von 55 mm ergibt sich der Abstand des Lasteinleitungspunkts von der Bewehrung z_{s1} zu 620 mm. In den nachfolgenden Berechnungen werden die einzelnen Werte berechnet, die zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung benötigt werden. Diese beträgt nach der Formel 4.55 109,36 cm².

$$M_{s1} = 640.925 + 438,77 * \frac{620}{10} = 668.129 \text{ kNcm} \equiv 6.681,29 \text{ kNm}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$f_{cd} = \frac{46,82}{1,50} = 31,21 \text{ N/mm}^2$$

$$x = 1,202 * \left(\frac{1295}{10} - \sqrt{\left(\frac{1295}{10}\right)^2 - \frac{2,055 * 668,129}{\frac{800}{10} * \frac{31,21}{10}}} \right) = 28,05 \text{ cm} \leq x_{lim}$$

$$= \frac{700 * \frac{1295}{10}}{\frac{478,30}{10} + 700} = 121,22 \text{ cm}$$

✓

$$F_{cd,lim} = 0,8095 * 121,22 * \frac{800}{10} * \frac{31,21}{10} = 24.500,84 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 438,77 \text{ kN}$$

✓

$$F_{cd} = 0,8095 * 28,05 * \frac{800}{10} * \frac{31,21}{10} = 5.668,86 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{5.668,86 - 438,77}{\frac{478,30}{10}} = 109,36 \text{ cm}^2$$

Zusätzlich zum Moment tritt am Auflager auch eine Querkraftbelastung auf. Die Querkrafttragfähigkeit wird nach der Formel 4.47 berechnet. Die Querschnittsfläche A_n beträgt 10.800 cm². Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ beträgt laut nachfolgender Berechnung 3.012,87 kN und ist somit größer als die einwirkende Bemessungsquerkraft mit 1.576,46 kN.

$$\rho_l = \frac{109,36}{\frac{800}{10} * \frac{1,295}{10}} = 0,0106 \leq 0,02$$

✓

$$\sigma_{cp} = \frac{438,77}{10.800} = 0,0406 \text{ kN/cm}^2 < 0,2 * \frac{31,21}{10} = 0,6242 \text{ kN/cm}^2 \equiv 6,24 \text{ N/mm}^2$$

✓

$$v_{min} = 0,035 * 1,39^{\frac{3}{2}} * \left(\frac{46,82}{10}\right)^{\frac{1}{2}} = 0,1245 \text{ kN/cm}^2 \equiv 1,25 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,39 * \left(100 * 0,0106 * \frac{46,82}{10}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0,0406 \right] * \frac{800}{10} * \frac{1,295}{10}$$

$$= 3.012,87 \text{ kN} \geq (0,1245 + 0,15 * 0,0406) * \frac{800}{10} * \frac{1,295}{10}$$

$$= 1.353,01 \text{ kN}$$

✓

Da sich die Druckfestigkeit und die Breite von den bisherigen Berechnungen unterscheiden, wird die Mindestquerkraftbewehrung erneut berechnet.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{\frac{46,82}{10}}}{\frac{550}{10}} = 0,01$$

$$A_{sw,min} = 0,01 * 25 * \frac{800}{10} * \sin(90) = 19,90 \text{ cm}^2$$

Zuletzt wird untersucht, ob die Querkraft über die Fuge abgetragen werden kann. Dazu wird die Fugenschubtragfähigkeit mit der Formel 4.51 berechnet. Die charakteristische Zugfestigkeit für das Auflager zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ beträgt $3,87 \text{ N/mm}^2$. Die Querkraft muss über die Fuge zwischen Halbfertigteilwand und Bodenplatte übertragen werden. Die Breite der Fuge b_i beträgt wie beim Halbfertigteil 300 mm .

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 * 3,87 = 2,71 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{2,71}{1,50} = 1,81 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{46,82}{250}\right) = 0,49$$

$$\rho = \frac{19,90}{\frac{75.000}{100}} = 0,0265$$

$$\begin{aligned} v_{Edi} &= \frac{1,00 * 1576,46}{\frac{1.165,5}{10} * \frac{300}{10}} = 0,4509 \text{ kN/cm}^2 \equiv 4,51 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} \\ &= 0,20 * \frac{1,81}{10} + 0,6 * 0 + 0,0265 * \frac{478,3}{10} * [0,6 * \sin(90) + \cos(90)] \quad \checkmark \\ &= 0,7977 \text{ kN/cm}^2 \equiv 7,98 \text{ N/mm}^2 \leq 0,5 * 0,49 * \frac{31,21}{10} \\ &= 0,7610 \text{ kN/cm}^2 \equiv 7,61 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die einwirkende Schubkraft in der Fuge beträgt $4,52 \text{ N/mm}^2$ und ist somit größer als die Schubtragfähigkeit mit $7,61 \text{ N/mm}^2$. Deshalb reicht die benötigte Querkraftbewehrung aus, um die Schubkraft in der Fuge zu übertragen.

4.10.4 Plattenbalken Variante gering vorgespannt

Feldbereich $t = \infty$

Die Schnittgrößen der ersten drei Bauphasen im Feldbereich werden aufgrund der Systemänderung umgelagert. Die Schnittgrößen im Bauzustand und im Endzustand ändern sich gegenüber dem Nachweis zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ nicht. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

wird vom Halbfertigteilquerschnitt berechnet. Die Berechnung befindet sich im Kapitel 4.1 und beträgt 1,46 für den Systemwechsel zum Zeitpunkt $t_0 = 10 \text{ Tage}$ und dem Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$.

Die Berechnung der umgelagerten Schnittgrößen erfolgt mit der Formel 4.52 und beträgt laut nachfolgender Berechnung für das Moment M_{PB} 1.118,83 kNm und für die Normalkraft N_{PB} -136,24 kN.

$$N_{PB} = (-121,11) + [(-143,55) - 121,11] * \frac{1,46}{1 + 0,80 * 1,46} = -136,24 \text{ kN}$$

$$M_{PB} = 128.675 + (103.772 - 128.675) * \frac{1,46}{1 + 0,80 * 1,46} = 111.883 \text{ kNcm} \equiv 1.118,83 \text{ kNm}$$

In diesen Schnittgrößen ist der LF Vorspannung Bauphase 1 nicht enthalten, da dieser für den Nachweis der Biegung mit Normalkraft getrennt gebraucht wird. Zu diesen Schnittgrößen des Halbfertigteilträgers werden noch der LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 und der LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 addiert, um die Lastfallkombinationen der Bauphase 5 zu erhalten. In Abbildung 4.120 ist erkennbar, dass die Momente der Lastfallkombination 2 in der Feldmitte maßgebend sind, weshalb die Schnittgrößen bis zur Bauphase 5 mit den Schnittgrößen der positiven Temperatureinwirkungen als führende veränderliche Last, der Windeinwirkung mit Verkehr und der Verkehrsgruppe gr1a kombiniert werden. In der Tabelle 4.27 sind die Schnittgrößen für die Lastfallkombination 2 im Feldbereich zusammengefasst. Aus dem LF LM1 Einzellast außen wirkt auf den Träger ein Torsionsmoment, welches 671,51 kNm beträgt.

Lastfall	Moment [kNm]	Querkraft [kN]	Normalkraft [kN]
Fahrbahnaufbau	797,20	-17,66	114,53
Randbalken	447,44	-18,13	67,47
Erddruck	-179,64	36,78	-272,41
Schwinden	-655,88	0,57	-28,88
Wind x-Richtung mit Verkehr	51,34	-4,36	-73,95
Temperatur Pfeiler +	17,73	-2,98	7,65
Temperatur + konstant	4641,07	238,10	1792,04
Temperatur + veränderlich	180,41	8,80	3,33
LM1 Gleichlast außen 1 Feld	1528,88	1,49	314,91
LM1 Einzellast außen	3616,54	-482,24/471,99	603,77

Tab. 4.27: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 2 Feldbereich Variante gering vorgespannt

Die Kombinationsbeiwerte für die Lastfallkombination 2 sind in der Tabelle 4.22 enthalten.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Das einwirkende Moment M_{PB} beträgt laut nachfolgender Berechnung 16.354,18 kNm, die Querkraft beträgt 890,03 kN und die Normalkraft beträgt 2.854,13 kN. Das Torsionsmoment wird ohne Kombinationsbeiwert berücksichtigt und beträgt mit Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts -1.007,27 kNm

$$\begin{aligned} M_{PB} &= 111.883 + 32.249 * 1,35 + 147.672 * 1,35 + 79.720 * 1,35 + 44.744 * 1,35 \\ &\quad + (-17.964) * 1,35 + (-65.588) * 1,35 + 5.134 * 1,00 * 1,50 \\ &\quad + (1.773 + 464.107 + 0,75 * 18.041) * 1,50 \\ &\quad + (152.888 * 0,40 + 361.654 * 0,75) * 1,50 = 1.635.418 \text{ kNm} \\ &\equiv 16.354,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{PB} &= (-17,66) * 1,35 + (-18,13) * 1,35 + 36,78 * 1,35 + 0,57 * 1,35 + (-4,36) * 1,00 \\ &\quad * 1,50 + (-2,98 + 238,10 + 0,75 * 8,80) * 1,50 \\ &\quad + (1,49 * 0,40 + 471,99 * 0,75) * 1,50 = 890,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{PB} &= (-136,24) + (-41,04) * 1,35 + (-187,94) * 1,35 + 114,53 * 1,35 + 67,47 * 1,35 \\ &\quad + (-272,41) * 1,35 + (-28,88) * 1,35 + (-73,95) * 1,00 * 1,50 \\ &\quad + (7,65 + 1792,04 + 0,75 * 3,33) * 1,50 + (314,91 * 0,40 + 603,77 * 0,75) \\ &\quad * 1,50 = 2.854,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Zusätzlich zu den Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen müssen auch die Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation in Feldmitte berücksichtigt werden. Diese werden nach [9] mit der Formel 4.56 berechnet.

Die Nettobetonquerschnittsfläche beträgt in den ersten zwei Bauphasen A_c^1 2.860,37 cm², in der dritten bis fünften Bauphase A_n^2 10.780,37 cm² und ab der Bauphase 6 A_n^3 31.139,57 cm². Das Nettoflächenträgheitsmoment beträgt im Feld für die ersten zwei Bauphasen I_n^1 5.198.005,07 cm⁴, in der Bauphase 3 bis 5 I_n^2 16.332.861,55 cm⁴ und ab der Bauphase 6 I_n^3 51.796.360,25 cm⁴. Der Schwerpunktabstand der Vorspannung der ersten zwei Bauphasen z_{np}^1 beträgt 391 mm, der Bauphase 3 bis 5 z_{np}^2 596 mm und ab der Bauphase 6 z_{np}^3 1042 mm. Diese Werte werden aus der Tabelle 4.24 entnommen.

Die Schwinddehnung beträgt für den Halbfertigteilquerschnitt ε_{cs}^1 zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ laut Berechnung in Kapitel 4.1 0,05 ‰ und für den Vollquerschnitt ε_{cs}^2 zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ ebenfalls 0,05 ‰. Die Differenz ist lediglich in den Nachkommastellen ersichtlich. Die Schwinddehnung für den Plattenbalken ε_{cs}^3 zum Zeitpunkt $t = \infty$ beträgt 0,31 ‰. Der Spannungsverlust beträgt bis zum Zeitpunkt $t = 15 \text{ Tage}$ $\Delta\sigma_{pr}^1$ 6,55 N/mm², bis zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ $\Delta\sigma_{pr}^2$ 7,77 N/mm² und bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ $\Delta\sigma_{pr}^3$ 43 N/mm².

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Kriechzahlen für den Halbfertigteilquerschnitt $\varphi(15; 5)$ und $\varphi(15; 10)$ werden aus der Tabelle 4.14 entnommen und betragen 0,53 und 0,40. Die Kriechzahlen für den Vollquerschnitt $\varphi(25; 4)$ und $\varphi(25; 9)$ sind in der Tabelle 4.15 zu finden und betragen 0,42 und 0,35. Die Kriechzahlen für den Plattenbalken im Feldbereich $\varphi(\infty; 6,1)$, $\varphi(\infty; 32,9)$ und $\varphi(\infty; 39,9)$ werden aus der Tabelle 4.16 entnommen und betragen 1,40, 1,09 und 1,06.

Die durchschnittliche Betonspannung in Höhe des Spannglieds der ersten Bauphase $\sigma_{m,CP}^1$ wird mit den Werten aus den Tabellen F.1, F.2 und F.3 zu einer quasiständigen Bemessungssituation kombiniert und beträgt -1,95 N/mm². Die durchschnittliche Betonspannung beträgt in Höhe des Spannglieds der zweiten Bauphase $\sigma_{m,CP}^2$ 0,36 N/mm², der dritten Bauphase $\sigma_{m,CP}^3$ 0,49 N/mm² und der vierten Bauphase $\sigma_{m,CP}^4$ 0,35 N/mm². Diese Werte werden den Tabellen F.4, F.5 und F.6 entnommen. Die durchschnittliche Spannung beträgt für die Bauphase 5 $\sigma_{m,CP}^5$ laut Tabelle F.7 1,61 N/mm², für die Bauphase 6 $\sigma_{m,CP}^5$ laut Tabellen F.8 und F.9 0,87 N/mm² und für den Endzustand $\sigma_{m,CP}^{End}$ laut Tabellen F.10, F.11, F.12, F.13 und F.14 -1,77 N/mm², wobei die Temperatur mit einem Kombinationsbeiwert von 0,50 berücksichtigt wurde.

Die Verluste ergeben laut nachfolgender Berechnung 99,17 N/mm². Mit der Anfangsvorspannung unmittelbar nach dem Vorspannen von 1249,44 N/mm² ergibt sich ein Verlust von 7,94 %.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON-
VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN
HALBFERTIGTEILEN

$$\begin{aligned}
 \Delta P_{c+s+r} &= A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} \\
 &= A_p \\
 &* \left\{ \frac{\varepsilon_{cs}^1 * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr}^1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15; 5) * \sigma_{m,CP}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^1} * \left(1 + \frac{A_n^1}{I_n^1} * z_{np}^1\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(15; 5)] \right. \\
 &+ \frac{(\varepsilon_{cs}^2 - \varepsilon_{cs}^1) * E_p + 0,8 * (\Delta \sigma_{pr}^2 - \Delta \sigma_{pr}^1) + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25; 4) * \sigma_{m,CP}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25; 4)] \\
 &+ \frac{(\varepsilon_{cs}^3 - \varepsilon_{cs}^2) * E_p + 0,8 * (\Delta \sigma_{pr}^3 - \Delta \sigma_{pr}^2) + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(\infty; 6,1) * \sigma_{m,CP}^1}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^3} * \left(1 + \frac{A_n^3}{I_n^3} * z_{np}^3\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(\infty; 6,1)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(15; 10) * \sigma_{m,CP}^2}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^1} * \left(1 + \frac{A_n^1}{I_n^1} * z_{np}^1\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(15; 10)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25; 4) * (\sigma_{m,CP}^2 + \sigma_{m,CP}^3)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25; 4)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(\infty; 6,1) * (\sigma_{m,CP}^2 + \sigma_{m,CP}^3 + \sigma_{m,CP}^4 + \sigma_{m,CP}^5)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^3} * \left(1 + \frac{A_n^3}{I_n^3} * z_{np}^3\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(\infty; 6,1)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(25,9) * \sigma_{m,CP}^4}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^2} * \left(1 + \frac{A_n^2}{I_n^2} * z_{np}^2\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(25,9)] \\
 &+ \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(\infty; 32,9) * \sigma_{m,CP}^6}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^3} * \left(1 + \frac{A_n^3}{I_n^3} * z_{np}^3\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(\infty; 32,9)] \\
 &+ \left. \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(\infty; 39,9) * \sigma_{m,CP}^{End}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_n^3} * \left(1 + \frac{A_n^3}{I_n^3} * z_{np}^3\right)^2} * [1 + 0,8 * \varphi(\infty; 39,9)] \right\}
 \end{aligned} \tag{4.57}$$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$$

$$\begin{aligned}
 &= \left\{ \frac{0,05 \cdot 10^{-3} \cdot 195.000 + 0,8 \cdot 6,55 + \frac{195.000}{33.000} \cdot 0,53 \cdot (0,1952 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{2.860,37 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{2.860,37 \cdot 100}{5.198.005,07 \cdot 10^4} \cdot 391^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,53]} \right. \\
 &+ \frac{(0,05 - 0,05) \cdot 10^{-3} \cdot 195.000 + 0,8 \cdot (7,77 - 6,55) + \frac{195.000}{33.000} \cdot 0,42 \cdot (0,1952 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{10.780,37 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{10.780,37 \cdot 100}{16.332.861,55 \cdot 10^4} \cdot 596^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,42]} \\
 &+ \frac{(0,31 - 0,05) \cdot 10^{-3} \cdot 195.000 + 0,8 \cdot (43 - 7,77) + \frac{195.000}{33.000} \cdot 1,40 \cdot (0,1952 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{31.139,57 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{31.139,57 \cdot 100}{51.796.360,25 \cdot 10^4} \cdot 1.042^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,40]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 0,40 \cdot (-0,0360 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{2.860,37 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{2.860,37 \cdot 100}{5.198.005,07 \cdot 10^4} \cdot 391^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,40]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 0,42 \cdot [(-0,0360 \cdot 10) + (-0,0486 \cdot 10)]}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{10.780,37 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{10.780,37 \cdot 100}{16.332.861,55 \cdot 10^4} \cdot 596^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,42]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 1,40 \cdot [(-0,0360 \cdot 10) + (-0,0486 \cdot 10) + (-0,0351 \cdot 10) + (-0,1607 \cdot 10)]}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{31.139,57 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{31.139,57 \cdot 100}{51.796.360,25 \cdot 10^4} \cdot 1.042^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,40]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 0,35 \cdot (-0,0351 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{10.780,37 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{10.780,37 \cdot 100}{16.332.861,55 \cdot 10^4} \cdot 596^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,35]} \\
 &+ \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 1,09 \cdot (-0,0868 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{31.139,57 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{31.139,57 \cdot 100}{51.796.360,25 \cdot 10^4} \cdot 1.042^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,09]} \\
 &+ \left. \frac{\frac{195.000}{33.000} \cdot 1,06 \cdot (0,1771 \cdot 10)}{1 + \frac{195.000}{33.000} \cdot \frac{600}{31.139,57 \cdot 100} \cdot \left(1 + \frac{31.139,57 \cdot 100}{51.796.360,25 \cdot 10^4} \cdot 1.042^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 1,06]} \right\} \\
 &= 99,17 \frac{N}{mm^2}
 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{99,17}{1249,44} = 7,94 \%$$

Diese Verluste werden für den Nachweis der Biegung und Normalkraft auf der Widerstandsseite berücksichtigt, welcher mit der Formel 4.54 berechnet wird. Im folgenden Absatz werden nur die Werte beschrieben, die sich im Gegensatz zum Nachweis des Vollquerschnitts geändert haben.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Breite der Druckzone b liegt im Feldbereich oben und beträgt für den Plattenbalken 5480 mm, die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} beträgt 50 N/mm². Die statische Nutzhöhe d_p vergrößert sich beim Plattenbalken um 200 mm und beträgt 1470 mm. Nachfolgend werden die Werte berechnet, die für das Widerstandsmoment M_{Rd} benötigt werden.

$$f_{cd} = \frac{50}{1,50} = 33,33 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p(t) = \left[1.249,44 * \left(1 - \frac{7,94}{100} \right) \right] * 600 = 690.164 \text{ N} \equiv 690,16 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{873.391 - 690.164}{600 * 195.000} = 0,0016 \equiv 1,57\text{‰}$$

$$x_p = \frac{873,39}{0,8095 * \frac{5480}{10} * \frac{33,33}{10}} = 0,59 \text{ cm} \leq x_{lim,p} = \frac{3,5 * \frac{1.470}{10}}{3,5 + 1,57} = 101,56 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$M_{Rd} = 0,8095 * 0,59 * \frac{5480}{10} * \frac{33,33}{10} * \left(\frac{1470}{10} - 0,4160 * 0,59 \right) = 128.332 \text{ kNcm} \quad \times$$

$$\equiv 1.283,32 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1.635.418 \text{ kNcm} \equiv 16.354,18 \text{ kNm}$$

Die Druckzonenhöhe x_p ist niedriger als die Steghöhe, welche 0,40 m beträgt, weshalb die Annahme der Druckzonbreite für die Berechnung stimmt. Das Widerstandsmoment M_{Rd} beträgt 1.283,32 kNm und ist größer als das einwirkende Bemessungsmoment, welches 16.354,18 kNm beträgt. Dies ist mit \times gekennzeichnet. Somit wird zusätzlich zur Vorspannung für diese Bauphase eine schlaffe Bewehrung benötigt, welche mit dem Programm ConDim berechnet wird. Das Bemessungsmoment beträgt 15.070,86 kNm und wird aus dem einwirkenden Moment M_{PB} minus dem Widerstandsmoment M_{Rd} berechnet. Die Bemessungsnormalkraft beträgt 2.169,68 kN und wird aus der einwirkenden Normalkraft N_{PB} und der Normalkraft aufgrund der Vorspannung abzüglich der Verluste berechnet. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Die benötigte untere Plattenbalkenbewehrung beträgt 211,76 cm², die benötigte Querkraft- und Torsionsbewehrung im Steg beträgt 18,79 cm²/m pro Seite und die benötigte Querkraftbewehrung in der Platte beträgt 6,35 cm²/m.

Stützbereich $t = \infty$

Die Schnittgrößen der ersten drei Bauphasen im Stützbereich werden aufgrund der Systemänderung umgelagert. Die Schnittgrößen im Bauzustand und im Endzustand ändern sich gegenüber dem Nachweis zum Zeitpunkt $t = 25 \text{ Tage}$ nicht. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

wird vom Halbfertigteilquerschnitt berechnet. Die Berechnung befindet sich im Kapitel 4.1 und beträgt 1,46 für den Systemwechsel zum Zeitpunkt $t_0 = 10 \text{ Tage}$ und dem Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$. Die Berechnung der umgelagerten Schnittgrößen erfolgt mit der Formel 4.52 und beträgt laut nachfolgender Berechnung für das Moment M_{PB} 1.870,68 kNm und für die Querkraft V_{PB} 471,73 kN. Die Normalkraft N_{PB} ändert sich gegenüber dem Feldbereich nicht und beträgt -136,24 kN.

$$V_{PB} = 451,19 + (481,64 - 451,19) * \frac{1,46}{1 + 0,80 * 1,46} = 471,73 \text{ kN}$$

$$M_{PB} = (-151.269) + [(-204.359) - (151.259)] * \frac{1,46}{1 + 0,80 * 1,46} = -187.068 \text{ kNcm}$$

$$\equiv -1.870,68 \text{ kNm}$$

Zu diesen Schnittgrößen des Halbfertigteilträgers werden noch die Lastfälle Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 und Fahrbahn betonieren Bauphase 5 addiert, um die Lastfallkombinationen der Bauphase 5 zu erhalten. In Abbildung 4.120 ist erkennbar, dass die Momente der Lastfallkombination 3 im Stützbereich maßgebend sind, weshalb die Schnittgrößen bis zur Bauphase 5 mit den Schnittgrößen der negativen Temperatureinwirkungen, der Windeinwirkung mit Verkehr und der Verkehrsgruppe gr1a als führende veränderliche Last kombiniert werden. In der Tabelle 4.28 sind die Schnittgrößen für die Lastfallkombination 3 im Stützbereich zusammengefasst. Beim LF Randbalken Bauphase 6 ergibt sich eine Querkraft in die Querrichtung von -122,74 kN und ein Torsionsmoment von -144,66 kNm. Beim LF Schwinden beträgt die Querkraft in Querrichtung -388,55 kN und das Torsionsmoment -425,88 kN.

Lastfall	Moment [kNm]	Querkraft [kN]	Normalkraft [kN]
Fahrbahnaufbau	-1150,69	-270,16	-388,95
Randbalken	-647,41	-148,88	-199,72
Erddruck	257,78	-35,43	-75,14
Schwinden	-637,78	-23,24	-166,39
Wind x-Richtung mit Verkehr	-35,09	-5,21	-97,21
Temperatur Pfeiler +	10,2	-1,18	1,62
Temperatur + konstant	-3250,71	-108,02	-2406,01
Temperatur + veränderlich	-103,06	-1,83	-25,68
LM1 Gleichlast außen 1 Feld	-1692,17	-406,09	-576,31
LM1 Einzellast außen	-1423,43	-415,73	-562,49

Tab. 4.28: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 3 Stützbereich Variante gering vorgespannt

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Die Kombinationsbeiwerte für die Lastfallkombination 3 sind in der Tabelle 4.22 enthalten.

Das einwirkende Moment M_{PB} beträgt laut nachfolgender Berechnung 16.354,18 kNm, die Querkraft beträgt 890,03 kN und die Normalkraft beträgt 2.854,13 kN. Die Querkraft in Querrichtung und das Torsionsmoment werden ohne Kombinationsbeiwert berücksichtigt und betragen mit Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts -690,24 kN beziehungsweise -770,23 kNm.

$$\begin{aligned}M_{PB} &= (-187.068) + (-61.483) * 1,35 + (-286.267) * 1,35 + (-115.069) * 1,35 \\ &\quad + (-64.741) * 1,35 + 25.778 * 1,35 + (-63.778) * 1,35 + (-3.509) * 1,00 \\ &\quad * 1,50 + [102 + (-325.071) + 0,75 * (-10.306)] * 0,60 * 1,50 \\ &\quad + [(-169.217) + (-142.343)] * 1,50 = 1.721.780 \text{ kNcm} \equiv 17.217,80 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{PB} &= (-471,73) + (-147,20) * 1,35 + (-677,75) * 1,35 + (-270,16) * 1,35 + (-148,88) \\ &\quad * 1,35 + (-35,43) * 1,35 + (-23,24) * 1,35 + (-5,21) * 1,00 * 1,50 \\ &\quad + [(-1,18) + (-108,02) + 0,75 * (-1,83)] * 0,60 * 1,50 \\ &\quad + [(-406,09) + (-415,73)] * 1,50 = -3570,38 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{PB} &= (-136,24) + (-41,04) * 1,35 + (-187,94) * 1,35 + (-388,95) * 1,35 + (-199,72) \\ &\quad * 1,35 + (-75,14) * 1,35 + (-166,39) * 1,35 + (-97,21) * 1,00 * 1,50 \\ &\quad + [1,62 + (-2.406,01) + 0,75 * (-25,68)] * 0,60 * 1,50 \\ &\quad + [(-576,31) + (-562,49)] * 1,50 = -4.710,70 \text{ kN}\end{aligned}$$

Die Querkräfte in y-Richtung und in z-Richtung werden als Wurzel der Quadrate überlagert, wodurch sich eine Querbewehrung zu -3636,48 kN ergibt.

Mit diesen Einwirkungen wird mit dem Programm ConDim die erforderliche Bewehrung berechnet. Die erforderliche obere Plattenbalkenbewehrung beträgt 334,64 cm² und die Querkraft- und Torsionsbewehrung beträgt 26,48 cm²/m pro Seite. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G.

4.10.5 Plattenbalken Variante hoch vorgespannt

Die hoch vorgespannte Variante wird vereinfachend ohne Kriechumlagerungen und ohne zeitabhängige Spannkraftverluste berechnet.

Feldbereich $t = \infty$

In der Tabelle 4.29 sind die Schnittgrößen der hoch vorgespannten Variante im Feldbereich von der ersten Bauphase bis zum Endzustand für die Lastfallkombination 2 zusammengefasst, da diese Kombination im Feldbereich maßgebend ist.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Lastfall	Moment [kNm]	Querkraft [kN]	Normalkraft [kN]
Eigengewicht BP1	452,39	0,00	0,00
Nutzlast BP1	50,27	0,00	0,00
Eigengewicht BP2	52,28	4,66	0,00
Vorspannung BP1+2	-289,02	0,00	-743,46
Eigengewicht BP3	595,30	0,00	0,00
Vorspannung BP3	-438,84	109,90	-1125,25
Eigengewicht BP4	418,30	0,00	0,00
Eigengewicht BP5	1915,42	0,00	0,00
Vorspannung BP4+5	-2269,26	106,03	-2217,77
Fahrbahnaufbau BP6	797,20	-17,66	114,53
Randbalken BP6	447,44	-18,13	67,47
Vorspannung BP6+Endzustand	-1329,30	58,70	-2264,97
Erddruck	-179,64	36,78	-272,41
Schwinden	-655,88	0,57	-28,88
Wind x-Richtung mit Verkehr	51,34	-4,36	-73,95
Temperatur Pfeiler +	17,73	-2,98	7,65
Temperatur + konstant	4641,07	238,10	1792,04
Temperatur + veränderlich	180,41	8,80	3,33
LM1 Gleichlast außen 1 Feld	1528,88	1,49	314,91
LM1 Einzellast außen	3616,54	-482,24/471,99	603,77

Tab. 4.29: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 2 Feldbereich Variante hoch vorgespannt

Für die Lastfallkombination 2 beträgt das Moment 13.190,89 kNm, die Querkraft 1.170,95 kN und die Normalkraft -3051,95 kN. Das Torsionsmoment beträgt wie bei der nicht vorgespannten Variante -1007,27 kNm.

Die erforderliche zusätzliche schlaife Bewehrung wird mit dem Programm ConDim berechnet, wobei das Berechnungsprotokoll im Anhang G zu finden ist. Die erforderliche untere Plattenbalkenbewehrung beträgt 113,85 cm², die Querkraft- und Torsionsbewehrung beträgt 18,55 cm²/m pro Seite und die erforderliche Plattenbewehrung beträgt 3,67 cm²/m.

Stützbereich $t = \infty$

In der Tabelle 4.30 sind die Schnittgrößen der hoch vorgespannten Variante im Stützbereich von der ersten Bauphase bis zum Endzustand für die Lastfallkombination 3 zusammengefasst, da diese Kombination im Stützbereich maßgebend ist.

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Lastfall	Moment [kNm]	Querkraft [kN]	Normalkraft [kN]
Eigengewicht BP1	0,00	80,71	0,00
Nutzlast BP1	0,00	8,97	0,00
Eigengewicht BP2	0,00	59,69	0,00
Vorspannung BP1+2	0,00	51,02	-735,54
Eigengewicht BP3	-1485,41	-226,01	0,00
Vorspannung BP3	662,66	-109,53	-1118,77
Eigengewicht BP4	-740,52	-163,66	0,00
Eigengewicht BP5	-3390,91	-749,41	0,00
Vorspannung BP4+5	2470,34	-105,43	-4842,03
Fahrbahnaufbau	-1150,69	-270,16	-388,95
Randbalken	-647,41	-148,88	-199,72
Vorspannung BP6+Endzustand	1220,76	270,68	-904,62
Erddruck	257,78	-35,43	-75,14
Schwinden	-637,78	-23,24	-166,39
Wind x-Richtung mit Verkehr	-35,09	-5,21	-97,21
Temperatur Pfeiler +	10,2	-1,18	1,62
Temperatur + konstant	-3250,71	-108,02	-2406,01
Temperatur + veränderlich	-103,06	-1,83	-25,68
LM1 Gleichlast außen 1 Feld	-1692,17	-406,09	-576,31
LM1 Einzellast außen	-1423,43	-415,73	-562,49

Tab. 4.30: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 3 Stützbereich Variante hoch vorgespannt

Für die Lastfallkombination 3 beträgt das einwirkende Moment -13.881,47 kNm, die Querkraft -3.212,99 kN und die Normalkraft -12.757,03 kN. Das Torsionsmoment beträgt wie bei der nicht vorgespannten Variante -770,23 kNm und die Querkraft in Querrichtung beträgt -690,24 kN. Die Überlagerung der Querkräfte beträgt -3.286,30 kN

Die erforderliche zusätzliche schlaffe Bewehrung wird mit dem Programm ConDim berechnet, wobei das Berechnungsprotokoll im Anhang G zu finden ist. Die erforderliche obere Plattenbalkenbewehrung beträgt 114,14 cm² und die Querkraft- und Torsionsbewehrung beträgt 21,30 cm²/m pro Seite.

4.10.6 Platte

Die Bemessung der Platte in Querrichtung ist für beide Varianten gleich, da Vorspannung in Längsrichtung keinen Einfluss auf die Schnittgrößen der Platte hat

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

Feldbereich $t = \infty$

In der Tabelle 4.31 sind die Schnittgrößen der Platte im Feldbereich zusammengefasst. Das einwirkende Gesamtmoment beträgt mit den Teilsicherheitsbeiwerten 444,76 kNm/m.

Lastfall	Moment [kNm]
Eigengewicht	28,23
Fahrbahnaufbau	9,93
Randbalken	0,00
Erddruck	0,00
Schwinden	-58,40
LM1 Gleichlast mittig 2 Felder	29,06
LM1 Einzellast mittig	285,27

Tab. 4.31: Schnittgrößen Endzustand Platte Feldbereich

Die erforderliche Bewehrung wird mit dem Programm ConDim berechnet und das Bemessungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Die erforderliche untere Plattenbewehrung beträgt 29,31 cm²/m und wird kreuzweise verlegt.

Stützbereich $t = \infty$

In der Tabelle 4.32 sind die Schnittgrößen der Platte im Stützbereich zusammengefasst. Das einwirkende Gesamtmoment beträgt mit Teilsicherheitsbeiwerten -329,39 kNm/m.

Lastfall	Moment [kNm]
Eigengewicht	-46,56
Fahrbahnaufbau	-17,10
Randbalken	-40,55
Erddruck	0,00
Schwinden	-44,35
LM1 Gleichlast mittig 2 Felder	-20,70
LM1 Einzellast mittig	-101,98

Tab. 4.32: Schnittgrößen Endzustand Platte Stützbereich

Die erforderliche Bewehrung wird mit dem Programm ConDim berechnet. Das Bemessungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Die erforderliche obere Plattenbewehrung beträgt 23,92 cm²/m.

4.11 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im folgenden Kapitel werden die gering vorgespannte Variante und die hoch vorgespannte Variante bezüglich der Gebrauchstauglichkeit näher untersucht. Dazu zählen die Begrenzung der Spannungen, die Begrenzung der Verformungen und die Begrenzung der Rissbreiten.

4.11.1 Variante gering vorgespannt

Begrenzung der Spannungen

In den Abbildungen 4.126 und 4.127 sind die Spannungsverläufe der quasiständigen Lastfallkombination abgebildet. Die Spannungen dürfen den Wert $0,45 \cdot f_{ck}$ nicht überschreiten. Bei den Spannungen am oberen Querschnittsrand ist erkennbar, dass diese Grenze in der Feldmitte gering überschritten wird. In diesem Bereich müsste das nichtlineare Kriechen berücksichtigt werden, welches in dieser Arbeit vernachlässigt wurde. Bei den Spannungen am unteren Querschnittsrand ist erkennbar, dass das Stützmoment über die quasiständige Spannungsgrenze ragt, weshalb auch hier das nichtlineare Kriechen berücksichtigt werden müsste.

In den Abbildungen 4.122 und 4.123 sind die Spannungsverläufe der charakteristischen Lastfallkombinationen abgebildet. Die Spannungen dürfen den Wert $0,60 \cdot f_{ck}$ nicht überschreiten. Bei den Spannungen am oberen Querschnittsrand ist erkennbar, dass diese Spannungsgrenze eingehalten wird. Bei den Spannungen am unteren Querschnittsrand sieht man, dass die Spannungen bei der Mittelstütze zu hoch sind. Zum einen kann hier die Umlagerung der Momente im Stützbereich genauer untersucht werden, zum anderen können die Stützbereiche auch gevoutet werden, um die Spannungen zu verringern.

Begrenzung der Verformungen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit müssen die Verformungen im gerissenen Zustand nachgewiesen werden. In Kapitel 4.10 in Tabelle 4.27 sind die Lasten für die maßgebende Lastfallkombination 2 für den Feldbereich angegeben. Mit diesen Lasten wird im Programm ConDim die Verformung berechnet. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Mit einer erforderlichen Bewehrung von $230,92 \text{ cm}^2$ wird die Verformung $L/250$ eingehalten.

In Kapitel 4.10 in Tabelle 4.28 sind die Lasten für die maßgebende Lastfallkombination 3 für den Feldbereich angegeben. Mit diesen Lasten wird im Programm ConDim die Verformung berechnet. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Mit einer erforderlichen Bewehrung von $242,84 \text{ cm}^2$ wird die Verformung zu $L/450$ berechnet. Diese

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

erforderliche Bewehrung unterschreitet die benötigte Bewehrung für den Nachweis der Tragfähigkeit.

Begrenzung der Rissbreiten

Mit den Lasten für die Verformungsbegrenzung wird auch die Berechnung der Rissbreitenbegrenzung geführt. Im Feldbereich wird für die Durchbiegung eine untere Bewehrung zu $230,92 \text{ cm}^2$ gewählt. Mit dieser Bewehrung darf der maximale Stababstand 60 mm betragen, um die Rissbreitenbegrenzung von $0,2 \text{ mm}$ einzuhalten. Da eine integrale Brücke Zwangsbeanspruchung erfährt, wird auch die Rissbreitenbegrenzung für Zwangsbeanspruchung berechnet. Für Zwänge wird oben und unten eine Bewehrung von $36,75 \text{ cm}^2$ benötigt. Diese Berechnungen wurden mit ConDim durchgeführt und befinden sich im Bemessungsprotokoll im Anhang G.

Für den Stützbereich darf der Stababstand maximal 52 mm betragen um die Rissbreitenbegrenzung von $0,2 \text{ mm}$ einzuhalten. Um die Rissbreitenbegrenzung auch bei Zwangsbeanspruchung einzuhalten, können beispielsweise Stäbe mit einem Durchmesser von 22 mm und einem Stababstand von $10,6 \text{ cm}$ eingebaut werden. Auch diese Berechnungen sind im Anhang G in den Berechnungsprotokollen zu finden.

4.11.2 Variante hoch vorgespannt

Begrenzung der Spannungen

In den Abbildungen 4.130 und 4.131 sind die Spannungsverläufe der quasiständigen Lastfallkombination abgebildet. Es ist erkennbar, dass bei beiden Verläufen die Spannungsgrenze von $0,45 \cdot f_{ck}$ eingehalten wird.

In den Abbildungen 4.134 und 4.135 sind die Spannungsverläufe der charakteristischen Lastfallkombinationen abgebildet. Die Spannungen am oberen Querschnittsrand überschreiten die Spannungsgrenze von $0,60 \cdot f_{ck}$ nicht. Bei der Mittelstütze werden die Spannungen am unteren Querschnittsrand gering überschritten. Durch die Umlagerung des Stützmoments kann diese Grenze eingehalten werden, was in dieser Arbeit jedoch nicht nachgewiesen wird.

Begrenzung der Verformungen

In Kapitel 4.10 in Tabelle 4.29 sind die Lasten für die maßgebende Lastfallkombination 2 für den Feldbereich für die hoch vorgespannte Variante angegeben. Mit diesen Lasten wird im Programm ConDim die Verformung berechnet. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Mit einer gewählten Bewehrung von $170,70 \text{ cm}^2$ wird die Verfor-

4 ALTERNATIVENTWÜRFE FÜR EINE BESTEHENDE STAHL-BETON- VERBUNDBRÜCKE UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN HALBFERTIGTEILEN

mung $L/250$ laut Berechnung nicht eingehalten. Bei der Vorspannung wird der Träger durch die Druckkraft überhöht, was bei der Durchbiegungsberechnung nicht berücksichtigt wird. Durch diese Überhöhung und erforderlichenfalls einer zusätzlichen Überhöhung, kann die Durchbiegungsbegrenzung eingehalten werden.

In Kapitel 4.10 in Tabelle 4.30 sind die Lasten für die maßgebende Lastfallkombination 3 für den Feldbereich für die hoch vorgespannte Variante angegeben. Mit diesen Lasten wird im Programm ConDim die Verformung berechnet. Das Berechnungsprotokoll befindet sich im Anhang G. Mit einer erforderlichen Bewehrung von $86,62 \text{ cm}^2$ wird die Verformung zu $L/700$ berechnet. Diese erforderliche Bewehrung unterschreitet die erforderliche Bewehrung für den Nachweis der Tragfähigkeit.

Begrenzung der Rissbreiten

Bei der hoch vorgespannten Variante muss der Nachweis der Dekompression für die quasiständige Lastfallkombination 1 geführt werden. In den Abbildungen 4.130 und 4.131 sind die Spannungsverläufe der Lastfallkombination abgebildet. An den Spannungen am unteren Querschnittsrand ist erkennbar, dass der untere Querschnittsrand an jeder Stelle des Trägers überdrückt ist. Bei den Spannungen am oberen Querschnittsrand ist erkennbar, dass im Stützbereich Zugspannungen auftreten. Diese sind durch die Umlagerung der Stützmomente nicht realitätsnahe. Am Auflagerrand der Mittelstütze ist der Querschnitt bereits überdrückt, weshalb der Nachweis als erfolgt betrachtet werden kann.

Zusätzlich wird die Rissbreite begrenzt. Für den Feldbereich ergibt sich für eine gewählte Bewehrung von $170,70 \text{ cm}^2$ ein maximaler Stababstand von 99 mm . Für die Rissebeschränkung infolge Zwangsbeanspruchung werden oben und unten $29,79 \text{ cm}^2$ benötigt.

Bei der Mittelstütze wird der maximale Stababstand zu 144 mm bei einer gewählten Bewehrung von $86,80 \text{ cm}^2$ bestimmt. Für die Zwangsbeanspruchung werden $29,71 \text{ cm}^2$ an der Oberseite und an der Unterseite benötigt. Die dazugehörigen Bemessungsprotokolle des Programms ConDim befinden sich im Anhang G.

5 Konstruktive Durchbildung der Knoten und Anschlussbereiche bei Verwendung von Halbfertigteilen

5.1 Details gering vorgespannte Variante

In den Abbildungen 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 und 5.5 ist das Anschlussdetail bei den Endauflagern in Querschnitten und Längsschnitten für die unterschiedlichen Bauphasen für die gering vorgespannte Variante abgebildet. In Abbildung 5.1 wird das Anschlussdetail im Querschnitt für Bauphase 1-3 dargestellt. In Abbildung 5.2 ist Bauphase 1 des Anschlussdetails dargestellt. Das Fertigteil ist noch nicht mit dem Widerlager verbunden (siehe hierzu Abbildung 5.3), die Anschlussbewehrung ist jedoch schon vorhanden. In Abbildung 5.4 sieht man dasselbe Detail nur bereits mit ausbetonierter Fahrbahnplatte (Bauphase 5). Die Anschlussbewehrung der Stütze wird mit der oberen Plattenbewehrung über Muffen verbunden. Der endgültige Querschnitt kann Abbildung 5.5 entnommen werden.

