



## **Diplomarbeit Master Thesis**

# **Integrale und semi-integrale Brücken mit Druckstreben**

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  
Dipl.-Ing. David WIMMER  
Dipl.-Ing. Dr. techn. Susanne GMAINER

212 Institut für Tragkonstruktionen

Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

Von

Stephan Gollob, BSc

0625480

Ausstellungsstraße 53/2/12  
1020 Wien

Stephan Hollinger, BSc

0625577

Brodtischgasse 15/2/4  
2700 Wr. Neustadt

Wien, am \_\_\_\_\_

Wien, am \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## 1 Danksagung

Dank gilt vor allem unseren Familien und Freunden für die ständige Unterstützung während des Studiums und auch in der Zeit davor. Ohne diesen Rückhalt wäre der reibungslose Ablauf nicht so einfach von statten gegangen. Durch gutes Zureden in schwierigen Zeiten konnte jede Hürde im Studium bewältigt werden.

Ein Dankeschön gilt ebenfalls dem Institut für Betonbau mit der ganzen Mannschaft. Hervorzuheben sind vor allem unsere Betreuer Herr O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger und Frau Dipl.-Ing. Dr.techn. Susanne Gmainer. Durch die Einfachheit der Terminorganisation mit den beiden Betreuern konnte ein rasches und vor allem qualitativ hochwertiges Ergebnis erzielt werden. Jegliche EDV und Räumlichkeit wurde uns während des Schreibens der Diplomarbeit zur Verfügung gestellt.

Vielen Dank an das Büro PCD ZT-GmbH für die Unterstützung zu Beginn der Diplomarbeit. Besonders hervorzuheben ist Herr Dipl.-Ing. Michael Kleiser für die Einführung in das Thema Integrale Brücken und die Erläuterungen der Seitenhafenbrücke. Von ihm entstammt auch der erste Ansatz für die Modellierung der Brücken im Statikprogramm R-Stab. Das Büro PCD ZT-GmbH versorgte uns mit Unterlagen zur Seitenhafenbrücke sowie Informationen zum Thema Integrale Brücken.

Großen Dank an die beiden Arbeitgeber Brusatti GmbH und ISP Ziviltechniker GmbH für das zur Verfügungstellen der notwendigen Programme, Normen und Richtlinien sowie aller notwendigen Geräte.

Zu guter Letzt vielen Dank an die Technische Universität Wien für die qualitativ hochwertige Ausbildung. Dankeschön auch an die Damen des Bauingenieurwesensekrätarats für die Hilfe bei der Anmeldung zur Diplomprüfung.

## 2 Inhaltsverzeichnis

1	Danksagung .....	2
2	Inhaltsverzeichnis .....	3
3	Einleitung .....	6
4	Abstract .....	7
5	Zusammenfassung .....	8
6	Zielsetzung und Motivation der modernen Brückenplanung .....	9
7	Definitionen.....	<b>Fehler! Textmarke nicht definiert.</b>
7.1	Integrale Brücken .....	11
7.2	Semi-integrale Brücke .....	11
7.2.1	Fugenlose semi-integrale Brücken .....	11
7.2.2	Lagerlose semi-integrale Brücken.....	11
8	Vorteile.....	12
9	Tragverhalten integraler Brücken.....	13
10	Ausgewählte Beispiele integraler Brücken .....	14
10.1	Gänsebachtalbrücke.....	14
10.2	Seitenhafenbrücke .....	15
10.3	Perschlingbrücke .....	16
10.3.1	Allgemeines.....	16
10.3.2	Integrale Brücken .....	17
10.3.3	Bauwerksentwurf .....	19
11	Modellierung .....	20
11.1	Lagerung.....	20
11.1.1	Pfähle.....	20
11.2	Tragwerk.....	22
11.2.1	Plattenbalken .....	22
11.2.2	Widerlager .....	23
11.3	Belastung .....	23
11.3.1	Eigengewicht .....	23
11.3.2	Randbalken, Lärmschutzwand und Kabeltrasse.....	24
11.3.3	Fahrbahnbelag .....	25
11.3.4	Kriechen .....	25
11.3.5	Schwinden .....	27
11.3.6	Setzungen .....	29
11.3.7	Temperaturbeanspruchung .....	30
11.3.8	Verkehrslast.....	31
12	Excel-Programme und –Berechnungen.....	39
12.1	Querschnittskennwerte .....	39
12.1.1	Mittwirkende Plattenbereite $b_{eff}$ .....	39
12.1.2	Querschnittsschwerpunkt .....	41
12.1.3	Statische Momente, Fläche für Normalspannung .....	42
12.2	Umlenkkraftmethode .....	42
12.2.1	Berechnung der Umlenkkräfte .....	44
12.3	Schnittgrößen und Spannungen .....	47
12.3.1	Übertragung der Schnittgrößen von R-Stab auf Excel.....	48
12.3.2	Normalspannungsverläufe.....	48
12.3.3	Dekompressionsnachweis .....	50
12.4	Genauere Betrachtung einzelner Querschnitte .....	51