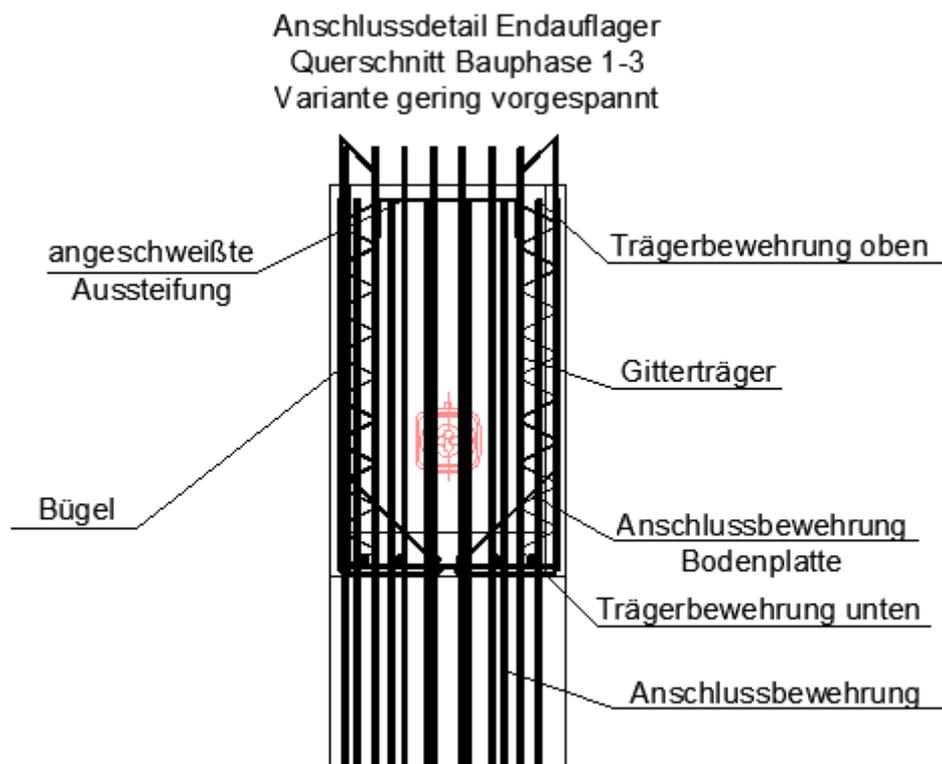


Abb. 5.1: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

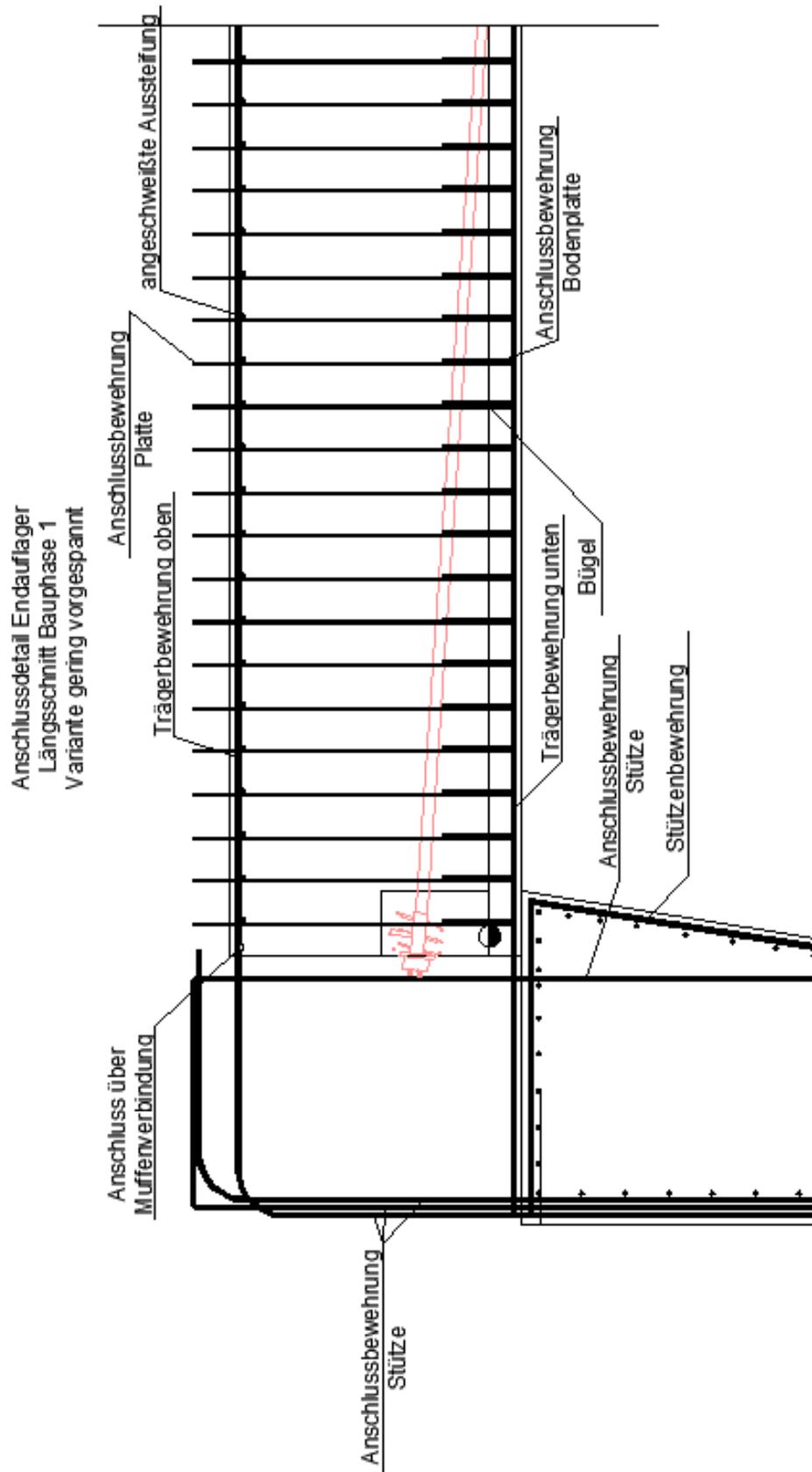


Abb. 5.2: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

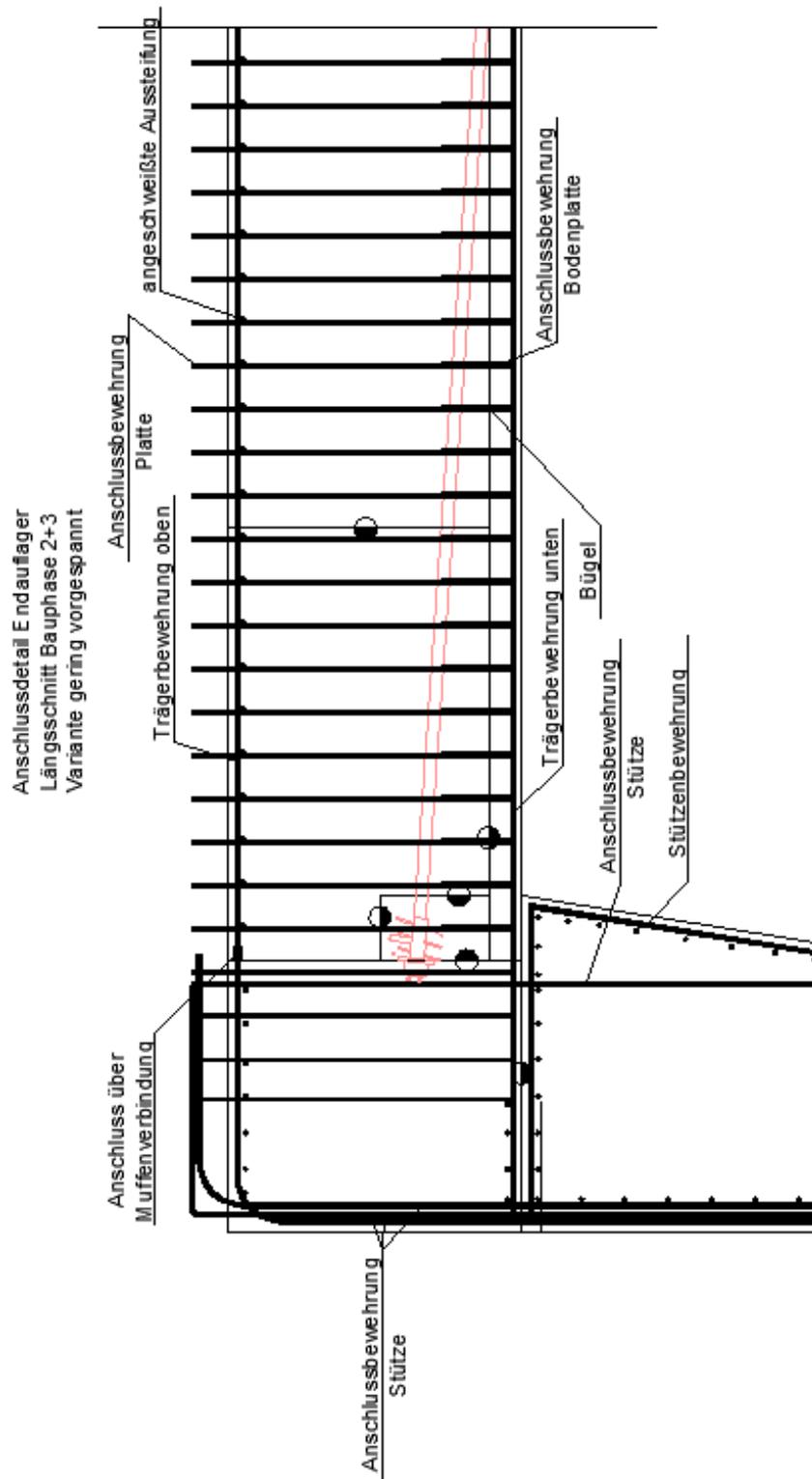


Abb. 5.3: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

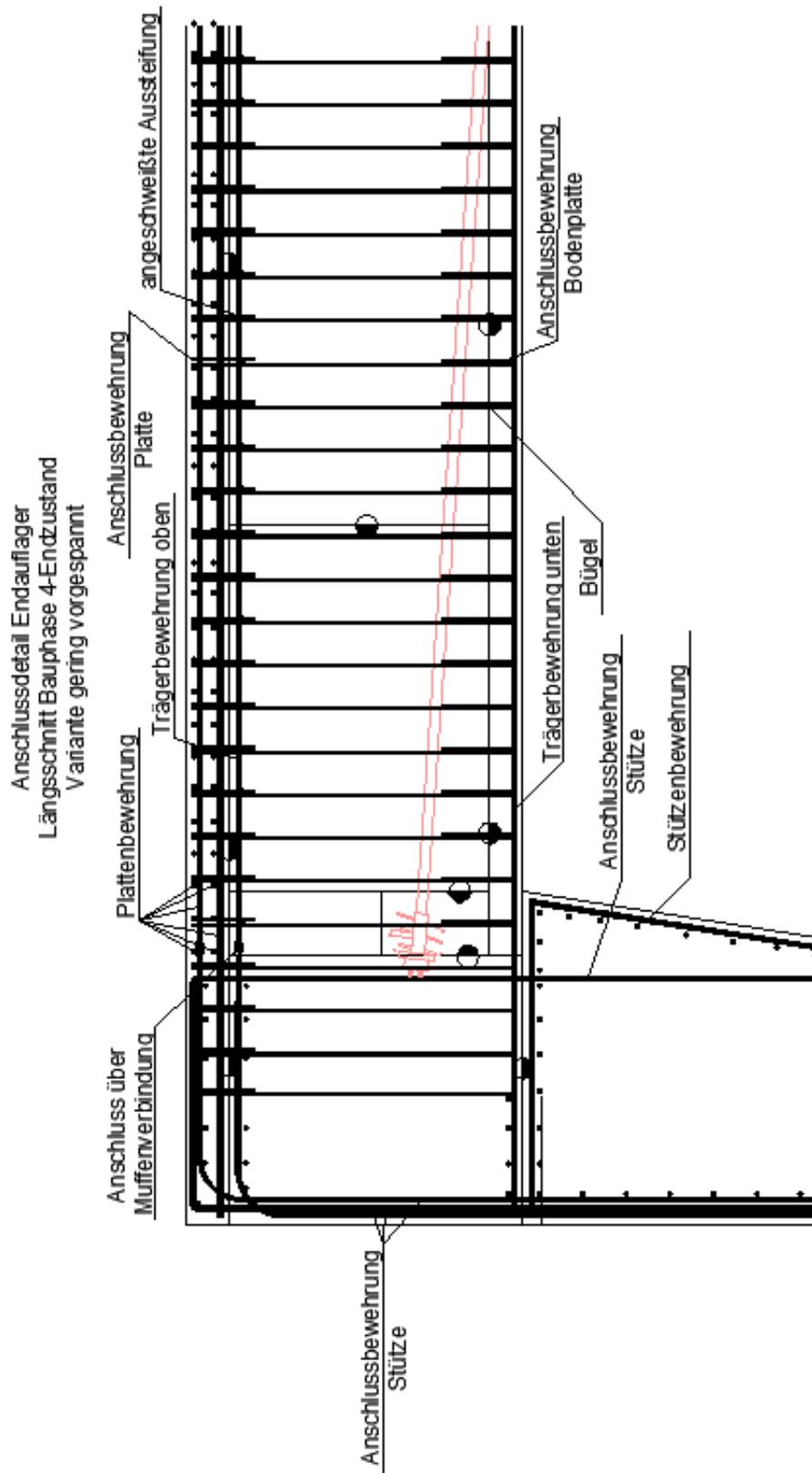


Abb. 5.4: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

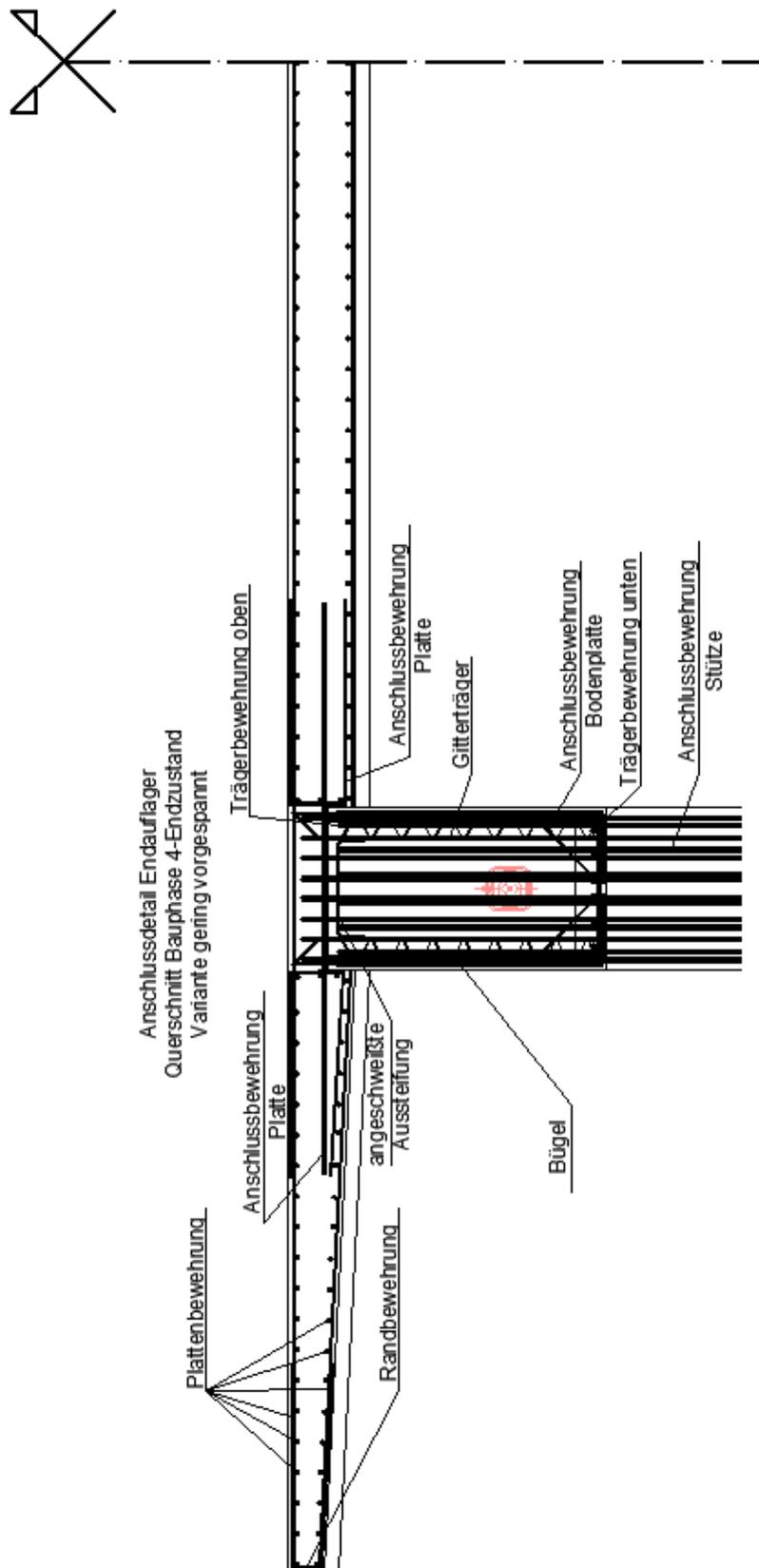


Abb. 5.5: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 und 5.10 sind die Anschlussdetails am Mittelaufleger in Querschnitten und Längsschnitten in den unterschiedlichen Bauphasen für die gering vorgespannte Variante abgebildet. In Abbildung 5.6 ist das Anschlussdetail im Querschnitt für Bauphase 1-3 dargestellt.

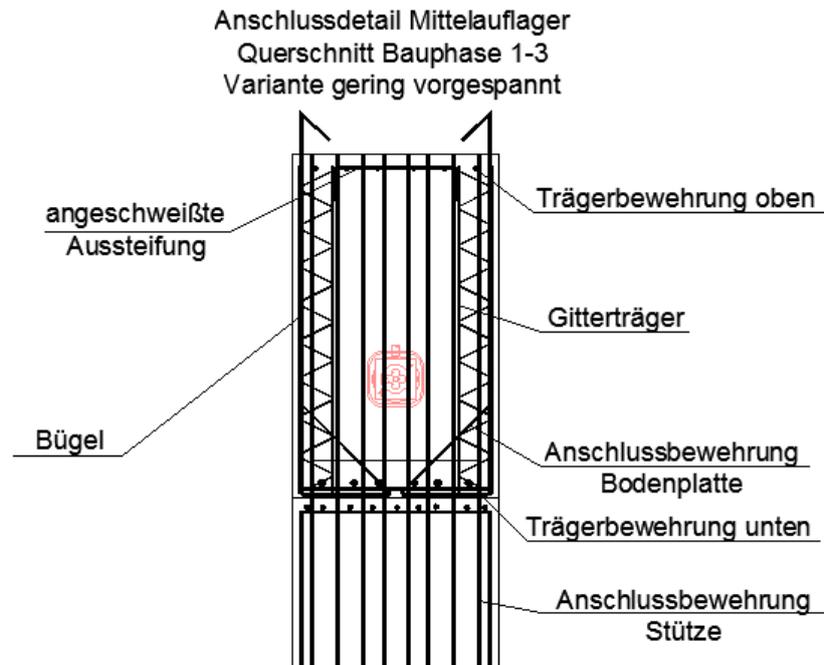


Abb. 5.6: Anschlussdetail Mittelaufleger Querschnitt Bauphase 1-3 Variante gering vorgespannt

In Abbildung 5.7 ist Bauphase 1 des Anschlussdetails dargestellt. In den Fertigteilen sind Hüllrohre für die Anschlussbewehrung vorgesehen, welche in Bauphase 1 bereits vorhanden ist. Das Fertigteil ist mit dem Mittelaufleger noch nicht verbunden (siehe hierzu Abbildung 5.8). Der endgültige Querschnitt mit ausbetonierter Fahrbahnplatte und Anschlussbewehrung der Platte ist in Abbildung 5.9 ersichtlich. In Abbildung 5.10 ist das Anschlussdetail mit ausbetonierter Fahrbahnplatte dargestellt.

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

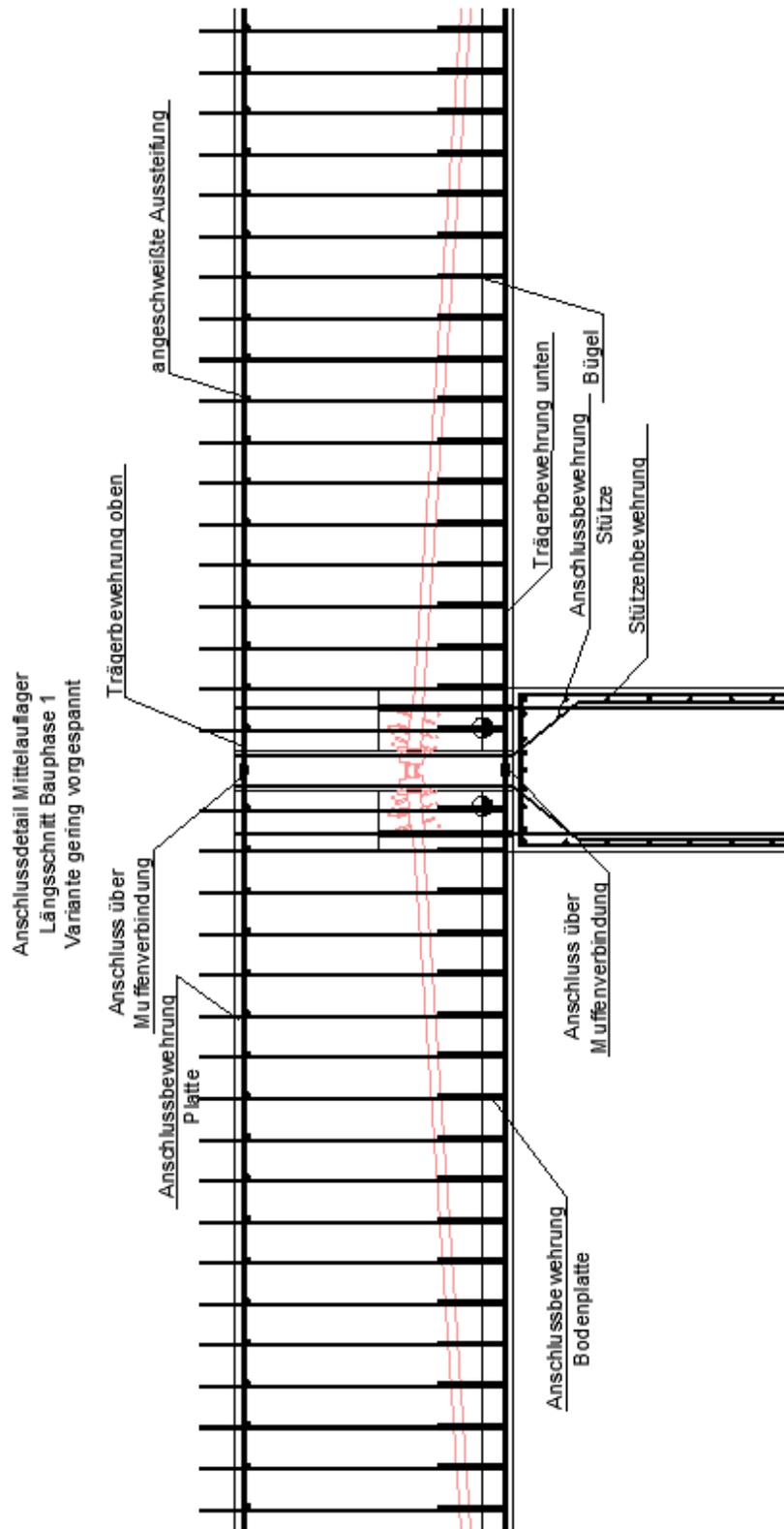


Abb. 5.7: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 1 Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

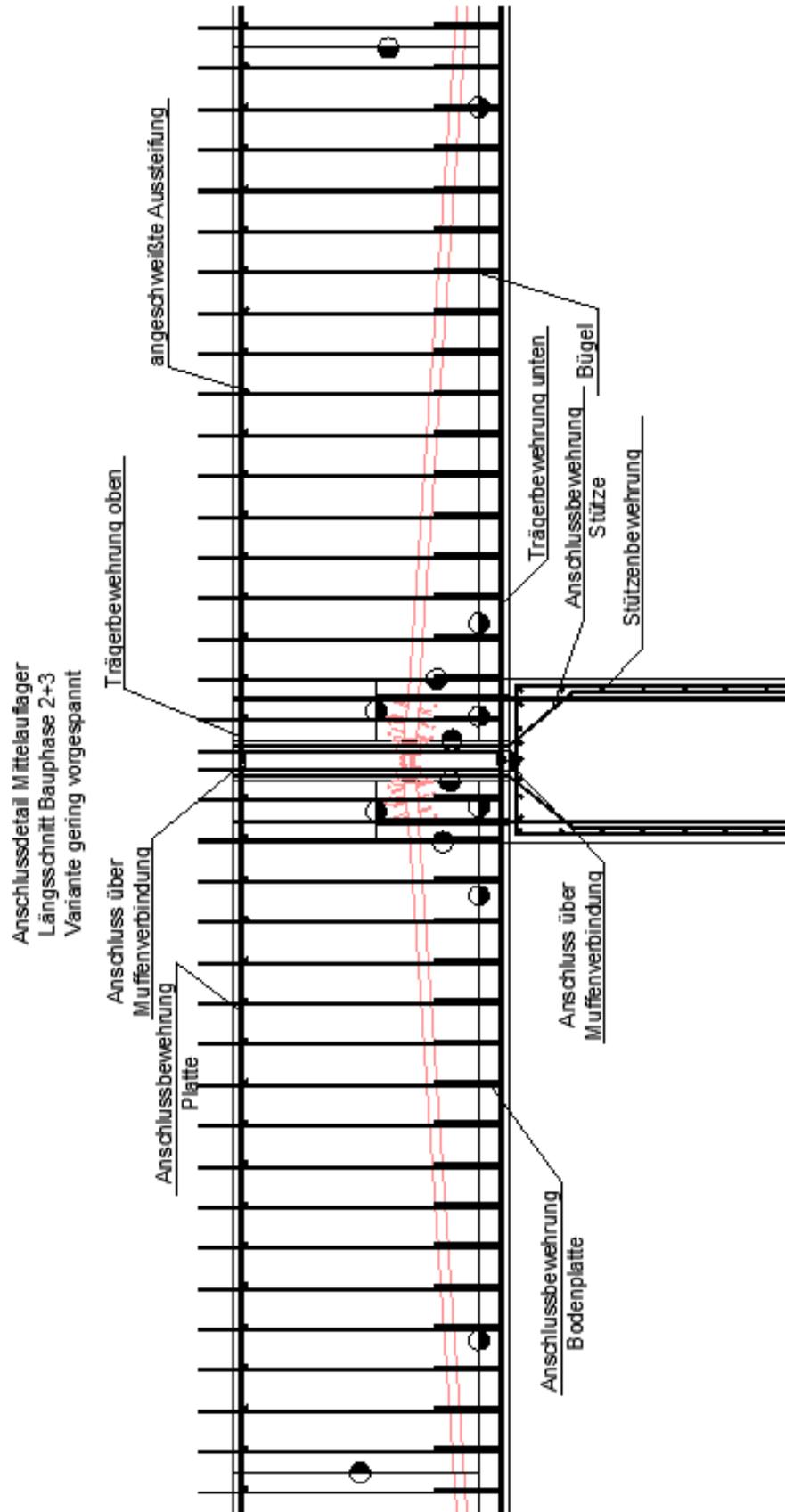


Abb. 5.8: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

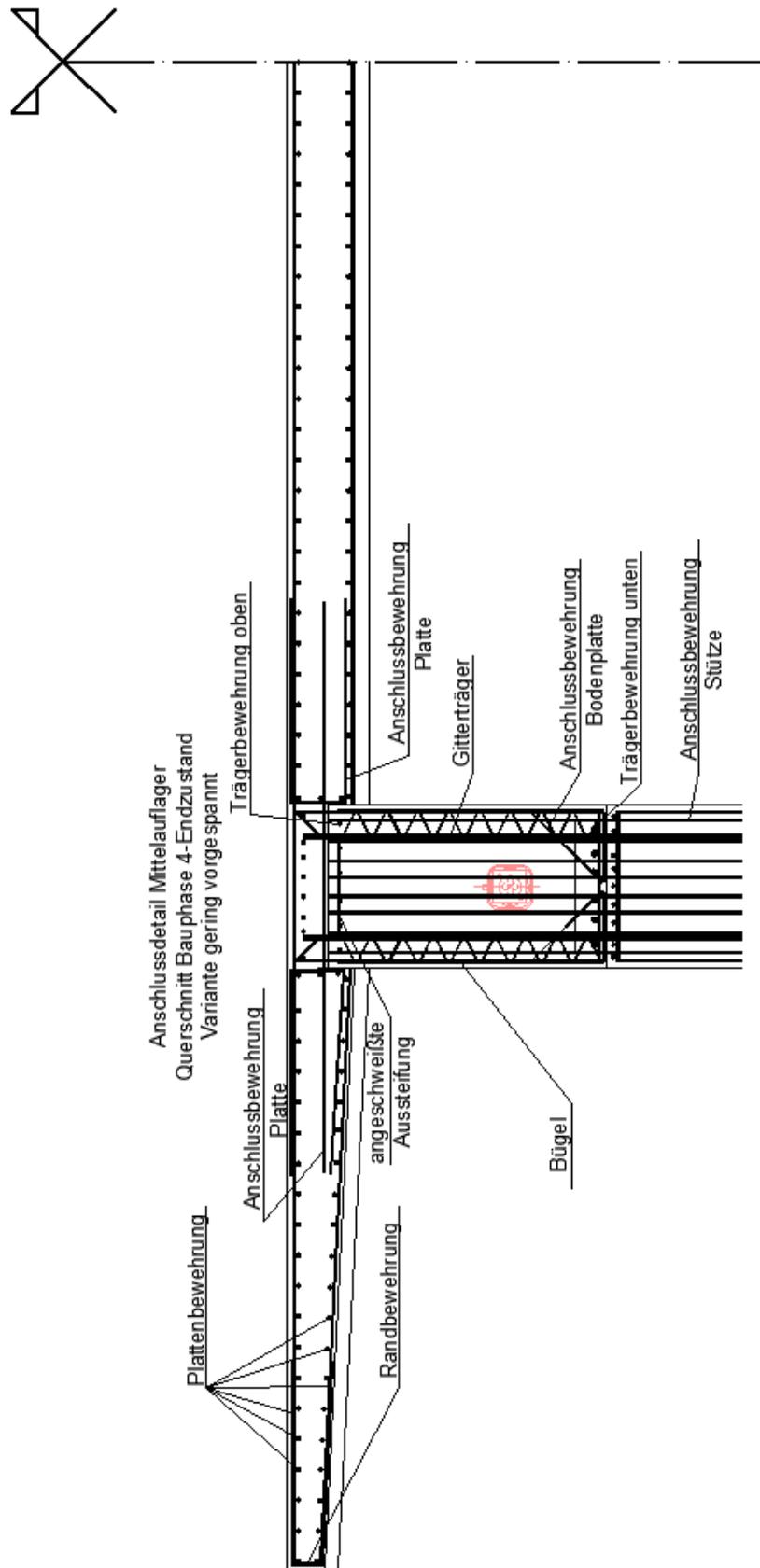


Abb. 5.9: Anschlussdetail Mittelaufleger Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

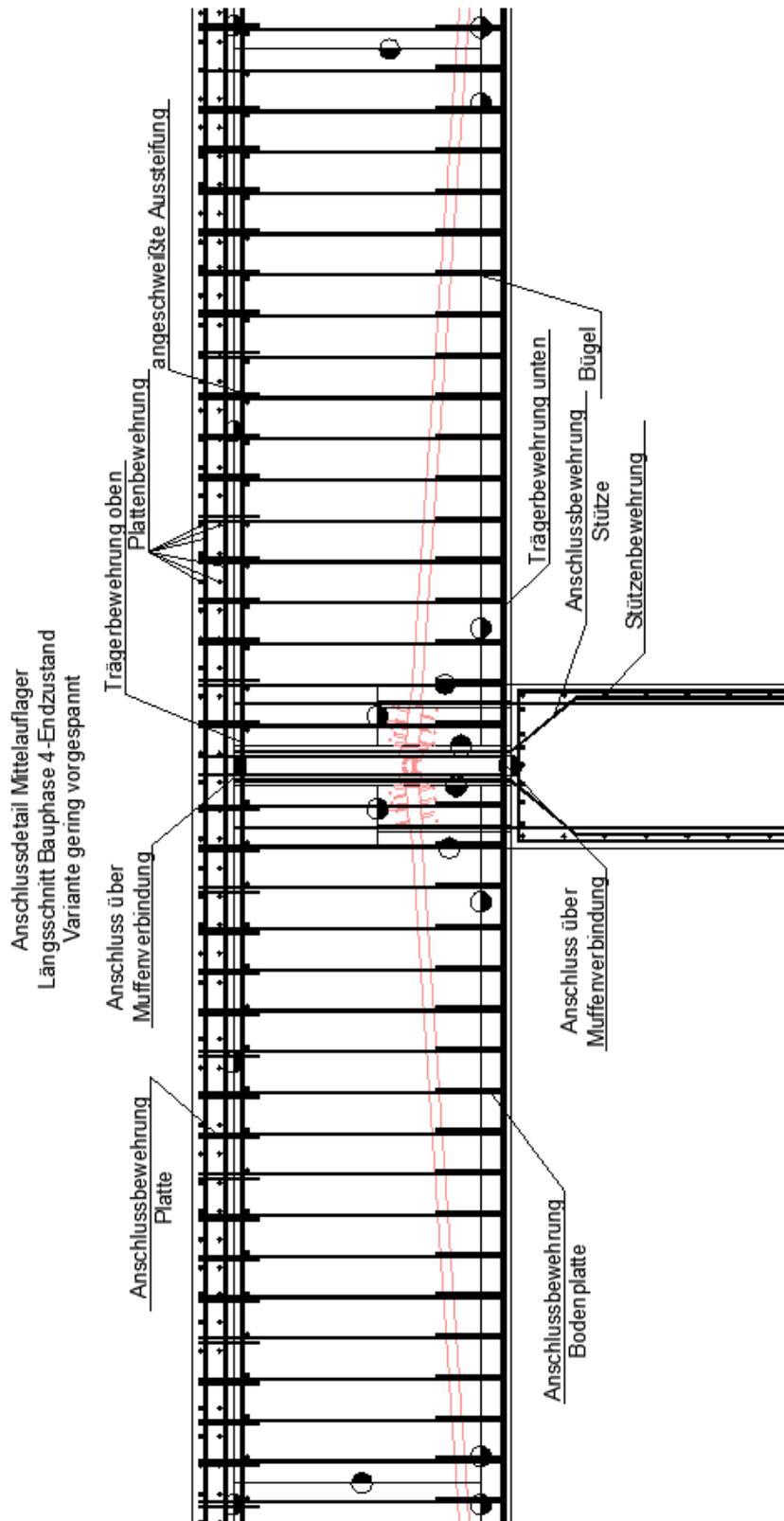


Abb. 5.10: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt

5.2 Details hoch vorgespannte Variante

In den Abbildungen 5.11, 5.12, 5.13 und 5.14 sind die Anschlussdetails beim Endauflager in den verschiedenen Bauphasen für die hoch vorgespannte Variante dargestellt. In Abbildung 5.11 wird das Anschlussdetail im Querschnitt für Bauphase 1-3 dargestellt.

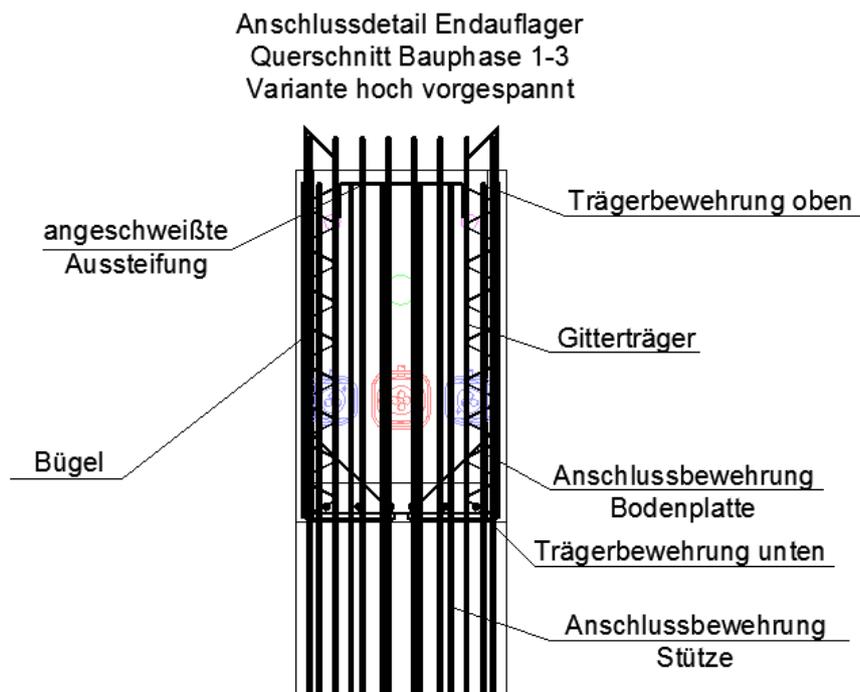


Abb. 5.11: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt

In Abbildung 5.12 ist Bauphase 1-3 des Anschlussdetails dargestellt. Das Fertigteil ist auf Rollen gelagert und noch nicht mit dem Widerlager verbunden. Die Wendel der Vorspannung der Bauphase 3 ist bereits eingebracht. Für die Vorspannungen der Bauphasen 4 bis 5 und Bauphase 6 bis Endzustand sind leere Hüllrohre vorgesehen. Die Anschlussbewehrung der Stütze ist bereits vorhanden. Die Wendel der Vorspannung der Bauphasen 4 bis 5 wird vor dem Betonieren des Querschnitts eingebracht, die Wendel der Bauphase 6 bis Endzustand wird vor dem Betonieren der Platte eingebaut. In Abbildung 5.13 ist der endgültige Querschnitt dargestellt. In Abbildung 5.14 ist das Anschlussdetail nach Betonieren der Platte ersichtlic. Der Träger ist mit dem Widerlager verbunden.

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

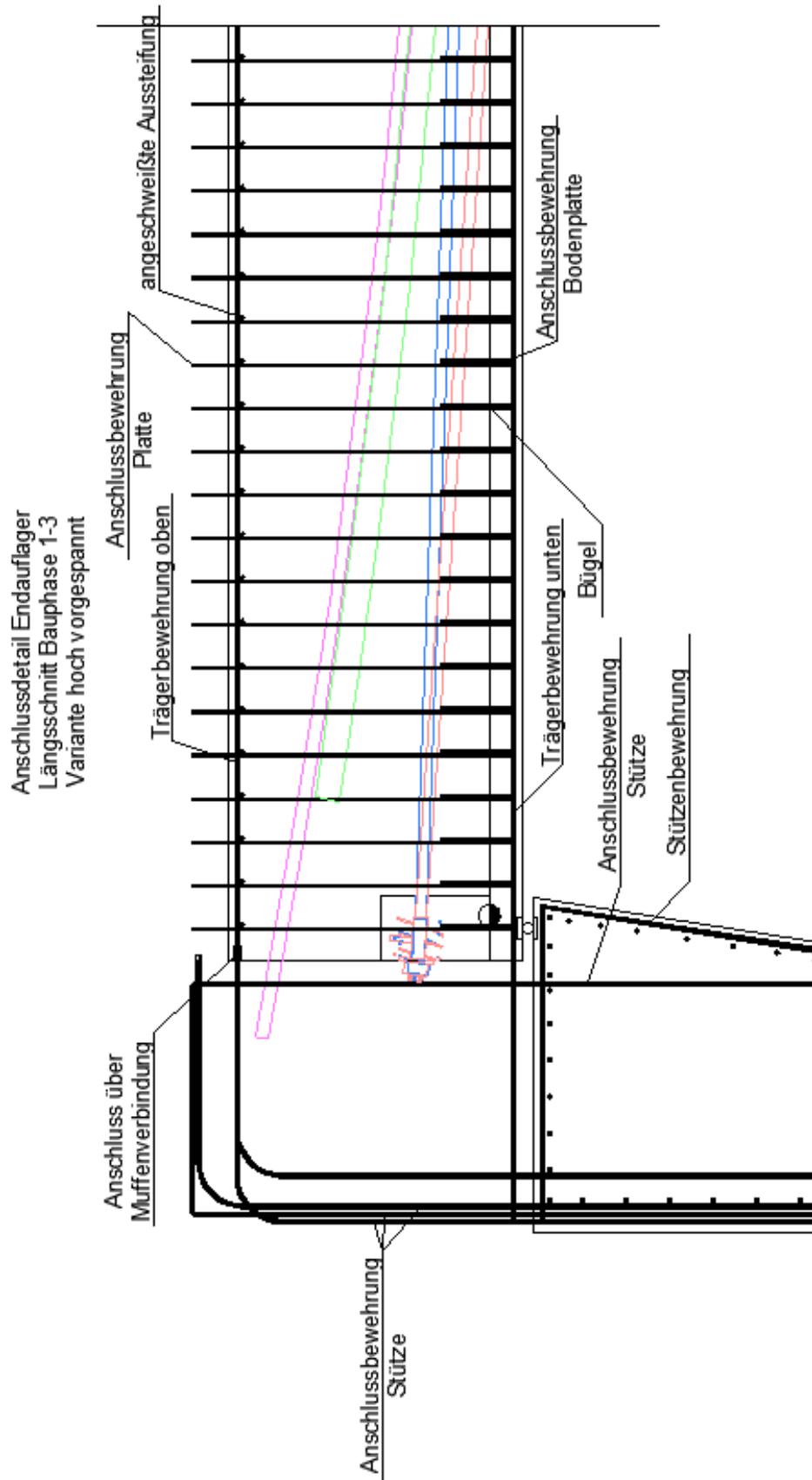


Abb. 5.12: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

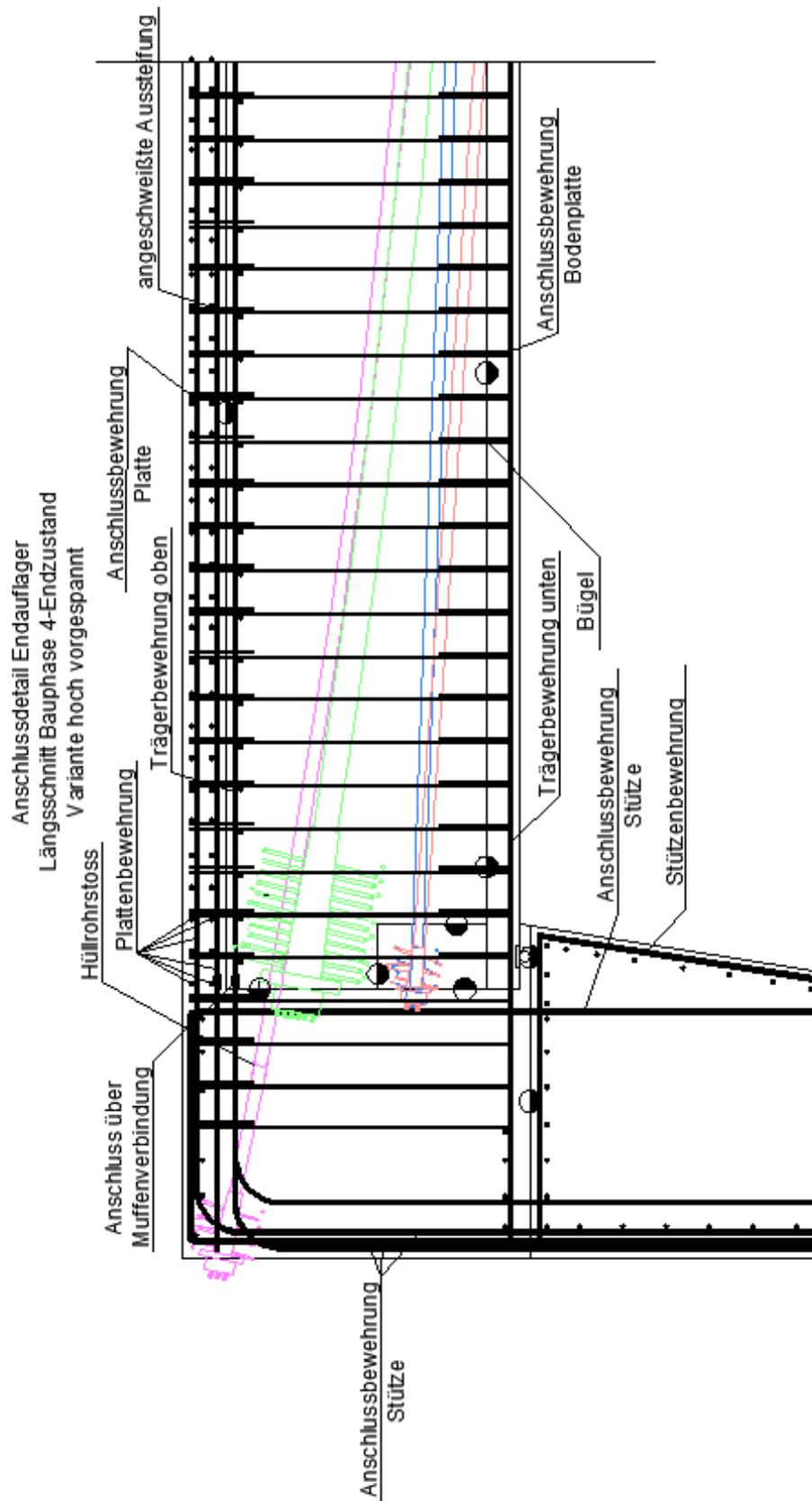


Abb. 5.13: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

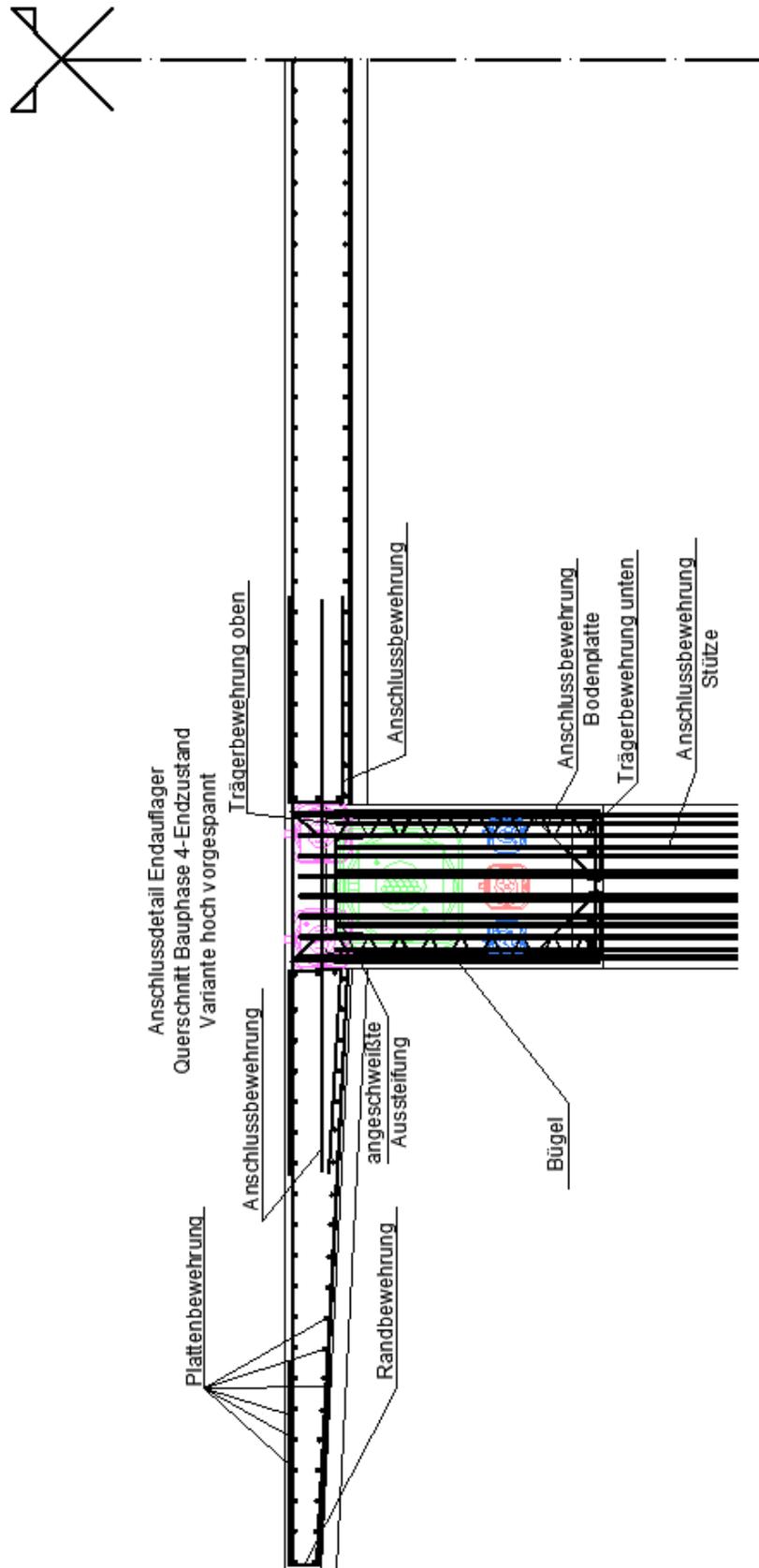


Abb. 5.14: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

In den Abbildungen 5.15, 5.16, 5.17, 5.18 und 5.19 sind die Anschlussdetails am Mittelaufleger in den verschiedenen Bauphasen für die hoch vorgespannte Variante abgebildet. In Abbildung 5.15 wird das Anschlussdetail im Querschnitt für Bauphase 1-3 dargestellt.