13	Spannglied.....	53
13.1	Spanngliedführung.....	53
13.1.1	Aufgabe .....	53
13.1.2	Die Schwierigkeit.....	53
13.1.3	Wahl einer Spanngliedführung.....	54
13.2	Spanngliedvariation.....	54
13.2.1	Varianten Kol 1 bis Kol 4 .....	55
13.2.2	Varianten Kol 5-8.....	58
14	Brücke 1 – Semiintegrale 4-feldrige Brücke.....	62
14.1	Das Model.....	62
14.1.1	Stabquerschnitte & Querschnittswerte .....	62
14.1.2	Das Stabwerksmodell .....	64
14.1.3	Die Lagerung.....	65
14.2	Belastung & Belastungsgeschichte.....	65
14.2.1	Belastungsgeschichte .....	65
14.3	Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen .....	66
14.4	Ergebnisse.....	67
14.4.1	Ergebnisse $T=0$ .....	67
14.4.2	Ergebnisse $T=\infty$ .....	68
14.5	Interpretation der Ergebnisse.....	68
15	Brücke 2 - Integrale 4-feldrige Brücke.....	70
15.1	Das Modell .....	70
15.1.1	Stabquerschnitte & Querschnittswerte .....	70
15.1.2	Das Stabwerksmodell .....	72
15.1.3	Die Lagerung.....	73
15.2	Belastung und Belastungsgeschichte.....	73
15.2.1	Belastungsgeschichte Brücke 2a .....	73
15.2.2	Belastungsgeschichte Brücke 2b.....	73
15.3	Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen .....	74
15.3.1	Brücke 2a.....	74
15.3.2	Brücke 2b .....	74
15.4	Ergebnisse Brücke 2a .....	75
15.4.1	Ergebnisse $T=0$ .....	75
15.4.2	Ergebnisse $T=\infty$ .....	77
15.5	Ergebnisse Brücke 2b .....	79
15.5.1	Ergebnisse $T=0_{\text{altes System}}$ .....	79
15.5.2	Ergebnisse $T=0_{\text{neues System}}$ .....	81
15.5.3	Ergebnisse $T=\infty_{\text{neues System}}$ .....	81
15.6	Interpretation der Ergebnisse.....	83
16	Brücke 3 - Semiintegrale 7-feldrige Brücke .....	84
16.1	Das Model.....	84
16.1.1	Stabquerschnitte & Querschnittswerte .....	84
16.1.2	Das Stabwerksmodell.....	86
16.1.3	Die Lagerung.....	86
16.2	Belastung & Belastungsgeschichte.....	86
16.2.1	Belastungsgeschichte .....	86
16.3	Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen .....	87
16.4	Ergebnisse.....	87
16.4.1	Ergebnisse $T=0$ .....	87
16.4.2	Ergebnisse $T=\infty$ .....	88
16.5	Interpretation der Ergebnisse.....	89

17	Brücke 4 - Semiintegrale 7-feldrige Brücke .....	91
17.1	Das Modell .....	91
17.1.1	Stabquerschnitte & Querschnittswerte .....	91
17.1.2	Das Stabwerksmodell .....	92
17.1.3	Die Lagerung .....	93
17.2	Belastung & Belastungsgeschichte .....	93
17.2.1	Belastungsgeschichte Brücke 4a .....	93
17.2.2	Belastungsgeschichte Brücke 4b .....	94
17.3	Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen .....	94
17.3.1	Brücke 4a .....	94
17.3.2	Brücke 4b .....	95
17.4	Ergebnisse Brücke 4a .....	95
17.4.1	Ergebnisse $T=0$ .....	95
17.4.2	Ergebnisse $T=\infty$ .....	97
17.5	Ergebnisse Brücke 4b .....	99
17.5.1	Ergebnisse $T=0$ altes System .....	99
17.5.2	Ergebnisse $T=0$ neues System .....	100
17.5.3	Ergebnisse $T=\infty$ neues System .....	100
17.6	Interpretation der Ergebnisse .....	101
18	Fazit .....	103
19	Abbildungsverzeichnis .....	105
20	Literaturverzeichnis .....	110

### 3 Einleitung

Die folgende Diplomarbeit behandelt das Thema integrale Brückenbauweise. Die Überlegungen zu diesem Thema stammen von Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger. Dieser gilt als Erfinder des Brückenklappverfahrens und im Zuge der Realisierung des Projekts Brücke über die Lafnitz entstand der Gedanke einer integralen Ausführung. Da bis dato keine Ergebnisse zu diesem Thema vorlagen, entstand somit die Notwendigkeit einer genaueren Untersuchung dieser Konstruktionsweise. Besonderes Interesse galt einer maximal möglichen Tragwerkslänge. Anhand von Berechnungen mit den Programmen R-Stab und Excel wird der Zusammenhang von vier unterschiedlichen Brückentragwerken untersucht. Die Auswahl der Programme wurde in Anlehnung an eine möglichst einfache und klar nachvollziehbare Modellierung getroffen. Die Brückensysteme werden integral und semiintegral modelliert. Das Ziel dieser Arbeit ist eine Aussage über die maximal mögliche Länge einer vorgegebenen integralen Brückenkonstruktion zu treffen. Dabei handelt es sich um eine Vereinfachung der in Planung befindlichen Klappbrücke über die Lafnitz. Zusätzlich wurde eine Simulation unterschiedlicher Belastungsgeschichten bei den integralen Brücken durchgeführt.

Die Diplomarbeit gliedert sich in die Bereiche Recherche, Beschreibung des Modells und der Parameter, sowie die Darstellung und Interpretation der Ergebnisse aus den benutzten Programmen. Jeder dieser Teile wurde von beiden Diplomanden gleichermaßen bearbeitet.

## 4 Abstract

At the Institute of Structural Engineering – Research Center of Structural Concrete a new bridge construction method is being developed. The bridge over the river Lafnitz is the first one where the so - called balanced lift method will be applied. During the designing phase of this project the idea of designing it in an integral way was born. At this time no results of such a construction system existed. The integral building of the bridge over the river Lafnitz was the basic idea of this master thesis.

The simulated bridges almost comply with the bridge over the river Lafnitz. For the structural design the programs R-Stab and Excel were used. The reason of using these programs was to design the bridges as simple as possible and also the way of simulating it.

In this master thesis two different bridge constructions were analysed. The differences between them are the length of the construction and the amount of lifted elements. A variation of the bridge system (integral, semi-integral) was simulated also.

The original goal of this work was to receive results of a maximum buildable length of such an integral bridge. During the time of the structural design the mentors changed the original goal. The new aim was a relation between the two different systems.

The proof of decompression is one of the most important verifications for designing a bridge with pre-stressing. By satisfying it a minimum pre-stressing force can be found.

Because of the various construction methods there are differences in the amount of pre-stressed forces. Bridge constructions with short lengths need more pre-stressing than those with longer lengths. There are no big differences between the integral and the semi-integral system. Only the simulation using construction steps can reduce the pre-stressing force.

The length of the bridge construction has only a minimum effect because the crawling reduces the influence of contraction. More attention has to be given on the length configuration and their combination.

## 5 Zusammenfassung

Am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der Technischen Universität Wien wird im Rahmen von experimentellen Untersuchungen intensiv an der Entwicklung eines neuartigen Brückenherstellungssystems gearbeitet. Das sogenannte Brückenklappverfahren wird zum ersten Mal nach Großversuchen bei der Brücke über die Lafnitz zur Anwendung kommen. Im Zuge der Realisierung dieses Projekts entstand der Gedanke das Brückentragwerk in integraler Bauweise auszuführen. Durch das Fehlen vorhandener Ergebnisse zu diesem Thema entstand der Wunsch einer Diplomarbeit über integrale Brücken.

Die simulierten Brücken entsprechen zum größten Teil der Brücke über die Lafnitz. Zur Berechnung und Modellierung dieser Brückentragwerke dienten die Programme R-Stab und Microsoft Excel. Die Auswahl der verwendeten Programme wurde in Hinsicht auf die einfache Handhabung und die klare, einfache Nachvollziehbarkeit getroffen.

Zwei verschiedene Brückentragwerke wurden in der vorliegenden Arbeit genauer untersucht. Der Unterschied der beiden Brücken liegt in der Länge des Tragwerks und in der Anzahl der einzuklappenden Elemente. Weiters wurden verschiedene Ausführungsszenarien (semiintegral, integral) an beiden Systemen simuliert.

Das Ziel dieser Diplomarbeit war ursprünglich eine Aussage über eine maximal ausführbare Länge einer integralen Brücke treffen zu können. Auf Grund der Gespräche mit den betreuenden Personen während dem Erstellen der Diplomarbeit wurde nicht die maximale Länge ermittelt. Viel mehr bestand die Hauptaufgabe darin einen Vergleich dieser Brückenvarianten in Hinsicht auf die Vorspannkraft zu eruieren.

Der Nachweis der Dekompression stellt für die Dimensionierung des Tragwerks und somit für die minimal mögliche Vorspannkraft, das wichtigste Kontrollinstrument dar.

Die Ergebnisse der verschiedenen Ausführungsvarianten sind in Hinblick auf die Größe der Vorspannkraft sehr unterschiedlich. So benötigen die kurzen Brückentragwerke deutlich mehr Vorspannung als die langen Brücken. Der Unterschied zwischen semiintegraler und integraler Bauweise ist jedoch sehr gering. Lediglich die Simulation mit verschiedenen Bauzuständen brachte eine weitere Minimierung der Vorspannkraft.

Die Länge der Konstruktion hat in dieser Arbeit nur einen geringen Einfluss, da die Einwirkungen des Schwindens durch das Kriechen des Betons stark reduziert werden.

Vielmehr ist das Hauptaugenmerk auf die Länge der Felder und der Anordnung zueinander zu legen.

## 6 Zielsetzung und Motivation der modernen Brückenplanung

Bisher wurde bei der Planung ein zu hoher Stellenwert der Erneuerbarkeit von insbesondere Eisenbahnbrücken beigemessen. *Typisch dafür sind die Ein- bzw. Mehrfeldbrücken, welche als Spannbetonhohlkasten mit konstanter Spannweite und gleichbleibender Konstruktionshöhe auf massivwirkenden Hohl Pfeilern, die im Wesentlichen nur mit veränderlicher Höhe auf die örtliche Gegebenheit, also die Tiefe des Tals eingehen können* (1). Dieser Brückentyp wurde ursprünglich für tiefe Täler mit geringer Breite konzipiert, für welche sich gestalterisch durchaus eine akzeptable Lösung darstellen. Jedoch für breite, flache Täler wirken diese Brücken massiv und barrikadenartig. Etwaige erforderliche Schallschutzwände verschlimmern diesen Effekt. Diese Hohlkästen sind hinsichtlich Bau und Inspektion sehr aufwändig. Des Weiteren werden bei dieser Konstruktionsart Verschleißteile, wie auswechselbare Lager, und im Falle einer Eisenbahnbrücke, Schienenauszüge benötigt.

*Durch den Aspekt der schnellen, einfachen Erneuerbarkeit konterkarieren diese Brücken von ihrer Konzeption her prinzipiell richtigen und unabdingbaren Kriterien der Bahn hinsichtlich geringer Baukosten, einfacher Unterhaltung und geringer Instandsetzungsaufwänden. Eine in kürzester Zeit auswechselbare als zerstückelte Brücke kann von ihrer Konzeption her nicht betont langlegig sein und widerspricht deshalb dem Charakter einer Eisenbahnbrücke* (1).

Einsparungen bei den Planungskosten, insbesondere bei der Entwurfsplanung, sind hierbei besonders kontraproduktiv. In der Entwurfsphase, deren Kosten nur 0,8% der gesamten Baukosten ausmachen, werden die Weichen für die Nutzungsdauer und Instandhaltungskosten gestellt. Aus diesem Grund wurde von der Deutschen Bahn der Leitfaden „*Gestaltung von Eisenbahnbrücken*“ herausgegeben, in welcher eine Alternative zur bisherigen Rahmenplanung erstellt wird. Diese zeigt auf, dass eine vernünftig interpretierte Erneuerbarkeit nicht im Widerspruch der angemessenen Gestaltung stehen muss. Brücken sind unifunktional, ihre Aufgabe besteht darin zwei Punkte miteinander zu verbinden. Die Auswahl der Realisierungsmöglichkeiten ist jedoch zahllos und wird von jedem Ingenieur subjektiv durch gewichtete Faktoren bestimmt. Die Entwürfe sollten sich immer respektvoll in die Landschaft einfügen. Vor allem bei langen, niedrigen Brücken in flachen, breiten Tälern gilt es die überragende Bedeutung des Maßstabs des Gesamtbilds einer Brücke zu beachten. Hierbei ist Wert darauf zu legen, dass das Volumen und somit die Eigenlast eines soliden Körpers mit der dritten, die Tragfähigkeit jedoch nur mit der zweiten Potenz seiner Abmessung wächst. Aus diesem Grund nimmt die Dicke einer Platte, welche nur sich selbst tragen soll, nicht proportional, sondern quadratisch zu deren Spannweite zu. Daraus folgt, dass Balkenbrücken mit zunehmender Spannweite immer plumper und schwerer sind.