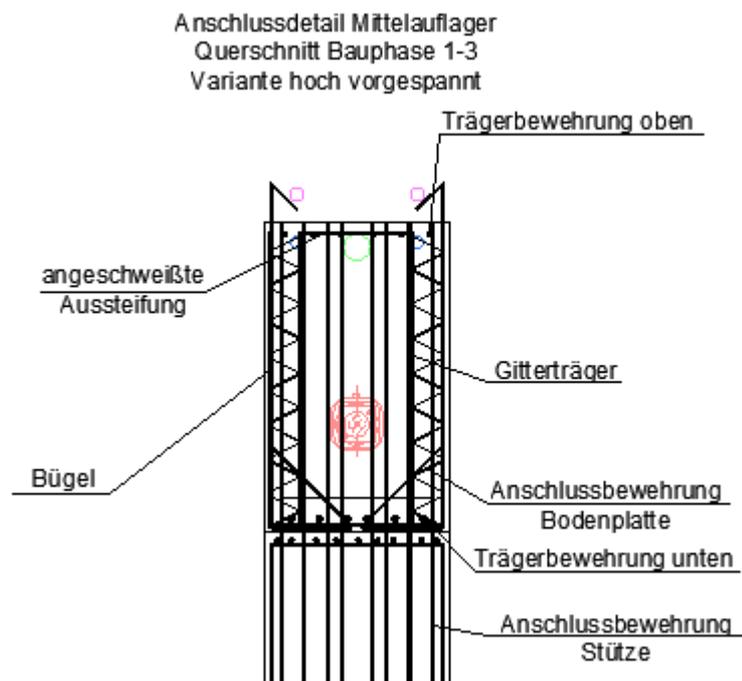


Abb. 5.15: Anschlussdetail Mittelaufleger Querschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt

In Abbildung 5.16 ist Bauphase 1 des Anschlussdetails dargestellt. Die Spannglieder der Bauphase 1 sind eingebaut und vorgespannt. Für die Vorspannungen der kommenden Bauphasen sind leere Hüllrohre vorgesehen, die jedoch vor dem Mittelaufleger enden. In den Fertigteilen sind Hüllrohre für die Anschlussbewehrung vorgesehen, die bereits vorhanden ist. In Abbildung 5.17 ist Bauphase 2 und 3 des Anschlussdetails ersichtlich. Die Hüllrohre sind gestoßen und über das Auflager geführt. Der Träger ist ausbetoniert und mit dem Mittelaufleger verbunden. In Abbildung 5.18 ist der endgültige Querschnitt mit ausbetonierter Platte ersichtlich. Die Spannglieder aller Bauphasen sind vorgespannt. In Abbildung 5.19 sieht man das Anschlussdetail mit ausbetonierter Fahrbahnplatte.

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

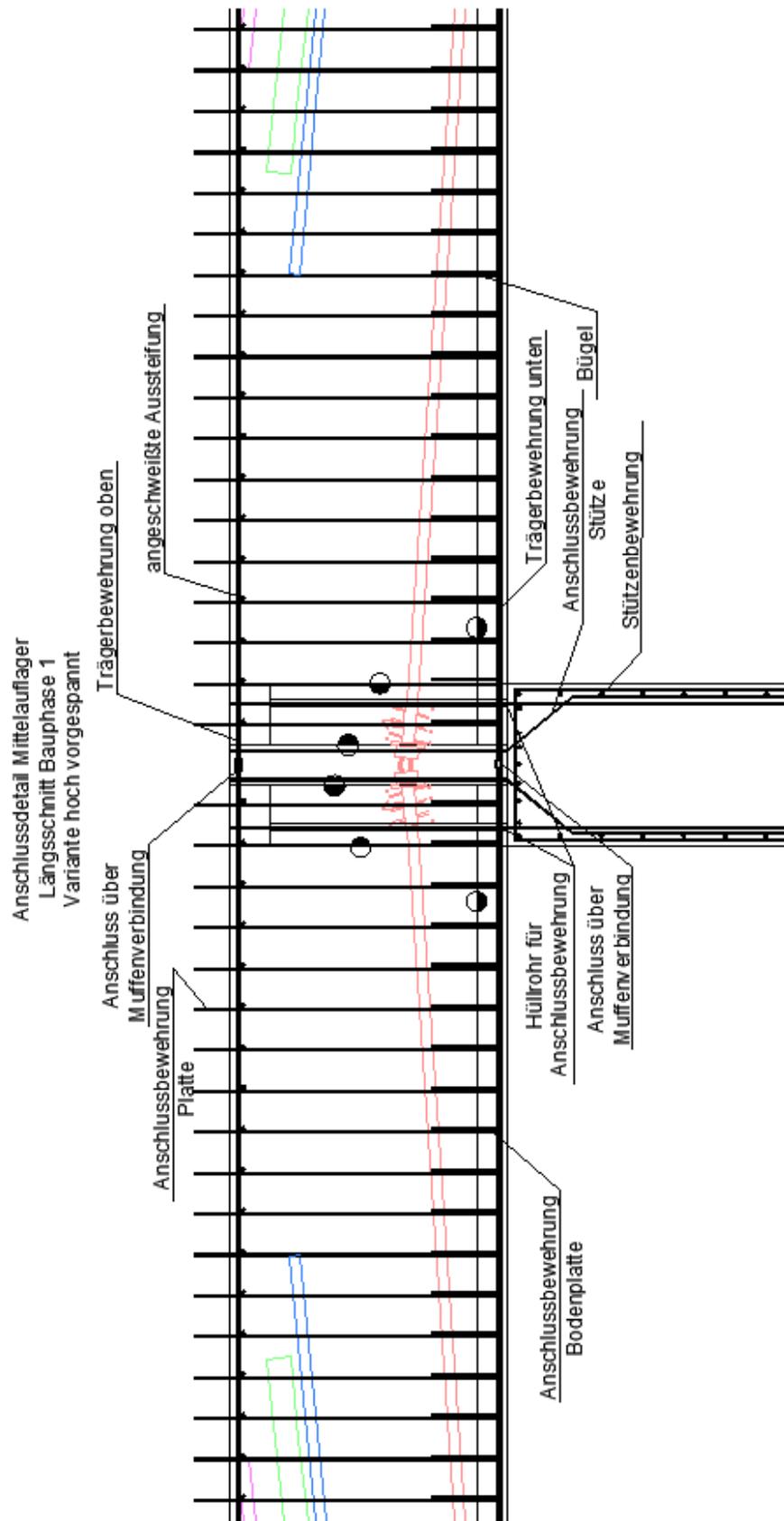


Abb. 5.16: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 1 Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

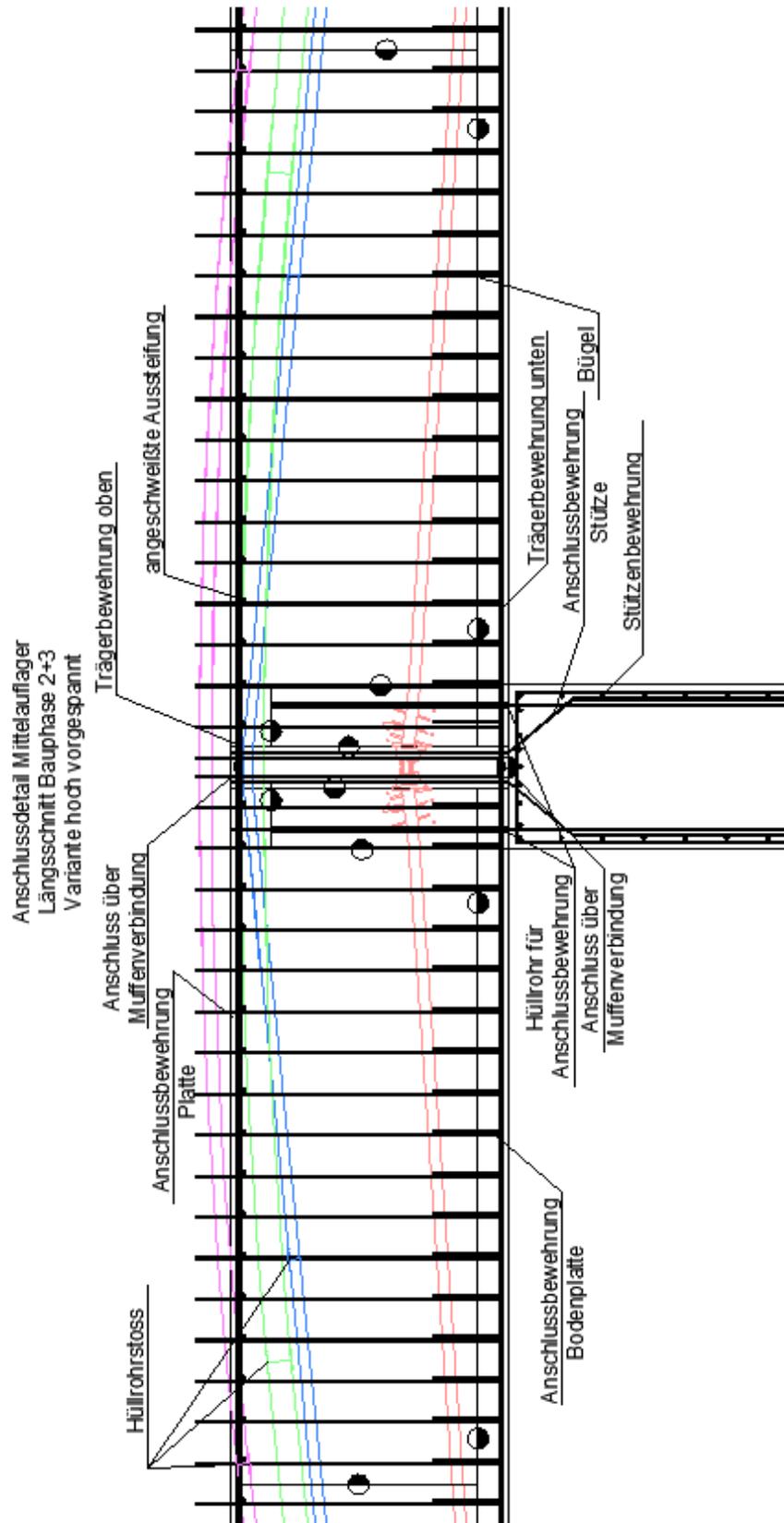


Abb. 5.17: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

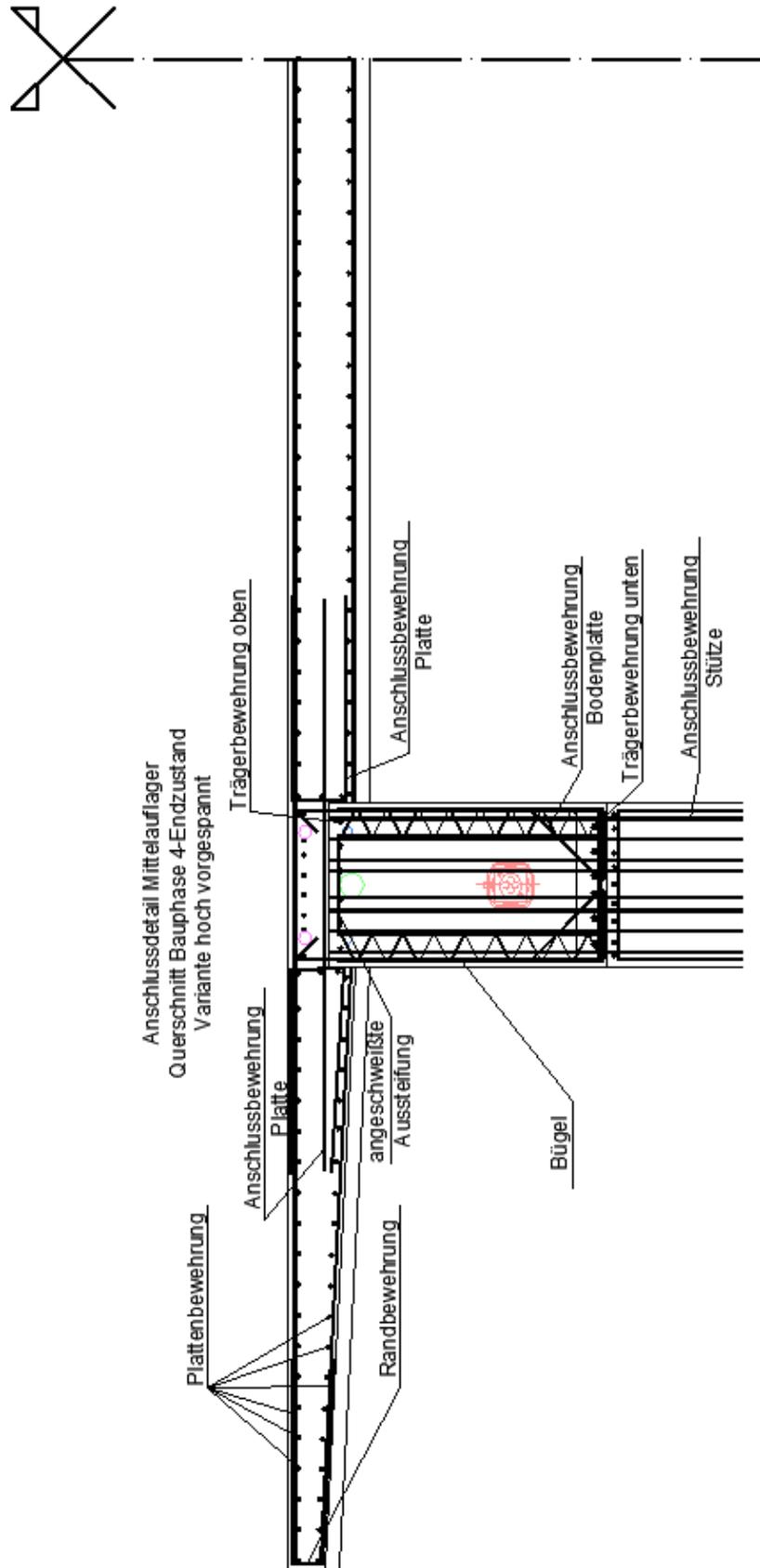


Abb. 5.18: Anschlussdetail Mittelaufleger Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KNOTEN UND ANSCHLUSSBEREICHE
BEI VERWENDUNG VON HALBFERTIGTEILEN

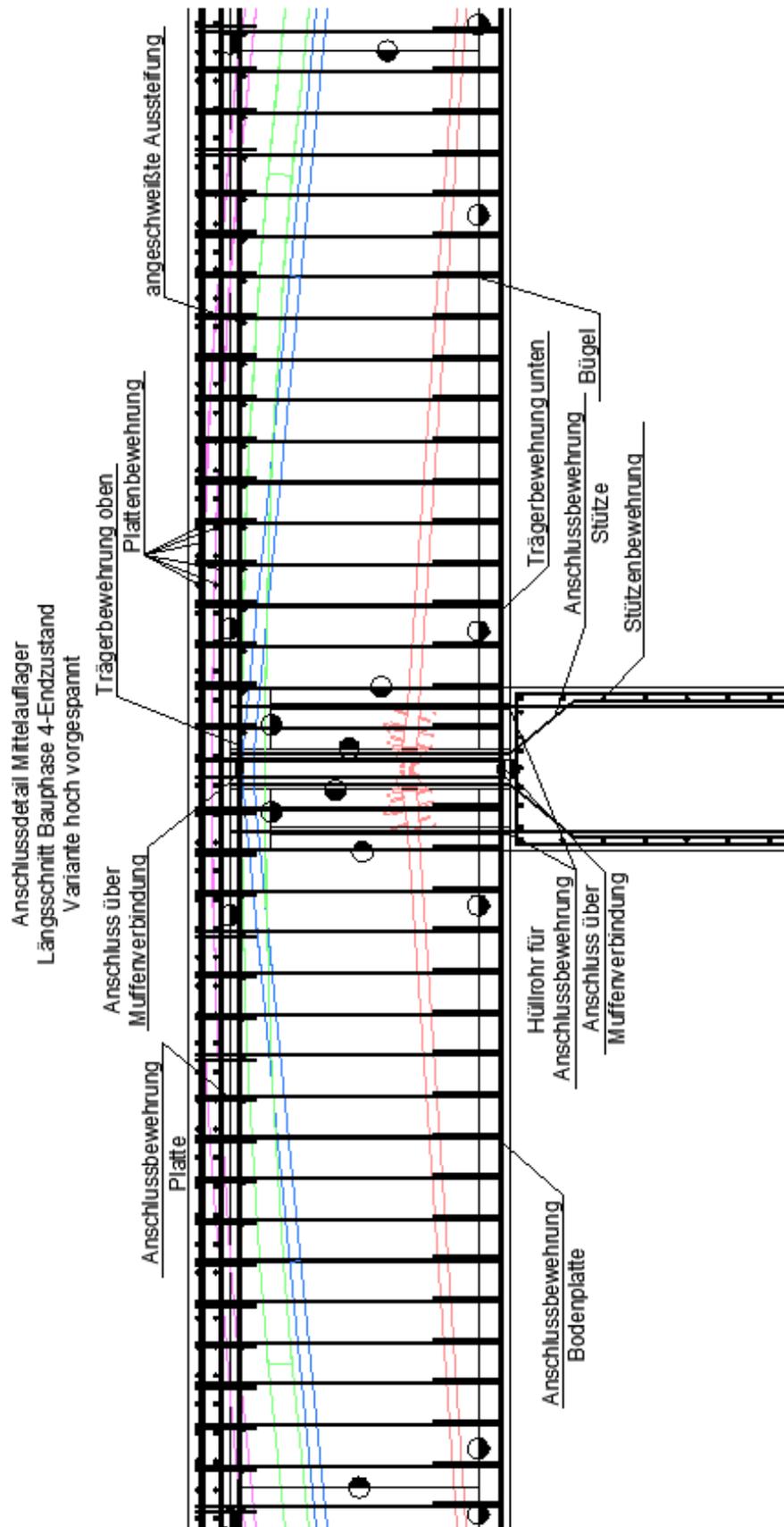


Abb. 5.19: Anschlussdetail Mittelaufleger Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt

6 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die trogförmigen Halbfertigteile als Brückenträger bestens geeignet sind. Durch die geregelten Bedingungen im Fertigteilwerk ist die Qualität gegenüber Ortbetonträgern höher und die Herstellung ist witterungsunabhängig.

Durch Vorspannsysteme können die geometrisch begrenzten Halbfertigteile zu längeren Bauteilen zusammengefügt werden. Dies kann bei kurzen Spannweiten im Werk oder bei Transportproblemen aufgrund längerer Spannweiten direkt auf der Baustelle geschehen.

Da die Halbfertigteile als Schalung dienen, kann die Unterstellung während der Aushärtungszeiten entfallen. Im Hoch- und Industriebau wird dieser Vorteil seit Jahren erfolgreich genutzt. Die Forschungsarbeiten der TU Wien mit der ÖBB und der ASFINAG lassen darauf schließen, dass dieses System in Zukunft auch im Brücken- und Ingenieurbau erfolgreich angewendet werden kann.

Durch die Untersuchung zweier Varianten in dieser Diplomarbeit, lässt sich zusammenfassen, dass für kurze Spannweiten eine schlaff bewehrte Ausführung möglich ist. Es ist lediglich eine Vorspannung für den Transport notwendig. Bei größeren Spannweiten ist jedoch eine hoch vorgespannte Variante zu empfehlen.

Die integrale Bauweise ist mit ihren vielen Vorteilen durchaus einer konventionellen Bauweise vorzuziehen. Durch die Berechnungen in dieser Diplomarbeit wird gezeigt, dass durch die geeignete Wahl von Bauphasen die Zwangsspannungen reduziert werden können. Ein großer Nachteil von integralen Brücken kann somit eliminiert werden.

Die Unsicherheiten bei der Bemessung von integralen Brücken bestehen weiter. Durch zukünftige Forschungsarbeiten können diese jedoch reduziert werden, sodass die integrale Bauweise eine Renaissance erfährt.

Literaturverzeichnis

- [1] KOLLEGGER, J.: *Betonbau Vorlesung* (2013)
- [2] KOLLEGGER, J.: *Betonbau 2* (2013)
- [3] RETTER & Partner ZT Ges.m.b.H.: *Statische Berechnung* (2010)
- [4] RETTER & Partner ZT Ges.m.b.H.: *Pläne* (2010)
- [5] KLEISER, M.: *Formlogik an Brücken – Teil 1* (Bautechnik 93, 2016, Heft 2)
- [6] WIMMER, D.: *Dünnwandige Beton-Fertigteilträger im Brücken- und Ingenieurbau* (BFT INTERNATIONAL 08 2013)
- [7] KÜPPERS, M.: *Hoher Automatisierungsgrad bei der Doppelwand-Herstellung im neuen Werk von RBW* (BWI – BetonWerk International – 5, 2010)
- [8] ÖNORM EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (Ausgabe: 2015-02-15)
- [9] ÖNORM B 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (Ausgabe: 2011-12-01)
- [10] ÖNORM EN 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln* (Ausgabe: 2012-03-01)
- [11] ÖNORM B 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln* (Ausgabe: 2014-09-01)
- [12] ÖNORM B 4710-1: *Beton, Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis* (Ausgabe: 2007-10-01)
- [13] ÖNORM EN 1991-1-1: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau* (Ausgabe: 2011-09-01)
- [14] ÖNORM EN 1991-1-6: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung* (Ausgabe: 2013-03-15)
- [15] ÖNORM EN 1991-1-4: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten* (Ausgabe: 2011-05-15)
- [16] ÖNORM B 1991-1-4: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten* (Ausgabe: 2013-05-01)
- [17] ÖNORM EN 1990: *Grundlagen der Tragwerksplanung* (Ausgabe: 2013-03-15)
- [18] ÖNORM EN 1991-1-5: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen* (Ausgabe: 2012-01-01)
- [19] ÖNORM B 1991-1-5: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen* (Ausgabe: 2012-01-01)

LITERATURVERZEICHNIS

- [20] ÖNORM EN 1991-2: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* (Ausgabe: 2012-03-01)
- [21] ÖNORM B 1991-2: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* (Ausgabe: 2011-04-15)
- [22] ÖNORM EN 1991-1-7: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen* (Ausgabe: 2014-09-01)
- [23] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS: *European Technical Approval No. ETA-06/0006* (Version vom 28.07.2011)
- [24] HELLMICH, C.: *Festigkeitslehre – Übungen* (2011)
- [25] ROMBACH, G.: *Spannbetonbau* (2.Auflage 2010)
- [26] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung BT-Spannschlösser M12/M16/M20* (24.07.2016)
- [27] ENGELSMANN, S.: *Integrale Betonbrücken – Entwerfen und Bemessen von Brücken ohne Lager und Fugen* (Institut für Konstruktion und Entwurf II der Universität Stuttgart, 1998)
- [28] KAUFMANN, W.: *Integrale Brücken – Sachstandsbericht* (Schweizerische Eidgenossenschaft Juni 2008)
- [29] SOMMER PRECAST TECHNOLOGY: *Palettenumlaufanlagen* (Sommer Anlagentechnik GmbH)
- [30] WIMMER, D., KLEISER M.: *Fertigteile im Brückenbau wieder im Vormarsch* (F&E SCHRIFTENREIHE DER ASFINAG NR. 7)
- [31] HALFEN YOUR BEST CONNECTIONS: *Halfen HBS-05 Schraubanschluss Produktinformation Technik* (2013)

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Vollständig dilatierte Brücken (Lagerbrücken), wobei das Detail in Abbildung 2.2 dargestellt wird [28]	2
Abb. 2.2: (c) Monolithische Brücke (oben) und (d) Semimonolithische Brücke (unten) [28]	2
Abb. 2.3: (a) Integrale Brücke ohne Fugen und Lager (oben) und (b) Semi-Integrale Brücke (unten) [28]	3
Abb. 2.4: Vergleich des Spannungsverlaufs im Auflagerbereich bei konventionellen Brücken (links) und integralen Brücken (rechts) [27]	4
Abb. 3.1: Vorbereiten der Schalflächen [29]	8
Abb. 3.2: Setzen der Schalungen [29]	9
Abb. 3.3: Bewehren [29]	9
Abb. 3.4: Betonieren [29]	10
Abb. 3.5: Vario-Schwing-Verdichtungs-System [29]	10
Abb. 3.6: Wenden [29]	11
Abb. 3.7: Halbfertigteilträger mit Gitterträgerdecken [6]	12
Abb. 3.8: Halbfertigteilträger mit Doppelwandelementen [6]	13
Abb. 3.9: Entwurf einer Autobahnüberführung – Prinzip-Skizze für das Bauen mit trogförmigen Halbfertigteilträgern und Halbfertigteil-Deckenelementen [30]	14
Abb. 4.1: Ausschnitt Längenschnitt und Querschnitt Bestand Plan Nr.02 [4]	16
Abb. 4.2: Ausschnitt Absteckung Widerlager Bestand Plan Nr.05 [4]	17
Abb. 4.3: Integrale Formübergänge von Plattenbalkenquerschnitten [5]	19
Abb. 4.4: Legende	20
Abb. 4.5: Längenschnitt Alternativentwurf	20
Abb. 4.6: Querschnitt B-B Alternativentwurf	20
Abb. 4.7: Widerlagerquerschnitt C-C oben	21
Abb. 4.8: Widerlagerquerschnitt D-D unten	21
Abb. 4.9: statisches System BP1 und BP2	25
Abb. 4.10: Querschnitt B-B BP1 und BP2 Variante gering vorgespannt	25
Abb. 4.11: Querschnitt B-B BP1 und BP2 Variante hoch vorgespannt	25
Abb. 4.12: Verlauf Spannglied Vorspannung Bauphase 1	26
Abb. 4.13: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante gering vorgespannt	26
Abb. 4.14: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante hoch vorgespannt	26
Abb. 4.15: Längenschnitt A-A und statisches System BP3 bis BP5 Variante gering vorgespannt	29
Abb. 4.16: Längenschnitt A-A und statisches System BP3 bis BP5 Variante hoch vorgespannt	30
Abb. 4.17: Verlauf Spannglied Vorspannung BP3 Variante hoch vorgespannt	30
Abb. 4.18: Querschnitt C-C BP3 Variante gering vorgespannt	31
Abb. 4.19: Querschnitt C-C BP3 Variante hoch vorgespannt	31
Abb. 4.20: Verlauf Spannglied Vorspannung BP4+BP5 Variante hoch vorgespannt	33
Abb. 4.21: Querschnitt B-B BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt	33
Abb. 4.22: Querschnitt B-B BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt	33

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 4.23: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt.....	34
Abb. 4.24: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt.....	34
Abb. 4.25: Querschnitt B-B BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt	35
Abb. 4.26: Querschnitt B-B BP6 und Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	36
Abb. 4.27: Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt	36
Abb. 4.28: Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	37
Abb. 4.29: Verlauf Spannglied Vorspannung BP6 + Endzustand Variante hoch vorgespannt	38
Abb. 4.30: Definition von l_0 zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite aus [8]	38
Abb. 4.31: Parameter der mitwirkenden Plattenbreite aus [8]	39
Abb. 4.32: mitwirkenden Plattenbreite Feldbereich	40
Abb. 4.33: mitwirkenden Plattenbreite Stützbereich	41
Abb. 4.34: mitwirkenden Plattenbreite Auflagerbereich.....	42
Abb. 4.35: Ablauf der Bauarbeiten	46
Abb. 4.36: Zugfestigkeitsentwicklung.....	48
Abb. 4.37: Druckfestigkeitsentwicklung.....	48
Abb. 4.38: Expositionsklassen Teil 1 aus [12]	63
Abb. 4.39: Expositionsklassen Teil 2 aus [12]	64
Abb. 4.40: Betonkurzbezeichnungen aus [12]	65
Abb. 4.41: Mindestbetondeckung <i>c_{min}</i> , <i>d_{ur}</i> für Betonstahl aus [9]	66
Abb. 4.42: Klassifizierung der Nutzungsdauer aus [17].....	66
Abb. 4.43: Mindestbetondeckung <i>c_{min}</i> , <i>d_{ur}</i> für Spannstahl aus [9]	67
Abb. 4.44: LF Vorspannung Bauphase 1	68
Abb. 4.45: LF Eigengewicht Bauphase 1	68
Abb. 4.46: LF Nutzlast Bauphase 1	69
Abb. 4.47: LF Vorspannung Umlenksattel Bauphase 1	69
Abb. 4.48: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Variante gering vorgespannt.....	70
Abb. 4.49: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Variante hoch vorgespannt	71
Abb. 4.50: LF Auflager/Querschnitt betonieren auf Bodenplatte und Wände	71
Abb. 4.51: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Variante gering vorgespannt.....	73
Abb. 4.52: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	73
Abb. 4.53: LF Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt	74
Abb. 4.54: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Variante gering vorgespannt	75
Abb. 4.55: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Variante hoch vorgespannt.....	75
Abb. 4.56: LF Vorspannung Bauphase 4 Variante hoch vorgespannt	75
Abb. 4.57: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Variante gering vorgespannt.....	77
Abb. 4.58: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Variante hoch vorgespannt	77
Abb. 4.59: LF Fahrbahnaufbau Bauphase 6.....	78
Abb. 4.60: LF Randbalken Bauphase 6	79
Abb. 4.61: LF Vorspannung Bauphase 6 Variante hoch vorgespannt	79
Abb. 4.62: Nummerierung der Fahrstreifen aus [20]	80
Abb. 4.63: charakteristische Werte für das Lastmodell 1 aus [20]	81
Abb. 4.64: Anordnung der Lasten für das Lastmodell 1 aus [20]	82

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 4.65: LF Verkehr Anfahren/Bremsen.....	83
Abb. 4.66: Verkehrslastgruppen aus [20].....	85
Abb. 4.67: Querschnitte normaler Brückenüberbauten aus [15]	87
Abb. 4.68: Anzusetzende Querschnittshöhen aus [15].....	87
Abb. 4.69: Richtungen der Windeinwirkungen aus [15].....	88
Abb. 4.70: Aerodynamischer Beiwert $c_{fx, 0}$ aus [15].....	92
Abb. 4.71: LF Wind x-Richtung ohne Verkehr	92
Abb. 4.72: LF Wind x-Richtung mit Verkehr.....	93
Abb. 4.73: LF Temperatur + konstant	94
Abb. 4.74: LF Anprall Mittelpfeiler in Fahrtrichtung.....	96
Abb. 4.75: LF Erddruck	97
Abb. 4.76: LF Schwinden	97
Abb. 4.77: ψ -Faktoren für Straßenbrücken aus [17].....	99
Abb. 4.78: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 1+2 Variante gering vorgespannt	107
Abb. 4.79: Auflagerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante gering vorgespannt.....	107
Abb. 4.80: Momentenlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt	116
Abb. 4.81: Querkraftlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt	116
Abb. 4.82: Normalkraftlinie Bauphase 1 Variante gering vorgespannt.....	117
Abb. 4.83: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 1 Variante gering vorgespannt	118
Abb. 4.84: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 1 Variante gering vorgespannt.....	118
Abb. 4.85: Momentenlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt	121
Abb. 4.86: Querkraftlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt	122
Abb. 4.87: Normalkraftlinie Bauphase 2 Variante gering vorgespannt.....	122
Abb. 4.88: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 2 Variante gering vorgespannt	123
Abb. 4.89: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 2 Variante gering vorgespannt.....	123
Abb. 4.90: Momentenlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	126
Abb. 4.91: Querkraftlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	126
Abb. 4.92: Normalkraftlinie Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt.....	127
Abb. 4.93: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	127
Abb. 4.94: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt.....	128
Abb. 4.95: Momentenlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt	130
Abb. 4.96: Querkraftlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt	130
Abb. 4.97: Normalkraftlinie Bauphase 3 Variante gering vorgespannt.....	131
Abb. 4.98: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 3 Variante gering vorgespannt	131
Abb. 4.99: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 3 Variante gering vorgespannt.....	132
Abb. 4.100: Momentenlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	135
Abb. 4.101: Querkraftlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	135
Abb. 4.102: Normalkraftlinie Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	136
Abb. 4.103: Spannungsverlauf σ_o Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt	136
Abb. 4.104: Spannungsverlauf σ_u Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	137
Abb. 4.105: Momentenlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt	139
Abb. 4.106: Querkraftlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt	139

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 4.107: Normalkraftlinie Bauphase 4 Variante gering vorgespannt.....	140
Abb. 4.108: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Bauphase 4 Variante gering vorgespannt	140
Abb. 4.109: Spannungsverlauf σu Bauphase 4 Variante gering vorgespannt.....	141
Abb. 4.110: Momentenlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt	142
Abb. 4.111: Querkraftlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt	142
Abb. 4.112: Normalkraftlinie Bauphase 5 Variante gering vorgespannt.....	143
Abb. 4.113: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Bauphase 5 Variante gering vorgespannt	143
Abb. 4.114: Spannungsverlauf σu Bauphase 5 Variante gering vorgespannt.....	144
Abb. 4.115: Momentenlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	145
Abb. 4.116: Querkraftlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	145
Abb. 4.117: Normalkraftlinie Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	146
Abb. 4.118: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	146
Abb. 4.119: Spannungsverlauf σu Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt.....	147
Abb. 4.120: Momentenlinie Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt	149
Abb. 4.121: Normalkraftlinie Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt.....	149
Abb. 4.122: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt	150
Abb. 4.123: Spannungsverlauf σu Lastfallkombination 2-4 Variante gering vorgespannt	150
Abb. 4.124: Momentenlinie Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt.....	151
Abb. 4.125: Normalkraftlinie Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt.....	151
Abb. 4.126: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt	152
Abb. 4.127: Spannungsverlauf σu Lastfallkombination 9 Variante gering vorgespannt	152
Abb. 4.128: Momentenlinie Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt.....	153
Abb. 4.129: Normalkraftlinie Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt	153
Abb. 4.130: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt.....	154
Abb. 4.131: Spannungsverlauf σu Lastfallkombination 1 Variante hoch vorgespannt	154
Abb. 4.132: Momentenlinie Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt.....	155
Abb. 4.133: Normalkraftlinie Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt.....	155
Abb. 4.134: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt	156
Abb. 4.135: Spannungsverlauf σu Lastfallkombination 2-4 Variante hoch vorgespannt	156
Abb. 4.136: Momentenlinie Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt.....	157
Abb. 4.137: Normalkraftlinie Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt	157
Abb. 4.138: Spannungsverlauf $\sigma\sigma$ Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt.....	158
Abb. 4.139: Spannungsverlauf σu Lastfallkombination 8 Variante hoch vorgespannt	158
Abb. 5.1: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante gering vorgespannt	203
Abb. 5.2: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 1 Variante gering vorgespannt	204
Abb. 5.3: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante gering vorgespannt	205
Abb. 5.4: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt	206

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 5.5: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt	207
Abb. 5.6: Anschlussdetail Mittelaflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante gering vorgespannt	208
Abb. 5.7: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 1 Variante gering vorgespannt	209
Abb. 5.8: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante gering vorgespannt	210
Abb. 5.9: Anschlussdetail Mittelaflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt	211
Abb. 5.10: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante gering vorgespannt	212
Abb. 5.11: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt	213
Abb. 5.12: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt	214
Abb. 5.13: Anschlussdetail Endauflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	215
Abb. 5.14: Anschlussdetail Endauflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	216
Abb. 5.15: Anschlussdetail Mittelaflager Querschnitt Bauphase 1-3 Variante hoch vorgespannt	217
Abb. 5.16: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 1 Variante hoch vorgespannt	218
Abb. 5.17: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 2+3 Variante hoch vorgespannt	219
Abb. 5.18: Anschlussdetail Mittelaflager Querschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	220
Abb. 5.19: Anschlussdetail Mittelaflager Längsschnitt Bauphase 4-Endzustand Variante hoch vorgespannt.....	221
Abb. A.1: Lageplan Bestand Plan Nr.01 [4]	234
Abb. A.2: Längenschnitt und Querschnitt Bestand Plan Nr.02 [4].....	235
Abb. A.3: Absteckung Pfähle Bestand Plan Nr.05 [4].....	236
Abb. B.1: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante gering vorgespannt	237
Abb. B.2: Längenschnitt A-A BP1 und BP2 Variante hoch vorgespannt.....	238
Abb. B.3: Längenschnitt A-A BP3 Variante gering vorgespannt	239
Abb. B.4: Längenschnitt A-A BP3 Variante hoch vorgespannt.....	240
Abb. B.5: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt	241
Abb. B.6: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt.....	242
Abb. B.7:Lageplan BP6 und Endzustand.....	243
Abb. B.8:Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt	244
Abb. B.9:Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante hoch vorgespannt	245
Abb. B.10: Längenschnitt C-C BP6 und Endzustand	246
Abb. D.1: Endauflagerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	300
Abb. D.2: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	300

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. D.3: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt	301
Abb. D.4: Endauflegerdetail Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt.....	301
Abb. D.5: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt	302
Abb. D.6: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt	302
Abb. D.7: Endauflegerdetail Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	303
Abb. D.8: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	303
Abb. D.9: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt	304
Abb. D.10: Endauflegerdetail Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt	304
Abb. D.11: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt	305
Abb. D.12: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt	305
Abb. E.1: LF Verkehr LM1 Gleichlast (links) und Einzellasten (rechts) außen 2 Felder	306
Abb. E.2: LF Verkehr LM1 Gleichlast (links) und Einzellasten (rechts) mittig 2 Felder	306
Abb. E.3: LF Verkehr LM1 Gleichlast außen (links) und mittig (rechts) 1 Feld	307
Abb. E.4: LF Temperatur — konstant	307
Abb. E.5: LF Temperatur + veränderlich	308
Abb. E.6: LF Temperatur — veränderlich	308
Abb. E.7: LF Temperatur Pfeiler —	308
Abb. E.8: LF Temperatur Pfeiler +	309
Abb. E.9: LF Anprall Mittelpfeiler quer	309
Abb. E.10: LF Anprall Widerlager in Fahrtrichtung	309
Abb. E.11: LF Anprall Widerlager quer	310
Abb. E.12: LF Anprall Überbau	310

Tabellenverzeichnis

Tab. 4.1: Querschnittswerte BP1 und BP2	24
Tab. 4.2: Querschnittswerte BP3 bis BP5.....	29
Tab. 4.3: Querschnittswerte ab Bauphase 6.....	42
Tab. 4.4: Teilsicherheitsbeiwerte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit nach [8]	43
Tab. 4.5: Betonkennwerte C50/60 [8]	44
Tab. 4.6: zeitabhängige Betonkennwerte C50/60.....	45
Tab. 4.7: Betonkennwerte C50/60 in Bauphasen	47
Tab. 4.8: Grundwert der Kriechzahl für den Halffertigteilquerschnitt.....	51
Tab. 4.9: Grundwert der Kriechzahl für den Vollquerschnitt im Auflager- und Stützbereich	51
Tab. 4.10: Grundwert der Kriechzahl für den Vollquerschnitt im Feldbereich	52
Tab. 4.11: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Feldbereich.....	52
Tab. 4.12: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Stützbereich.....	53
Tab. 4.13: Grundwert der Kriechzahl für den Plattenbalken im Auflagerbereich	54
Tab. 4.14: Kriechzahl für den Halffertigteilquerschnitt	54
Tab. 4.15: Kriechzahl für den Vollquerschnitt	55
Tab. 4.16: Kriechzahl für den Plattenbalken im Feldbereich	56
Tab. 4.17: Kriechzahl für den Plattenbalken im Stützbereich.....	56
Tab. 4.18: Kriechzahl für den Plattenbalken im Auflagerbereich.....	56
Tab. 4.19: Beiwerte kh nach [8].....	58
Tab. 4.20: Gesamtschwinddehnung für die Querschnittstypen	60
Tab. 4.21: Verluste durch Relaxation für die Nachweiszeitpunkte	62
Tab. 4.22: Zusammenfassung der Lastfallkombinationen mit den Kombinationsbeiwerten	101
Tab. 4.23: Schnittgrößen Lastfallkombination 1	110
Tab. 4.24: Nettoquerschnittswerte Feldbereich	112
Tab. 4.25: Nettoquerschnittswerte im Auflagerbereich.....	113
Tab. 4.26: Nettoquerschnittswerte Stelle 1,60 m und 19,17 m in Bauphase 3	115
Tab. 4.27: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 2 Feldbereich Variante gering vorgespannt	189
Tab. 4.28: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 3 Stützbereich Variante gering vorgespannt	195
Tab. 4.29: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 2 Feldbereich Variante hoch vorgespannt	197
Tab. 4.30: Schnittgrößen Endzustand Lastfallkombination 3 Stützbereich Variante hoch vorgespannt	198
Tab. 4.31: Schnittgrößen Endzustand Platte Feldbereich	199
Tab. 4.32: Schnittgrößen Endzustand Platte Stützbereich	199
Tab. F.1: Lastfall Eigengewicht Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen	312
Tab. F.2: Lastfall Nutzlast Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen.....	312
Tab. F.3: Lastfall Vorspannung Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen	313
Tab. F.4: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Schnittgrößen und Spannungen	313

TABELLENVERZEICHNIS

Tab. F.5: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Schnittgrößen und Spannungen	314
Tab. F.6: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Schnittgrößen und Spannungen.....	315
Tab. F.7: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Schnittgrößen und Spannungen	316
Tab. F.8: LF Fahrbahnaufbau Bauphase 6 Schnittgrößen und Spannungen	317
Tab. F.9: LF Randbalken Bauphase 6 Schnittgrößen und Spannungen.....	318
Tab. F.10: LF Erddruck Endzustand Schnittgrößen und Spannungen.....	319
Tab. F.11: LF Schwinden Schnittgrößen und Spannungen.....	320
Tab. F.12: LF Temperatur Pfeiler - Schnittgrößen und Spannungen	321
Tab. F.13: LF Temperatur – konstant Schnittgrößen und Spannungen.....	322
Tab. F.14: LF Temperatur – veränderlich Schnittgrößen und Spannungen.....	323