Einen Schritt in diese Richtung stellen die bereits bekannten semi-integralen Brücken dar. Hier werden Pfeiler und Oberbau monolithisch miteinander verbunden.

Unter dem Fachbegriff integrale Bauweise versteht man ein Tragwerk, welches ohne Unterbrechung aus einem Material hergestellt wird. Im Weiteren werden hier integrale Stahlbetonbrücken behandelt. Dies bedeutet, dass die Tragkonstruktion über keinerlei Lager, welche etwaige Verformungen durch Verschiebungen aufnehmen können, verfügt.

Einerseits kommt es durch das Wegfallen der Lager zu einer Abnahme der Wartungsintensität und die Konstruktion kann in vielen Fällen schlanker ausgeführt werden. Andererseits müssen Zwängungen, welche durch Temperatureinwirkung, Schwinden und Kriechen verursacht werden, vom Tragwerk aufgenommen und in den Untergrund abgeleitet werden. Für diese Zwängungskräfte ist die Steifigkeit die entscheidende Größe. Wird die integrale Brücke möglichst schlank ausgeführt und steht auf hohen Pfeilern, werden diese Kräfte durch Deformationen abgebaut. Umso länger die Brücke ist, desto leichter werden die Kräfte

abgebaut. Daher empfiehlt sich für kürzere Brücken eine semi-integrale Bauweise, welche über Lager am Ende des Tragwerks verfügen. Für breite, nicht besonders tiefe Täler ist eine Variante mit kurzen Spannweiten aus dünnen Stützen ideal. Zusätzlich wird der Fahrkomfort auf lagerfreien Brücken erhöht. Es ist jedoch zu beachten, dass zusätzlich zu den Zwang- auch die Bremskräfte in den Untergrund abzutragen sind.

Mit zunehmender Spannweite der einzelnen Felder, sowie bei Abnahme der Höhe der Pfeiler, wird das Herstellen einer vollintegralen Brücke schwieriger.

Instandhaltungs- und Investitionsentscheidungen müssen aus folgenden Kriterien getroffen werden:

- Aktueller Zustand und Prognose der Zustandsentwicklung
- Entwicklung der Nutzung (Belastung, Geschwindigkeit)
- Restlebensdauer und Sicherheit der relevanten Bauteile bei verschiedenen Erhaltungsstrategien
- Wirtschaftlich und sicherheitstechnisch optimaler Zeitpunkt für Erhaltungsmaßnahmen bzw. Erneuerung
- Ganzheitliche Optimierung bei beschränktem Budget
- Betrieblich günstige Zeiträume
- Sonstige, wie zum Beispiel Denkmalschutz

Aus dem Lebenszyklus von Brücken ergeben sich folgende Kriterien für die Life Cycle Cost Bewertung:

- Kosten für regelmäßige Brückenprüfung
- Kosten für regelmäßige Reinigung und Wartung von Entwässerungsanlagen, Lagern und Fugen
- Erneuerungs- und Instandhaltungskosten von empfindlichen Einbauteilen auf Brücken (Fugen, Lager, Schienenauszüge, usw.)
- Kosten für die Erneuerung des Korrosionsschutzes bei Stahlbrücken
- Kosten für Rückbau und Entsorgung

## 7 Begriffsbestimmung

### 7.1 Integrale Brücken

*Integrale Brücken sind Strukturen bei denen die Anordnung von Lagern und Bewegungsfugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Unterbau vollkommen verzichtet wird. Alle Bauteile sind monolithisch verbunden. ... Auf vorgefertigte Lager wird gänzlich verzichtet. Es treten keine Relativverschiebungen zwischen dem Überbau und dem Unterbau auf, auf Fahrbahnübergänge kann verzichtet werden. Allgemeine Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen insbesondere Dehnungen aus Temperatur werden auf den Baugrund und die Hinterfüllung, in welche die Struktur eingebettet ist, direkt übertragen. Die fugenlose Ausbildung garantiert die ungestörte Übertragung von Normalkraft, Querkraft und Momenten. (2)*

### 7.2 Semi-integrale Brücke

#### 7.2.1 Fugenlose semi-integrale Brücken

*Fugenlose semi-integrale Brücken sind Brücken bei denen die Innenstützen mit dem Tragwerk und den zugehörigen Gründungen monolithisch miteinander verbunden werden. Die Relativbewegungen zwischen Überbau und Widerlager werden durch vorgefertigte Lager oder ähnliches ermöglicht. Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen insbesondere Dehnungen aus Temperatur werden nur von den Innenstützen auf den Baugrund, in welchen die Struktur eingebettet ist, direkt übertragen. Der Übergang vom Überbau auf die Hinterfüllung erfolgt ohne Bewegungsfuge. (2)*

#### 7.2.2 Lagerlose semi-integrale Brücken

*Lagerlose semi-integrale Brücken sind Brücken bei denen auf die Anordnung von Lagern im Überbau sowie zwischen Überbau und Unterbau vollkommen verzichtet wird. Der Übergang zwischen Überbau und freier Strecke wird mit einer Bewegungsfuge ausgeführt. Es treten keine Relativverschiebungen zwischen Überbau und Unterbau auf, auf Fahrbahnübergänge wird jedoch nicht verzichtet. Allgemeine Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen insbesondere Dehnungen aus Temperatur werden auf den Baugrund und die Hinterfüllung, in welche die Struktur eingebettet ist, direkt übertragen. (2)*