Anhang

A Pläne Bestand aus Stahl und Stahlbeton

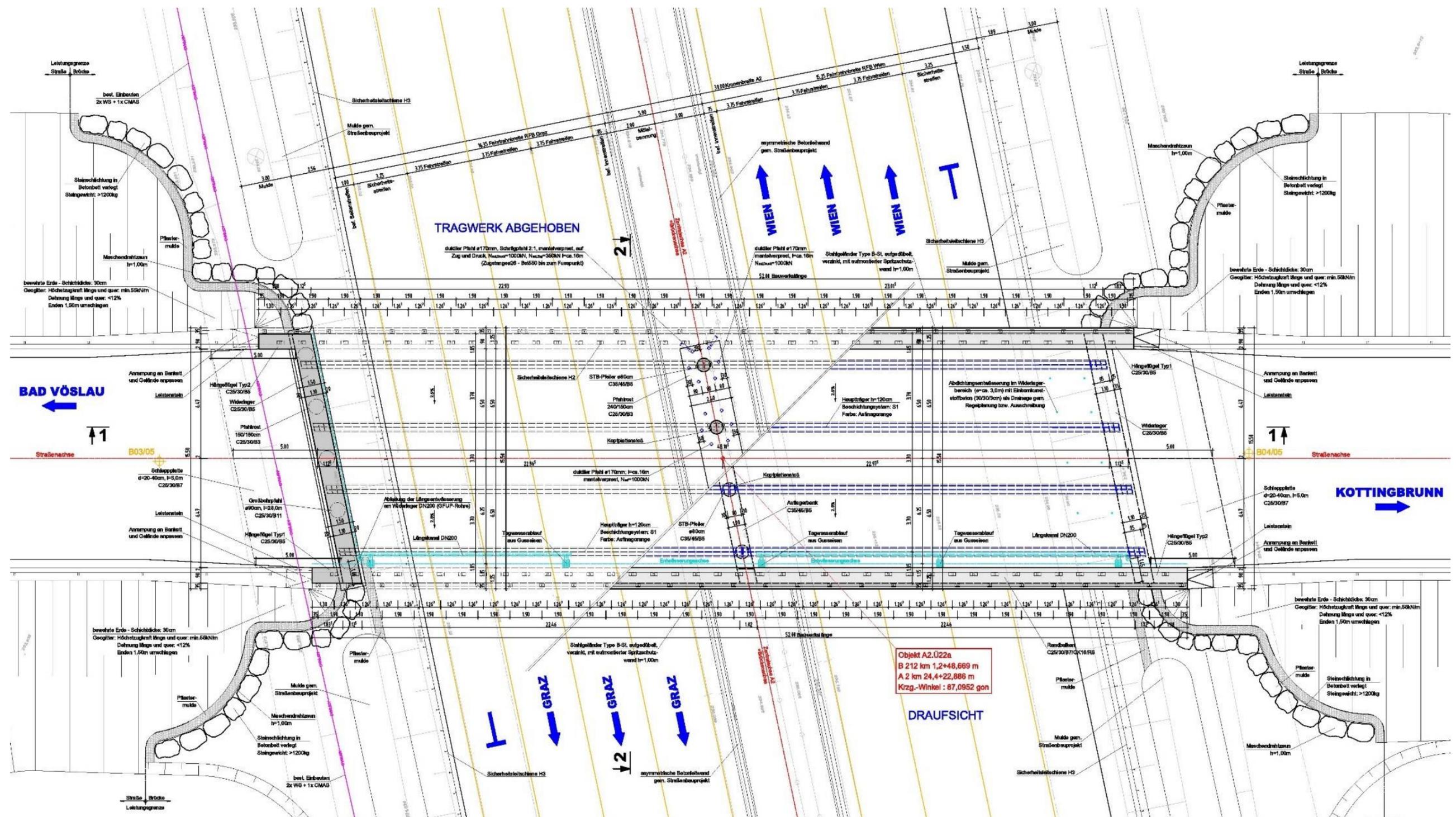
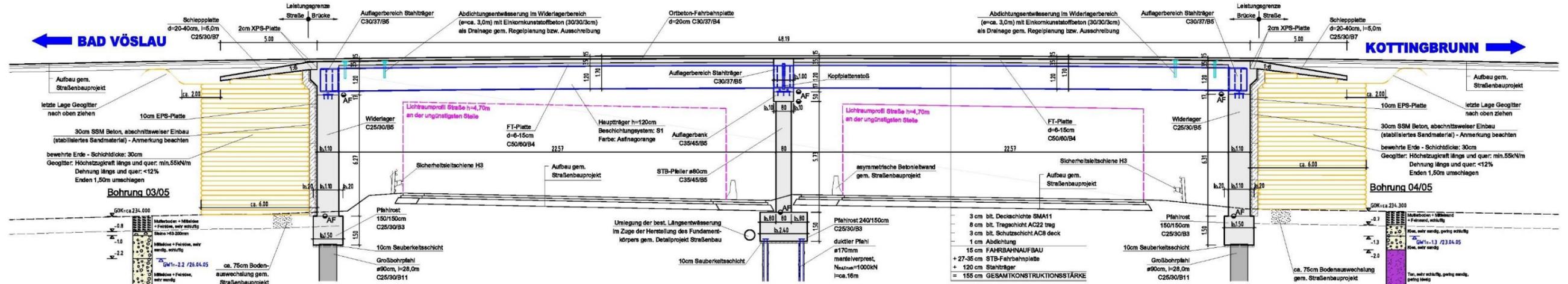
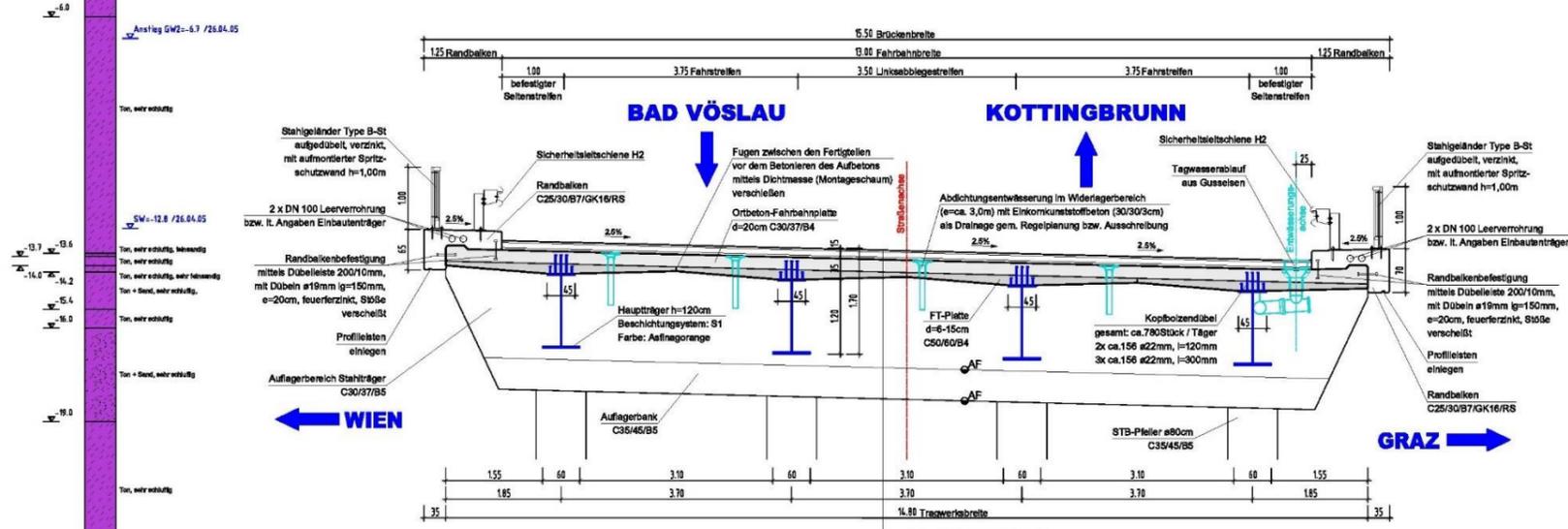


Abb. A.1: Lageplan Bestand Plan Nr.01 [4]

LÄNGENSCHNITT 1-1 IN TRÄGERACHSE M1:100



QUERSCHNITT 2-2 M1:50



Betongüten:	
Sauberkeitsbeton:	XO (A) F38
Bohrpfähle:	C25/30/B11/BS-PF1
Pfährlast:	C25/30/B3
Widerlager:	C25/30/B5
Flügelmauern:	C25/30/B5
Mittelpfeiler:	C35/45/B5
Auflagerbank:	C35/45/B5
Fahrbahnplatte:	C30/37/B4
FT-Platten auf Stahlträger:	C50/60/B4/GK16
Schleppplatte:	C25/30/B7
Randbalken:	C25/30/B7/GK16/RS
Bewehrung: Stahlbau:	
Stahlgüte: BST 550	Stahlgüte: S355 J2G3

Der abschnittsweise Einbau (min. 4 Abschnitte) des SSM Beton darf erst nach der Herstellung des Tragwerkes erfolgen

Das Betonieren der Fahrbahnplatte muss parallel zu den Widerlagern erfolgen (möglicher Vorlauf max. 2m)

RETTNER & Partner
Ziviltechniker Ges.m.b.H.

Projektleiter: [Name]
Datum: 15.04.2010

Abb. A.2: Längenschnitt und Querschnitt Bestand Plan Nr.02 [4]

ABSTECKUNG PFÄHLE UND PFAHLROSTE M1:100

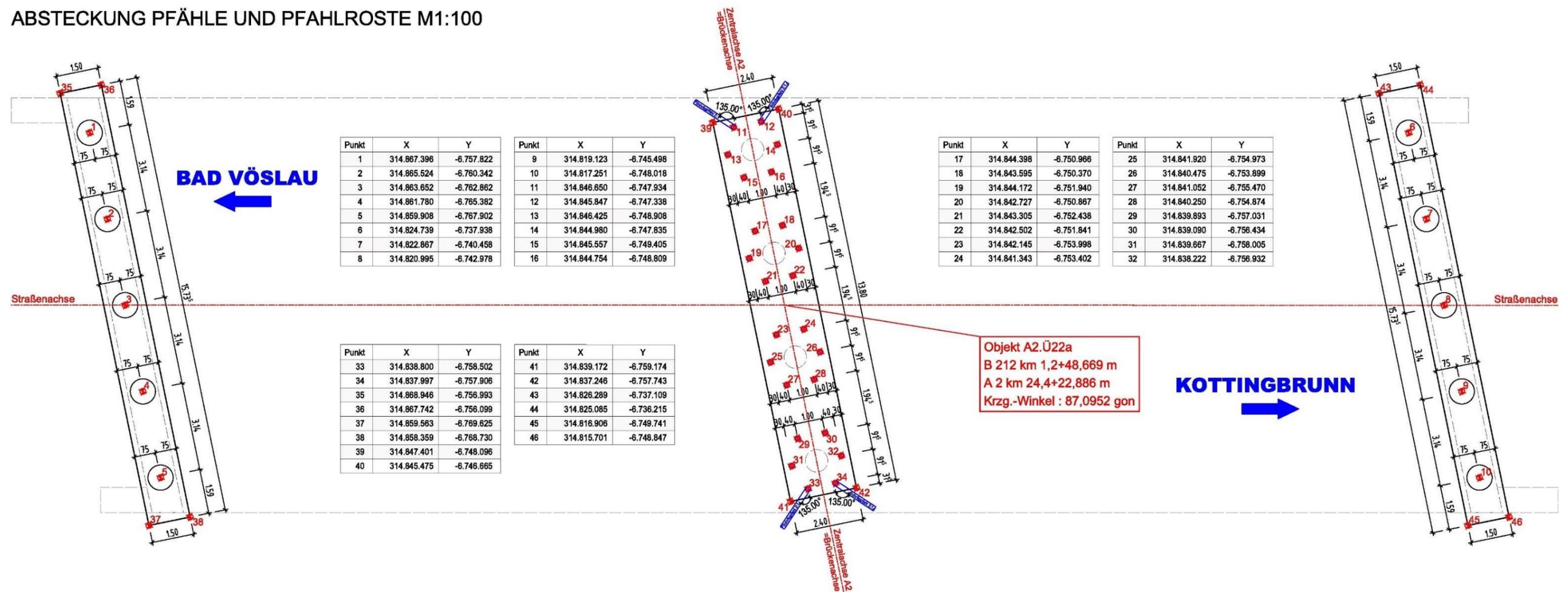


Abb. A.3: Absteckung Pfähle Bestand Plan Nr.05 [4]

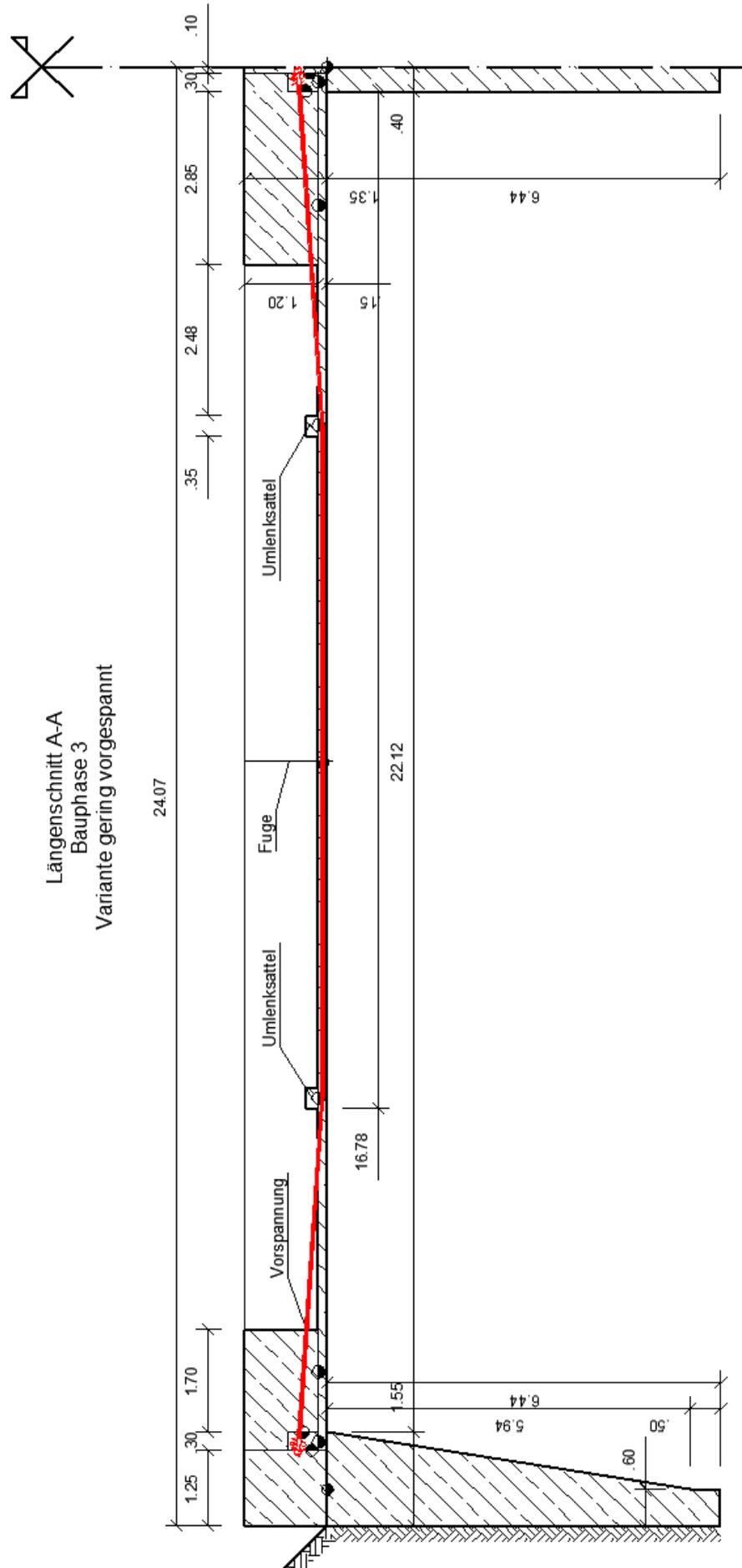


Abb. B.3: Längenschnitt A-A BP3 Variante gering vorgespannt

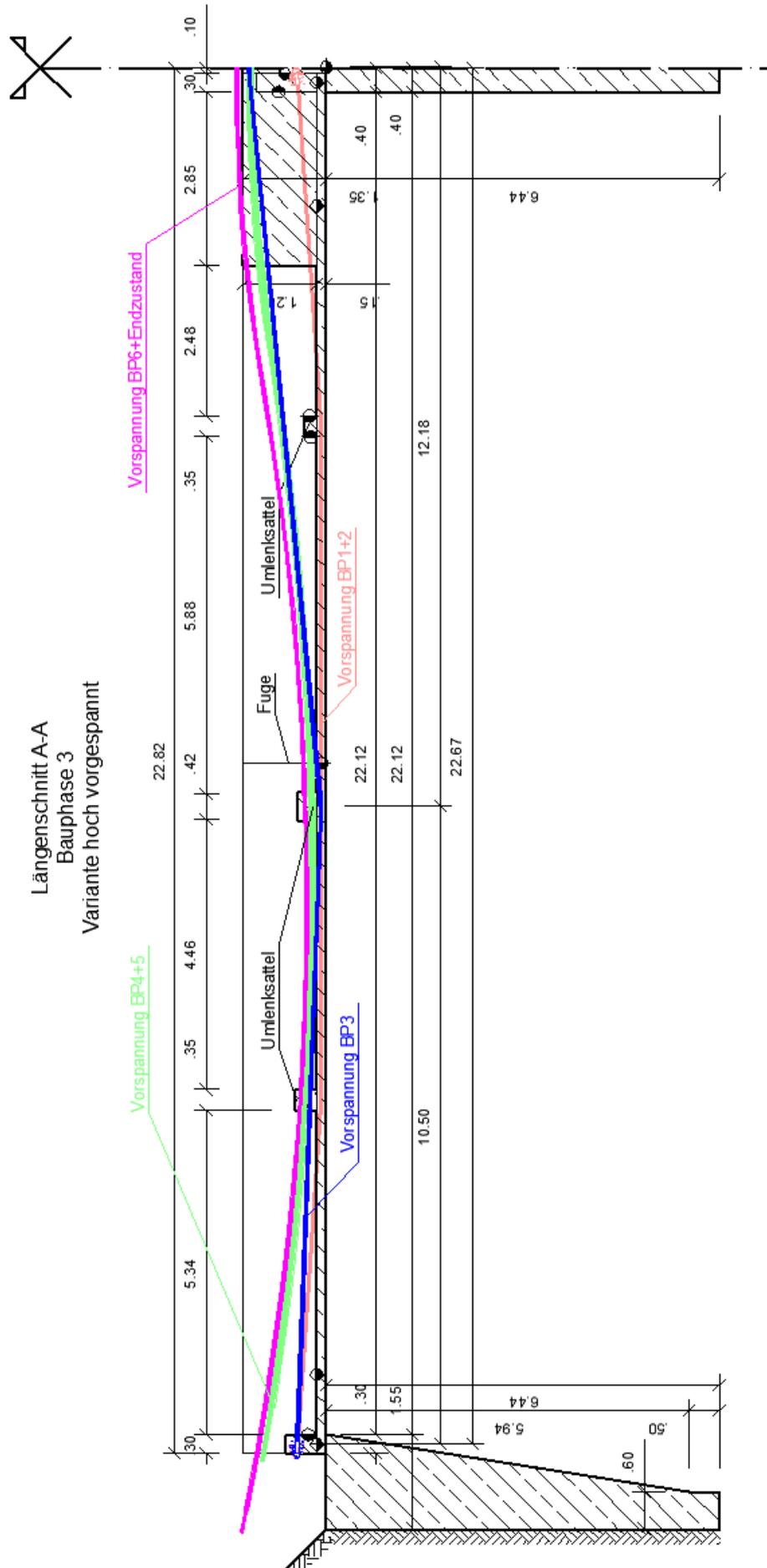


Abb. B.4: Längenschnitt A-A BP3 Variante hoch vorgespannt

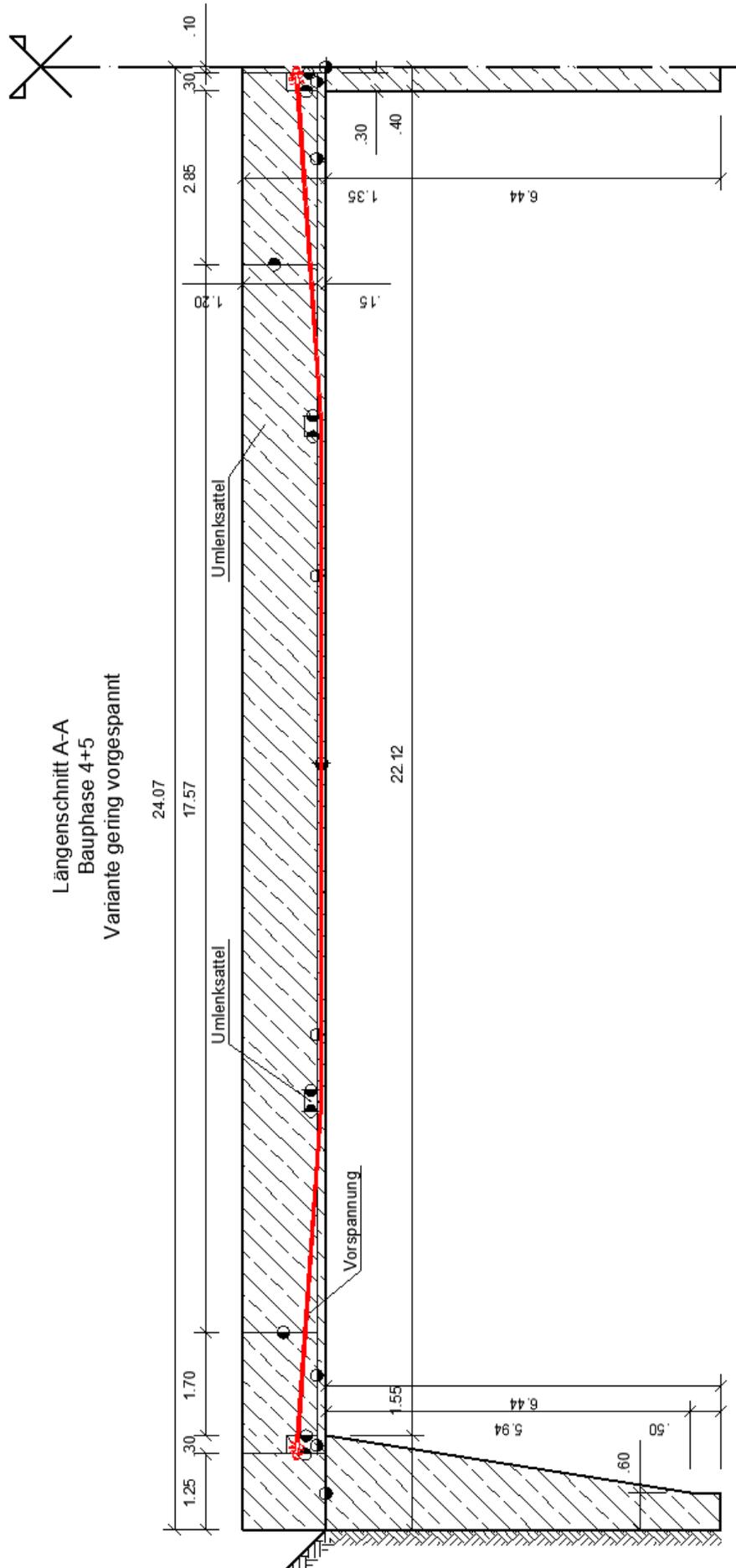


Abb. B.5: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante gering vorgespannt

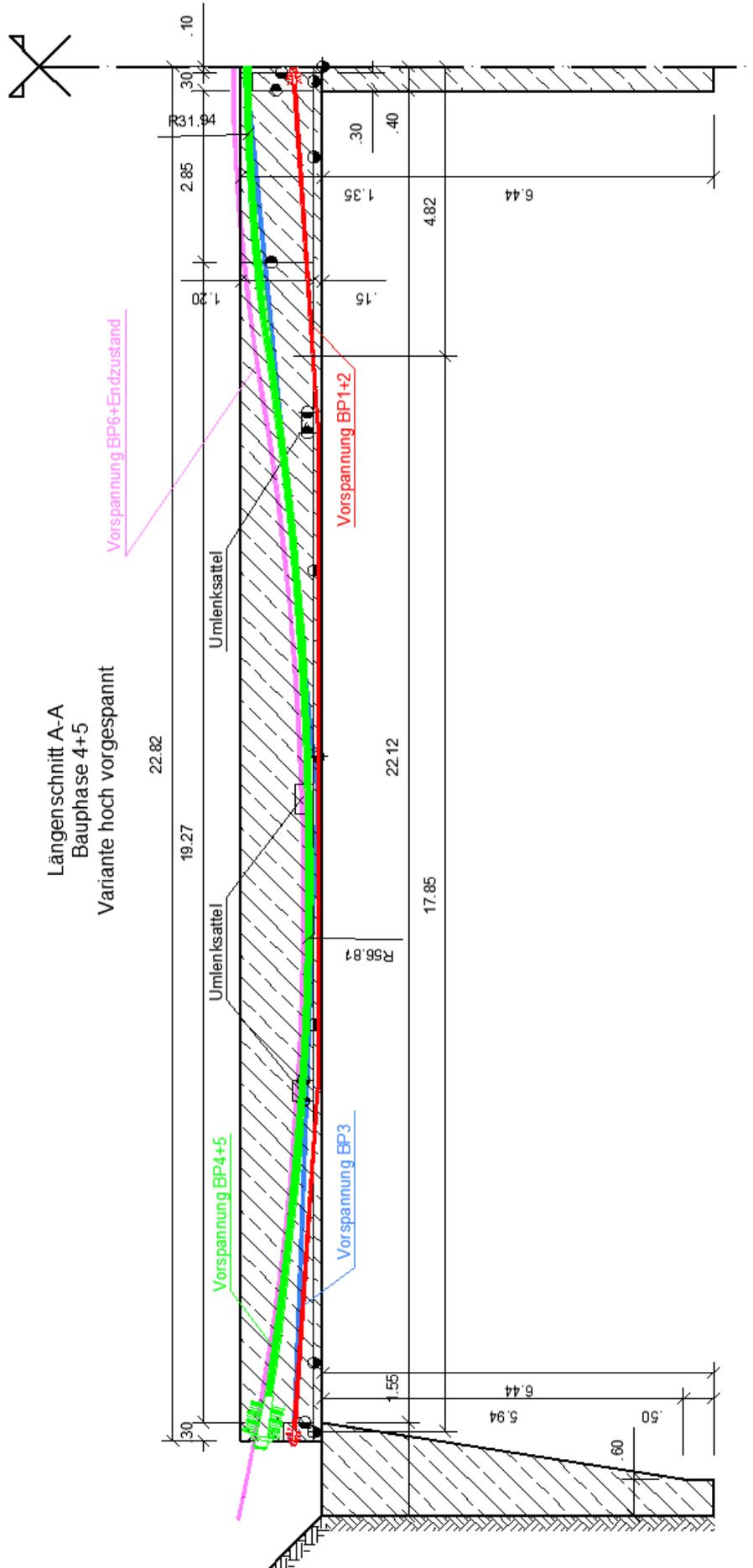


Abb. B.6: Längenschnitt A-A BP4 und BP5 Variante hoch vorgespannt

Lageplan
BP6+Endzustand

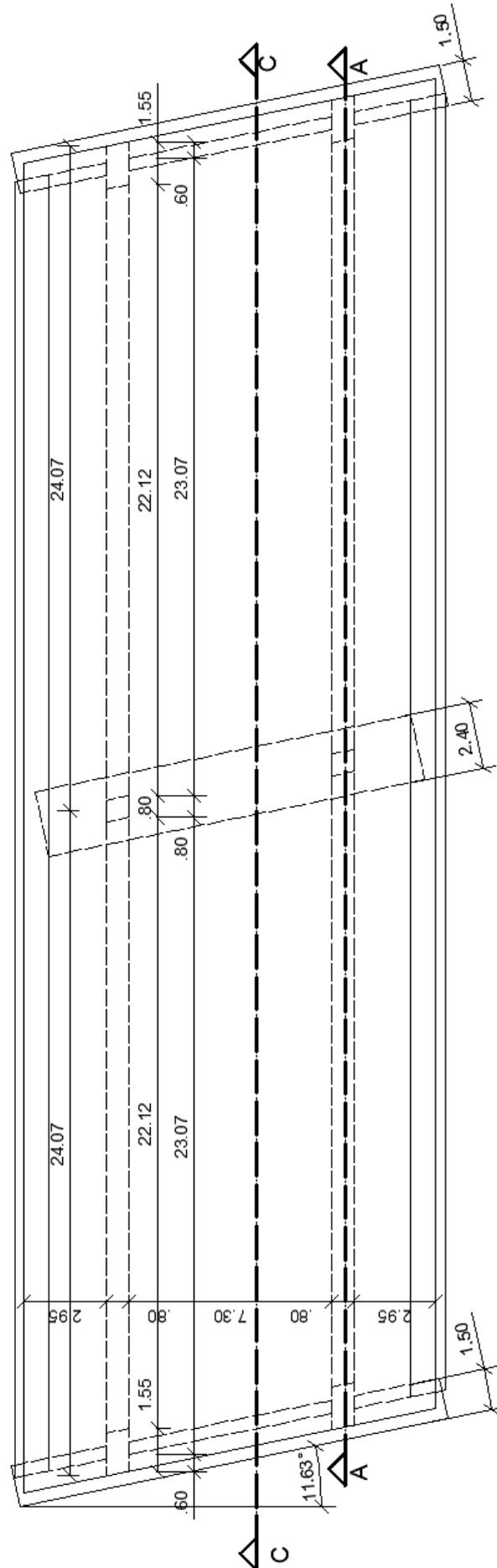


Abb. B.7:Lageplan BP6 und Endzustand

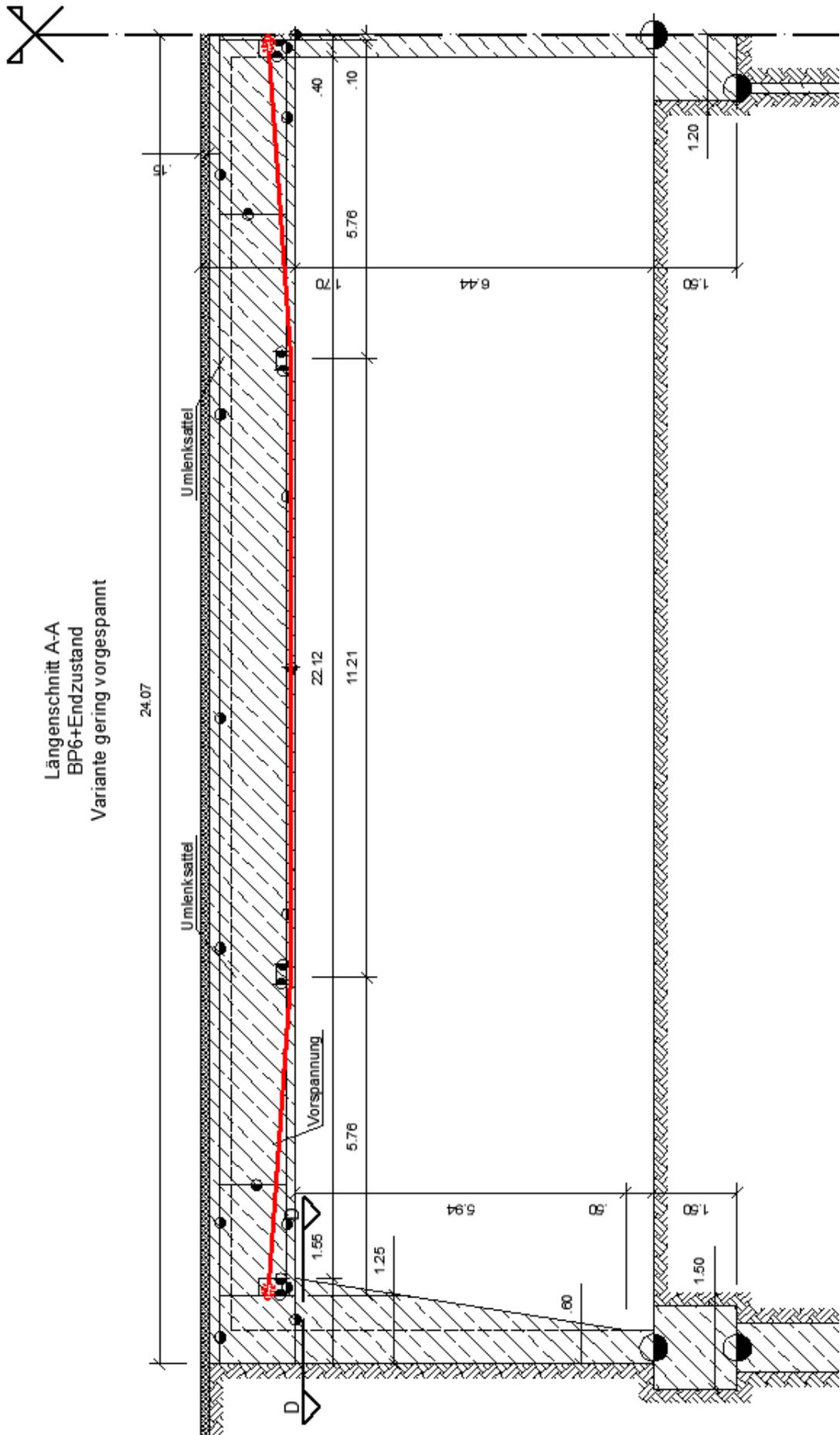
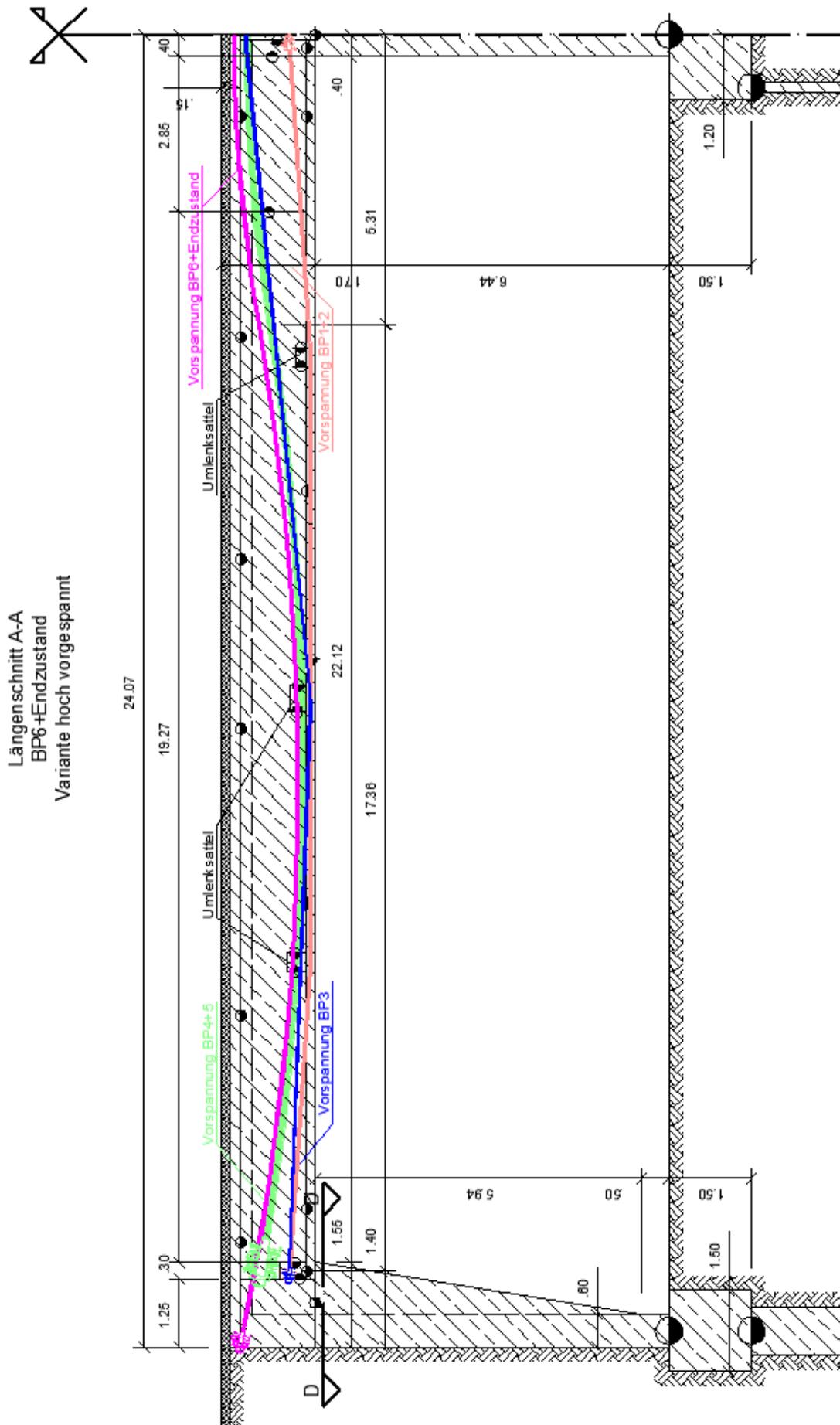
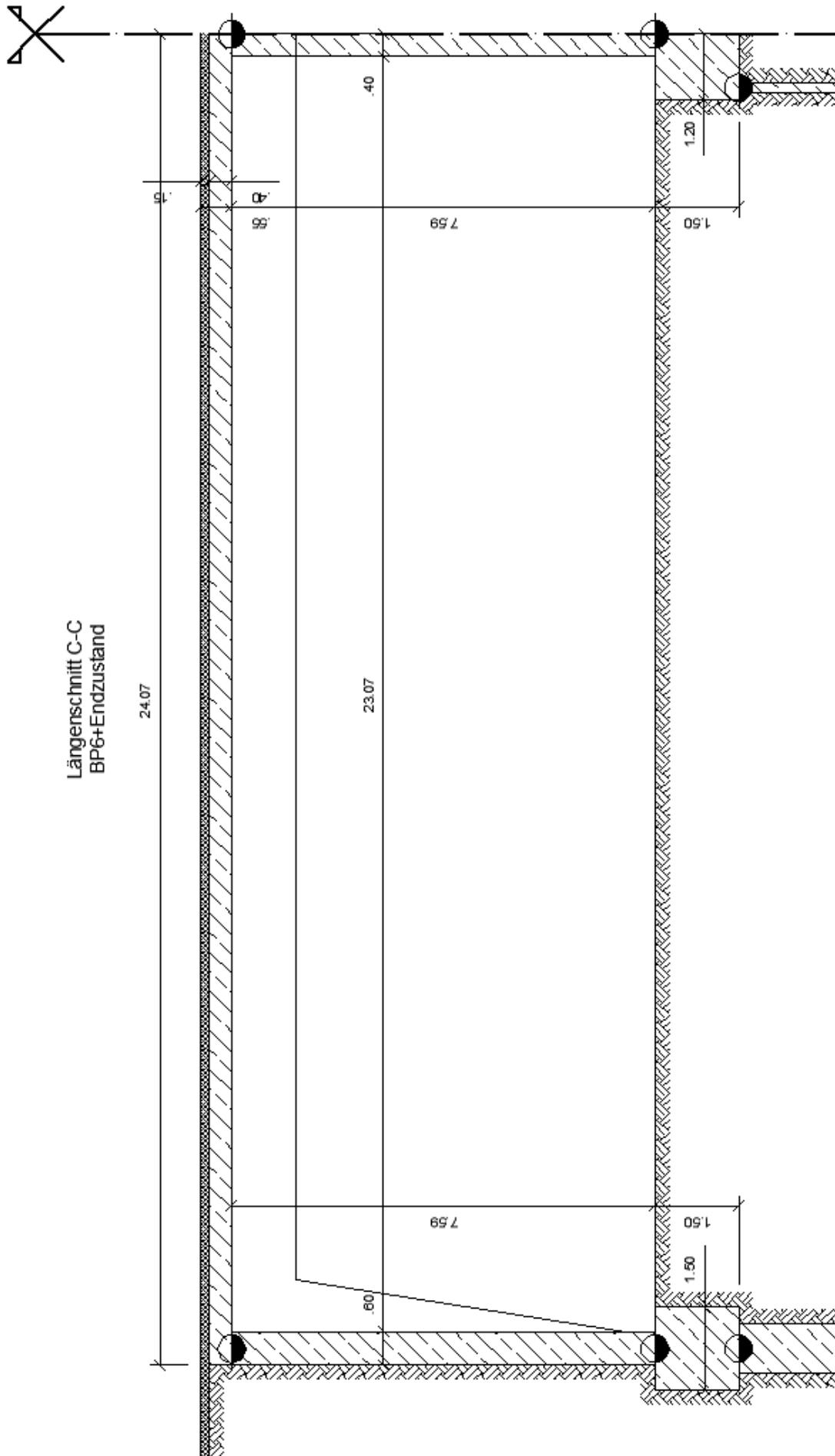


Abb. B.8:Längenschnitt A-A BP6 und Endzustand Variante gering vorgespannt





Längenschnitt C-C
BP6+Endzustand

24.07

23.07

0.40

7.59

1.20

1.50

7.59

1.50

1.50

0.60

Abb. B.10: Längenschnitt C-C BP6 und Endzustand

C Berechnungsprotokoll Vorspannung

Inhaltsverzeichnis

Kapitelnummer	Kapitelname
1.	Projektdatei
2.	Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger
3.	Bauphasen
4.	Bemessungsträger
4.1.	Bemessungsträger 1
5.	Spannglieder
5.1.	Spannglied: Spannglied 8
6.	Liste der verwendeten Materialien

1. Projektdaten

Name	Bauphase 1+2 - 2016-04-21
Autor	Christina Zw eng
Erstellt am	5/12/2016 12:00:00 AM
Bezeichnung	

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1, EN 1992-2
Nationaler Anhang	Österreich, Februar 2007

2. Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger

Bemessungs- trägername	Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachwei- s-status
Bemessungsträger 1	Bezeichnung 1	Im nachträglichen Verbund	1, 11, 7, 8, 9, 10	Spannglied 8		0,00	

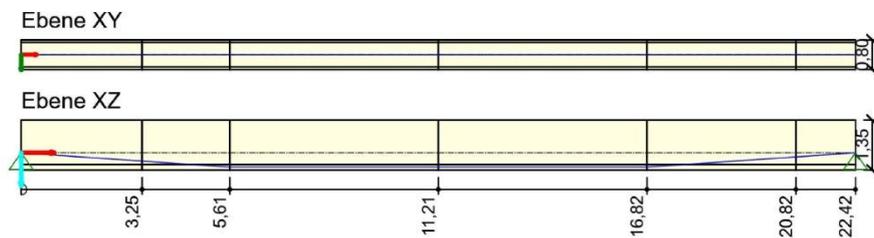
3. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Phase 0	0,0			
Phase 1	7,0	LF1, LF2		
Phase 2	8,0	LF3		

4. Bemessungsträger

4.1. Bemessungsträger 1

Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bezeichnung 1	Im nachträglichen Verbund	1, 11, 7, 8, 9, 10	Spannglied 8	✓	0,00	?



4.1.1. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Nachweis	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Betonieren	0,0	Nein			
Phase 1	7,0	Ja	LF1, LF2		
Phase 2	8,0	Ja	LF3		

4.1.2. Vorspannung

Name	Material	A_p	Länge	L_s	L_{arc}	R_{min}	θ
		[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]
		Litze	σ_{min}	σ_{max}	e_{ba}	e_{aa}	L_{set}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[m]
Spannglied 8	Y1860S7-15.7	600	22,45	22,45	0,00	0,00	7,9
	4	1302,00	1228,85	1249,44	155	143	22,45

Name	$\sigma_{ini,max}$	$\sigma_{p,max}$	Nachweis	σ_{min}	σ_{max}	σ_{pm0}	Nachweis
		[MPa]	5.10.2.1(1)P	[MPa]	[MPa]	[MPa]	5.10.3(2)P
Spannglied 8	1302,00	1476,00	✓	1228,85	1249,44	1302,00	✓

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
A_p	Spanngliedfläche
Länge	Spanngliedlänge
L_s	Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds
L_{arc}	Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds
θ	Kumulativer Umlenkwinkel
R_{min}	Minimalradius
σ_a	Verankerungsspannung
σ_{min}	Geringste Spannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung

ANHANG C

σ_{max}	Höchstspannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
e_{ba}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung
e_{aa}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung
L_{set}	Einflusslänge des Keilschlupfes
$\sigma_{ini,max}$	Maximale Anfangsspannung im Spannglied
$\sigma_{p,max}$	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.2.1 (1)P
Nachweis 5.10.2.1(1)P	Nachweis des Kriteriums nach Art. 5.10.2.1 (1)P ($\sigma_{ini,max} \leq \sigma_{p,max}$)
σ_{pm0}	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.3.(2)
Nachweis 5.10.3(2)P	Nachweis des Kriteriums nach Art.5.10.3 (2)P ($\sigma_{imax} \leq \sigma_{pm0}$)

4.1.3. Positionen

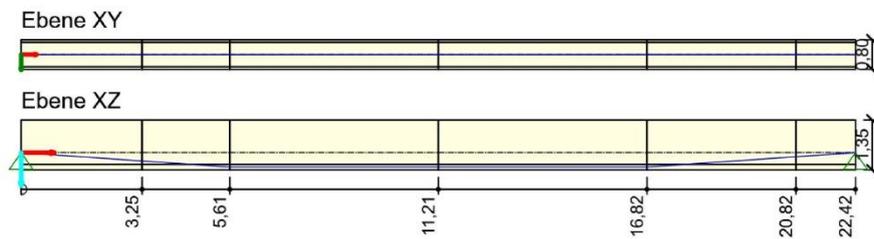
Bezeichnung	Position des Bemessungsträgers [m]	Wert [%]	Nachweisstatus
Bemessungsträger 1 - 0,00m (1 - 0,00m)	0,00	0,00	?
Bemessungsträger 1 - 5,61m (11 - 2,36m)	5,61	0,00	?
Bemessungsträger 1 - 11,21m (7 - 5,61m)	11,21	0,00	?
Bemessungsträger 1 - 16,82m (8 - 5,61m)	16,82	0,00	?
Bemessungsträger 1 - 22,42m (10 - 1,60m)	22,42	0,00	?

5. Spannglieder

5.1. Spannglied: Spannglied 8

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvor- spannung [MPa]	Grenz- spannung [MPa]	Spannungs- nachweis
Y1860S7-15.7	4	LF3	600	28	1302,00	1476,00	✓

5.1.1. Geometrie



Ebene XY

Index	x [m]	y [mm]
1	0,00	0
2	22,42	0

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	22,42	Linie	22,42		

Ebene XZ

Index	x [m]	z [mm]
1	0,00	0
2	5,61	389
3	16,82	389
4	22,42	0

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	5,61	Linie	5,62		
5,61		Punkt			4,0
5,61	16,82	Linie	11,21		
16,82		Punkt			4,0
16,82	22,42	Linie	5,62		

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
L _s	Gerade Länge
L _{s,rel}	Gerade relative Länge
r	Minimalradius

5.1.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Spannglied 8	1	0,00	-747,87	0,00	51,87	0,00	0,00	0,00

ANHANG C

2	22,42	735,54	0,00	51,02	0,00	0,00	0,00
---	-------	--------	------	-------	------	------	------

Erläuterung

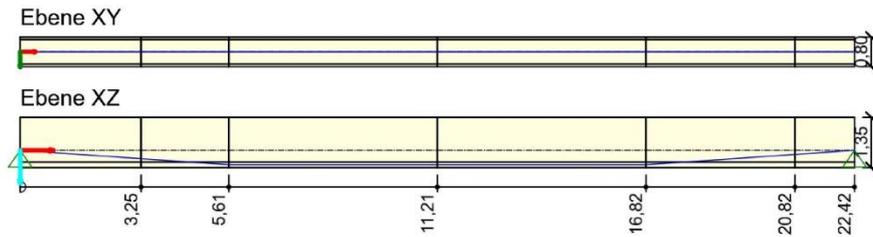
Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Impulses der Einzellast
x	x-Koordinate im Koordinatensystem des Bemessungsträgers
F _x	Größe der Einzellast in x-Richtung
F _y	Größe der Einzellast in y-Richtung
F _z	Größe der Einzellast in z-Richtung
M _x	Größe des Einzelmomentes s um x-Achse
M _y	Größe des Einzelmomentes um y-Achse
M _z	Größe des Einzelmomentes um z-Achse

Spanngliedna	Index	x Beginn	x Ende	p x	p y	p z	m x	m y	m z
me		[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spannglied 8	1	5,58	5,61	88,25	0,00	-1038,65	0,00	34,31	0,00
	2	5,61	5,63	88,25	0,00	-1038,65	0,00	34,31	0,00
	3	16,79	16,82	158,58	0,00	-1021,54	0,00	61,65	0,00
	4	16,82	16,84	158,58	0,00	-1021,54	0,00	61,65	0,00

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last
x Beginn	x-Koordinate des Anfangs des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
x Ende	x-Koordinate des Endes des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
p _x	Lastintensität in x-Richtung
p _y	Lastintensität in y-Richtung
p _z	Lastintensität in z-Richtung
m _x	Intensität der Momentenbelastung um x-Achse
m _y	Intensität der Momentenbelastung um y-Achse
m _z	Intensität der Momentenbelastung um z-Achse

ANHANG C



5.1.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✔

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1228,85	1249,44	1302,00	✔

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	600 mm ²
Spanngliedlänge	22,45 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	22,45 m
Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	0,00 m
Kumulativer Umlenkwinkel	7,9 °
Minimalradius	0,00 m
Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1228,85 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1249,44 MPa

ANHANG C

Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	155 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	143 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	22447 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	22447 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	16828 mm

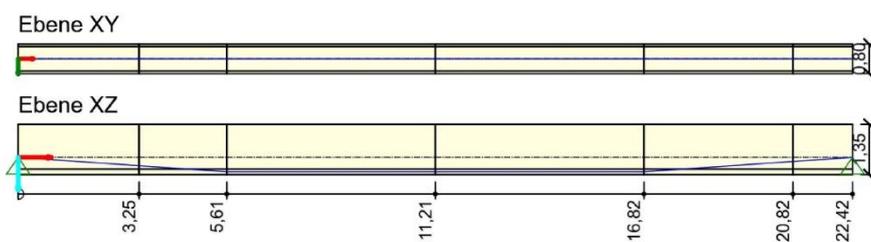
Kurzfristige Verluste

d_x [m]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
1,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
2,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
3,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
4,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
5,00	-21,46	-31,10	0,00	0,00	1249,44	0,00	-43,00
6,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
7,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
8,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
9,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
10,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
11,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
12,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
13,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
14,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
15,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
16,00	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
16,83	-10,77	-52,12	0,00	0,00	1239,10	0,00	-41,60
16,83	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
17,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
18,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
19,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
20,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
21,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
22,00	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26
22,45	0,00	-73,15	0,00	0,00	1228,85	0,00	-40,26

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
$\Delta\sigma_{p\mu}$	Reibungsverlust
$\Delta\sigma_{pw}$	Schlupfverlust
$\Delta\sigma_{pr}$	Relaxationsverlust
σ_{pr}^{cor}	Spannung nach Kurzzeitrelaxation
σ_{pa}	Spannung nach Kurzzeitverlusten, mit Ausnahme des Verlustes infolge momentaner elastischer Betondehnung
$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$	Relaxation bis zum gegebenen Zeitpunkt
$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$	Restliche Relaxationsfähigkeit, d.h. potentieller Verlust der Spannkraft in den Spanngliedern infolge Relaxation in der unendlichen Zeit

ANHANG C



6. Liste der verwendeten Materialien

Spannstahl Y1860S7-15.7

E	195000,00	MPa
Durchmesser	16	mm
Fläche	150	mm ²
F _m	279,00	kN
F _{p01}	245,50	kN
A _{gt}	350,0	1e-4
F _r	190,00	MPa
f _{pk}	1860,00	MPa
f _{p01k}	1640,00	MPa
ε _{uk}	350,0	1e-4
Typ	Litze	
Oberflächenbeschaffenheit	Glatte Oberfläche	
Relaxationsklasse	Klasse2	
ρ ₁₀₀₀	0,03	-
ρ _∞	0,06	-
Herstellung	Litzen mit niedriger Relaxation	
Diagrammtyp	Bilinear mit ansteigendem oberem Ast	
Anzahl der Drähte	7	

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
E	Elastizitätsmodul des Spannstahls
F _m	Charakteristischer Wert der maximalen Kraft
F _{p01}	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
A _{gt}	Gesamtdehnung bei Höchstlast
F _r	Schwingbreite
f _{pk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
f _{p01k}	Charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
ε _{uk}	Charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
Typ	Typ des Vorspannstahls
Oberflächenbeschaffenheit	Oberflächenbeschaffenheit
Relaxationsklasse	Relaxationsklasse
ρ ₁₀₀₀	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
ρ _∞	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 500 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
Herstellung	Herstellung
Diagrammtyp	Typ des Spannungs-Dehnungs-Diagramms
Anzahl der Drähte	Anzahl der Drähte

Inhaltsverzeichnis

Kapitelnummer	Kapitelname
1.	Projektdaten
2.	Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger
3.	Bauphasen
4.	Bemessungsträger
4.1.	Bemessungsträger 3
5.	Spannglieder
5.1.	Spannglied: Spannglied 11
5.2.	Spannglied: Spannglied 14
6.	Liste der verwendeten Materialien
7.	Symbolerläuterungen

1. Projektdaten

Name	2_Bauphase 3 - 2016-09-29
Autor	Christina Zw eng
Erstellt am	5/12/2016 12:00:00 AM
Bezeichnung	

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1, EN 1992-2
Nationaler Anhang	Österreich, Februar 2007

2. Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger

Bemessungs-trägername	Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bemessungsträger 3	Bezeichnung 3	Im nachträglichen Verbund	11, 14, 1, 13, 2, 15	Spannglied Spannglied 14	11,	0,00	

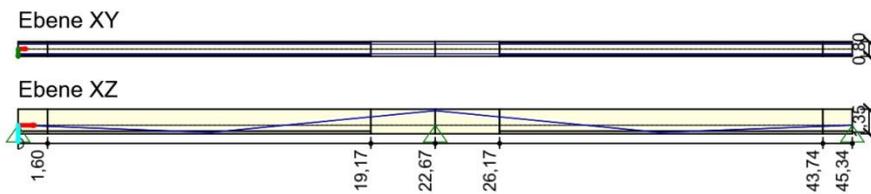
3. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Phase 0	0,0			
Phase 1	5,0	LF3, LF4		
Phase 2	10,0			

4. Bemessungsträger

4.1. Bemessungsträger 3

Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bezeichnung 3	Im Verbund	nachträglichen 11, 14, 1, 13, 2, 15	Spannglied 11, Spannglied 14		0,00	



4.1.1. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Nachweis	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Betonieren	0,0	Nein			
Phase 1	5,0	Ja	LF3, LF4		
Phase 2	10,0	Ja			

4.1.2. Vorspannung

Name	Material	A_p	Länge	L_s	L_{arc}	R_{min}	θ
		[mm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]
	Litze	σ_a	σ_{min}	σ_{max}	e_{ba}	e_{aa}	L_{set}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[m]
Spannglied 11	Y1860S7-15.7	450	45,47	45,47	0,00	0,00	26,6
	3	1302,00	1228,58	1251,53	301	289	22,74
Spannglied 14	Y1860S7-15.7	450	45,47	45,47	0,00	0,00	26,6
	3	1302,00	1228,58	1251,53	301	289	22,74

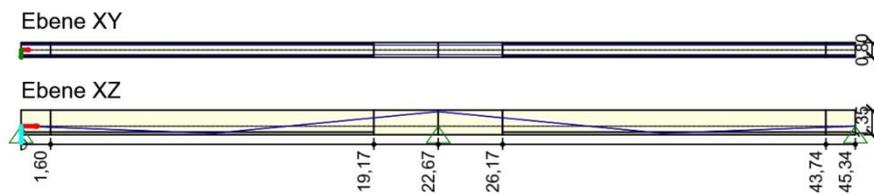
Name	$\sigma_{ini,max}$	$\sigma_{p,max}$	Nachweis 5.10.2.1(1)P	σ_{min}	σ_{max}	σ_{pm0}	Nachweis 5.10.3(2)P
	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Spannglied 11	1302,00	1476,00		1228,58	1251,53	1302,00	
Spannglied 14	1302,00	1476,00		1228,58	1251,53	1302,00	

5. Spannglieder

5.1. Spannglied: Spannglied 11

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvor- spannung [MPa]	Grenz- spannung [MPa]	Spannungs- nachweis
Y1860S7-15.7	3	LF3	450	24	1302,00	1476,00	✓

5.1.1. Geometrie



Ebene XY

Index	x [m]	y [mm]
1	0,00	260
2	45,34	260

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	45,34	Linie	45,34		

Ebene XZ

Index	x [m]	z [mm]
1	0,00	0
2	10,50	389
3	22,67	-801
4	34,84	389
5	45,34	0

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	10,50	Linie	10,51		
10,50		Punkt			7,7
10,50	22,67	Linie	12,23		
22,67		Punkt			11,2
22,67	34,84	Linie	12,23		
34,84		Punkt			7,7
34,84	45,34	Linie	10,51		

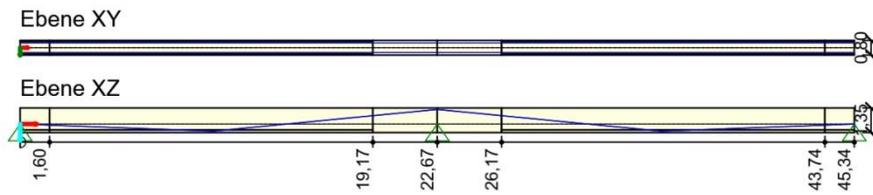
5.1.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Spannglied 11	1	0,00	553,79	0,00	20,50	5,33	0,00	143,99
	2	45,34	-552,48	0,00	20,46	5,32	0,00	-143,65

Spanngliedname	Index	x Beginn	x Ende	p _x	p _y	p _z	m _x	m _y	m _z

ANHANG C

		[m]	[m]	[kN/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spannglied 11	1	10,48	10,52	134,80	0,00	-1510,38	-392,70	52,40	35,05
	2	22,65	22,67	-26,67	0,00	2200,27	572,07	15,87	-6,93
	3	22,67	22,69	-26,67	0,00	2200,27	572,07	15,87	-6,93
	4	34,82	34,86	-134,48	0,00	-1506,81	-391,77	-52,28	-34,97



5.1.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✔

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1228,58	1251,53	1302,00	✔

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	450 mm ²
Spanngliedlänge	45,47 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	45,47 m
Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	0,00 m

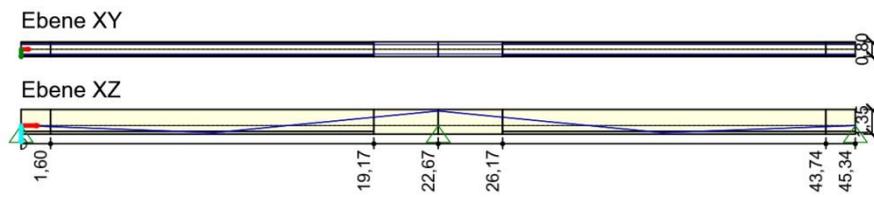
ANHANG C

Kumulativer Umlenkwinkel	26,6 °
Minimalradius	0,00 m
Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1228,58 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1251,53 MPa
Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	301 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	289 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	22735 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	22735 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	22735 mm

Kurzfristige Verluste

d_x [m]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
1,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
2,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
3,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
4,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
5,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
6,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
7,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
8,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
9,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
10,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
11,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
12,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
13,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
14,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
15,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
16,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
17,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
18,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
19,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
20,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
21,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,74	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,74	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
23,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
24,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
25,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
26,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
27,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
28,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
29,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
30,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
31,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
32,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
33,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
34,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
35,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
36,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
37,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
38,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
39,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
40,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
41,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
42,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
43,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
44,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
45,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
45,47	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23

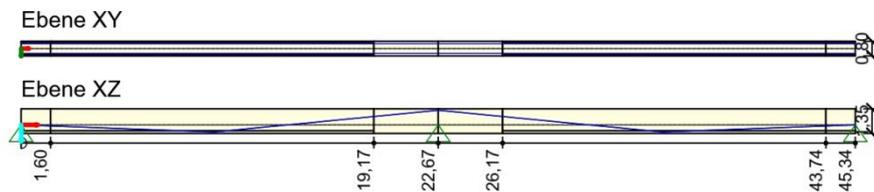
ANHANG C



5.2. Spannglied: Spannglied 14

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvorspannung [MPa]	Grenzs-spannung [MPa]	Spannungs-nachweis
Y1860S7-15.7	3	LF3	450	24	1302,00	1476,00	✓

5.2.1. Geometrie



Ebene XY

Index	x [m]	y [mm]
1	0,00	-260
2	45,34	-260

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	45,34	Linie	45,34		

Ebene XZ

Index	x [m]	z [mm]
1	0,00	0
2	10,50	389
3	22,67	-801
4	34,84	389
5	45,34	0

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	10,50	Linie	10,51		
10,50		Punkt			7,7
10,50	22,67	Linie	12,23		
22,67		Punkt			11,2
22,67	34,84	Linie	12,23		
34,84		Punkt			7,7
34,84	45,34	Linie	10,51		

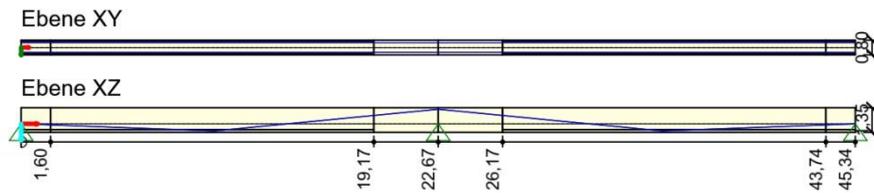
5.2.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Spannglied 14	1	0,00	553,79	0,00	20,50	-5,33	0,00	-143,99
	2	45,34	-552,48	0,00	20,46	-5,32	0,00	143,65

Spanngliedname	Index	x Beginn [m]	x Ende [m]	p _x [kN/m]	p _y [kN/m]	p _z [kN/m]	m _x [kNm/m]	m _y [kNm/m]	m _z [kNm/m]
Spannglied 14	1	10,48	10,52	134,80	0,00	-1510,38	392,70	52,40	-35,05

ANHANG C

2	22,65	22,67	-26,67	0,00	2200,27	-572,07	15,87	6,93
3	22,67	22,69	-26,67	0,00	2200,27	-572,07	15,87	6,93
4	34,82	34,86	-134,48	0,00	-1506,81	391,77	-52,28	34,97



5.2.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✓

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1228,58	1251,53	1302,00	✓

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	450 mm ²
Spanngliedlänge	45,47 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	45,47 m
Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	0,00 m
Kumulativer Umlenkwinkel	26,6 °
Minimalradius	0,00 m

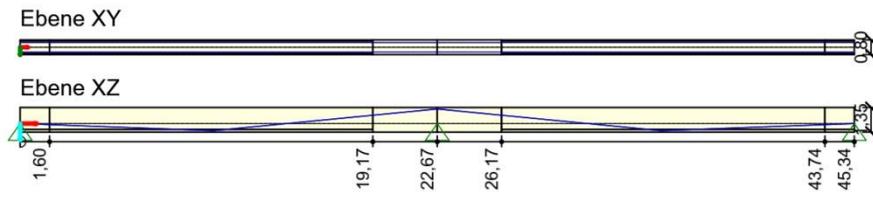
ANHANG C

Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1228,58 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1251,53 MPa
Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	301 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	289 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	22735 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	22735 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	22735 mm

Kurzfristige Verluste

d_x [m]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
1,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
2,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
3,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
4,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
5,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
6,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
7,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
8,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
9,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
10,00	-70,50	0,00	0,00	0,00	1231,50	0,00	-40,60
11,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
12,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
13,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
14,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
15,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
16,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
17,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
18,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
19,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
20,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
21,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,00	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,74	-50,47	0,00	0,00	0,00	1251,53	0,00	-43,29
22,74	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
23,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
24,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
25,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
26,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
27,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
28,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
29,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
30,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
31,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
32,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
33,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
34,00	-20,84	-32,59	0,00	0,00	1248,57	0,00	-42,88
35,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
36,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
37,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
38,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
39,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
40,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
41,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
42,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
43,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
44,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
45,00	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23
45,47	0,00	-73,42	0,00	0,00	1228,58	0,00	-40,23

ANHANG C



6. Liste der verwendeten Materialien

Spannstahl Y1860S7-15.7

E	195000,00	MPa
Durchmesser	16	mm
Fläche	150	mm ²
F _m	279,00	kN
F _{p01}	245,50	kN
A _{gt}	350,0	1e-4
F _r	190,00	MPa
f _{pk}	1860,00	MPa
f _{p01k}	1640,00	MPa
ε _{uk}	350,0	1e-4
Typ	Litze	
Oberflächenbeschaffenheit	Glatte Oberfläche	
Relaxationsklasse	Klasse2	
ρ ₁₀₀₀	0,03	-
ρ _∞	0,06	-
Herstellung	Litzen mit niedriger Relaxation	
Diagrammtyp	Bilinear mit ansteigendem oberem Ast	
Anzahl der Drähte	7	

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
E	Elastizitätsmodul des Spannstahls
F _m	Charakteristischer Wert der maximalen Kraft
F _{p01}	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
A _{gt}	Gesamtdehnung bei Höchstlast
F _r	Schwingbreite
f _{pk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
f _{p01k}	Charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
ε _{uk}	Charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
Typ	Typ des Vorspannstahls
Oberflächenbeschaffenheit	Oberflächenbeschaffenheit
Relaxationsklasse	Relaxationsklasse
ρ ₁₀₀₀	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
ρ _∞	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 500 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
Herstellung	Herstellung
Diagrammtyp	Typ des Spannungs-Dehnungs-Diagramms
Anzahl der Drähte	Anzahl der Drähte

7. Symbolerläuterungen

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Vorspannung

Symbol	Erläuterung
A_p	Spanngliedfläche
Länge	Spanngliedlänge
L_s	Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds
L_{arc}	Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds
θ	Kumulativer Umlenkwinkel
R_{min}	Minimalradius
σ_a	Verankerungsspannung
σ_{min}	Geringste Spannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
σ_{max}	Höchstspannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
e_{ba}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung
e_{aa}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung
L_{set}	Einflusslänge des Keilschlupfes
$\sigma_{ini,max}$	Maximale Anfangsspannung im Spannglied
$\sigma_{p,max}$	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.2.1 (1)P
Nachweis 5.10.2.1(1)P	Nachweis des Kriteriums nach Art. 5.10.2.1 (1)P ($\sigma_{ini,max} \leq \sigma_{p,max}$)
σ_{pm0}	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.3.(2)
Nachweis 5.10.3(2)P	Nachweis des Kriteriums nach Art.5.10.3 (2)P ($\sigma_{imax} \leq \sigma_{pm0}$)

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Spanngliedgeometrie

Symbol	Erläuterung
L_s	Gerade Länge
$L_{s,rel}$	Gerade relative Länge
r	Minimalradius

Symbole verwendet im Zusammenhang mit äquivalenter Einzellast infolge Vorspannung der Einwirkungen der Vorspannung.

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Impulses der Einzellast
x	x-Koordinate im Koordinatensystem des Bemessungsträgers
F_x	Größe der Einzellast in x-Richtung
F_y	Größe der Einzellast in y-Richtung
F_z	Größe der Einzellast in z-Richtung
M_x	Größe des Einzelmomentes um x-Achse
M_y	Größe des Einzelmomentes um y-Achse
M_z	Größe des Einzelmomentes um z-Achse

Symbole verwendet im Zusammenhang mit äquivalenter durchlaufender Last infolge der Einwirkungen der Vorspannung.

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last
x_{Beginn}	x-Koordinate des Anfangs des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
x_{Ende}	x-Koordinate des Endes des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
p_x	Lastintensität in x-Richtung
p_y	Lastintensität in y-Richtung
p_z	Lastintensität in z-Richtung
m_x	Intensität der Momentenbelastung um x-Achse
m_y	Intensität der Momentenbelastung um y-Achse
m_z	Intensität der Momentenbelastung um z-Achse

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Kurzzeitverlusten

Symbol	Erläuterung
$\Delta\sigma_{p\mu}$	Reibungsverlust
$\Delta\sigma_{pw}$	Schlupfverlust

ANHANG C

$\Delta\sigma_{pr}$	Relaxationsverlust
$\sigma_{pr\ cor}$	Spannung nach Kurzzeitrelaxation
$\sigma_{pr\ pa}$	Spannung nach Kurzzeitverlusten, mit Ausnahme des Verlustes infolge momentaner elastischer Betondehnung
$\Delta\sigma_{pr\ occur}$	Relaxation bis zum gegebenen Zeitpunkt
$\Delta\sigma_{pr\ cap}$	Restliche Relaxationsfähigkeit, d.h. potentieller Verlust der Spannkraft in den Spanngliedern infolge Relaxation in der unendlichen Zeit

Inhaltsverzeichnis

Kapitelnummer	Kapitelname
1.	Projektdaten
2.	Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger
3.	Bauphasen
4.	Bemessungsträger
4.1.	Bemessungsträger 3
5.	Spannglieder
5.1.	Spannglied: Spannglied 23
6.	Liste der verwendeten Materialien

1. Projektdaten

Name	2_Bauphase 4+5 - 2016-09-30
Autor	Christina Zw eng
Erstellt am	5/12/2016 12:00:00 AM
Bezeichnung	

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1, EN 1992-2
Nationaler Anhang	Österreich, Februar 2007

2. Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger

Bemessungs-trägername	Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bemessungsträger 3	Bezeichnung 3	Im nachträglichen Verbund	7, 8, 9, 2	Spannglied 23		0,00	

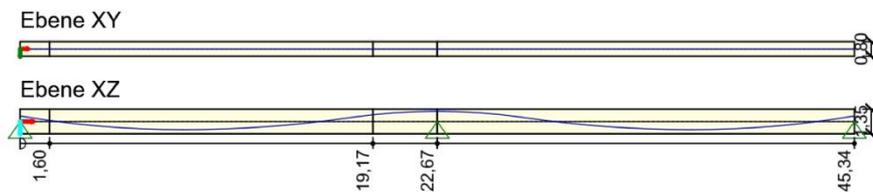
3. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Phase 0	0,0			
Phase 1	5,0	LF3, LF4, LF5		
Phase 2	10,0			

4. Bemessungsträger

4.1. Bemessungsträger 3

Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bezeichnung 3	Im nachträglichen Verbund	7, 8, 9, 2	Spannglied 23	✓	0,00	?



4.1.1. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Nachweis	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Betonieren	0,0	Nein			
Phase 1	5,0	Ja	LF3, LF4, LF5		
Phase 2	10,0	Ja			

4.1.2. Vorspannung

Name	Material	A _p [mm ²]	Länge [m]	L _s [m]	L _{arc} [m]	R _{min} [m]	θ [°]
	Litze	σ _a [MPa]	σ _{min} [MPa]	σ _{max} [MPa]	e _{ba} [mm]	e _{aa} [mm]	L _{set} [m]
Spannglied 23	Y 1860S7-15.7	4050	45,52	0,00	45,52	32,03	52,5
	27	1302,00	1156,60	1227,16	292	280	16,57

Name	σ _{ini,max} [MPa]	σ _{p,max} [MPa]	Nachweis 5.10.2.1(1)P	σ _{min} [MPa]	σ _{max} [MPa]	σ _{pm0} [MPa]	Nachweis 5.10.3(2)P
Spannglied 23	1302,00	1476,00	✓	1156,60	1227,16	1302,00	✓

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
A _p	Spanngliedfläche
Länge	Spanngliedlänge
L _s	Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds
L _{arc}	Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds
θ	Kumulativer Umlenkwinkel
R _{min}	Minimalradius
σ _a	Verankerungsspannung
σ _{min}	Geringste Spannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung

ANHANG C

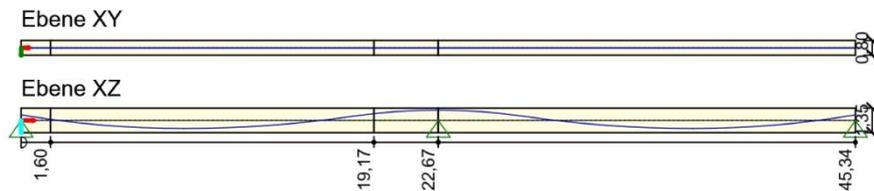
σ_{\max}	Höchstspannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
e_{ba}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung
e_{aa}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung
L_{set}	Einflusslänge des Keilschlupfes
$\sigma_{ini,max}$	Maximale Anfangsspannung im Spannglied
$\sigma_{p,max}$	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.2.1 (1)P
Nachweis 5.10.2.1(1)P	Nachweis des Kriteriums nach Art. 5.10.2.1 (1)P ($\sigma_{ini,max} \leq \sigma_{p,max}$)
σ_{pm0}	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.3.(2)
Nachweis 5.10.3(2)P	Nachweis des Kriteriums nach Art.5.10.3 (2)P ($\sigma_{imax} \leq \sigma_{pm0}$)

5. Spannglieder

5.1. Spannglied: Spannglied 23

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvor- spannung [MPa]	Grenz- spannung [MPa]	Spannungs- nachweis
Y1860S7-15.7	27	LF3	4050	72	1302,00	1476,00	✓

5.1.1. Geometrie



Ebene XY

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	45,34	45,34	Parabelförmig mit geraden, einzeln	✓

Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	0	Schließpunkt (C)	0,00		
2	22,67	0	Zw ischenpunkt gerade - Parabel (S-P)		0,00	
3	45,34	0	Schließpunkt (C)	0,00		

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	22,67	Linie	22,67		
22,67	45,34	Linie	22,67		

Ebene XZ

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	22,67	22,67	Parabelförmig mit geraden, am Ende, links	✓
2	22,67	45,34	22,67	Parabelförmig mit geraden, am Ende, rechts	✓

Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	-305	Schließpunkt (C)	0,00		
2	8,84	445	Zw ischenpunkt gerade - Parabel (S-P)		0,00	
3	18,00	-224	Berechneter Punkt			
4	27,34	-224	Berechneter Punkt			
5	22,67	-565	Anbindungspunkt zw ischen zw ei Parabeln (P-P)			32,00
5	36,50	445	Zw ischenpunkt gerade - Parabel (S-P)		0,00	
6	45,34	-305	Schließpunkt (C)	0,00		

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	8,84	Parabel	8,88	52,10	9,6
8,84	18,00	Parabel	9,19	62,69	8,3
18,00	22,67	Parabel	4,69	32,00	8,3

ANHANG C

22,67	27,34	Parabel	4,69	32,00	8,3
27,34	36,50	Parabel	9,19	62,69	8,3
36,50	45,34	Parabel	8,88	52,10	9,6

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
L_s	Gerade Länge
$L_{s,rel}$	Gerade relative Länge
r	Minimalradius

5.1.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Spannglied 23	1	0,00	4629,54	0,00	714,46	0,00	-1412,01	0,00
	2	45,34	-4633,64	0,00	686,74	0,00	1413,26	0,00

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Impulses der Einzellast
x	x-Koordinate im Koordinatensystem des Bemessungsträgers
F_x	Größe der Einzellast in x-Richtung
F_y	Größe der Einzellast in y-Richtung
F_z	Größe der Einzellast in z-Richtung
M_x	Größe des Einzelmomentes um x-Achse
M_y	Größe des Einzelmomentes um y-Achse
M_z	Größe des Einzelmomentes um z-Achse

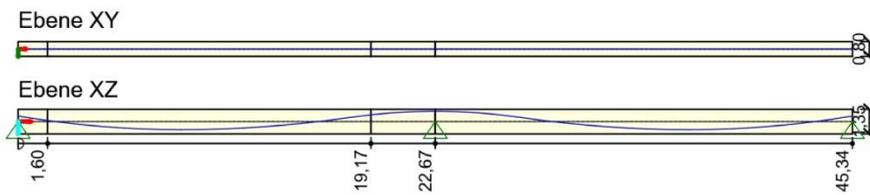
Spanngliedname	Index	x Beginn [m]	x Ende [m]	p_x [kN/m]	p_y [kN/m]	p_z [kN/m]	m_x [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_z [kNm/m]
Spannglied 23	1	0,00	1,60	24,80	0,00	-48,52	0,00	-1,44	0,00
	2	1,60	1,92	24,80	0,00	-48,52	0,00	-1,44	0,00
	3	1,92	3,34	28,34	0,00	-86,79	0,00	0,75	0,00
	4	3,34	5,55	25,57	0,00	-88,94	0,00	6,65	0,00
	5	5,55	7,74	22,06	0,00	-91,17	0,00	8,80	0,00
	6	7,74	10,36	17,07	0,00	-83,90	0,00	7,60	0,00
	7	10,36	13,40	12,70	0,00	-78,56	0,00	4,72	0,00
	8	13,40	15,71	9,41	0,00	-79,28	0,00	1,41	0,00
	9	15,71	17,25	-8,93	0,00	-77,41	0,00	0,21	0,00
	10	17,25	18,58	-17,60	0,00	26,10	0,00	3,94	0,00
	11	18,58	19,17	-8,59	0,00	153,70	0,00	3,21	0,00
	12	19,17	19,37	-8,59	0,00	153,70	0,00	3,21	0,00
	13	19,37	20,34	-12,71	0,00	153,53	0,00	5,27	0,00
	14	20,34	21,90	-18,66	0,00	152,67	0,00	9,84	0,00
	15	21,90	22,67	0,00	0,00	151,31	0,00	0,00	0,00
	16	22,67	23,44	0,00	0,00	151,31	0,00	0,00	0,00
	17	23,44	25,00	18,66	0,00	152,67	0,00	-9,84	0,00
	18	25,00	26,56	11,34	0,00	153,60	0,00	-4,70	0,00
	19	26,56	28,09	16,24	0,00	42,74	0,00	-3,63	0,00
	20	28,09	29,63	8,90	0,00	-77,41	0,00	-0,22	0,00
	21	29,63	31,94	-9,41	0,00	-79,28	0,00	-1,41	0,00
	22	31,94	34,98	-12,70	0,00	-78,56	0,00	-4,72	0,00
	23	34,98	37,60	-17,07	0,00	-83,90	0,00	-7,60	0,00
	24	37,60	39,79	-22,06	0,00	-91,17	0,00	-8,80	0,00
	25	39,79	42,00	-25,57	0,00	-88,94	0,00	-6,65	0,00
	26	42,00	45,34	-25,05	0,00	-56,55	0,00	-0,67	0,00

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last
x Beginn	x-Koordinate des Anfangs des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
x Ende	x-Koordinate des Endes des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers

ANHANG C

p_x	Lastintensität in x-Richtung
p_y	Lastintensität in y-Richtung
p_z	Lastintensität in z-Richtung
m_x	Intensität der Momentenbelastung um x-Achse
m_y	Intensität der Momentenbelastung um y-Achse
m_z	Intensität der Momentenbelastung um z-Achse



5.1.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✓

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1156,60	1227,16	1302,00	✓

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	4050 mm ²
Spanngliedlänge	45,52 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	0,00 m

ANHANG C

Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	45,52 m
Kumulativer Umlenkwinkel	52,5 °
Minimalradius	32,03 m
Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1156,60 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1227,16 MPa
Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	292 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	280 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	16568 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	16571 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	22761 mm

Kurzfristige Verluste

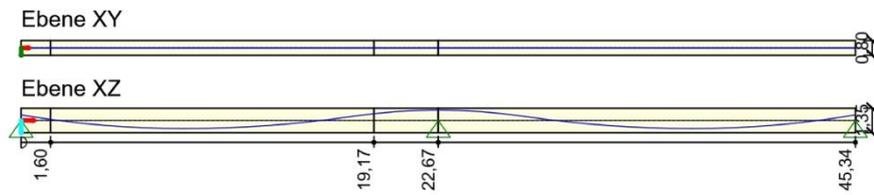
d x [m]	$\Delta\sigma_{pu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	0,00	-145,37	0,00	0,00	1156,63	-1,52	-30,54
1,00	-4,81	-136,26	0,00	0,00	1160,93	-1,45	-31,05
2,00	-9,63	-127,12	0,00	0,00	1165,25	-1,38	-31,56
3,00	-14,46	-117,91	0,00	0,00	1169,63	-1,32	-32,09
4,00	-19,28	-108,69	0,00	0,00	1174,03	-1,26	-32,62
5,00	-24,11	-99,43	0,00	0,00	1178,46	-1,21	-33,16
6,00	-28,93	-90,15	0,00	0,00	1182,93	-1,15	-33,71
7,00	-33,74	-80,86	0,00	0,00	1187,41	-1,10	-34,26
8,00	-38,53	-71,54	0,00	0,00	1191,92	-1,05	-34,83
9,00	-43,26	-62,35	0,00	0,00	1196,39	-1,01	-35,39
10,00	-47,99	-54,07	0,00	0,00	1200,44	-0,97	-35,90
11,00	-51,71	-45,80	0,00	0,00	1204,49	-0,93	-36,42
12,00	-55,93	-37,53	0,00	0,00	1208,55	-0,89	-36,94
13,00	-60,09	-29,29	0,00	0,00	1212,62	-0,86	-37,47
14,00	-64,25	-21,05	0,00	0,00	1216,70	-0,83	-38,01
15,00	-68,42	-12,81	0,00	0,00	1220,78	-0,79	-38,54
16,00	-72,51	-4,64	0,00	0,00	1224,85	-0,76	-39,08
16,57	-74,84	0,00	0,00	0,00	1227,16	-0,75	-39,39
17,00	-76,60	0,00	0,00	0,00	1225,40	-0,73	-39,18
18,00	-80,67	0,00	0,00	0,00	1221,33	-0,71	-38,69
19,00	-86,91	0,00	0,00	0,00	1215,09	-0,67	-37,94
20,00	-93,33	0,00	0,00	0,00	1208,67	-0,63	-37,19
21,00	-99,76	0,00	0,00	0,00	1202,24	-0,59	-36,45
22,00	-106,17	0,00	0,00	0,00	1195,83	-0,55	-35,72
22,76	-111,05	0,00	0,00	0,00	1190,95	-0,53	-35,18
23,00	-109,52	0,00	0,00	0,00	1192,48	-0,54	-35,35
24,00	-103,11	0,00	0,00	0,00	1198,89	-0,57	-36,07
25,00	-96,69	0,00	0,00	0,00	1205,31	-0,61	-36,80
26,00	-90,27	0,00	0,00	0,00	1211,73	-0,64	-37,55
27,00	-83,85	0,00	0,00	0,00	1218,15	-0,69	-38,31
28,00	-78,72	0,00	0,00	0,00	1223,27	-0,72	-38,92
28,95	-74,85	0,00	0,00	0,00	1227,15	-0,75	-39,39
29,00	-74,65	-0,40	0,00	0,00	1226,95	-0,75	-39,37
30,00	-70,55	-8,57	0,00	0,00	1222,88	-0,78	-38,82
31,00	-66,43	-16,77	0,00	0,00	1218,80	-0,81	-38,28
32,00	-62,27	-25,01	0,00	0,00	1214,73	-0,84	-37,75
33,00	-58,10	-33,24	0,00	0,00	1210,65	-0,88	-37,22
34,00	-53,92	-41,50	0,00	0,00	1206,58	-0,91	-36,69
35,00	-49,69	-49,77	0,00	0,00	1202,53	-0,95	-36,17
36,00	-45,47	-58,05	0,00	0,00	1198,48	-0,99	-35,65
37,00	-41,04	-66,70	0,00	0,00	1194,26	-1,03	-35,12
38,00	-36,24	-76,01	0,00	0,00	1189,74	-1,08	-34,56
39,00	-31,44	-85,32	0,00	0,00	1185,23	-1,13	-34,00
40,00	-26,62	-94,61	0,00	0,00	1180,77	-1,18	-33,45
41,00	-21,80	-103,89	0,00	0,00	1176,31	-1,23	-32,90
42,00	-16,98	-113,12	0,00	0,00	1171,91	-1,29	-32,37
43,00	-12,15	-122,34	0,00	0,00	1167,51	-1,35	-31,84
44,00	-7,33	-131,49	0,00	0,00	1163,17	-1,42	-31,32
45,00	-2,52	-140,62	0,00	0,00	1158,86	-1,48	-30,80

ANHANG C

45,52	0,00	-145,40	0,00	0,00	1156,60	-1,52	-30,53
-------	------	---------	------	------	---------	-------	--------

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
$\Delta\sigma_{p\mu}$	Reibungsverlust
$\Delta\sigma_{pw}$	Schlupfverlust
$\Delta\sigma_{pr}$	Relaxationsverlust
$\sigma_{pr\text{ cor}}$	Spannung nach Kurzzeitrelaxation
σ_{pa}	Spannung nach Kurzzeitverlusten, mit Ausnahme des Verlustes infolge momentaner elastischer Betondehnung
$\Delta\sigma_{pr\text{ occur}}$	Relaxation bis zum gegebenen Zeitpunkt
$\Delta\sigma_{pr\text{ cap}}$	Restliche Relaxationsfähigkeit, d.h. potentieller Verlust der Spannkraft in den Spanngliedern infolge Relaxation in der unendlichen Zeit



6. Liste der verwendeten Materialien

Spannstahl Y1860S7-15.7

E	195000,00	MPa
Durchmesser	16	mm
Fläche	150	mm ²
F _m	279,00	kN
F _{p01}	245,50	kN
A _{gt}	350,0	1e-4
F _r	190,00	MPa
f _{pk}	1860,00	MPa
f _{p01k}	1640,00	MPa
ε _{uk}	350,0	1e-4
Typ	Litze	
Oberflächenbeschaffenheit	Glatte Oberfläche	
Relaxationsklasse	Klasse2	
ρ ₁₀₀₀	0,03	-
ρ _∞	0,06	-
Herstellung	Litzen mit niedriger Relaxation	
Diagrammtyp	Bilinear mit ansteigendem oberem Ast	
Anzahl der Drähte	7	

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
E	Elastizitätsmodul des Spannstahls
F _m	Charakteristischer Wert der maximalen Kraft
F _{p01}	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
A _{gt}	Gesamtdehnung bei Höchstlast
F _r	Schwingbreite
f _{pk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
f _{p01k}	Charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
ε _{uk}	Charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
Typ	Typ des Vorspannstahls
Oberflächenbeschaffenheit	Oberflächenbeschaffenheit
Relaxationsklasse	Relaxationsklasse
ρ ₁₀₀₀	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
ρ _∞	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 500 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
Herstellung	Herstellung
Diagrammtyp	Typ des Spannungs-Dehnungs-Diagramms
Anzahl der Drähte	Anzahl der Drähte

Inhaltsverzeichnis

Kapitelnummer	Kapitelname
1.	Projektdaten
2.	Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger
3.	Bauphasen
4.	Bemessungsträger
4.1.	Bemessungsträger 1
5.	Spannglieder
5.1.	Spannglied: Spannglied 1
5.2.	Spannglied: Spannglied 2
6.	Liste der verwendeten Materialien
7.	Symbolerläuterungen

1. Projektdaten

Name	2_Bauphase 6 + Endzustand - 2016-09-30
Autor	- Nicht definiert -
Erstellt am	7/31/2016 8:56:02 PM
Bezeichnung	

Nationale Norm

Nationale Norm	EN 1992-1-1
Nationaler Anhang	EN

2. Kurzzusammenfassung der Ergebnisse für den Bemessungsträger

Bemessungs-trägername	Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bemessungsträger 1	Bezeichnung 1	Im nachträglichen Verbund	14, 88, 85, 22, 86, 87	Spannglied 1, Spannglied 2	1,	0,00	

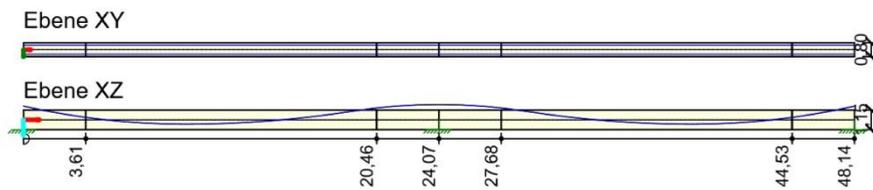
3. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Phase 0	0,0			
Phase 1	5,0	LF1, LF2, LF3, LF6		
Phase 2	28,0	LF4, LF5, LF17, LF18, LF19, LF20, LF21		

4. Bemessungsträger

4.1. Bemessungsträger 1

Bezeichnung	Typ	Bauteile	Spannglieder	Gültig	Wert [%]	Nachweis-status
Bezeichnung 1	Im Verbund	nachträglichen 14, 88, 85, 22, 86, 87	Spannglied 1, Spannglied 2	✔	0,00	?