## 8 Vorteile

*Integrale Brückenstrukturen bieten folgende Vorteile in der Erhaltung:*

- *Reduzierte Instandhaltungskosten auf Grund des Wegfallens der Lager- und Übergangskonstruktionen*
- *Dauerhaftigkeit und Wartungsunabhängigkeit der Konstruktionsteile unterhalb der Fahrbahn durch Vermeidung von direktem Baumittelzutritt*
- *Verringerung der Folgen von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellungen*
- *Duktileres Tragwerksverhalten bei Überbeanspruchungen (Aktivierung von Systemreserven)*
- *Längere Inspektionsintervalle und dadurch geringerer Überwachungsaufwand*

*Für Nutzer und Anrainer:*

- *Höherer Fahrkomfort*
- *Geringere Lärmentwicklung*
- *Sichere Überfahrt für einspurigen Verkehr<sup>1</sup>*

*Für den Entwurf:*

- *Abstützung der Horizontallasten aus Erddruck durch das Tragwerk*
- *Möglichkeit kleinerer Randfeldspannweiten durch die Aufnahme von abhebenden Kräften am Überbauende und somit die Möglichkeit schwierige Anlageverhältnisse zu verbessern*

*Für die Errichtung:*

- *Wegfallen der Lager und Übergangskonstruktionen*
- *Vereinfachte Widerlagerausbildung*
- *Vereinfachter und schnellerer Bauablauf*

*Folgende Aspekte sind in der Planung, Bemessung und Ausführung zu beachten:*

- *Zwangsschnittgrößen auf Grund von Temperaturbeanspruchungen und ungleichmäßige Stützensenkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit*
- *Abhängigkeit der Zwangsbeanspruchungen von der Bauwerksgeometrie, den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbau, sowie von der Steifigkeit des Baugrundes*
- *Abfließen eines Teils der Vorspannung eines vorgespannten Tragwerks in den Unterbau bzw. Baugrund*
- *Integrale Brücken erfahren trotz der Zwangswirkung etwa die gleichen Längenänderungen infolge Temperaturschwankungen, wie herkömmliche Brücken. Den negativen und positiven Widerlagerverschiebungen aus diesen jahreszyklischen Temperaturschwankungen und deren Wirkung auf die Widerlagerhinterfüllung ist besondere Beachtung zu geben.*

*Anforderungen an die Bemessung und Ausführung:*

- *Wirklichkeitsnahe Modellierung der Bauwerks- und Baugrundsteifigkeiten*
- *Getrennte Berechnung der oberen und unteren Zwangsschnittgrößen infolge Temperatureinwirkung und Vorspannung (2)*

---

<sup>1</sup> Rutschgefahr auf Stahl-Fahrbahnübergängen (Annahme der Autoren)

## 9 Tragverhalten integraler Brücken

Integrale Brücken sind denselben Einwirkungen, wie Brücken anderer Bauart, unterworfen. Speziell bei dieser Konstruktionsart ist das Entstehen sogenannter Zwangsschnittgrößen, welche aus der statischen Unbestimmtheit, sowie den zeitabhängigen Prozessen, wie Kriechen, Schwinden und Relaxation, resultieren. Diese Zwangsschnittgrößen müssen beim Entwurf gesondert betrachtet und durch eine iterative Anpassung der Bauwerk-Baugrundsteifigkeitsverhältnisse kann ein Minimum dieser Kräfte erreicht werden. Die Relativverschiebungen des Oberbaus zum Unterbau, sowie zum angrenzenden Erdkörper, werden gesondert nachgewiesen und bedürfen konstruktiver Lösungen.

Es besteht die Möglichkeit den Unterbau steif und somit verformungsfrei auszubilden und die resultierenden Zwangsschnittgrößen durch eine entsprechende Bewehrungsmenge aufzunehmen.

## 10 Ausgewählte Beispiele integraler Brücken

### 10.1 Gänsebachtalbrücke



Abbildung 10-1: 3-D Visualisierung Gänsebachtalbrücke (3)

Die Gänsebachtalbrücke, nördlich von Weimar gelegen, bildet eine Verbindung auf der neuen Hochgeschwindigkeitsstrecke zwischen Erfurt und Leipzig/Halle. Sie ist ein Teil des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit Nr.8.2 und wurde in integraler Bauweise aus Spannbeton hergestellt. Die Grundlage des Entwurfs stellt der Leitfaden: „*Gestalten von Eisenbahnbrücken*“ (1) der Deutschen Bahn dar und ordnet die Gänsebachtalbrücke, auf Grund der Situierung, in die Kategorie „*Breites ebenes Tal mit geringer bis mittlerer Tiefe (15-40m)*“ (1) ein. Die Konstruktion des Bauwerks besteht aus zwei aneinander gefügten Plattenbalken, mit einer Breite von 13,83m und einer Höhe von 3,0m, welche sich auf 1,0m dicken Stahlbetonsäulen befinden. Die Brückenkonstruktion ist alle 112,0m durch Fugen getrennt, um auf eine Verwendung von Lagern verzichten zu können. An diesen Trennstellen sind jeweils zwei Stützenpaare aneinander gereiht. Um die Anforderungen der festen Fahrbahn zu gewährleisten, sind die einzelnen Abschnitte mittels Horizontalkraftkopplungen verbunden. Weiters wird in jedem Abschnitt eine Auskreuzung der Stützen benötigt, um die aus dem Bremsvorgang entstehenden Kräfte in den Untergrund ableiten zu können. Die Spannweiten betragen 24,5m bzw. 11,0m und die Gesamtlänge des Brückentragwerks weist eine Länge von 1001,0m auf. Die Fahrbahn befindet sich in 16,0m Höhe über dem Grund. Durch die Verwendung der integralen Bauweise konnte, der von der Deutschen Bahn vorgegebene plumpe Entwurf als Rahmenbrücke, das Aussehen bzw. die Eingliederung in die Umgebung verbessert werden. Die schlanken Stützen erlauben eine bessere Transparenz des Bauwerks, als die laut Leitfaden geforderten Rahmenstiele.