4.1.1. Bauphasen

Name	Zeit [d]	Nachweis	Lastfälle	Kombinationen	Bezeichnung
Betonieren	0,0	Nein			
Phase 1	5,0	Ja	LF1, LF2, LF3, LF6		
Phase 2	28,0	Ja	LF4, LF5, LF17, LF18, LF19, LF20, LF21		

4.1.2. Vorspannung

Name	Material	A_p [mm ²]	Länge [m]	L_s [m]	L_{arc} [m]	R_{min} [m]	θ [°]
	Litze	σ_a [MPa]	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	e_{ba} [mm]	e_{aa} [mm]	L_{set} [m]
Spannglied 1	Y1860S7-15.7	1050	48,42	0,00	48,42	-1,00	60,8
	7	1302,00	1147,24	1222,17	308	296	16,04
Spannglied 2	Y1860S7-15.7	1050	48,42	0,00	48,42	-1,00	60,8
	7	1302,00	1147,24	1222,17	308	296	16,04

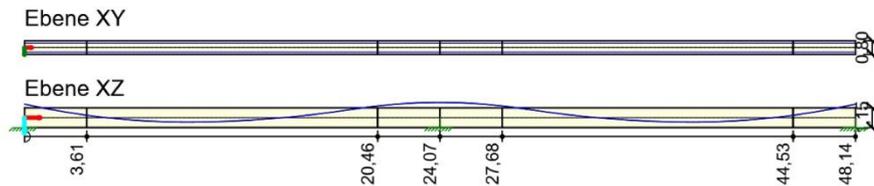
Name	$\sigma_{ini,max}$ [MPa]	$\sigma_{p,max}$ [MPa]	Nachweis 5.10.2.1(1)P	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{pm0} [MPa]	Nachweis 5.10.3(2)P
Spannglied 1	1302,00	1476,00	✔	1147,24	1222,17	1394,00	✔
Spannglied 2	1302,00	1476,00	✔	1147,24	1222,17	1394,00	✔

5. Spannglieder

5.1. Spannglied: Spannglied 1

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvorspannung [MPa]	Grenzspannung [MPa]	Spannungsnachweis
Y1860S7-15.7	7	LF6	1050	37	1302,00	1476,00	✓

5.1.1. Geometrie



Ebene XY

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	48,14	48,14	Mit geraden, einzeln	✓

Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	260	Schließpunkt (C)	0,00		
2	48,14	260	Schließpunkt (C)	0,00		

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	48,14	Linie	48,14		

Ebene XZ

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	24,07	24,07	Parabelförmig mit geraden, am Ende, links	✓
2	24,07	48,14	24,07	Parabelförmig mit geraden, am Ende, rechts	✓

Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	-795	Schließpunkt (C)	0,00		
2	9,36	255	Zwischenpunkt gerade - Parabel (S-P)	0,00		
3	19,07	-504	Berechneter Punkt			
4	29,07	-504	Berechneter Punkt			
5	24,07	-895	Anbindungspunkt zwischen zwei Parabeln (P-P)			32,00
5	38,78	255	Zwischenpunkt gerade - Parabel (S-P)	0,00		
6	48,14	-795	Schließpunkt (C)	0,00		

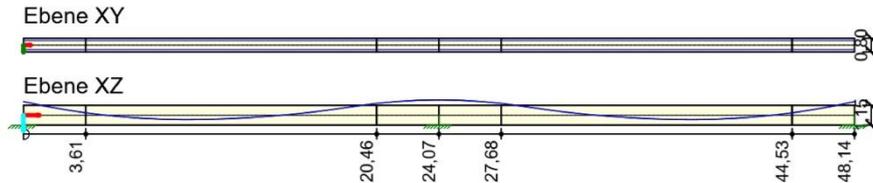
Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	9,36	Parabel	9,44	41,72	12,6
9,36	19,07	Parabel	9,74	62,07	8,9
19,07	24,07	Parabel	5,02	32,00	8,9
24,07	29,07	Parabel	5,02	32,00	8,9
29,07	38,78	Parabel	9,75	62,08	8,9

ANHANG C

38,78	48,14	Parabel	9,44	41,73	12,6
-------	-------	---------	------	-------	------

Spanngliedkoordinaten berechnet in definiertem X-Abstand

X _B [m]	X _T [m]	Y [mm]	Y- [mm]	Y+ [mm]	Z [mm]	Z- [mm]	Z+ [mm]
0,00	0,00	260	660	-140	-795	-220	-1370
1,00	1,00	260	660	-140	-583	-8	-1158
2,00	2,00	260	660	-140	-394	181	-969
3,00	3,00	260	660	-140	-230	345	-805
4,00	4,00	260	660	-140	-89	486	-664
5,00	5,00	260	660	-140	27	602	-548
6,00	6,00	260	660	-140	120	695	-455
7,00	7,00	260	660	-140	188	763	-387
8,00	8,00	260	660	-140	233	808	-342
9,00	9,00	260	660	-140	253	828	-322
10,00	10,00	260	660	-140	252	827	-323
11,00	11,00	260	660	-140	233	808	-342
12,00	12,00	260	660	-140	199	774	-376
13,00	13,00	260	660	-140	148	723	-427
14,00	14,00	260	660	-140	82	657	-493
15,00	15,00	260	660	-140	-1	574	-576
16,00	16,00	260	660	-140	-100	475	-675
17,00	17,00	260	660	-140	-215	360	-790
18,00	18,00	260	660	-140	-346	229	-921
19,00	19,00	260	660	-140	-494	81	-1069
20,00	20,00	260	660	-140	-636	-61	-1211
21,00	21,00	260	660	-140	-748	-173	-1323
22,00	22,00	260	660	-140	-828	-253	-1403
23,00	23,00	260	660	-140	-877	-302	-1452
24,00	24,00	260	660	-140	-895	-320	-1470
25,00	25,00	260	660	-140	-881	-306	-1456
26,00	26,00	260	660	-140	-837	-262	-1412
27,00	27,00	260	660	-140	-761	-186	-1336
28,00	28,00	260	660	-140	-654	-79	-1229
29,00	29,00	260	660	-140	-515	60	-1090
30,00	30,00	260	660	-140	-366	209	-941
31,00	31,00	260	660	-140	-232	343	-807
32,00	32,00	260	660	-140	-115	460	-690
33,00	33,00	260	660	-140	-14	561	-589
34,00	34,00	260	660	-140	71	646	-504
35,00	35,00	260	660	-140	140	715	-435
36,00	36,00	260	660	-140	193	768	-382
37,00	37,00	260	660	-140	230	805	-345
38,00	38,00	260	660	-140	250	825	-325
39,00	39,00	260	660	-140	254	829	-321
40,00	40,00	260	660	-140	237	812	-338
41,00	41,00	260	660	-140	196	771	-379
42,00	42,00	260	660	-140	131	706	-444
43,00	43,00	260	660	-140	42	617	-533
44,00	44,00	260	660	-140	-72	503	-647
45,00	45,00	260	660	-140	-209	366	-784
46,00	46,00	260	660	-140	-370	205	-945
47,00	47,00	260	660	-140	-555	20	-1130
48,00	48,00	260	660	-140	-764	-189	-1339
48,14	48,14	260	660	-140	-795	-220	-1370

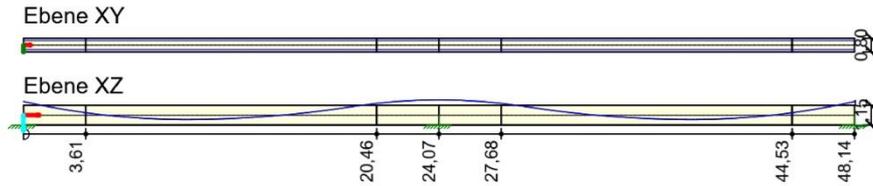


5.1.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Spannglied 1	1	0,00	1180,89	-0,01	237,82	61,83	-938,81	307,03
	2	48,14	-1180,90	-0,01	237,80	61,82	938,82	-307,03

Spanngliedname	Index	x Beginn [m]	x Ende [m]	p _x [kN/m]	p _y [kN/m]	p _z [kN/m]	m _x [kNm/m]	m _y [kNm/m]	m _z [kNm/m]
Spannglied 1	1	0,00	2,76	8,42	0,00	-17,16	-4,46	-3,44	2,19
	2	2,76	3,61	9,42	0,00	-27,59	-7,17	-1,33	2,45
	3	3,61	3,71	9,42	0,00	-27,59	-7,17	-1,33	2,45
	4	3,71	4,74	8,89	0,00	-28,09	-7,30	-1,02	2,31
	5	4,74	6,59	7,99	0,00	-28,77	-7,48	0,73	2,08
	6	6,59	8,44	6,80	0,00	-29,50	-7,67	1,46	1,77
	7	8,44	10,97	4,69	0,00	-23,83	-6,20	1,19	1,22
	8	10,97	14,19	3,24	0,00	-20,58	-5,35	0,56	0,84
	9	14,19	15,87	2,44	0,00	-20,80	-5,41	-0,19	0,63
	10	15,87	17,50	-6,28	0,00	-19,67	-5,12	0,59	-1,63
	11	17,50	19,76	-5,25	0,00	-1,19	-0,31	2,64	-1,36
	12	19,76	20,46	-1,97	0,00	39,40	10,24	1,36	-0,51
	13	20,46	20,60	-1,97	0,00	39,40	10,24	1,36	-0,51
	14	20,60	21,58	-3,06	0,00	39,37	10,24	2,21	-0,80
	15	21,58	23,24	-4,65	0,00	39,16	10,18	3,97	-1,21
	16	23,24	24,07	-6,15	0,00	38,78	10,08	5,51	-1,60
	17	24,07	24,07	10,09	17,66	65,50	32,84	-9,03	2,62
	18	24,07	24,07	10,09	17,66	65,50	32,84	-9,03	2,62
	19	24,07	24,90	6,15	0,00	38,80	10,09	-5,51	1,60
	20	24,90	26,56	4,65	0,00	39,16	10,18	-3,97	1,21
	21	26,56	27,53	3,06	0,00	39,37	10,24	-2,21	0,80
	22	27,53	27,68	1,97	0,00	39,40	10,24	-1,36	0,51
	23	27,68	28,38	1,97	0,00	39,40	10,24	-1,36	0,51
	24	28,38	30,63	5,25	0,00	-1,19	-0,31	-2,64	1,36
	25	30,63	32,27	6,28	0,00	-19,67	-5,11	-0,59	1,63
	26	32,27	33,95	-2,44	0,00	-20,80	-5,41	0,19	-0,63
	27	33,95	37,17	-3,24	0,00	-20,57	-5,35	-0,56	-0,84
	28	37,17	39,70	-4,69	0,00	-23,83	-6,20	-1,19	-1,22
	29	39,70	41,55	-6,80	0,00	-29,50	-7,67	-1,46	-1,77
	30	41,55	43,40	-7,99	0,00	-28,76	-7,48	-0,73	-2,08
	31	43,40	44,43	-8,89	0,00	-28,09	-7,30	1,02	-2,31
	32	44,43	44,53	-9,42	0,00	-27,58	-7,17	1,33	-2,45
	33	44,53	45,38	-9,42	0,00	-27,58	-7,17	1,33	-2,45
	34	45,38	48,14	-8,42	0,00	-17,16	-4,46	3,44	-2,19

ANHANG C



5.1.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✔

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1147,24	1222,17	1394,00	✔

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	1050 mm ²
Spanngliedlänge	48,42 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	0,00 m
Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	48,42 m
Kumulativer Umlenkwinkel	60,8 °
Minimalradius	-1,00 m
Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1147,24 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1222,17 MPa

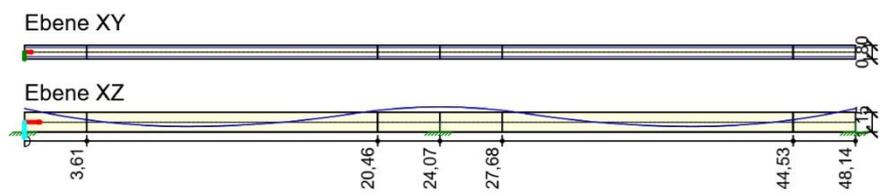
ANHANG C

Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	308 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	296 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	16034 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	16036 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	24206 mm

Kurzfristige Verluste

d_x [m]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	0,00	-154,76	0,00	0,00	1147,24	-1,52	-29,57
1,00	-5,49	-144,39	0,00	0,00	1152,12	-1,44	-30,14
2,00	-10,98	-134,01	0,00	0,00	1157,00	-1,37	-30,71
3,00	-16,52	-123,48	0,00	0,00	1162,00	-1,30	-31,30
4,00	-22,06	-112,92	0,00	0,00	1167,02	-1,23	-31,89
5,00	-27,62	-102,25	0,00	0,00	1172,13	-1,17	-32,50
6,00	-33,18	-91,57	0,00	0,00	1177,25	-1,11	-33,12
7,00	-38,74	-80,82	0,00	0,00	1182,44	-1,05	-33,75
8,00	-44,29	-70,05	0,00	0,00	1187,66	-1,00	-34,39
9,00	-49,83	-59,26	0,00	0,00	1192,91	-0,95	-35,04
10,00	-54,62	-49,88	0,00	0,00	1197,50	-0,91	-35,61
11,00	-58,84	-41,58	0,00	0,00	1201,58	-0,87	-36,13
12,00	-63,05	-33,29	0,00	0,00	1205,65	-0,84	-36,64
13,00	-67,25	-25,02	0,00	0,00	1209,74	-0,80	-37,17
14,00	-71,40	-16,77	0,00	0,00	1213,84	-0,77	-37,70
15,00	-75,55	-8,52	0,00	0,00	1217,94	-0,74	-38,23
16,00	-79,69	-0,28	0,00	0,00	1222,04	-0,71	-38,77
16,03	-79,83	0,00	0,00	0,00	1222,17	-0,71	-38,79
17,00	-83,75	0,00	0,00	0,00	1218,25	-0,69	-38,32
18,00	-87,81	0,00	0,00	0,00	1214,19	-0,66	-37,84
19,00	-91,88	0,00	0,00	0,00	1210,12	-0,64	-37,36
20,00	-97,79	0,00	0,00	0,00	1204,21	-0,60	-36,68
21,00	-104,13	0,00	0,00	0,00	1197,87	-0,57	-35,95
22,00	-110,49	0,00	0,00	0,00	1191,51	-0,53	-35,24
23,00	-116,83	0,00	0,00	0,00	1185,17	-0,50	-34,55
24,00	-123,17	0,00	0,00	0,00	1178,83	-0,47	-33,86
24,21	-124,48	0,00	0,00	0,00	1177,52	-0,47	-33,72
25,00	-119,45	0,00	0,00	0,00	1182,55	-0,49	-34,26
26,00	-113,11	0,00	0,00	0,00	1188,89	-0,52	-34,95
27,00	-106,75	0,00	0,00	0,00	1195,25	-0,55	-35,66
28,00	-100,41	0,00	0,00	0,00	1201,59	-0,59	-36,37
29,00	-94,08	0,00	0,00	0,00	1207,92	-0,62	-37,10
30,00	-89,49	0,00	0,00	0,00	1212,51	-0,65	-37,64
31,00	-85,43	0,00	0,00	0,00	1216,57	-0,68	-38,12
32,00	-81,37	0,00	0,00	0,00	1220,63	-0,70	-38,61
32,38	-79,82	0,00	0,00	0,00	1222,17	-0,71	-38,79
33,00	-77,26	-5,11	0,00	0,00	1219,63	-0,73	-38,46
34,00	-73,11	-13,35	0,00	0,00	1215,54	-0,76	-37,92
35,00	-68,96	-21,60	0,00	0,00	1211,44	-0,79	-37,39
36,00	-64,80	-29,86	0,00	0,00	1207,34	-0,82	-36,86
37,00	-60,58	-38,15	0,00	0,00	1203,27	-0,86	-36,34
38,00	-56,37	-46,44	0,00	0,00	1199,19	-0,89	-35,83
39,00	-52,12	-54,79	0,00	0,00	1195,09	-0,93	-35,31
40,00	-46,58	-65,58	0,00	0,00	1189,83	-0,98	-34,66
41,00	-41,04	-76,36	0,00	0,00	1184,59	-1,03	-34,01
42,00	-35,48	-87,11	0,00	0,00	1179,41	-1,09	-33,38
43,00	-29,92	-97,83	0,00	0,00	1174,24	-1,14	-32,76
44,00	-24,37	-108,49	0,00	0,00	1169,14	-1,21	-32,15
45,00	-18,82	-119,11	0,00	0,00	1164,08	-1,27	-31,54
46,00	-13,28	-129,64	0,00	0,00	1159,08	-1,34	-30,95
47,00	-7,77	-140,08	0,00	0,00	1154,15	-1,41	-30,38
48,00	-2,28	-150,45	0,00	0,00	1149,27	-1,49	-29,81
48,42	0,00	-154,75	0,00	0,00	1147,25	-1,52	-29,57

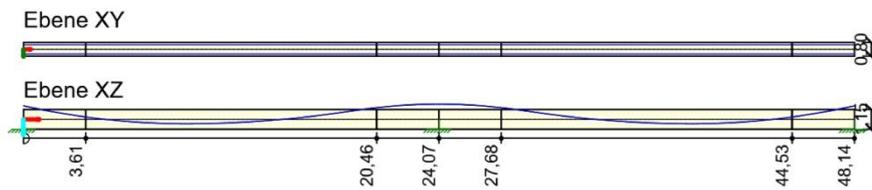
ANHANG C



5.2. Spannglied: Spannglied 2

Material	Anzahl der Litzen	Lastfall	Fläche [mm ²]	Ø [mm]	Max. Anfangsvorspannung [MPa]	Grenzspannung [MPa]	Spannungsnachweis
Y1860S7-15.7	7	LF6	1050	37	1302,00	1476,00	✓

5.2.1. Geometrie



Ebene XY

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	48,14	48,14	Mit geraden, einzeln	✓

Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	-260	Schließpunkt (C)	0,00		
2	48,14	-260	Schließpunkt (C)	0,00		

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	48,14	Linie	48,14		

Ebene XZ

Index	Anfang [m]	Ende [m]	Länge [m]	Typ	Gültig
1	0,00	24,07	24,07	Parabelförmig mit geraden, am Ende, links	✓
2	24,07	48,14	24,07	Parabelförmig mit geraden, am Ende, rechts	✓

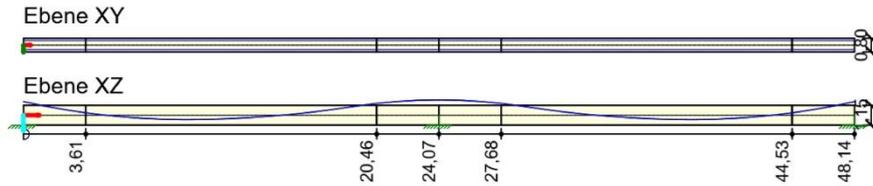
Index	x [m]	y [mm]	Typ	L _s [m]	L _{s,rel} [-]	r [m]
1	0,00	-795	Schließpunkt (C)	0,00		
2	9,36	255	Zwischenpunkt gerade - Parabel (S-P)	0,00		
3	19,07	-504	Berechneter Punkt			
4	29,07	-504	Berechneter Punkt			
5	24,07	-895	Anbindungspunkt zwischen zwei Parabeln (P-P)			32,00
5	38,78	255	Zwischenpunkt gerade - Parabel (S-P)	0,00		
6	48,14	-795	Schließpunkt (C)	0,00		

Anfang [m]	Ende [m]	Typ	Länge [m]	Höhe [m]	Umlenkwinkel [°]
0,00	9,36	Parabel	9,44	41,72	12,6
9,36	19,07	Parabel	9,74	62,07	8,9
19,07	24,07	Parabel	5,02	32,00	8,9
24,07	29,07	Parabel	5,02	32,00	8,9
29,07	38,78	Parabel	9,75	62,08	8,9
38,78	48,14	Parabel	9,44	41,73	12,6

ANHANG C

Spanngliedkoordinaten berechnet in definiertem X-Abstand

X _B [m]	X _T [m]	Y [mm]	Y- [mm]	Y+ [mm]	Z [mm]	Z- [mm]	Z+ [mm]
0,00	0,00	-260	140	-660	-795	-220	-1370
1,00	1,00	-260	140	-660	-583	-8	-1158
2,00	2,00	-260	140	-660	-394	181	-969
3,00	3,00	-260	140	-660	-230	345	-805
4,00	4,00	-260	140	-660	-89	486	-664
5,00	5,00	-260	140	-660	27	602	-548
6,00	6,00	-260	140	-660	120	695	-455
7,00	7,00	-260	140	-660	188	763	-387
8,00	8,00	-260	140	-660	233	808	-342
9,00	9,00	-260	140	-660	253	828	-322
10,00	10,00	-260	140	-660	252	827	-323
11,00	11,00	-260	140	-660	233	808	-342
12,00	12,00	-260	140	-660	199	774	-376
13,00	13,00	-260	140	-660	148	723	-427
14,00	14,00	-260	140	-660	82	657	-493
15,00	15,00	-260	140	-660	-1	574	-576
16,00	16,00	-260	140	-660	-100	475	-675
17,00	17,00	-260	140	-660	-215	360	-790
18,00	18,00	-260	140	-660	-346	229	-921
19,00	19,00	-260	140	-660	-494	81	-1069
20,00	20,00	-260	140	-660	-636	-61	-1211
21,00	21,00	-260	140	-660	-748	-173	-1323
22,00	22,00	-260	140	-660	-828	-253	-1403
23,00	23,00	-260	140	-660	-877	-302	-1452
24,00	24,00	-260	140	-660	-895	-320	-1470
25,00	25,00	-260	140	-660	-881	-306	-1456
26,00	26,00	-260	140	-660	-837	-262	-1412
27,00	27,00	-260	140	-660	-761	-186	-1336
28,00	28,00	-260	140	-660	-654	-79	-1229
29,00	29,00	-260	140	-660	-515	60	-1090
30,00	30,00	-260	140	-660	-366	209	-941
31,00	31,00	-260	140	-660	-232	343	-807
32,00	32,00	-260	140	-660	-115	460	-690
33,00	33,00	-260	140	-660	-14	561	-589
34,00	34,00	-260	140	-660	71	646	-504
35,00	35,00	-260	140	-660	140	715	-435
36,00	36,00	-260	140	-660	193	768	-382
37,00	37,00	-260	140	-660	230	805	-345
38,00	38,00	-260	140	-660	250	825	-325
39,00	39,00	-260	140	-660	254	829	-321
40,00	40,00	-260	140	-660	237	812	-338
41,00	41,00	-260	140	-660	196	771	-379
42,00	42,00	-260	140	-660	131	706	-444
43,00	43,00	-260	140	-660	42	617	-533
44,00	44,00	-260	140	-660	-72	503	-647
45,00	45,00	-260	140	-660	-209	366	-784
46,00	46,00	-260	140	-660	-370	205	-945
47,00	47,00	-260	140	-660	-555	20	-1130
48,00	48,00	-260	140	-660	-764	-189	-1339
48,14	48,14	-260	140	-660	-795	-220	-1370

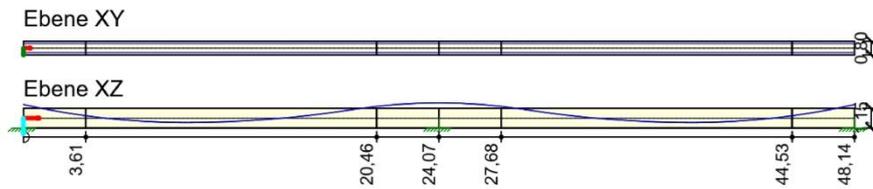


5.2.2. Äquivalente Last infolge Vorspannung

Spanngliedname	Index	x [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Spannglied 2	1	0,00	1180,89	-0,01	237,82	-61,84	-938,81	-307,03
	2	48,14	-1180,90	-0,01	237,80	-61,83	938,82	307,03

Spanngliedname	Index	x Beginn [m]	x Ende [m]	P _x [kN/m]	P _y [kN/m]	P _z [kN/m]	m _x [kNm/m]	m _y [kNm/m]	m _z [kNm/m]
Spannglied 2	1	0,00	2,76	8,42	0,00	-17,16	4,46	-3,44	-2,19
	2	2,76	3,61	9,42	0,00	-27,59	7,17	-1,33	-2,45
	3	3,61	3,71	9,42	0,00	-27,59	7,17	-1,33	-2,45
	4	3,71	4,74	8,89	0,00	-28,09	7,30	-1,02	-2,31
	5	4,74	6,59	7,99	0,00	-28,77	7,48	0,73	-2,08
	6	6,59	8,44	6,80	0,00	-29,50	7,67	1,46	-1,77
	7	8,44	10,97	4,69	0,00	-23,83	6,20	1,19	-1,22
	8	10,97	14,19	3,24	0,00	-20,58	5,35	0,56	-0,84
	9	14,19	15,87	2,44	0,00	-20,80	5,41	-0,19	-0,63
	10	15,87	17,50	-6,28	0,00	-19,67	5,12	0,59	1,63
	11	17,50	19,76	-5,25	0,00	-1,19	0,31	2,64	1,36
	12	19,76	20,46	-1,97	0,00	39,40	-10,24	1,36	0,51
	13	20,46	20,60	-1,97	0,00	39,40	-10,24	1,36	0,51
	14	20,60	21,58	-3,06	0,00	39,37	-10,24	2,21	0,80
	15	21,58	23,24	-4,65	0,00	39,16	-10,18	3,97	1,21
	16	23,24	24,07	-6,15	0,00	38,78	-10,08	5,51	1,60
	17	24,07	24,07	10,09	17,66	65,50	-1,22	-9,03	-2,62
	18	24,07	24,07	10,09	17,66	65,50	-1,22	-9,03	-2,62
	19	24,07	24,90	6,15	0,00	38,80	-10,09	-5,51	-1,60
	20	24,90	26,56	4,65	0,00	39,16	-10,18	-3,97	-1,21
	21	26,56	27,53	3,06	0,00	39,37	-10,24	-2,21	-0,80
	22	27,53	27,68	1,97	0,00	39,40	-10,24	-1,36	-0,51
	23	27,68	28,38	1,97	0,00	39,40	-10,24	-1,36	-0,51
	24	28,38	30,63	5,25	0,00	-1,19	0,31	-2,64	-1,36
	25	30,63	32,27	6,28	0,00	-19,67	5,11	-0,59	-1,63
	26	32,27	33,95	-2,44	0,00	-20,80	5,41	0,19	0,63
	27	33,95	37,17	-3,24	0,00	-20,57	5,35	-0,56	0,84
	28	37,17	39,70	-4,69	0,00	-23,83	6,20	-1,19	1,22
	29	39,70	41,55	-6,80	0,00	-29,50	7,67	-1,46	1,77
	30	41,55	43,40	-7,99	0,00	-28,76	7,48	-0,73	2,08
	31	43,40	44,43	-8,89	0,00	-28,09	7,30	1,02	2,31
	32	44,43	44,53	-9,42	0,00	-27,58	7,17	1,33	2,45
	33	44,53	45,38	-9,42	0,00	-27,58	7,17	1,33	2,45
	34	45,38	48,14	-8,42	0,00	-17,16	4,46	3,44	2,19

ANHANG C



5.2.3. Kurzzeitverluste

Maximal zulässige Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs nach 5.10.2.1(1)P

Maximale Anfangsspannung im Spannglied [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied $\sigma_{p,max}$ [MPa]	Spannungsnachweis
1302,00	1476,00	✔

Maximale zulässige Spannung im Spannglied unmittelbar nach Verankern nach 5.10.3(2)

Minimale Spannung nach Verankern [MPa]	Maximale Spannung nach Verankern [MPa]	Grenzwert der Spannung im Spannglied σ_{pm0} [MPa]	Spannungsnachweis
1147,24	1222,17	1394,00	✔

Eingabewerte und Zwischenergebnisse

Spanngliedfläche	1050 mm ²
Spanngliedlänge	48,42 m
Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds	0,00 m
Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds	48,42 m
Kumulativer Umlenkwinkel	60,8 °
Minimalradius	-1,00 m
Verankerungsspannung	1302,00 MPa
Minimale Spannung nach Verankern	1147,24 MPa
Maximale Spannung nach Verankern	1222,17 MPa

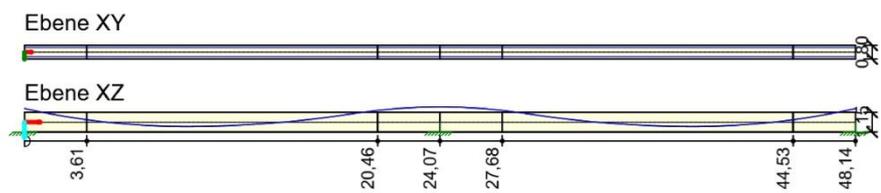
ANHANG C

Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung	308 mm
Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung	296 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Anfang	16034 mm
Einflusslänge des Keilschlupfes - Ende	16036 mm
Abstand des Punktes der minimalen Spannung vom Anfang des Bemessungsträgers	24206 mm

Kurzfristige Verluste

d_x [m]	$\Delta\sigma_{p\mu}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pr}^{cor} [MPa]	σ_{pa} [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{occur}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}^{cap}$ [MPa]
0,00	0,00	-154,76	0,00	0,00	1147,24	-1,52	-29,57
1,00	-5,49	-144,39	0,00	0,00	1152,12	-1,44	-30,14
2,00	-10,98	-134,01	0,00	0,00	1157,00	-1,37	-30,71
3,00	-16,52	-123,48	0,00	0,00	1162,00	-1,30	-31,30
4,00	-22,06	-112,92	0,00	0,00	1167,02	-1,23	-31,89
5,00	-27,62	-102,25	0,00	0,00	1172,13	-1,17	-32,50
6,00	-33,18	-91,57	0,00	0,00	1177,25	-1,11	-33,12
7,00	-38,74	-80,82	0,00	0,00	1182,44	-1,05	-33,75
8,00	-44,29	-70,05	0,00	0,00	1187,66	-1,00	-34,39
9,00	-49,83	-59,26	0,00	0,00	1192,91	-0,95	-35,04
10,00	-54,62	-49,88	0,00	0,00	1197,50	-0,91	-35,61
11,00	-58,84	-41,58	0,00	0,00	1201,58	-0,87	-36,13
12,00	-63,05	-33,29	0,00	0,00	1205,65	-0,84	-36,64
13,00	-67,25	-25,02	0,00	0,00	1209,74	-0,80	-37,17
14,00	-71,40	-16,77	0,00	0,00	1213,84	-0,77	-37,70
15,00	-75,55	-8,52	0,00	0,00	1217,94	-0,74	-38,23
16,00	-79,69	-0,28	0,00	0,00	1222,04	-0,71	-38,77
16,03	-79,83	0,00	0,00	0,00	1222,17	-0,71	-38,79
17,00	-83,75	0,00	0,00	0,00	1218,25	-0,69	-38,32
18,00	-87,81	0,00	0,00	0,00	1214,19	-0,66	-37,84
19,00	-91,88	0,00	0,00	0,00	1210,12	-0,64	-37,36
20,00	-97,79	0,00	0,00	0,00	1204,21	-0,60	-36,68
21,00	-104,13	0,00	0,00	0,00	1197,87	-0,57	-35,95
22,00	-110,49	0,00	0,00	0,00	1191,51	-0,53	-35,24
23,00	-116,83	0,00	0,00	0,00	1185,17	-0,50	-34,55
24,00	-123,17	0,00	0,00	0,00	1178,83	-0,47	-33,86
24,21	-124,48	0,00	0,00	0,00	1177,52	-0,47	-33,72
25,00	-119,45	0,00	0,00	0,00	1182,55	-0,49	-34,26
26,00	-113,11	0,00	0,00	0,00	1188,89	-0,52	-34,95
27,00	-106,75	0,00	0,00	0,00	1195,25	-0,55	-35,66
28,00	-100,41	0,00	0,00	0,00	1201,59	-0,59	-36,37
29,00	-94,08	0,00	0,00	0,00	1207,92	-0,62	-37,10
30,00	-89,49	0,00	0,00	0,00	1212,51	-0,65	-37,64
31,00	-85,43	0,00	0,00	0,00	1216,57	-0,68	-38,12
32,00	-81,37	0,00	0,00	0,00	1220,63	-0,70	-38,61
32,38	-79,82	0,00	0,00	0,00	1222,17	-0,71	-38,79
33,00	-77,26	-5,11	0,00	0,00	1219,63	-0,73	-38,46
34,00	-73,11	-13,35	0,00	0,00	1215,54	-0,76	-37,92
35,00	-68,96	-21,60	0,00	0,00	1211,44	-0,79	-37,39
36,00	-64,80	-29,86	0,00	0,00	1207,34	-0,82	-36,86
37,00	-60,58	-38,15	0,00	0,00	1203,27	-0,86	-36,34
38,00	-56,37	-46,44	0,00	0,00	1199,19	-0,89	-35,83
39,00	-52,12	-54,79	0,00	0,00	1195,09	-0,93	-35,31
40,00	-46,58	-65,58	0,00	0,00	1189,83	-0,98	-34,66
41,00	-41,04	-76,36	0,00	0,00	1184,59	-1,03	-34,01
42,00	-35,48	-87,11	0,00	0,00	1179,41	-1,09	-33,38
43,00	-29,92	-97,83	0,00	0,00	1174,24	-1,14	-32,76
44,00	-24,37	-108,49	0,00	0,00	1169,14	-1,21	-32,15
45,00	-18,82	-119,11	0,00	0,00	1164,08	-1,27	-31,54
46,00	-13,28	-129,64	0,00	0,00	1159,08	-1,34	-30,95
47,00	-7,77	-140,08	0,00	0,00	1154,15	-1,41	-30,38
48,00	-2,28	-150,45	0,00	0,00	1149,27	-1,49	-29,81
48,42	0,00	-154,75	0,00	0,00	1147,25	-1,52	-29,57

ANHANG C



6. Liste der verwendeten Materialien

Spannstahl Y1860S7-15.7

E	195000,00	MPa
Durchmesser	16	mm
Fläche	150	mm ²
F _m	279,00	kN
F _{p01}	245,50	kN
A _{gt}	350,0	1e-4
F _r	190,00	MPa
f _{pk}	1860,00	MPa
f _{p01k}	1640,00	MPa
ε _{uk}	350,0	1e-4
Typ	Litze	
Oberflächenbeschaffenheit	Glatte Oberfläche	
Relaxationsklasse	Klasse2	
ρ ₁₀₀₀	0,03	-
ρ _∞	0,06	-
Herstellung	Litzen mit niedriger Relaxation	
Diagrammtyp	Bilinear mit ansteigendem oberem Ast	
Anzahl der Drähte	7	

Erläuterung

Symbol	Erläuterung
E	Elastizitätsmodul des Spannstahls
F _m	Charakteristischer Wert der maximalen Kraft
F _{p01}	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
A _{gt}	Gesamtdehnung bei Höchstlast
F _r	Schwingbreite
f _{pk}	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
f _{p01k}	Charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
ε _{uk}	Charakteristische Dehnung des Beton- oder Spannstahls unter Höchstlast
Typ	Typ des Vorspannstahls
Oberflächenbeschaffenheit	Oberflächenbeschaffenheit
Relaxationsklasse	Relaxationsklasse
ρ ₁₀₀₀	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 1000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
ρ _∞	Der Wert der Verluste infolge der Relaxation (Verhältnis), 500 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
Herstellung	Herstellung
Diagrammtyp	Typ des Spannungs-Dehnungs-Diagramms
Anzahl der Drähte	Anzahl der Drähte

7. Symbolerläuterungen

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Vorspannung

Symbol	Erläuterung
A_p	Spanngliedfläche
Länge	Spanngliedlänge
L_s	Summe der Längen der geraden Teile des Spannglieds
L_{arc}	Summe der Längen der gebogenen Teile des Spannglieds
θ	Kumulativer Umlenkwinkel
R_{min}	Minimalradius
σ_a	Verankerungsspannung
σ_{min}	Geringste Spannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
σ_{max}	Höchstspannung entlang des Spannglieds nach der Verankerung
e_{ba}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes vor Verankerung
e_{aa}	Theoretische Dehnung des Spanngliedes nach Verankerung
L_{set}	Einflusslänge des Keilschlupfes
$\sigma_{ini,max}$	Maximale Anfangsspannung im Spannglied
$\sigma_{p,max}$	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.2.1 (1)P
Nachweis 5.10.2.1(1)P	Nachweis des Kriteriums nach Art. 5.10.2.1 (1)P ($\sigma_{ini,max} \leq \sigma_{p,max}$)
σ_{pm0}	Grenzwert der Spannung im Spannglied nach 5.10.3.(2)
Nachweis 5.10.3(2)P	Nachweis des Kriteriums nach Art.5.10.3 (2)P ($\sigma_{imax} \leq \sigma_{pm0}$)

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Spanngliedgeometrie

Symbol	Erläuterung
L_s	Gerade Länge
$L_{s,rel}$	Gerade relative Länge
r	Minimalradius

Symbole verwendet im Zusammenhang mit den Koordinaten der Spanngliedpunkte

Symbol	Erläuterung
X_B	Die Position des Punktes ist auf den Anfang des Bemessungsträgers bezogen
X_T	Position des Punktes ist auf den Anfang des Spannglieds bezogen
Y, Z	Die Position des Punktes ist auf die Bezugsachse bezogen, die die FEKnoten verbindet.
$Y-, Y+, Z-, Z+$	Position des Punktes ist auf den Querschnittsrand mit der extremen Y- oder Z-Koordinate des lokalen Koordinatensystems des Bemessungsträgers bezogen

Symbole verwendet im Zusammenhang mit äquivalenter Einzellast infolge Vorspannung der Einwirkungen der Vorspannung.

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Impulses der Einzellast
x	x-Koordinate im Koordinatensystem des Bemessungsträgers
F_x	Größe der Einzellast in x-Richtung
F_y	Größe der Einzellast in y-Richtung
F_z	Größe der Einzellast in z-Richtung
M_x	Größe des Einzelmomentes um x-Achse
M_y	Größe des Einzelmomentes um y-Achse
M_z	Größe des Einzelmomentes um z-Achse

Symbole verwendet im Zusammenhang mit äquivalenter durchlaufender Last infolge der Einwirkungen der Vorspannung.

Symbol	Erläuterung
Spanngliedname	Spanngliedname
Index	Index des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last
x_{Beginn}	x-Koordinate des Anfangs des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
x_{Ende}	x-Koordinate des Endes des aktuellen Teiles der durchlaufenden Last in dem Koordinatensystem des Bemessungsträgers
p_x	Lastintensität in x-Richtung
p_y	Lastintensität in y-Richtung
p_z	Lastintensität in z-Richtung
m_x	Intensität der Momentenbelastung um x-Achse

ANHANG C

m_y	Intensität der Momentenbelastung um y-Achse
m_z	Intensität der Momentenbelastung um z-Achse

Symbole verwendet im Zusammenhang mit Kurzzeitverlusten

Symbol	Erläuterung
$\Delta\sigma_{p\mu}$	Reibungsverlust
$\Delta\sigma_{pw}$	Schlupfverlust
$\Delta\sigma_{pr}$	Relaxationsverlust
σ_{pr_cor}	Spannung nach Kurzzeitrelaxation
σ_{pa}	Spannung nach Kurzzeitverlusten, mit Ausnahme des Verlustes infolge momentaner elastischer Betondehnung
$\Delta\sigma_{pr_occur}$	Relaxation bis zum gegebenen Zeitpunkt
$\Delta\sigma_{pr_cap}$	Restliche Relaxationsfähigkeit, d.h. potentieller Verlust der Spannkraft in den Spanngliedern infolge Relaxation in der unendlichen Zeit

D Detailzeichnungen Vorspannung

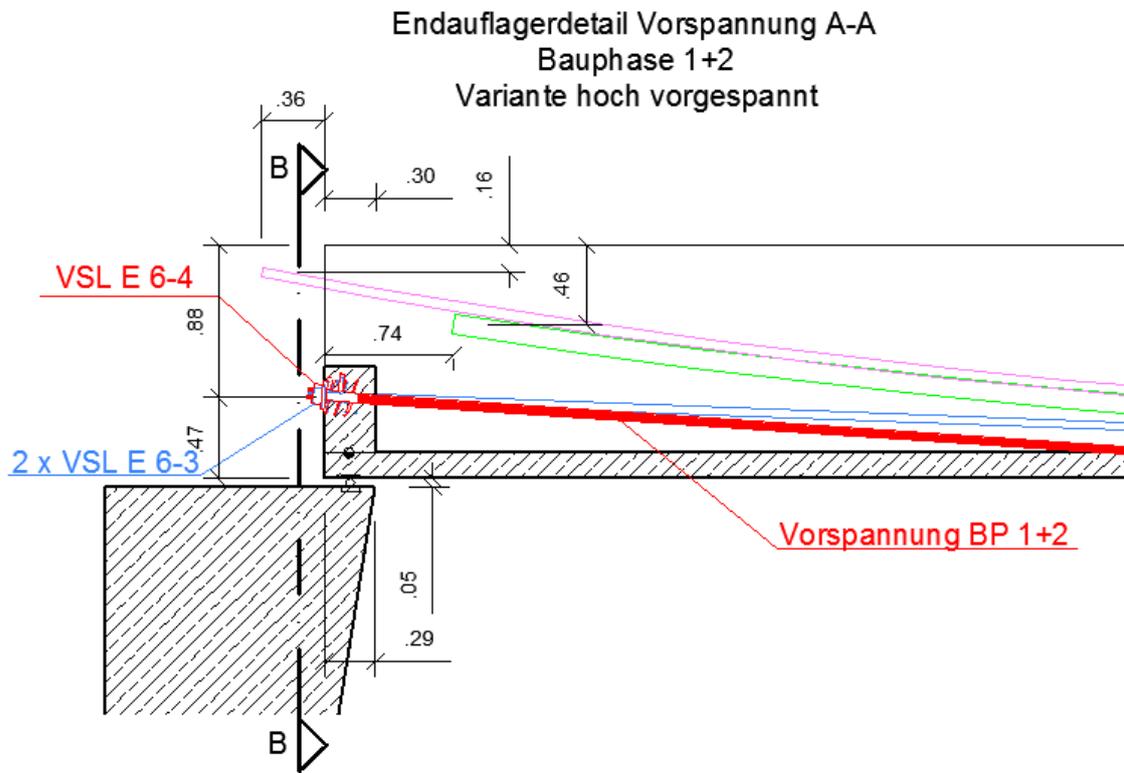


Abb. D.1: Endauflagerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

Querschnitt B-B
Bauphase 1+2
Variante hoch vorgespannt

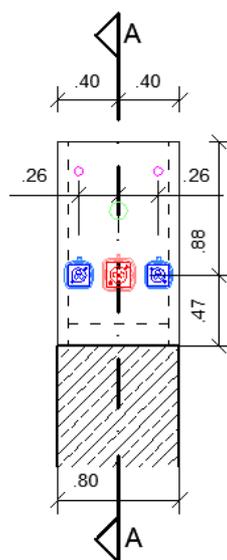


Abb. D.2: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

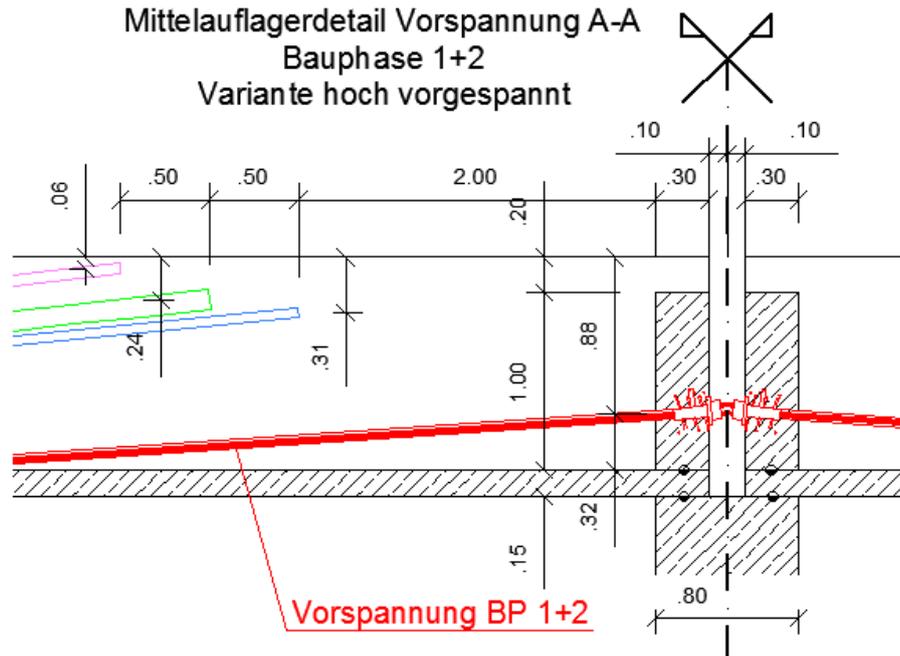


Abb. D.3: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 1+2 Variante hoch vorgespannt

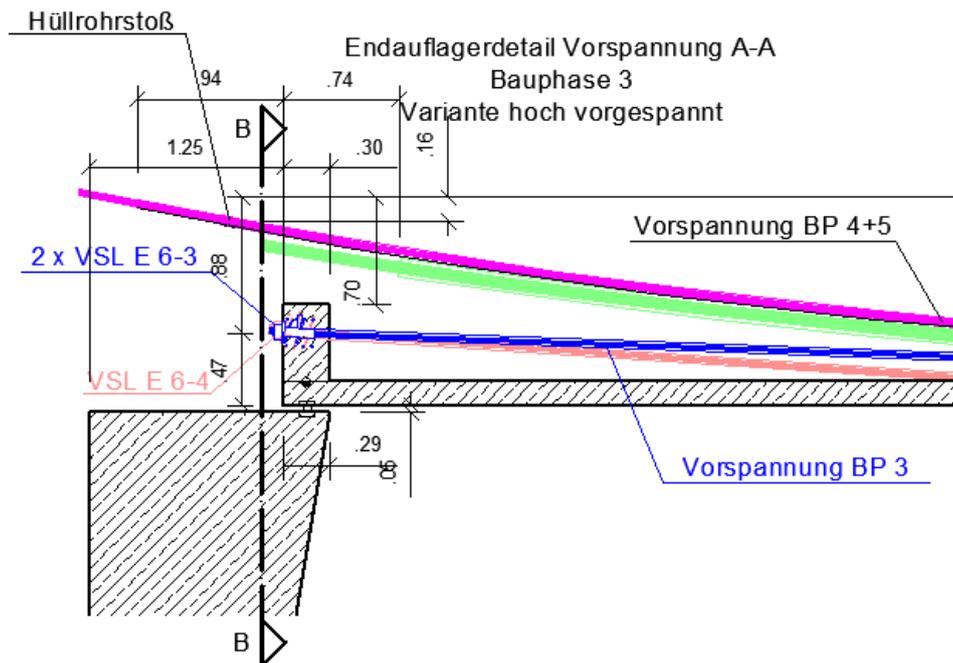


Abb. D.4: Endauflegerdetail Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

Querschnitt B-B
Bauphase 3
Variante hoch vorgespannt

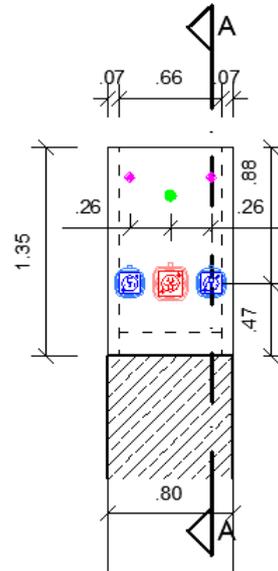


Abb. D.5: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

Mittelauflegerdetail Vorspannung A-A
Bauphase 3
Variante hoch vorgespannt

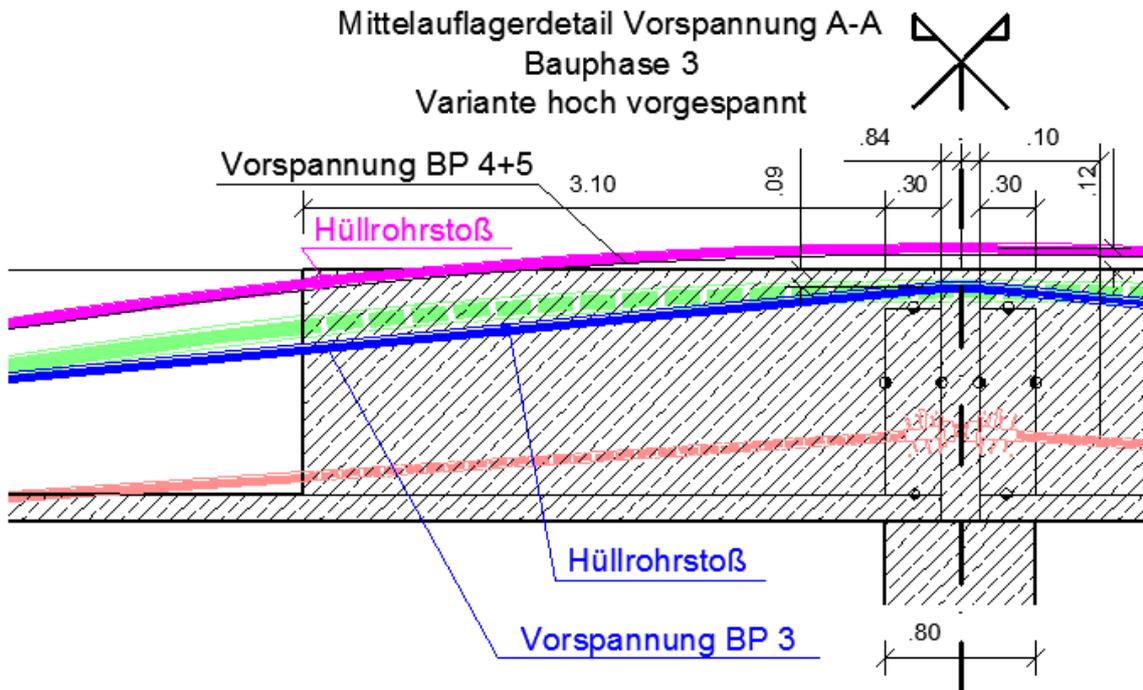


Abb. D.6: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 3 Variante hoch vorgespannt

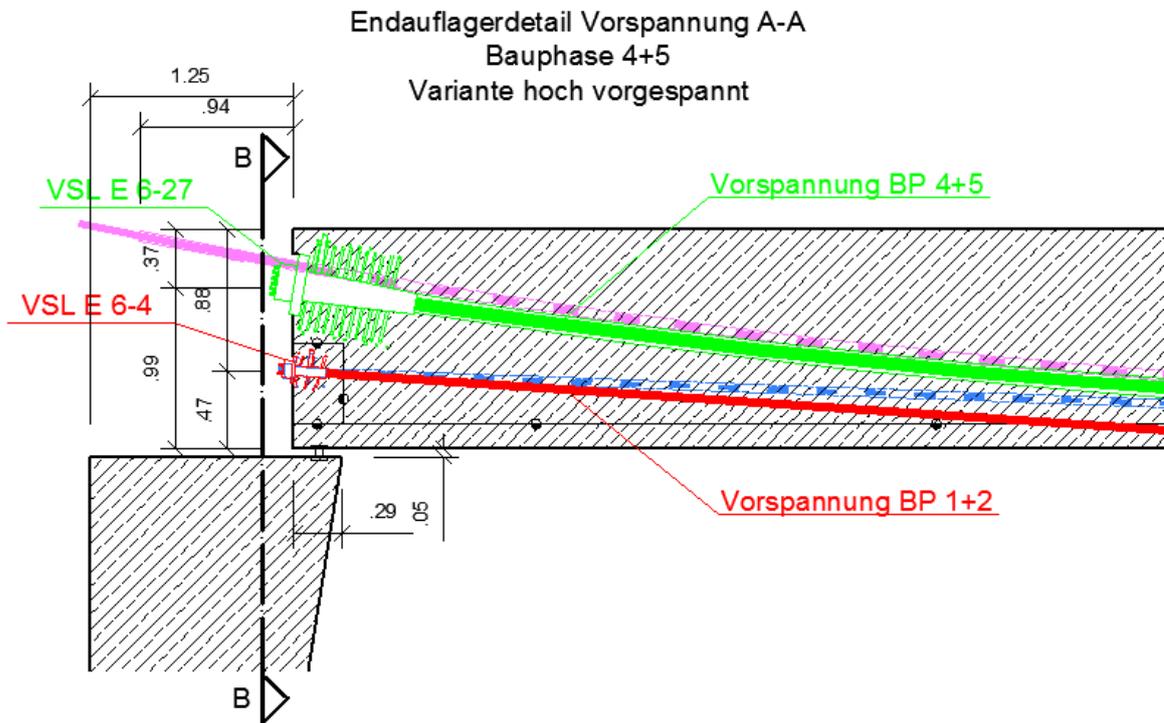


Abb. D.7: Endauflagerdetail Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

**Querschnitt B-B
Bauphase 4+5
Variante hoch vorgespannt**

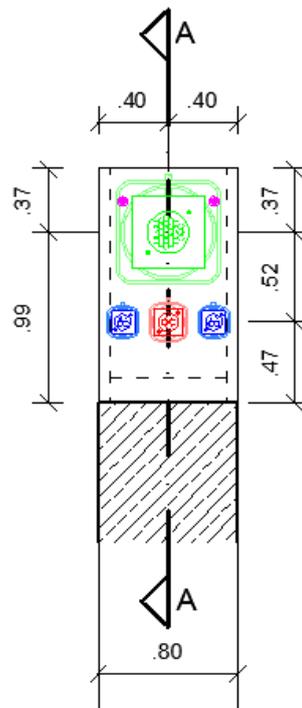


Abb. D.8: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

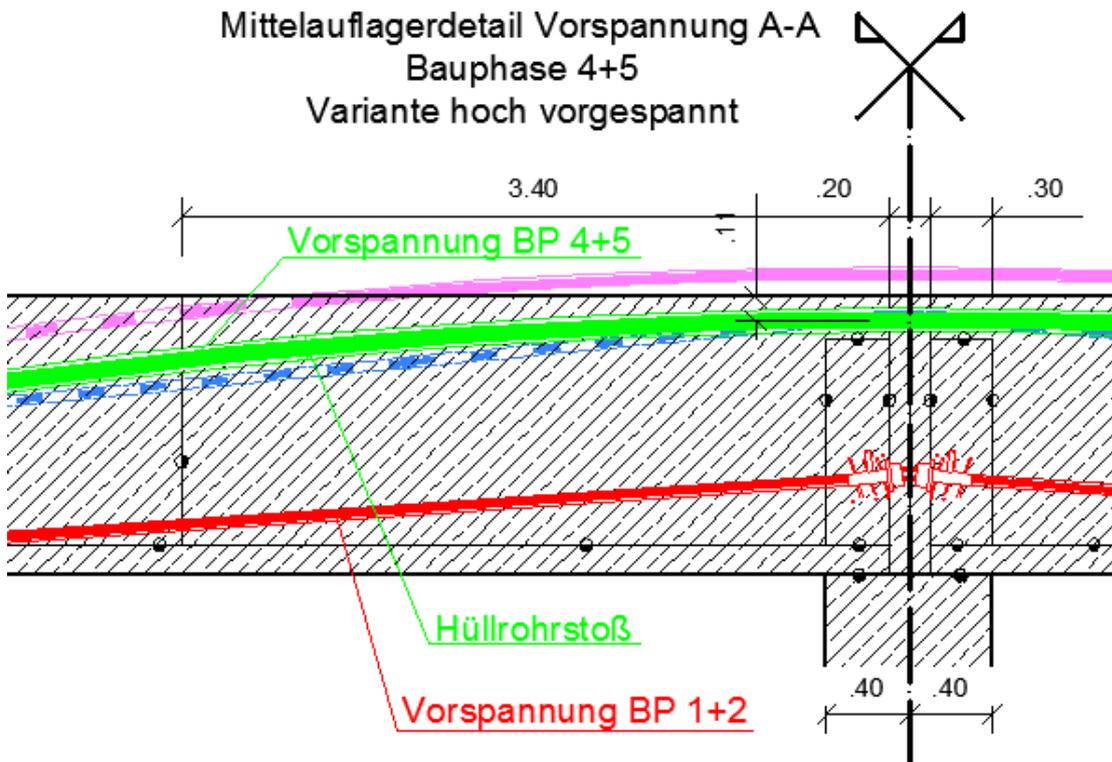


Abb. D.9: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 4+5 Variante hoch vorgespannt

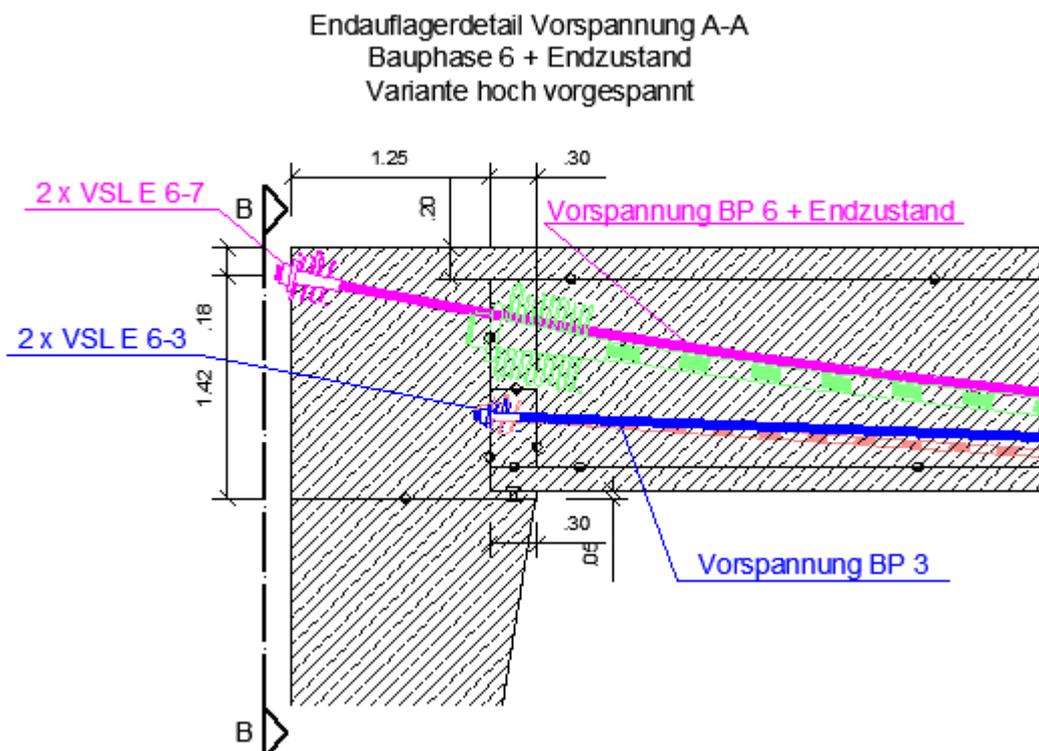


Abb. D.10: Endauflegerdetail Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt

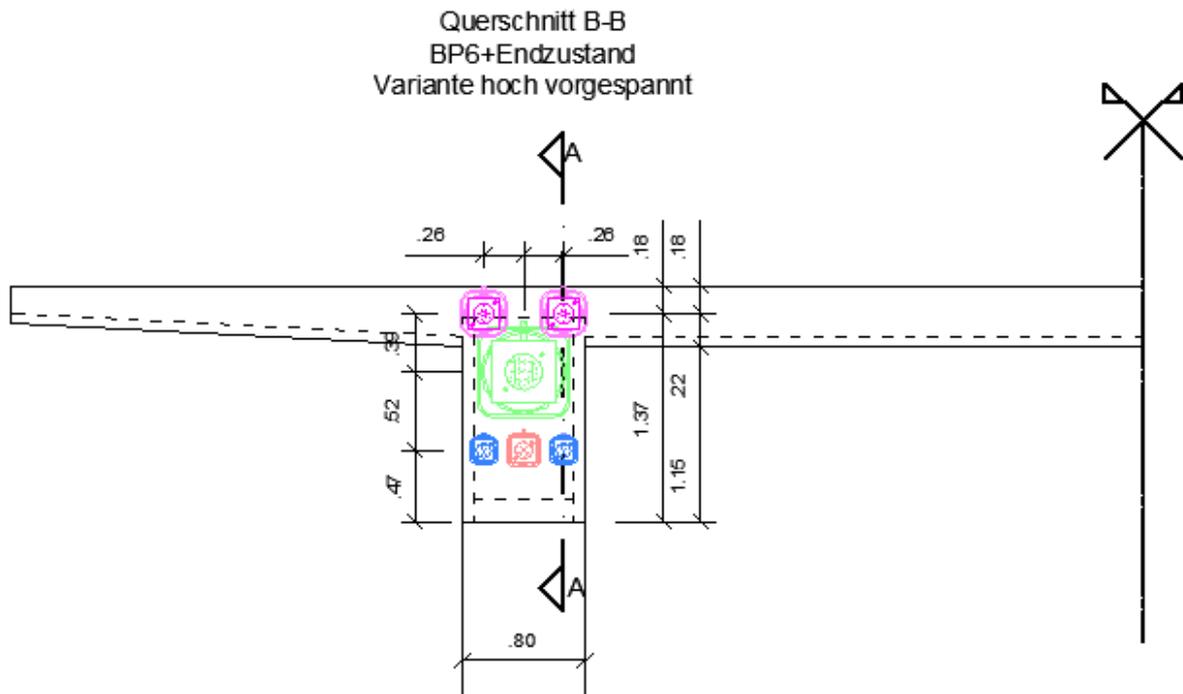


Abb. D.11: Querschnitt B-B Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt

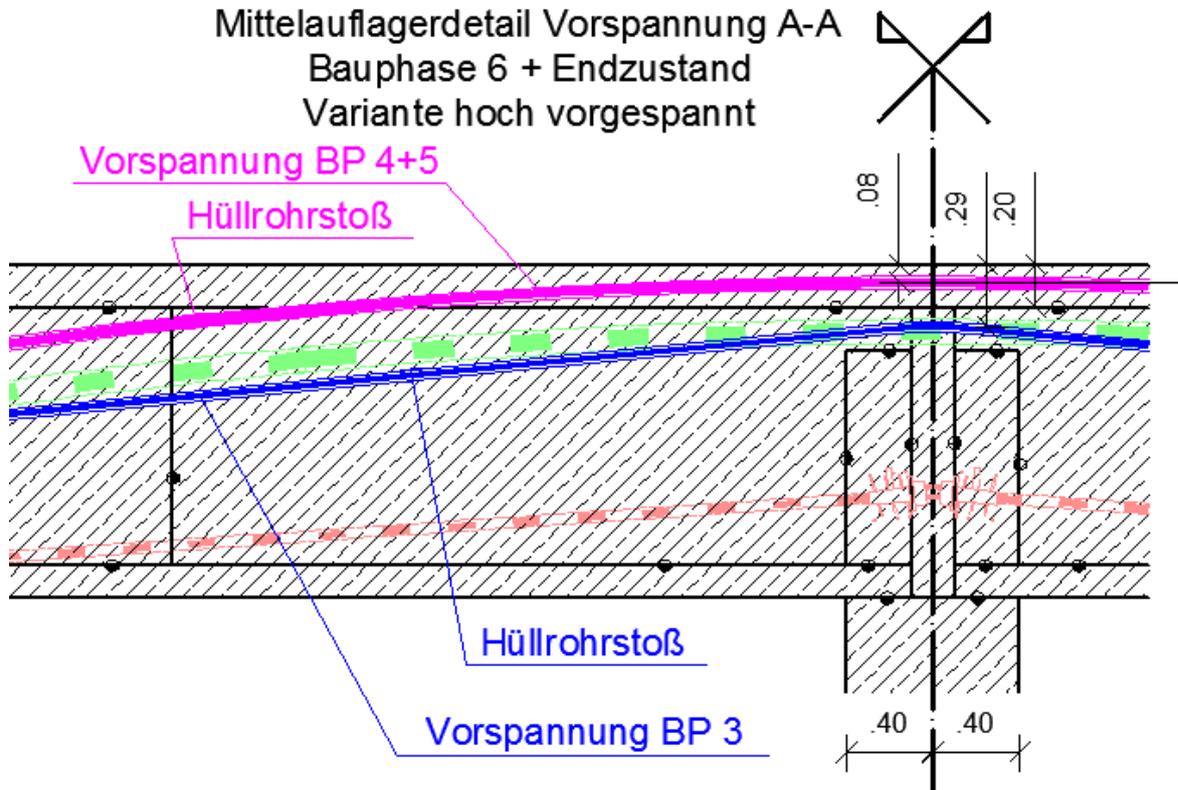


Abb. D.12: Mittelauflegerdetail Vorspannung Bauphase 6+Endzustand Variante hoch vorgespannt

E Lastfälle des Alternativentwurfs

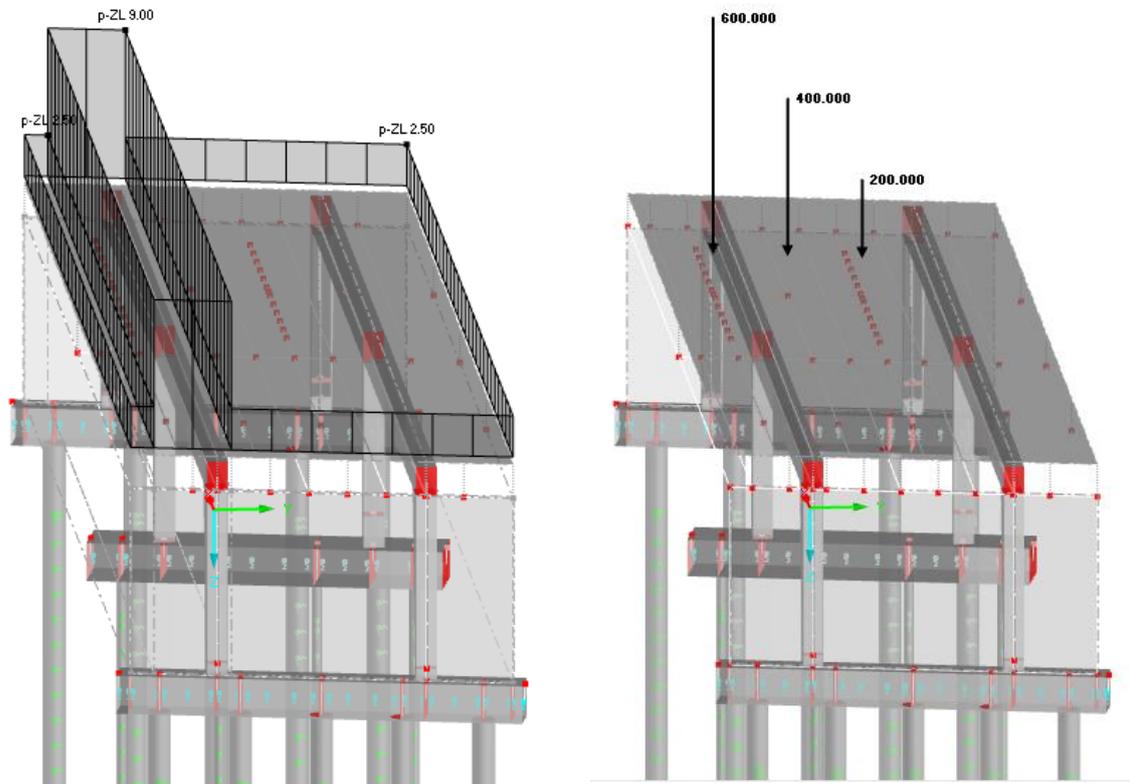


Abb. E.1: LF Verkehr LM1 Gleichlast (links) und Einzellasten (rechts) außen 2 Felder

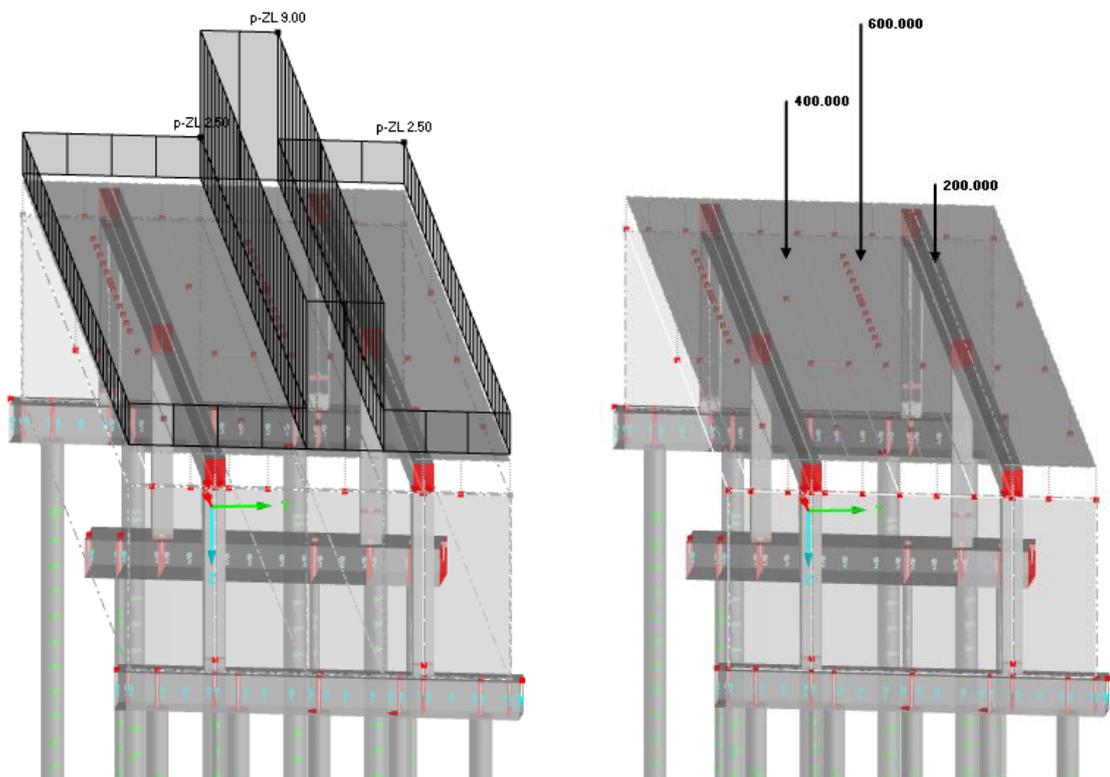


Abb. E.2: LF Verkehr LM1 Gleichlast (links) und Einzellasten (rechts) mittig 2 Felder

ANHANG E

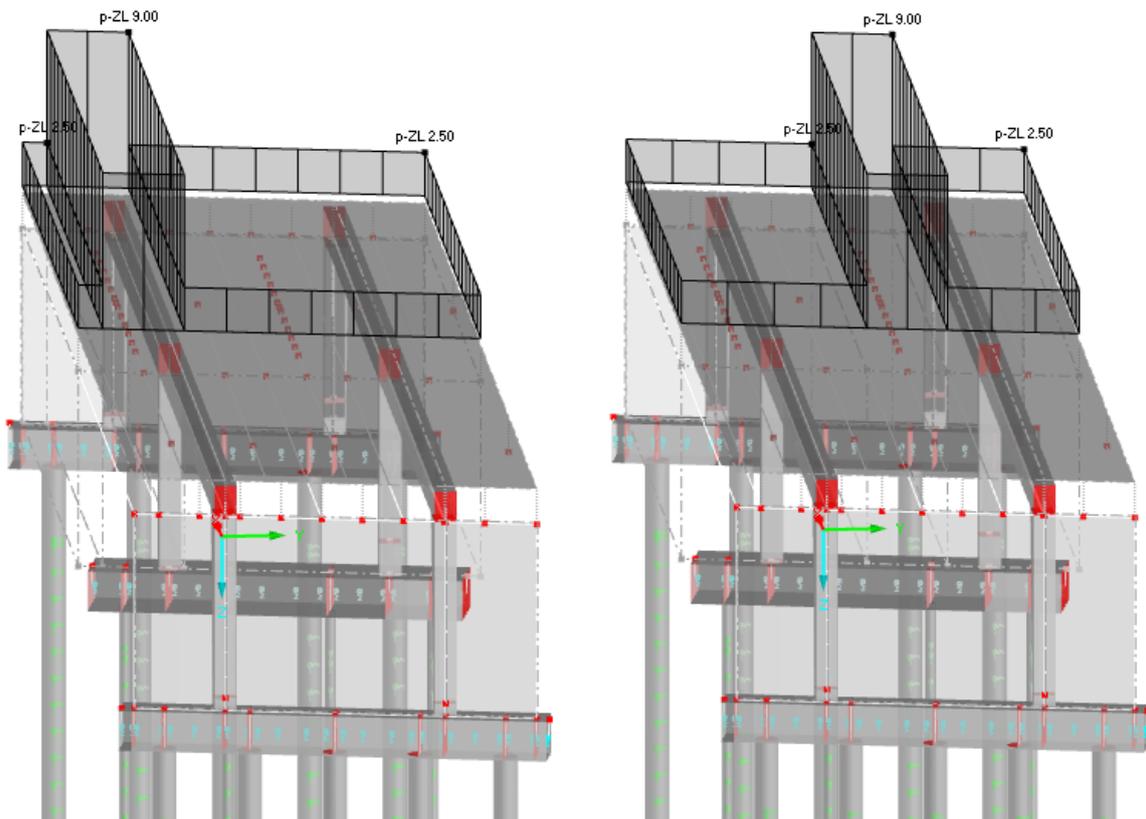


Abb. E.3: LF Verkehr LM1 Gleichlast außen (links) und mittig (rechts) 1 Feld

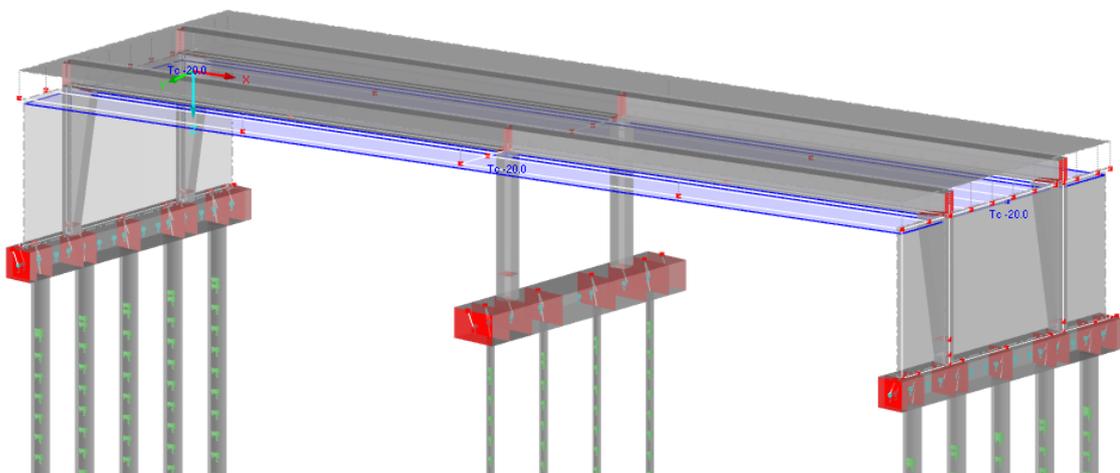


Abb. E.4: LF Temperatur — konstant

ANHANG E

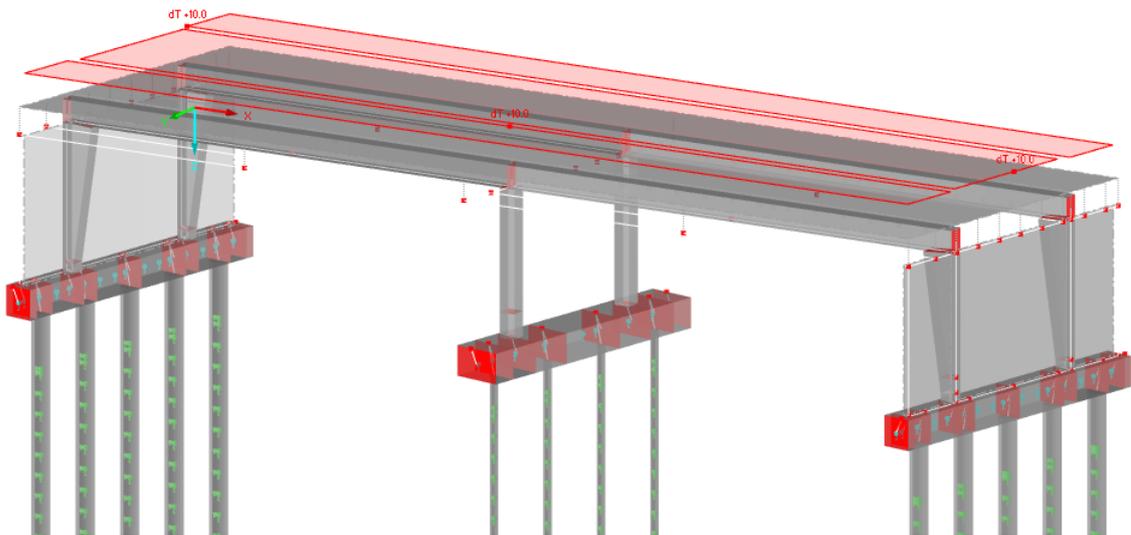


Abb. E.5: LF Temperatur + veränderlich

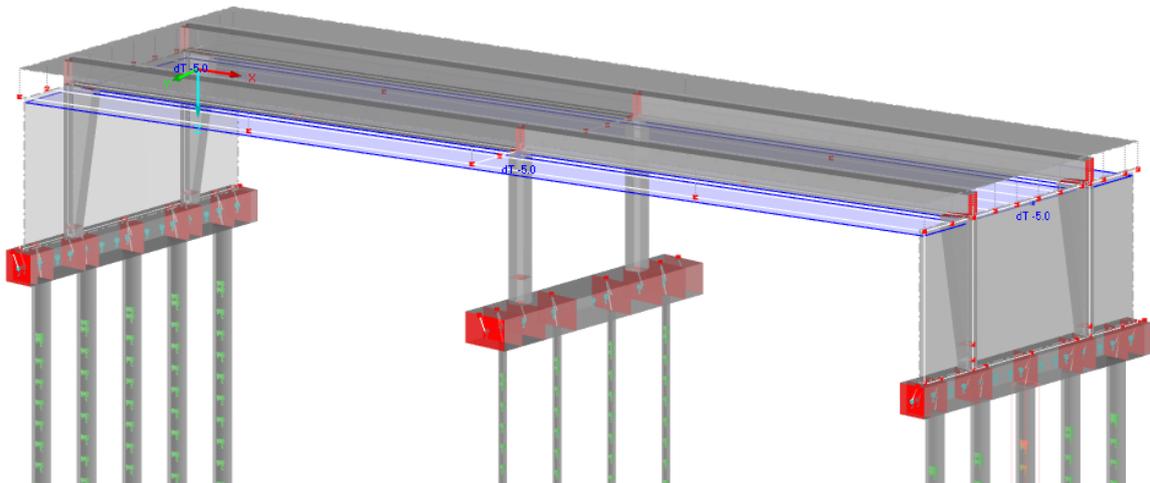


Abb. E.6: LF Temperatur — veränderlich

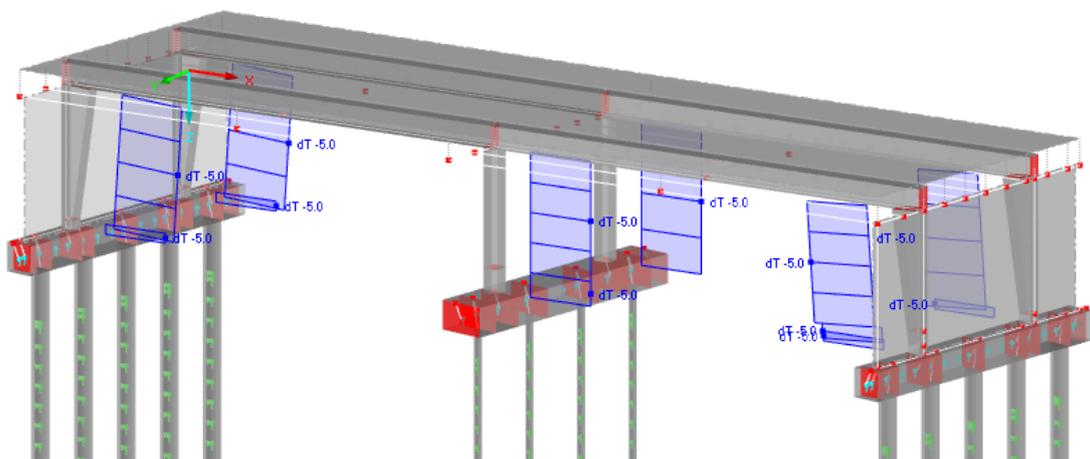


Abb. E.7: LF Temperatur Pfeiler —

ANHANG E

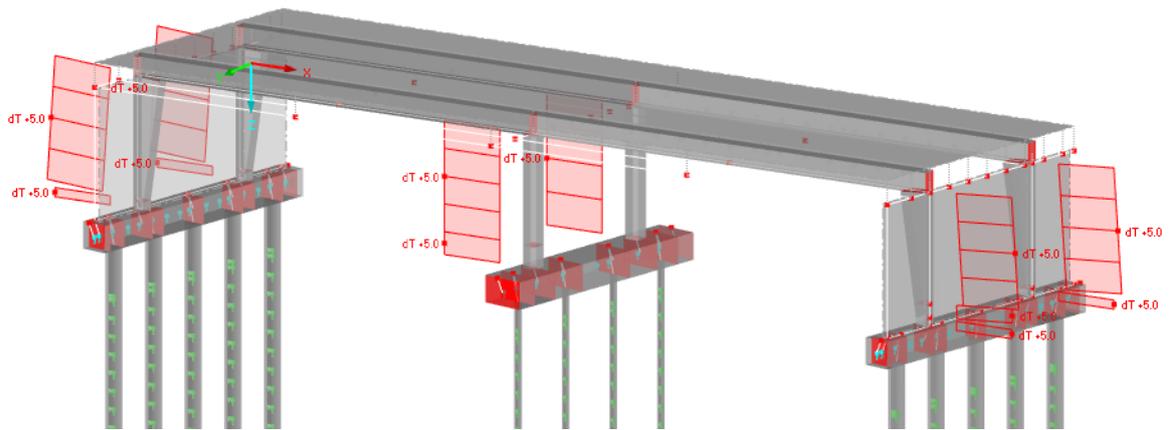


Abb. E.8: LF Temperatur Pfeiler +

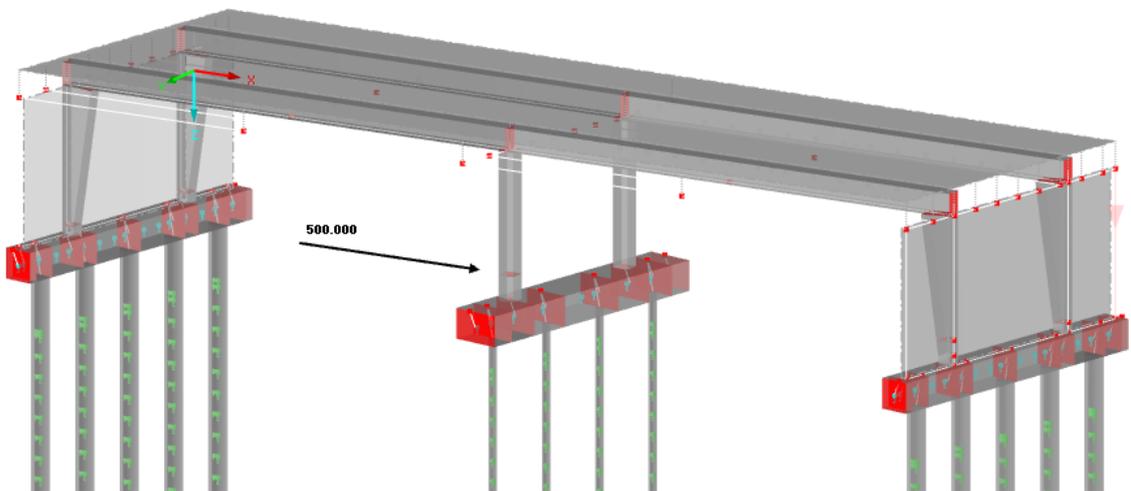


Abb. E.9: LF Anprall Mittelpfeiler quer

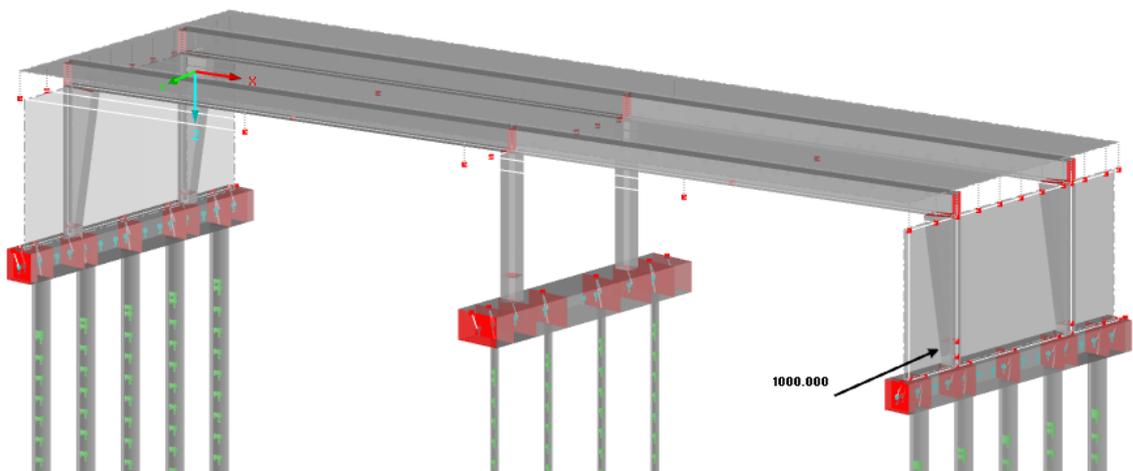


Abb. E.10: LF Anprall Widerlager in Fahrtrichtung

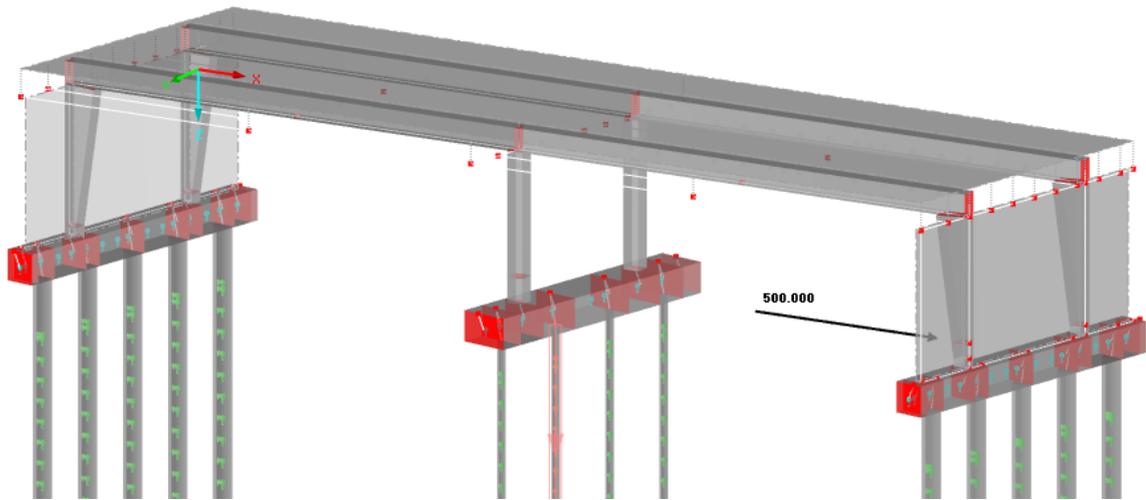


Abb. E.11: LF Anprall Widerlager quer

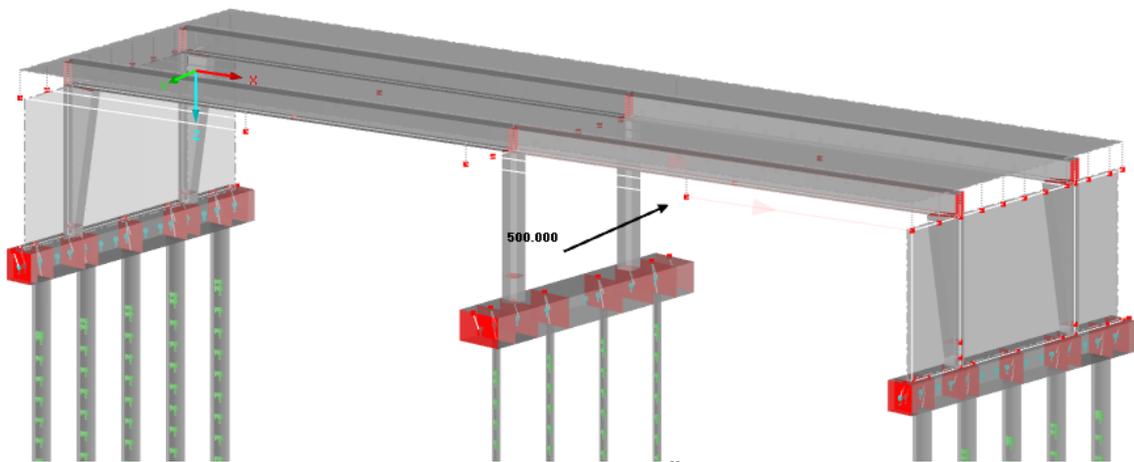


Abb. E.12: LF Anprall Überbau

F Schnittgrößen und Spannungen des Alternativentwurfs

Lastfall Eigengewicht Bauphase 1					
x	0	$\frac{1}{4} * L$	$\frac{1}{2} * L$	$\frac{3}{4} * L$	L
x [m]	0,00	5,605	11,21	16,815	22,42
M_y [kNm]	0,00	339,29	452,39	339,29	0,00
M_y [kNcm]	0	33929	45239	33929	0
N [kN]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V_z [kN]	-80,71	-40,39	0,00	40,39	80,71
A [cm ²]	2880,00	2860,37	2860,37	2860,37	2880,00
I_y [cm ⁴]	5227875,00	5198005,07	5198005,07	5198005,07	5227875,00
z_o [cm]	-88,13	-87,86	-87,86	-87,86	-88,13
z_u [cm]	46,87	47,14	47,14	47,14	46,87
z_p [cm]	0,00	39,14	39,14	39,14	0,00
σ_o [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	-0,5735	-0,7647	-0,5735	0,0000
σ_u [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	0,3077	0,4102	0,3077	0,0000
σ_p [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	0,2555	0,3406	0,2555	0,0000
$\sigma_{c,p}$ [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,1058		0,3122		0,1064
$\sigma_{cm,p}$ [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,2093				

Tab. F.1: Lastfall Eigengewicht Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen

Lastfall Nutzlast Bauphase 1					
x	0	$\frac{1}{4} * L$	$\frac{1}{2} * L$	$\frac{3}{4} * L$	L
x [m]	0,00	5,605	11,21	16,815	22,42
M_y [kNm]	0,00	37,7	50,27	37,7	0,00
M_y [kNcm]	0	3770	5027	3770	0
N [kN]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V_z [kN]	-8,97	-4,49	0,00	4,49	8,97
A [cm ²]	2880,00	2860,37	2860,37	2860,37	2880,00
I_y [cm ⁴]	5227875,00	5198005,07	5198005,07	5198005,07	5227875,00
z_o [cm]	-88,13	-87,86	-87,86	-87,86	-88,13
z_u [cm]	46,87	47,14	47,14	47,14	46,87
z_p [cm]	0,00	39,14	39,14	39,14	0,00
σ_o [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	-0,0637	-0,0850	-0,0637	0,0000
σ_u [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	0,0342	0,0456	0,0342	0,0000
σ_p [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0000	0,0284	0,0378	0,0284	0,0000
$\sigma_{c,p}$ [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0118		0,0347		0,0118
$\sigma_{cm,p}$ [$\frac{kN}{cm^2}$]	0,0233				

Tab. F.2: Lastfall Nutzlast Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen

Lastfall Vorspannung Bauphase 1							
x	0		$\frac{1}{4} * L$	$\frac{1}{2} * L$	$\frac{3}{4} * L$		L
$x [m]$	0,00	1,60	5,605	11,21	16,815	19,17	22,42
$M_y [kNm]$	0,00	81,63	-285,94	-289,02	-290,73	-168,58	0,00
$M_y [kNcm]$	0	8163	-28594	-28902	-29073	-16858	0
$N [kN]$	-735,54	-735,54	-743,46	-743,46	-747,87	-747,87	-747,87
$V_z [kN]$	51,02	51,02	0,00	0,00	0,00	-51,87	-51,87
$A [cm^2]$	2880,00	2880,00	2860,37	2860,37	2860,37	2880,00	2880,00
$I_y [cm^4]$	5227875	5227875	5198005	5198005	5198005	5227875	5227875
$z_o [cm]$	-88,13	-88,13	-87,86	-87,86	-87,86	-88,13	-88,13
$z_u [cm]$	46,87	46,87	47,14	47,14	47,14	46,87	46,87
$z_p [cm]$	0,00	11,10	39,14	39,14	39,14	22,54	0,00
$\sigma_o [kN/cm^2]$	-0,2554	-0,3930	0,2234	0,2286	0,2300	0,0245	-0,2597
$\sigma_u [kN/cm^2]$	-0,2554	-0,1822	-0,5192	-0,5220	-0,5251	-0,4108	-0,2597
$\sigma_p [kN/cm^2]$	-0,2554	-0,2381	-0,4752	-0,4775	-0,4804	-0,3324	-0,2597
$\sigma_{c,p} [kN/cm^2]$	-0,3295		-0,4775			-0,3322	
$\sigma_{cm,p} [kN/cm^2]$	-0,4042						

Tab. F.3: Lastfall Vorspannung Bauphase 1 Schnittgrößen und Spannungen

Lastfall Auflager betonieren Bauphase 2							
x	0		$\frac{1}{4} * L$	$\frac{1}{2} * L$	$\frac{3}{4} * L$		L
$x [m]$	0,00	1,60	5,605	11,21	16,815	19,17	22,42
$M_y [kNm]$	0,00	31	45,15	64,96	84,76	93,4	0,00
$M_y [kNcm]$	0	3100	4515	6496	8476	9340	0
$N [kN]$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_z [kN]$	-35,21	-3,53	-3,53	-3,53	-3,53	-3,53	60,82
$A [cm^2]$	2880,00	2880,00	2860,37	2860,37	2860,37	2880,00	2880,00
$I_y [cm^4]$	5227875	5227875	5198005	5198005	5198005	5227875	5227875
$z_o [cm]$	-88,13	-88,13	-87,86	-87,86	-87,86	-88,13	-88,13
$z_u [cm]$	46,87	46,87	47,14	47,14	47,14	46,87	46,87
$z_p [cm]$	0,00	11,10	39,14	39,14	39,14	22,54	0,00
$\sigma_o [kN/cm^2]$	0,0000	-0,0523	-0,0763	-0,1098	-0,1433	-0,1575	0,0000
$\sigma_u [kN/cm^2]$	0,0000	0,0278	0,0409	0,0589	0,0769	0,0837	0,0000
$\sigma_p [kN/cm^2]$	0,0000	0,0066	0,0340	0,0489	0,0638	0,0403	0,0000
$\sigma_{c,p} [kN/cm^2]$	0,0027	0,0189	0,0489		0,0523	0,0168	
$\sigma_{cm,p} [kN/cm^2]$	0,0360						