Auf Grund der Anwendung, einer in Deutschland noch nicht bewährten Bauweise, wurde eine Zustimmung im Einzelfall gefordert. Diese Zustimmung beinhaltet folgende Nachweise:

- Nachweis der Schienenspannungen
- Nachweis der Überbauverformungen, insbesondere an den Überbaurändern
- Untersuchung des dynamischen Verhaltens und Überprüfung eines etwaigen Resonanzrisikos
- Nachweis gegen Ermüdung
- Untersuchung der Eigenfrequenzen in Querrichtung sowie Nachweis einer ausreichenden Quersteifigkeit

- Nachweis der Machbarkeit des Rahmeneckknotens am Übergang vom Trennpfeiler in den Überbau, einschließlich des Baus eines Modellknotens im Maßstab 1:1
- Durchführung von Sensitivitätsanalysen

Es stellte sich heraus, dass der Alternativentwurf in integraler Bauweise keinerlei Nachteile gegenüber einer Verwendung des Entwurfs, laut Leitfaden Deutscher Bahn, aufweist.

## 10.2 Seitenhafenbrücke



Abbildung 10-2: Entwurf Seitenhafenbrücke (4)

Um den Wiener Hafen an das Hauptverkehrsnetz anzuschließen, war eine weitere Brücke über den Donaukanal von Nöten. Der Bauherr, MA 29, legte als eines seiner Ziele die optimale technische und gestalterische Eingliederung der Brücke in die Umgebung fest. Im Dezember 2006 erhielt eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus dem Büro PCD ZT-GmbH und dem Architektenteam AGU, den Zuschlag. Bei der Planung der 130,0m langen Brücke mussten mehrere Rahmenbedingungen berücksichtigt werden. Auf Grund der Nutzung des Donaukanals als wichtige Schifffahrtsroute, sowie der vorhandenen Infrastruktur vor Ort (Wiener Sammelkanäle und Begleitwege beidseitig entlang des Kanals), gibt es nur eingeschränkte Stützmöglichkeiten. Des Weiteren benötigt die Schifffahrt ein Mindestdurchfahrtsprofil von 8,0m x 30,0m. Durch die zusätzliche Bedingung einer sehr niedrigen, vorgegebenen Straßengradiente, muss das Tragwerk eine sehr hohe Schlankheit aufweisen. Aus diesem Grund sollte die Brückenlänge in tunlichst geringe Einzelspannweiten geteilt werden. Durch die begrenzte Anzahl an Auflagermöglichkeiten waren aufgelöste V-Stützen die logische Konsequenz.





Abbildung 10-4: Ansicht alte Perschlingbrücke (6)

Der Erstentwurf sah eine zweifeldrige Stahlbetonbrücke mit einer lichten Weite von 36,0m vor, wobei die im Flussquerschnitt stehende Mittelstütze diesen erheblich reduziert hätte. Durch die Anforderung des erweiterten Flussquerschnitts konnte sich dieser Entwurf nicht durchsetzen. Weiters bestand die Forderung des Auftraggebers eine direkt befahrbare Brücke, also ohne Abdichtung und gesonderten Fahrbahnbelag, sowie eine Minimierung der Erhaltungskosten herzustellen. Dies hat einen geringeren Aufwand bei der Anhebung des bestehenden Straßennivelettes zur Folge.



Abbildung 10-5: Ansicht neu gestaltete Perschlingbrücke (6)

### 10.3.2 Integrale Brücken

Durch die Verwendung der integralen Bauweise kann auf etwaige Fugen und Lager verzichtet werden. Eine schlankere Konstruktionsbauart ist möglich und dies vergrößert wiederum das Abflussprofil der Perschling. Bei dieser Bauweise werden die Widerlager und der Überbau monolithisch hergestellt. Infolge von Temperaturänderungen, etwaiger Vorspannungen, Kriechen und Schwinden des Betons entstehen durch die statische Unbestimmtheit Zwangsschnittgrößen. Der Vorteil der integralen Bauweise liegt im Entfall von wartungsintensiven Bauteilen, wie Brückenübergangskonstruktionen und Lager. Das ganze Bauwerk steht in einer Interaktion mit dem Baugrund und durch die monolithischen Verbindungen können die Bauteile schlanker, als wie bei anderen Konstruktionsarten, ausgeführt werden.

*Zusammenfassend ergeben sich folgende Vorteile:*

- *Verminderung der Herstellungskosten*
- *Verminderung der Instandhaltungskosten*
- *Vereinfachter und schnellerer Bauablauf durch den Wegfall von Lagern und Dehnfugen mit ihren geringen Toleranzen und ihrer Einbauabfolge*
- *Höherer Fahrkomfort durch Vermeidung der Übergangskonstruktionen*
- *Dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Taumittelzutritt zu Konstruktionsteilen unterhalb der Fahrbahn*
- *Die aussteifende Wirkung der Hinterfüllungsbereiche kann zum Abtrag planmäßiger Horizontallasten, z.B. aus Wind und Bremsen, herangezogen werden und verringert daher die Momente aus veränderlichen Einwirkungen auf die Gründungen. So können z. B. Pfähle eingespart werden.*
- *Verringerung der Gefahr von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellungen*
- *Ausgleich abhebender Kräfte aus dem Überbau durch das Eigengewicht der Widerlager - Kürzere Endfelder erlauben bei dreifeldrigen Überbauten eine größere Mittelöffnung*
- *Größere Traglastreserven durch Umlagerungsmöglichkeiten für die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (6)*

Speziell bei der Bemessung und Ausführung von Integralen Brücken ist auf die Zwangsbeanspruchungen Rücksicht zu nehmen. Diese können für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erhebliche Schwierigkeiten darstellen. Die Beeinflussung und somit die Größe der Zwangsschnittgrößen hängt maßgeblich von der Bauwerksgeometrie, der Steifigkeit des Bodens und den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbauten ab.