Tab. F.4: LF Auflager betonieren Bauphase 2 Schnittgrößen und Spannungen

LF Querschnitt betonieren Bauphase 3											
x	0	(=0 bei Einbau)	links	rechts	(=1/4*L bei Einbau)	M_{max}	(=3/4*L bei Einbau)	links	rechts	(=L bei Einbau)	L
x [m]	-1,40	0,00	1,60	1,60	5,605	9,693	16,815	19,17	19,17	22,42	22,67
M_y [kNm]	-822,38	-591,14	-326,87	-308,37	193,70	379,94	85,51	-462,50	-481,00	-1074,83	-1120,51
M_y [kNcm]	-82238	-59114	-32687	-30837	19370	37994	8551	-46250	-48100	-107483	-112051
N [kN]	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71	-89,71
V_z [kN]	-165,17	-165,17	-165,17	-165,17	-85,97	0,00	135,79	182,72	182,72	182,72	182,72
A [cm ²]	10800,00	10780,37	10780,37	2880,00	2860,37	2860,37	2860,37	2880,00	10780,37	10780,37	10800,00
I_y [cm ⁴]	1,6E+07	1,6E+07	1,6E+07	5,2E+06	5,2E+06	5,2E+06	5,2E+06	5,2E+06	1,6E+07	1,6E+07	1,6E+07
z_o [cm]	-67,50	-67,46	-67,44	-88,13	-87,86	-87,86	-87,86	-88,13	-67,42	-67,46	-67,50
z_u [cm]	67,50	67,54	67,56	46,87	47,14	47,14	47,14	46,87	67,58	67,54	67,50
z_p [cm]	-	20,67	31,78	11,10	39,14	39,14	39,14	22,54	43,25	20,67	-
σ_o [kN/cm ²]	0,3301	0,2349	0,1262	0,4887	-0,3588	-0,6736	-0,1759	0,7485	0,1898	0,4340	0,4528
σ_u [kN/cm ²]	-0,3467	-0,2518	-0,1431	-0,3076	0,1443	0,3132	0,0462	-0,4458	-0,2069	-0,4511	-0,4694
σ_p [kN/cm ²]	-	-0,0828	-0,0717	-0,0966	0,1145	0,2547	0,0330	-0,2305	-0,1354	-0,1438	-
$\sigma_{c,p}$ [kN/cm ²]	-	-0,0803	-0,0236	0,1944	-0,1564	-0,1534	-	-	-	-	-
$\sigma_{cm,p}$ [kN/cm ²]	-	-	-	0,0486	-	-	-	-	-	-	-

Tab. F.5: LF Querschnitt betonieren Bauphase 3 Schnittgrößen und Spannungen

LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4							
x	0	(=0 bei Einbau)	(=1/4*L bei Einbau)	M_{max}	(=3/4*L bei Einbau)	(=L bei Einbau)	L
$x [m]$	-1,40	0,00	5,605	9,693	16,815	22,42	22,67
$M_y [kNm]$	-410,29	-239,40	217,55	322,49	43,08	-585,64	-614,83
$M_y [kNcm]$	-41029	-23940	21755	32249	4308	-58564	-61483
$N [kN]$	-41,04	-41,04	-41,04	-41,04	-41,04	-41,04	-41,04
$V_z [kN]$	-130,16	-113,98	-49,26	0,00	80,35	144,89	147,20
$A [cm^2]$	10800,00	10780,37	10780,37	10780,37	10780,37	10780,37	10800,00
$I_y [cm^4]$	16402501	16394129	16332862	16332862	16332862	16394129	16402501
$z_o [cm]$	-67,50	-67,46	-67,39	-67,39	-67,39	-67,46	-67,50
$z_u [cm]$	67,50	67,54	67,61	67,61	67,61	67,54	67,50
$z_p [cm]$	-	20,67	59,61	59,61	59,61	20,67	-
$\sigma_o [kN/cm^2]$	0,1650	0,0947	-0,0936	-0,1369	-0,0216	0,2372	0,2492
$\sigma_u [kN/cm^2]$	-0,1726	-0,1024	0,0862	0,1297	0,0140	-0,2451	-0,2568
$\sigma_p [kN/cm^2]$	-	-0,0340	0,0756	0,1139	0,0119	-0,0776	-
$\sigma_{c,p} [kN/cm^2]$	-	0,0100	0,0905		-0,0504		-
$\sigma_{cm,p} [kN/cm^2]$	0,0351						

Tab. F.6: LF Fahrbahnfertigteile Bauphase 4 Schnittgrößen und Spannungen

ANHANG F

LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5							
x	0	(=0 bei Einbau)	(=1/4*L bei Einbau)	M_{max}	(=3/4*L bei Einbau)	(=L bei Einbau)	L
x [m]	-1,4	0	5,605	9,693	16,815	22,42	22,67
M_y [kNm]	-1878,76	-1096,22	996,17	1476,72	202,86	-2694,88	-2862,67
M_y [kNcm]	-187876	-109622	99617	147672	20286	-269488	-286267
N [kN]	-187,94	-187,94	-187,94	-187,94	-187,94	-187,94	-187,94
V_z [kN]	-596,00	-521,91	-225,57	0,00	367,12	664,52	677,75
A [cm ²]	10800,00	10780,37	10780,37	10780,37	10780,37	10780,37	10800,00
I_y [cm ⁴]	16402501	16394129	16332862	16332862	16332862	16394129	16402501
z_o [cm]	-67,50	-67,46	-67,39	-67,39	-67,39	-67,46	-67,50
z_u [cm]	67,50	67,54	67,61	67,61	67,61	67,54	67,50
z_p [cm]	-	20,67	59,61	59,61	59,61	20,67	-
σ_o [kN/cm ²]	0,7558	0,4337	-0,4285	-0,6267	-0,1011	1,0915	1,1607
σ_u [kN/cm ²]	-0,7906	-0,4690	0,3949	0,5938	0,0665	-1,1276	-1,1955
σ_p [kN/cm ²]	-	-0,1556	0,3461	0,5215	0,0566	-0,3572	-
$\sigma_{c,p}$ [kN/cm ²]	-	0,0456	0,4148		-0,2324		-
$\sigma_{cm,p}$ [kN/cm ²]	0,1607						

Tab. F.7: LF Fahrbahn betonieren Bauphase 5 Schnittgrößen und Spannungen

LF Fahrbahnaufbau Bauphase 6												
x	0	(=0 bei Einbau)	links	rechts	(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=3/4*L bei Einbau)	links	rechts	(=L bei Einbau)	L	
x [m]	-1,40	0,00	2,21	2,21	0	9,632	16,815	19,06	19,06	22,42	22,67	
M _y [kNm]	-539,49	-342,87	59,66	90,10	580,29	783,88	177,07	-263,49	-228,44	-1067,55	-1150,69	
M _y [kNcm]	-53949	-34287	5966	9010	58029	78388	17707	-26349	-22844	-106755	-115069	
N [kN]	-242,33	-75,03	49,63	-17,70	58,95	109,26	-31,77	-123,95	-188,43	-382,83	-388,95	
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23405,57	23425,20	
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,5E+07	4,6E+07	4,6E+07	
z ₀ [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,81	-42,82	-50,37	-50,39	-50,44	
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,19	112,18	104,63	104,61	104,56	
z _p [cm]	-	48,95	64,30	80,63	104,19	104,19	104,19	88,61	81,06	57,74	-	
σ _o [kN/cm ²]	0,0694	0,0485	-0,0064	-0,0080	-0,0461	-0,0613	-0,0157	0,0178	0,0173	0,1018	0,1107	
σ _u [kN/cm ²]	-0,1471	-0,0893	0,0176	0,0189	0,1276	0,1733	0,0373	-0,0610	-0,0606	-0,2617	-0,2805	
σ _p [kN/cm ²]	-	-0,0476	0,0127	0,0134	0,1186	0,1612	0,0346	-0,0490	-0,0488	-0,1517	-	
σ _{c,p} [kN/cm ²]	-	-0,0179	0,0660	0,0660	-0,0053	0,1305	-0,0908	-	-	-	-	
σ _{cm,p} [kN/cm ²]	-	-	-	-	-	0,0594	-	-	-	-	-	

Tab. F.8: LF Fahrbahnaufbau Bauphase 6 Schnittgrößen und Spannungen

LF Randbalken Bauphase 6												
x	0	(=0 bei Einbau)	links	rechts	(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=3/4*L bei Einbau)	links	rechts	(=L bei Einbau)	L	
x [m]	-1,40	0,00	2,21	2,21	2,21	9,632	16,815	19,06	19,06	22,42	22,67	
M _y [kNm]	-245,03	-198,60	-7,31	-1,02	275,18	400,43	84,04	-158,06	-131,97	-599,53	-647,41	
M _z [kNcm]	-24503	-19860	-731	-102	27518	40043	8404	-15806	-13197	-59953	-64741	
N [kN]	-105,53	-40,91	12,10	-11,65	27,89	57,71	-15,05	-65,86	-99,79	-201,73	-199,72	
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23405,57	23425,20	
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,5E+07	4,6E+07	4,6E+07	
z _o [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,81	-42,82	-50,37	-50,39	-50,44	
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,19	112,18	104,63	104,61	104,56	
z _p [cm]	-	48,95	64,30	80,63	104,19	104,19	104,19	88,61	81,06	57,74	-	
σ _o [kN/cm ²]	0,0318	0,0282	0,0018	-0,0003	-0,0219	-0,0312	-0,0074	0,0109	0,0104	0,0577	0,0631	
σ _u [kN/cm ²]	-0,0666	-0,0516	-0,0012	-0,0006	0,0605	0,0886	0,0177	-0,0363	-0,0346	-0,1464	-0,1570	
σ _p [kN/cm ²]	-	-0,0275	-0,0006	-0,0005	0,0562	0,0824	0,0164	-0,0291	-0,0278	-0,0847	-	
σ _{c,p} [kN/cm ²]	-	-0,0145	0,0278	0,0278	0,0657	0,0657	-0,0053	0,0263	0,0263	0,0263	-	
σ _{cm,p} [kN/cm ²]	-	-	-	-	0,0274	0,0274	-	-	-	-	-	

Tab. F.9: LF Randbalken Bauphase 6 Schnittgrößen und Spannungen

LF Erddruck Endzustand											
x	0	(=0 bei Einbau)	links	rechts	(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=3/4*L bei Einbau)	links	rechts	(=L bei Einbau)	L
x [m]	-1,40	0,00	2,21	2,21	5,605	9,632	16,815	19,06	19,06	22,42	22,67
M _y [kNm]	-442,29	-473,05	-369,60	-477,93	-342,95	-195,16	59,41	137,27	120,99	229,11	238,51
M _y [kNcm]	-44229	-47305	-36960	-47793	-34295	-19516	5941	13727	12099	22911	23851
N [kN]	-343,89	-323,26	-407,27	-302,42	-310,79	-280,96	-216,93	-198,94	-106,22	-75,92	-75,14
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23405,57	23425,20
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,5E+07	4,6E+07	4,6E+07
z _o [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,81	-42,82	-50,37	-50,39	-50,44
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,19	112,18	104,63	104,61	104,56
z _p [cm]	-	48,95	64,30	80,63	104,19	104,19	104,19	88,61	81,06	57,74	-
σ_o [kN/cm ²]	0,0489	0,0548	0,0343	0,0297	0,0184	0,0071	-0,0119	-0,0177	-0,0179	-0,0286	-0,0296
σ_u [kN/cm ²]	-0,1286	-0,1353	-0,1143	-0,1130	-0,0843	-0,0513	0,0059	0,0233	0,0233	0,0494	0,0515
σ_p [kN/cm ²]	-	-0,0778	-0,0841	-0,0840	-0,0790	-0,0483	0,0050	0,0171	0,0170	0,0258	-
$\sigma_{c,p}$ [kN/cm ²]	-	-0,0616	-0,0727	-0,0727	-0,0095	0,0181	0,0263	-	-	-	-
$\sigma_{cm,p}$ [kN/cm ²]	-0,0161	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tab. F.10: LF Erddruck Endzustand Schnittgrößen und Spannungen

LF Schwinden Endzustand										
x	0	(=0 bei Einbau)			(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=3/4*L bei Einbau)		(=L bei Einbau)	L
x [m]	-1,4	0	2,21	2,21	5,605	9,632	16,815	19,06	19,06	22,67
M _y [kNm]	-120,43	-4,93	75,77	-274,50	-380,62	-523,55	-766,15	-827,81	-636,56	-637,78
M _y [kNcm]	-12043	-493	7577	-27450	-38062	-52355	-76615	-82781	-63656	-63778
N [kN]	105,21	131,66	215,70	7,69	24,91	0,00	-65,43	-78,88	-137,96	-155,39
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23405,57	23425,20
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,5E+07	4,6E+07	4,6E+07
z _o [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,81	-50,37	-50,39	-50,44
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,19	104,63	104,61	104,56
z _p [cm]	-	48,9529	64,30	80,63	104,19	104,19	104,19	88,61	81,06	57,74
σ _o [kN/cm ²]	0,0243	0,0080	0,0002	0,0229	0,0323	0,0433	0,0612	0,0658	0,0646	0,0639
σ _u [kN/cm ²]	-0,0241	0,0060	0,0307	-0,0591	-0,0816	-0,1134	-0,1680	-0,1816	-0,1522	-0,1529
σ _p [kN/cm ²]	-	0,0066	0,0245	-0,0424	-0,0758	-0,1053	-0,1562	-0,1440	-0,1059	-0,0866
σ _{c,p} [kN/cm ²]	-	0,0055		-0,0588		-0,0384		-0,1482		-0,0918
σ _{cm,p} [kN/cm ²]										
-0,0562										

Tab. F.11: LF Schwinden Schnittgrößen und Spannungen

LF Temperatur Pfeiler "-" Endzustand											
x	0	(=0 bei Einbau)			(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=-3/4*L bei Einbau)		(=L bei Einbau)	L	
x [m]	-1,4	0	2,21	2,21	5,605	9,632	16,815	19,06	19,06	22,67	
M _y [kNm]	-48,01	-47,59	-34,68	-44,04	-33,45	-22,39	-2,81	3,88	14,38	15,32	
M _y [kNcm]	-4801	-4759	-3468	-4404	-3345	-2239	-281	388	1438	1532	
N [kN]	-7,77	-9,32	-24,73	-8,20	-10,73	-8,79	-3,74	-2,30	2,32	2,76	
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23425,20	
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,6E+07	4,6E+07	
z _o [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,81	-42,82	-50,37	-50,44	
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,19	112,18	104,63	104,56	
z _p [cm]	-	48,95	64,30	80,63	104,19	104,19	104,19	88,61	57,74	-	
σ_o [kN/cm ²]	0,0069	0,0068	0,0040	0,0034	0,0024	0,0016	0,0001	-0,0004	-0,0015	-0,0016	
σ_u [kN/cm ²]	-0,0123	-0,0123	-0,0100	-0,0098	-0,0076	-0,0051	-0,0007	0,0008	0,0034	0,0036	
σ_p [kN/cm ²]	-	-0,0066	-0,0071	-0,0071	-0,0071	-0,0048	-0,0007	0,0006	0,0019	-	
$\sigma_{c,p}$ [kN/cm ²]	-	-0,0060	-0,0060	-0,0069	-0,0012	0,0001	0,0013	0,0013	0,0013	-	
$\sigma_{cm,p}$ [kN/cm ²]	-	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	-0,0020	

Tab. F.12: LF Temperatur Pfeiler - Schnittgrößen und Spannungen

LF Temperatur "-" konstant Endzustand										
x	0	(=0 bei Einbau)		(=1/4*L bei Einbau)	max M	(=3/4*L bei Einbau)		(=L bei Einbau)	L	
x [m]	-1,4	0	2,21	2,21	5,605	16,815	19,06	19,06	22,67	
M _y [kNm]	-858,17	-1000,21	-1004,71	-1421,43	-2217,95	-3016,87	-3262,34	-2819,09	-3190,81	
M _y [kNcm]	-85817	-100021	-100471	-142143	-221795	-301687	-326234	-281909	-319081	
N [kN]	-813,49	-798,53	-1438,08	-459,86	-877,36	-1071,10	-1125,82	-2271,93	-2364,72	
A [cm ²]	18176,80	18157,17	18157,17	31139,57	31139,57	31139,57	31139,57	23405,57	23425,20	
I _y [cm ⁴]	3,9E+07	3,9E+07	3,9E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	5,2E+07	4,5E+07	4,6E+07	
z _o [cm]	-59,23	-59,18	-59,16	-42,83	-42,81	-42,81	-42,82	-50,37	-50,44	
z _u [cm]	95,77	95,82	95,84	112,17	112,19	112,19	112,18	104,63	104,56	
z _p [cm]	-	48,95	64,30	80,63	104,19	104,19	88,61	81,06	-	
σ _o [kN/cm ²]	0,0868	0,1094	0,0750	0,1026	0,1229	0,2150	0,2333	0,2153	0,2488	0,2521
σ _u [kN/cm ²]	-0,2575	-0,2924	-0,3290	-0,3221	-0,4072	-0,6878	-0,7419	-0,7459	-0,8272	-0,8327
σ _p [kN/cm ²]	-	-0,1709	-0,2468	-0,2357	-0,3799	-0,6412	-0,5936	-0,5997	-0,5018	-
σ _{c,p} [kN/cm ²]	-	-0,1473	-0,2862	-0,1605	-0,5837	-0,4549	-	-	-	-
σ _{cm,p} [kN/cm ²]	-	-	-	-0,2647	-	-	-	-	-	-

Tab. F.13: LF Temperatur – konstant Schnittgrößen und Spannungen

G Berechnungsprotokolle

DEMOVERSION !!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 1
		Abschnitt:	10.10.2016 1:14:25
BETONBEMESSUNG mit <i>ConDim</i> TM V 7.1.3.2			
Bauteil:	Plattenträger Endzustand	Bemessungsschnittgrößen:	
Position:	Feldbereich	M _d =	15070.86 kNm
Norm:	ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ !	N _d =	2169.68 kN
Beton:	C50/60	V _d =	890.03 kN
Bewehrung:	BSSt 550 $\gamma_{mc} = 1.50; \gamma_{my} = 1.15$	T _d =	1007.27 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
as _{bü_PL} = 7.19 cm ² /m as _{bü_Q+T} = 18.18 cm ² /m+Seite		eps _o = -2.23 ‰	sig _{bo} = -41.33 MN/m ²
As _u = 326.52 cm ²		eps _{su} = 24.32 ‰	
		eps _u = 24.35 ‰	
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	E _c =	37000	MN/m ²
E-Modul Bewehrung:	E _s =	200000	MN/m ²
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	f _{cd} =	33.3	MN/m ²
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	f _{yd} =	478	MN/m ²
Fläche Betonquerschnitt:	A _c =	2.6863	m ²
Eigengewicht pro Meter Länge:	g ₁ =	41.8275	kN/m
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	I _c =	0.532653	m ⁴
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	y _{su} =	1.473	m
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	I _v =	0.424661	m ⁴
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	EI _c =	13638.9203	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	B _I =	28625.6939	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	B _{II} =	6664.6224	MN/m ²
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment:	max M _d =	72652.33	kNm
Erforderliche Bewehrung:	erf As _u =	211.76	cm ²
Mindestbewehrung:	min As _u =	16.93	cm ²
Maximalbewehrung:	max As _u =	846.14	cm ²
Stahldehnung:	eps _{su} =	29.38 ‰	
Randdehnung:	eps _u =	29.43 ‰	
		eps _o =	-1.82 ‰
Datei: F:\Diplomarbeit\ConDim1.cd7			

DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:14:25
Bemessung für Querkraft und Torsion			
Querkraftbemessung mit Verfahren variabler Druckstrebenneigung (ÖN B/EN 1992/6.2.3)			
Q_max bei Mindestbügelbewehrung:	Q_max =	810.42 kN	Bewehrungsvorschlag:
innerer Hebelsarm:	z =	0.868 m	(vertikale Bügel, zweischnittig)
Schubbewehrung je Seite (zweischnittig):	as_bü_Q =	5.07 cm ² /m+Seite	° 7 / 5.0 cm as = 17.73 cm ² /m+S
Torsionsbügelbewehrung je Seite:	as_bü_T =	8.11 cm ² /m+Seite	° 14 / 9.6 cm as = 21.31 cm ² /m+S
Torsionslängsbewehrung je [m] Umfang:	as_L_T =	15.65 cm ² /m	° 18 / 11.5 cm as = 10.98 cm ² /m+S
gesamte Bügelbewehrung je Seite:	as_bü_QT =	18.79 cm ² /m+Seite	° 20 / 13.2 cm as = 12.30 cm ² /m+S
Mindestbügelbewehrung je Seite:	min as_bü =	3.35 cm ² /m+Seite	
Neigung der Betondruckstrebe:	tan β =	0.82	
Anschlußbewehrung Druckgurt (gesamt):	as_bü_PL =	6.35 cm ² /m	
Zusatzlängsbewehrung Biegezugzone:	As_Q =	10.41 cm ²	
Versatzmaß:	a_v =	1.00 m	
maximaler Bügelabstand:	s_max =	0.58 m	
zur Beschränkung von Schrägrissen:	s_max =	0.29 m	
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = 10613.28 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = 1527.94 kN	Stützweite:	L = 24.07 m
Bewehrung:	As_o = 0.00 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 230.92 cm ²	Rißmoment:	M_r = 978.55 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Randfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Feldmitte.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d =	5.16 cm = L / 733 = 1.558 / w_p_d (1)
	Gesamtlast:	w_p =	4.85 cm = L / 346 = 2.827 / w_p (1)
	Verkehrslast:	dw_q =	0.95 cm = L / 1331 = 1.770 / dw_q (1)
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d =	3.18 cm = L / 292 = 2.682 / w_p_d (1)
	Gesamtlast:	w_p =	4.71 cm = L / 496 = 2.809 / w_p (1)
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M =	10613.28 kNm	N = 1090.95 kN
Bewehrung:	As_u =	230.92 cm ²	As_o = 0.00 cm ²
Dauerlastanteil:	p_d/p =	0.80	
Stahlspannung:	σ_s =	211 MN / m ²	
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t =	1.248 m	
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand :		d_sg =	123 mm
(für Rißbreite w_k = 0.2 mm)			
oder Höchstwert der Stababstände :		s_max =	60 mm
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3 • 0.5x_f_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2			
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k =	0.20 mm	
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff =	2.05 N/mm ²	
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser	d_s =	8 mm:	minAs_u+o = 36.75 cm ²
	unten und oben:	ø 22 /	17.1 cm
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			
			Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7

DEMOVERSION !!! A c h t u n g : Ergebnisse verfälscht !!!		Projekt: Diplomarbeit Zweng Abschnitt:	Seite: 1 10.10.2016 1:16:40
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil: Plattenträger Endzustand Position: Stützbereich Norm: ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ ! Beton: C50/60 Bewehrung: BSt 550 $\gamma_{mc} = 1.50$; $\gamma_{my} = 1.15$	Bemessungsschnittgrößen: $M_d = -17217.80$ kNm $N_d = -4710.70$ kN $V_d = -3636.48$ kN $T_d = -770.23$ kNm		
Querschnitt Maße in [m] $as_{b\ddot{u}Q+T} = 20.08$ cm ² /m+Seite $As_o = 196.70$ cm ²	Dehnungen $eps_o = 2.47$ ‰ $eps_{so} = 3.81$ ‰ $eps_u = -2.69$ ‰	Betonspannungen $sig_{bu} = -39.97$ MN/m ²	
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	$E_c =$	37000	MN/m ²
E-Modul Bewehrung:	$E_s =$	200000	MN/m ²
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	$f_{cd} =$	33.3	MN/m ²
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	$f_{yd} =$	478	MN/m ²
Fläche Betonquerschnitt:	$A_c =$	2.9952	m ²
Eigengewicht pro Meter Länge:	$g_1 =$	32.7015	kN/m
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	$I_c =$	0.384112	m ⁴
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	$y_{su} =$	0.964	m
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	$I_v =$	0.642249	m ⁴
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	$EI_c =$	17347.8974	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	$B_I =$	13319.4045	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	$B_{II} =$	8845.8769	MN/m ²
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment:	$\max M_d = -15728.94$ kNm		
Erforderliche Bewehrung:		erf $As_o =$	334.64 cm ²
Mindestbewehrung:		min $As_o =$	77.70 cm ²
Maximalbewehrung:		max $As_o =$	931.32 cm ²
Stahldehnung:		$eps_{so} =$	2.29 ‰
Randdehnung:	$eps_u =$	-1.97 ‰	$eps_o =$ 2.37 ‰
		Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7	

DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:16:40
Bemessung für Querkraft und Torsion			
Querkraftbemessung mit Verfahren variabler Druckstrebenneigung (ÖN B/EN 1992/6.2.3)			
Q_max bei Mindestbügelbewehrung:	Q_max =	1012.91 kN	Bewehrungsvorschlag:
innerer Hebelsarm:	z =	1.409 m	(vertikale Bügel, zweischnittig)
Schubbewehrung je Seite (zweischnittig):	as_bü_Q =	16.27 cm ² /m+Seite	° 9 / 2.9 cm as = 39.35 cm ² /m+S
Torsionsbügelbewehrung je Seite:	as_bü_T =	8.94 cm ² /m+Seite	° 18 / 8.6 cm as = 37.61 cm ² /m+S
Torsionslängsbewehrung je [m] Umfang:	as_L_T =	26.14 cm ² /m	
gesamte Bügelbewehrung je Seite:	as_bü_QT =	26.48 cm ² /m+Seite	
Mindestbügelbewehrung je Seite:	min as_bü =	3.99 cm ² /m+Seite	
Neigung der Betondruckstrebe:	tan β =	0.66	
Zusatzlängsbewehrung Biegezugzone:	As_Q =	74.96 cm ²	
Versatzmaß:	a_v =	1.15 m	
maximaler Bügelabstand:	s_max =	0.59 m	
zur Beschränkung von Schrägrissen:	s_max =	0.40 m	
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = -12125.20 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = -3317.39 kN	Stützweite:	L = 24.07 m
Bewehrung:	As_o = 242.84 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 0.00 cm ²	Rißmoment:	M_r = 4351.37 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Randfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Stütze.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d =	2.18 cm = L / 612 = 1.170 / w_p_d (1)
	Gesamtlast:	w_p =	3.66 cm = L / 457 = 2.553 / w_p (1)
	Verkehrslast:	dw_q =	0.58 cm = L / 2582 = 2.420 / dw_q (1)
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d =	1.91 cm = L / 579 = 3.678 / w_p_d (1)
	Gesamtlast:	w_p =	3.47 cm = L / 589 = 1.979 / w_p (1)
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M =	-12125.20 kNm	N = -3456.72 kN
Bewehrung:	As_u =	0.00 cm ²	As_o = 284.13 cm ²
Dauerlastanteil:	p_d/p =	0.80	
Stahlspannung:	σ_s =	234 MN / m ²	
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t =	0.414 m	
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand:		d_sg =	40 mm
(für Rißbreite w_k = 0.2 mm)			
oder Höchstwert der Stababstände:		s_max =	52 mm
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3		• 0.5x_f_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2	
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k = 0.20 mm		
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff = 2.05 N/mm ²		
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser	d_s =	15 mm:	minAs_u+o = 16.08 cm ²
		unten und oben:	ø 22 / 10.6 cm
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			
			Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7

DEMOVERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 1
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:18:45
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil:	Plattenträger Endzustand	Bemessungsschnittgrößen:	
Position:	Feldbereich Variante hoch vorgespannt	M _d =	13190.89 kNm
Norm:	ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ !	N _d =	-3051.95 kN
Beton:	C50/60	V _d =	1170.95 kN
Bewehrung:	BS1 550 $\gamma_{mc} = 1.50; \gamma_{my} = 1.15$	T _d =	-1007.27 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
as _{bü} _PL = 9.16 cm ² /m as _{bü} _Q+T = 18.04 cm ² /m+Seite		eps _o = -2.30 ‰	sig _{bo} = -49.43 MN/m ²
<p style="text-align: center;">As_u = 223.78 cm²</p>		<p style="text-align: center;">eps_{su} = 15.12 ‰ eps_u = 19.08 ‰</p>	
Maßgebende Längsbewehrung:		As _u = 214.06 cm ²	As _o = 17.30 cm ²
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	E _c =	37000	MN/m ²
E-Modul Bewehrung:	E _s =	200000	MN/m ²
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	f _{cd} =	33.3	MN/m ²
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	f _{yd} =	478	MN/m ²
			$\alpha_{cc} = 1.0$
Fläche Betonquerschnitt:	A _c =	2.4664	m ²
Eigengewicht pro Meter Länge:	g ₁ =	39.7800	kN/m
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	I _c =	0.433777	m ⁴
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	y _{su} =	1.016	m
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	I _v =	0.310888	m ⁴
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	EI _c =	16656.6789	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	B _I =	16795.3507	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	B _{II} =	6203.0730	MN/m ²
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment:	max M _d =	98049.42	kNm
Erforderliche Bewehrung:	erf As _u =	113.85	cm ²
Mindestbewehrung:	min As _u =	25.86	cm ²
Maximalbewehrung:	max As _u =	1061.42	cm ²
Stahldehnung:	eps _{su} =	16.62 ‰	
Randdehnung:	eps _u =	16.51 ‰	
		eps _o =	-1.72 ‰
Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7			

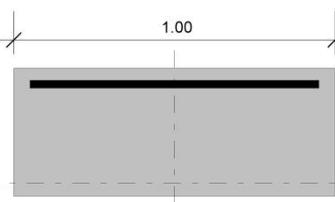
DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:18:45
Bemessung für Querkraft und Torsion			
Querkraftbemessung mit Verfahren variabler Druckstrebenneigung (ÖN B/EN 1992/6.2.3)			
Q_max bei Mindestbügelbewehrung:	Q_max =	1744.44 kN	Bewehrungsvorschlag:
innerer Hebelsarm:	z =	1.858 m	(vertikale Bügel, zweischnittig)
Schubbewehrung je Seite (zweischnittig):	as_bü_Q =	5.49 cm ² /m+Seite	° 14 / 2.8 cm as = 18.65 cm ² /m+S
Torsionsbügelbewehrung je Seite:	as_bü_T =	12.62 cm ² /m+Seite	° 12 / 7.5 cm as = 22.26 cm ² /m+S
Torsionslängsbewehrung je [m] Umfang:	as_L_T =	14.48 cm ² /m	° 20 / 10.8 cm as = 14.25 cm ² /m+S
gesamte Bügelbewehrung je Seite:	as_bü_QT =	18.55 cm ² /m+Seite	° 11 / 12.6 cm as = 23.42 cm ² /m+S
Mindestbügelbewehrung je Seite:	min as_bü =	5.13 cm ² /m+Seite	
Neigung der Betondruckstrebe:	tan β =	0.67	
Anschlußbewehrung Druckgurt (gesamt):	as_bü_PL =	3.67 cm ² /m	
Zusatzlängsbewehrung Biegezugzone:	As_Q =	10.22 cm ²	
Versatzmaß:	a_v =	0.83 m	
maximaler Bügelabstand:	s_max =	0.42 m	
zur Beschränkung von Schrägrissen:	s_max =	0.25 m	
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = 9289.36 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = -2149.26 kN	Stützweite:	L = 24.07 m
Bewehrung:	As_o = 0.00 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 170.70 cm ²	Rißmoment:	M_r = 1461.90 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Randfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Feldmitte.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 2.84 cm = L / 537 = 2.011 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 7.32 cm = L / 554 = 1.699 / w_p (1)	
	Verkehrslast:	dw_q = 0.72 cm = L / 2771 = 2.839 / dw_q (1)	
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 3.06 cm = L / 598 = 4.710 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 4.77 cm = L / 206 = 2.657 / w_p (1)	
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M = 9289.36 kNm	N = -2699.47 kN	
Bewehrung:	As_u = 170.70 cm ²	As_o = 0.00 cm ²	
Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.80		
Stahlspannung:	σ_s = 388 MN / m ²		
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t = 0.967 m		
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand : (für Rißbreite w_k = 0.2 mm)		d_sg = 125 mm	
oder Höchstwert der Stababstände :		s_max = 99 mm	
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3 • 0.5x_f_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2			
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k = 0.20 mm		
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff = 2.05 N/mm ²		
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser		d_s = 16 mm: minAs_u+o = 29.79 cm ²	
		unten und oben: ø 22 / 11.3 cm	
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			
			Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7

DEMO VERSION !!! Achtung : Ergebnisse verfälscht !!!		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 1
		Abschnitt:	10.10.2016 1:21:37
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil:	Plattenträger Endzustand	Bemessungsschnittgrößen:	
Position:	Stützbereich Variante hoch vorgespannt	M _d =	-13881.47 kNm
Norm:	ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ !	N _d =	-12757.03 kN
Beton:	C50/60	V _d =	-3286.30 kN
Bewehrung:	BSt 550 γ _{mc} = 1.50; γ _{my} = 1.15	T _d =	-770.23 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
as _{bü_Q+T} = 27.42 cm ² /m+Seite min As _o = 51.28 cm ²		eps _o = 2.01 ‰ eps _{so} = 3.68 ‰	
		eps _u = -1.83 ‰	sig _{bu} = -48.60 MN/m ²
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	E _c =	37000	MN/m ²
E-Modul Bewehrung:	E _s =	200000	MN/m ²
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	f _{cd} =	33.3	MN/m ²
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	f _{yd} =	478	MN/m ²
Fläche Betonquerschnitt:	A _c =	2.4827	m ²
Eigengewicht pro Meter Länge:	g ₁ =	60.1965	kN/m
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	I _c =	0.524451	m ⁴
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	y _{su} =	0.799	m
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	I _v =	0.257193	m ⁴
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	EI _c =	25204.1852	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	B _I =	18089.2603	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	B _{II} =	3916.8405	MN/m ²
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment:	max M _d = -12926.41 kNm		
Erforderliche Bewehrung:	erf As _o =		114.14 cm ²
Mindestbewehrung:	min As _o =		66.09 cm ²
Maximalbewehrung:	max As _o =		1257.98 cm ²
Stahldehnung:	eps _{so} =		2.79 ‰
Randdehnung:	eps _u =	-1.91 ‰	eps _o = 4.69 ‰
© Thomas Lorenz, Graz.		Datei: F:\Diplomarbeit\ConDim1.cd7	

DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:21:37
Bemessung für Querkraft und Torsion			
Querkraftbemessung mit Verfahren variabler Druckstrebenneigung (ÖN B/EN 1992/6.2.3)			
Q_max bei Mindestbügelbewehrung:	Q_max =	1477.85 kN	Bewehrungsvorschlag:
innerer Hebelsarm:	z =	1.503 m	(vertikale Bügel, zweischnittig)
Schubbewehrung je Seite (zweischnittig):	as_bü_Q =	14.66 cm ² /m+Seite	° 14 / 3.7 cm as = 30.69 cm ² /m+S
Torsionsbügelbewehrung je Seite:	as_bü_T =	4.66 cm ² /m+Seite	° 9 / 6.5 cm as = 25.49 cm ² /m+S
Torsionslängsbewehrung je [m] Umfang:	as_L_T =	12.57 cm ² /m	° 9 / 10.4 cm as = 19.52 cm ² /m+S
gesamte Bügelbewehrung je Seite:	as_bü_QT =	21.30 cm ² /m+Seite	
Mindestbügelbewehrung je Seite:	min as_bü =	4.14 cm ² /m+Seite	
Neigung der Betondruckstrebe:	tan β =	0.56	
Zusatzlängsbewehrung Biegezugzone:	As_Q =	31.78 cm ²	
Versatzmaß:	a_v =	0.74 m	
maximaler Bügelabstand:	s_max =	0.57 m	
zur Beschränkung von Schrägrissen:	s_max =	0.30 m	
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = -9543.29 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = -8983.82 kN	Stützweite:	L = 24.07 m
Bewehrung:	As_o = 86.62 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 0.00 cm ²	Rißmoment:	M_r = 6752.12 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Randfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Stütze.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 1.12 cm = L / 4653 = 2.781 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 0.55 cm = L / 6704 = 2.173 / w_p (1)	
	Verkehrslast:	dw_q = 0.45 cm = L / 5146 = 1.357 / dw_q (1)	
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 1.66 cm = L / 704 = 7.652 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 1.85 cm = L / 913 = 8.061 / w_p (1)	
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M = -9543.29 kNm	N = -11885.59 kN	
Bewehrung:	As_u = 0.00 cm ²	As_o = 86.80 cm ²	
Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.80		
Stahlspannung:	σ_s = 227 MN / m ²		
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t = 0.206 m		
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand:		d_sg = 38 mm	
(für Rißbreite w_k = 0.2 mm)			
oder Höchstwert der Stababstände:		s_max = 144 mm	
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3 • 0.5xf_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2			
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k = 0.20 mm		
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff = 2.05 N/mm ²		
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser		d_s = 9 mm: minAs_u+o = 29.71 cm ²	
		unten und oben: ø 22 / 9.0 cm	
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			
			Datei: F:\Diplomarbeit\Condim1.cd7

DEMOVERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 1
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:25:36
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil:	Platte Endzustand	Bemessungsschnittgrößen:	
Position:	Feldbereich	M _d =	444.76 kNm
Norm:	ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ !	N _d =	0.00 kN
Beton:	C50/60	V _d =	0.00 kN
Bewehrung:	BSt 550 $\gamma_{mc} = 1.50; \gamma_{my} = 1.15$	T _d =	0.00 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
As _u = 17.30 cm ²		eps _o = -4.67 ‰	sig _{bo} = -39.20 MN/m ²
As _u = 17.30 cm ²		eps _{su} = 24.66 ‰	eps _u = 24.55 ‰
Maßgebende Längsbewehrung:		As _u = 29.77 cm ²	As _o = 12.93 cm ²
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	E _c =	37000	MN/m ²
E-Modul Bewehrung:	E _s =	200000	MN/m ²
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	f _{cd} =	33.3	MN/m ²
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	f _{yd} =	478	MN/m ²
			$\alpha_{cc} = 1.0$
Fläche Betonquerschnitt:	A _c =	0.2688	m ²
Eigengewicht pro Meter Länge:	g ₁ =	13.4000	kN/m
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	I _c =	0.005803	m ⁴
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	y _{su} =	0.148	m
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	I _v =	0.005706	m ⁴
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	EI _c =	127.2800	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	B _I =	229.3715	MN/m ²
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	B _{II} =	48.1367	MN/m ²
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment: max M _d = 1738.73 kNm			
Erforderliche Bewehrung:	erf As _u =	29.31	cm ²
Mindestbewehrung:	min As _u =	8.58	cm ²
Maximalbewehrung:	max As _u =	196.48	cm ²
Stahldehnung:	eps _{su} =	17.60	‰
Randdehnung:	eps _u =	12.95	‰
		eps _o =	-2.66 ‰
© Thomas Lorenz, Graz.		Datei: F:\Diplomarbeit\ConDim1.cd7	

DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:25:36
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = 313.21 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = 0.00 kN	Stützweite:	L = 7.31 m
Bewehrung:	As_o = 0.00 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 28.27 cm ²	Rißmoment:	M_r = 156.83 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Mittelfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Feldmitte.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 1.83 cm = L / 548 = 4.421 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 2.49 cm = L / 366 = 4.852 / w_p (1)	
	Verkehrslast:	dw_q = 0.45 cm = L / 1421 = 3.049 / dw_q (1)	
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 1.38 cm = L / 242 = 5.152 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 1.32 cm = L / 288 = 6.294 / w_p (1)	
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M = 313.21 kNm	N = 0.00 kN	
Bewehrung:	As_u = 28.27 cm ²	As_o = 0.00 cm ²	
Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.80		
Stahlspannung:	σ_s = 184 MN / m ²		
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t = 0.206 m		
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand :		d_sg = 10 mm	
(für Rißbreite w_k = 0.2 mm)			
oder Höchstwert der Stababstände :		s_max = 48 mm	
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3 • 0.5x f_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2			
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k = 0.20 mm		
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff = 2.05 N/mm ²		
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser		d_s = 10 mm: minAs_u+o = 31.16 cm ²	
		unten und oben: ø 10 / 10.9 cm	
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			

DEMOVERSION !!! Achtung : Ergebnisse verfälscht !!!		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 1
		Abschnitt:	10.10.2016 1:27:10
BETONBEMESSUNG mit ConDim™ V 7.1.3.2			
Bauteil:	Platte Endzustand	Bemessungsschnittgrößen:	
Position:	Stützbereich	M _d =	-329.39 kNm
Norm:	ÖN B/EN 1992-1-1 Druck negativ !	N _d =	0.00 kN
Beton:	C50/60	V _d =	0.00 kN
Bewehrung:	BSt 550 γ _{mc} = 1.50; γ _{my} = 1.15	T _d =	0.00 kNm
Querschnitt Maße in [m]		Dehnungen	Betonspannungen
As _o = 14.98 cm ²		eps _o = 24.15 ‰	
1.00		eps _{so} = 24.44 ‰	
			
		eps _u = -1.85 ‰	sig _{bu} = -25.03 MN/m ²
Maßgebende Längsbewehrung:	As _u = 13.21 cm ²	As _o = 24.52 cm ²	
Material- und Querschnittswerte			
E-Modul Beton:	E _c = 37000	MN/m ²	
E-Modul Bewehrung:	E _s = 200000	MN/m ²	
Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:	f _{cd} = 33.3	MN/m ²	α _{cc} = 1.0
Bemessungswert der Streckgrenze Bewehrung:	f _{yd} = 478	MN/m ²	
Fläche Betonquerschnitt:	A _c = 0.3516	m ²	
Eigengewicht pro Meter Länge:	g ₁ = 5.6800	kN/m	
Trägheitsmoment Betonquerschnitt:	I _c = 0.005435	m ⁴	
Schwerpunktsabstand Betonquerschnitt unten:	y _{su} = 0.273	m	
Trägheitsmoment Verbundquerschnitt:	I _v = 0.008139	m ⁴	
Biegesteifigkeit Betonquerschnitt:	EI _c = 272.3200	MN/m ²	
Biegesteifigkeit im Zustand I (Verbundquerschnitt):	B _I = 204.5161	MN/m ²	
Biegesteifigkeit im Zustand II (Gebrauchszustand):	B _{II} = 35.5982	MN/m ²	
Bemessung für Biegung und Längskraft			
Maximales Bemessungsmoment: max M _d = -1774.21 kNm			
Erforderliche Bewehrung:		erf As _o =	23.92 cm ²
Mindestbewehrung:		min As _o =	9.46 cm ²
Maximalbewehrung:		max As _o =	142.56 cm ²
Stahldehnung:		eps _{so} =	14.60 ‰
Randdehnung:	eps _u = -1.52 ‰	eps _o =	22.57 ‰
			Datei: F:\Diplomarbeit\ConDim1.cd7

DEMO VERSION		Projekt: Diplomarbeit Zweng	Seite: 2
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!		Abschnitt:	10.10.2016 1:27:10
Durchbiegungsberechnung			
Gebrauchslasten:	M = -231.97 kNm	Kriechzahl:	phi = 1.40
	N = 0.00 kN	Stützweite:	L = 7.31 m
Bewehrung:	As_o = 20.60 cm ²	Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.800
	As_u = 0.00 cm ²	Rißmoment:	M_r = 105.08 kNm
Das System ist ein Durchlaufträger-Mittelfeld unter Gleichlast, Bemessungsort Stütze.			
Kurzzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 0.32 cm = L / 909 = 2.476 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 0.82 cm = L / 534 = 2.938 / w_p (1)	
	Verkehrslast:	dw_q = 0.17 cm = L / 6414 = 4.177 / dw_q (1)	
Langzeit:	Dauerlasten:	w_p_d = 0.99 cm = L / 674 = 3.391 / w_p_d (1)	
	Gesamtlast:	w_p = 1.12 cm = L / 574 = 7.838 / w_p (1)	
Rissebeschränkung für Lastbeanspruchung			
Berechnung nach ON B/EN 1992-1-1 / 7.3.3			
Gebrauchslasten:	M = -231.97 kNm	N = 0.00 kN	
Bewehrung:	As_u = 0.00 cm ²	As_o = 21.53 cm ²	
Dauerlastanteil:	p_d/p = 0.80		
Stahlspannung:	σ_s = 270 MN / m ²		
Zugzonenhöhe (Zustand 1):	h_t = 0.172 m		
Entweder Grenzdurchmesser am Biegezugrand :		d_sg = 26 mm	
(für Rißbreite w_k = 0.2 mm)			
oder Höchstwert der Stababstände :		s_max = 30 mm	
Rissebeschränkung für Zwangsbeanspruchung			
Berechnung nach ÖN B/EN 1992-1-1 / 7.3.3 • 0.5x f_ctm - Zwang im frühen Betonalter ÖN/B 1992-1-1 / 10.2.2			
Zwangsbeanspruchung:	zentrischer Zwang		
Rißbreite:	w_k = 0.20 mm		
Wirksame Betonzugfestigkeit:	f_ct,eff = 2.05 N/mm ²		
Gesamtmindestbewehrung für vorhandenen Stabdurchmesser		d_s = 23 mm: minAs_u+o = 36.81 cm ²	
		unten und oben: ø 15 / 10.5 cm	
!!! Achtung: Ergebnisse verfälscht !!!			