Um eine gute Auskunft über die Größe der Zwangsbeanspruchungen zu bekommen, muss das Bauwerk, insbesondere die Bauwerks- und Bodensteifigkeiten, genau modelliert werden. Vor allem durch das Variieren der möglichen Bodenkennwerte kann eine gute Abschätzung erfolgen.

Grundsätzlich erfahren integrale Brückenbauwerke, obwohl sie durch Zwangsbeanspruchungen belastet sind, etwa die gleichen Längenänderungen wie herkömmliche Brücken mit Lagern und Dehnfugen. Der Unterschied liegt darin, dass diese Dehnungen nicht in den Lagern und Dehnfugen aufgenommen werden, sondern in den Widerlagerhinterfüllungen. Die Dehnungen sind je nach Jahreszyklus verschieden und deshalb kommt es zu positiven, wie auch negativen Wandverschiebungen. Zusätzlich zu den aus temperaturbedingten Verschiebungen sind auch noch die Anteile aus dem Schwinden und Kriechen des Betons zu berücksichtigen.

Durch den Abfall der Steifigkeiten in den Betonteilen, welcher durch die Rissbildung entsteht, werden die Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit deutlich vermindert. Bei geschickter Wahl des Querschnitts kann eine Minimierung der Schnittgrößen erfolgen.

### 10.3.3 Bauwerksentwurf

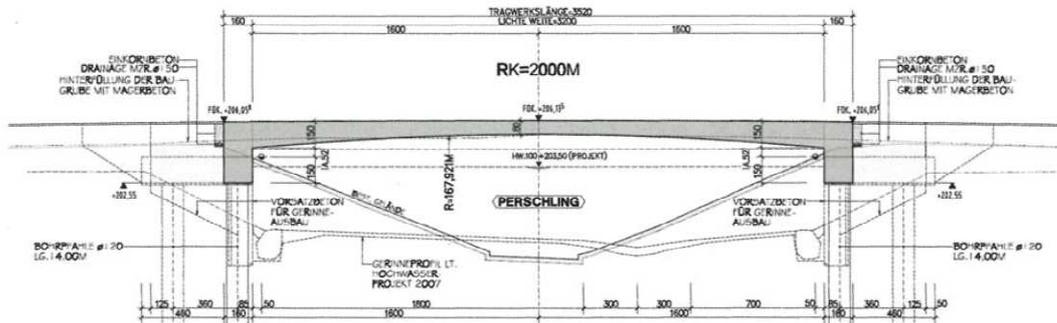


Abbildung 10-6: Längsschnitt Perschlingbrücke (6)

Die Perschlingbrücke ist ein einfeldriger Stahlbetonrahmen mit gevouteter Untersicht und einer lichten Weite von 32,0m. Die Tragwerksdicke beträgt in der Mitte 80,0cm und im Bereich der Voutungen, bei den Rahmenwänden, erhöht sich die Dicke auf 150,0cm. Die Länge der Rahmenwände ist durch den statisch sinnvollen Anschluss an die Gründung vorgegeben.

### Überbau

Durch die Verwendung des Rahmens als statisches System ist eine feste Einspannung des Überbaus an die Pfeiler und Widerlager vorgesehen. Wie schon zuvor erwähnt, beträgt die Konstruktionshöhe in Brückenmitte 80,0cm und im gevouteten Bereich bei der Einspannung 150,0cm. Die Tragwerksbreite beträgt 9,0m. Da seitens der Auftraggeber ein Entfall von Dichtungsebenen gewünscht war, wurde für die obersten 40,0cm Hochleistungsbeton eingesetzt, um die Kriterien an die Rissbreitenbeschränkung zu erfüllen.

### Gründung

Durch das geotechnische Gutachten stellte sich heraus, dass die geplante Flachgründung nicht durchgeführt werden konnte. Der Grund dafür sind die starke Zusammendrückbarkeit und die geringe Scherfestigkeit der oberen Schichten. Die Entscheidung fiel auf eine mittels 1,2m dicken Bohrpfählen hergestellte Tiefgründung, um die anstehenden Lasten von rund 7000kN in den Boden abzutragen. Setzungen zwischen 1,5cm und 2,5cm sind laut geotechnischem Gutachten zu erwarten. Jedes Widerlager ist auf sechs 14,0m tiefen Bohrpfählen gegründet.

## 11 Modellierung

Das Kapitel 11 Modellierung gliedert sich in die Hauptpunkte:

- Lagerung
- Tragwerk
- Belastung

### 11.1 Lagerung

Bei integralen Brücken muss besonderes Augenmerk auf die Modellierung der Auflager bzw. die Verbindung mit dem Untergrund gerichtet werden. Um möglichst reale Ergebnisse zu bekommen, macht es Sinn die Fundierung, in unserem Projekt mittels Bohrpfählen realisiert, in die Simulation mit ein zu binden.

#### 11.1.1 Pfähle

Die Geometrie der Pfähle ist auf Grund des Projektes S7.21 „Brücke über die Lafnitz“ vorgegeben. Die Längen der Pfähle betragen an den Widerlagern 23,0m und an der Mittelstütze 28,0m. Die Pfahldurchmesser betragen in beiden Fällen 1,2m.

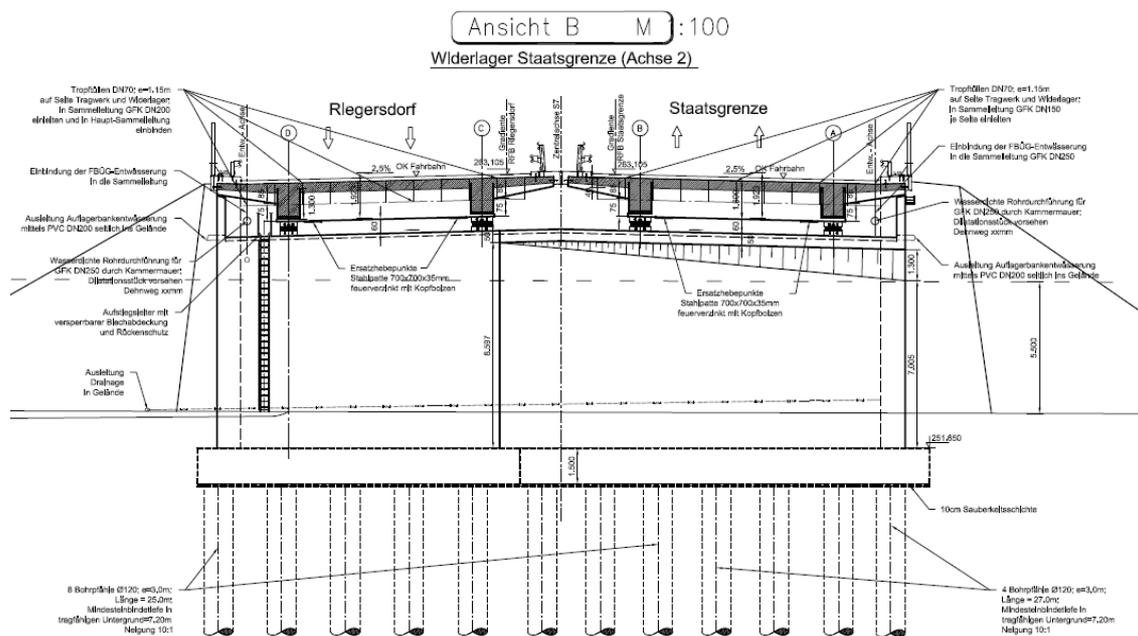


Abbildung 11-1: Bohrpfähle (7)

Laut dem Bodengutachten des Büros BGG Consult kann von einer mittleren Mantelreibung der Pfähle an den Widerlagern von  $60,0\text{kN/m}^2$  (8) bzw.  $70,0\text{kN/m}^2$  (8) an der Mittelstütze ausgegangen werden.

Für die Modellierung der aufnehmbaren Pfahlkräfte wurde die übertragbare Kraft aus Mantelreibung in eine äquivalente Federkraft umgerechnet. Die Größe der Federkraft basiert auf der Annahme, dass sich der Pfahl bei der Aktivierung der voll anzusetzenden Mantelreibung um 1,0cm absenkt.

Der Widerstand der Verformungen in horizontaler Richtung wurde mit dem Bettungsmodul simuliert. Die Größe der Bettungsmodule wurde ebenfalls aus dem Bodengutachten

entnommen. Bei der Modellierung wurde über die obersten 4,0m des Pfahls ein linearer Anstieg des Bettungsmoduls, von  $0,0\text{MN/m}^3$  am oberen Ende bis zu dem aus dem Gutachten (8) entnommenen Wert von  $60,0\text{MN/m}^3$ , angenommen.

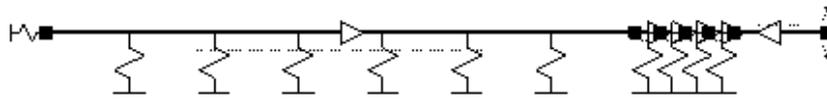


Abbildung 11-2: Darstellung eines gebetteten Stabes um  $90^\circ$  verdreht (links ist unten)

Da das dreidimensionale Brückentragwerk in der R-Stab Berechnung als zweidimensionales Stabwerk simuliert wird, mussten die einzelnen Pfähle zu „reaktions-äquivalenten“ Pfahl- bzw. Systemgruppen zusammengefasst werden. Die eingegebene Bettung ist daher ein Vielfaches der einzelnen Bettungen der realen Pfähle. Das Selbe trifft natürlich auch auf die Feder an der Pfahlspitze zu.

Da es bei integralen Brücken üblich ist eine weiche Verbindung zwischen Untergrund und Tragwerk herzustellen, wurde auch der Aufbau der Pfahlgruppen hierfür modifiziert. Bei der originalen Planung bestanden die Pfahlgruppen aus zwei Pfahlreihen, welche mit einem Rost verbunden wurden. Diese wurden gegen eine einzelne Pfahlreihe getauscht und ermöglichen dadurch eine Reduktion der Biegesteifigkeit.



Abbildung 11-3: Model mit zweireihiger Pfahlgründung (links) und einreihiger Pfahlgründung

### Mittelstütze

Durchmesser	$d = 120,0\text{cm}$
Länge von Rost weg gemessen	$L = 28,0\text{m}$
Mantelreibung	$\tau_{\text{Mantel}} = 70,0\text{kN/m}^2$
Umfang	$U = 1,2\text{m} * \pi = 3,77\text{m}$
Querschnittsfläche	$A = 1,2^2/4 * \pi = 1,13\text{m}^2$
Übertragbare Kraft	$1,2\text{m} * \pi * 70,0\text{kN/m}^2 * (28,0\text{m} - 1,0\text{m}) = 7125,1\text{kN}$
äquivalente Federsteifigkeit	$7125,1\text{kN}/0,01\text{m} = 712513,2\text{kN/m}$
Berechnung für Modellierung	$712513,2 * 3 = 2137539,6\text{kN/m}$

### Widerlager

Durchmesser	$d = 120,0\text{cm}$
Länge von Rost weggemessen	$L = 23,0\text{m}$

Mantelreibung	$\tau_{\text{Mantel}} = 70,0\text{kN/m}^2$
Umfang	$U = 1,2\text{m} \cdot \pi = 3,77\text{m}$
Querschnittsfläche	$A = 1,2^2/4 \cdot \pi = 1,13\text{m}^2$
Übertragbare Kraft	$1,2\text{m} \cdot \pi \cdot 60,0\text{kN/m}^2 \cdot (23,0\text{m} - 1,0\text{m}) = 4976,3\text{kN}$
äquivalente Federsteifigkeit	$4976,3\text{kN}/0,01\text{m} = 497628,3\text{kN/m}$
Berechnung für Modellierung	$497628,3 \cdot 2,5 = 1244070,7\text{kN/m}$

## 11.2 Tragwerk

Das Brückentragwerk besteht aus zwei parallel verlaufenden Plattenbalken, welche die identen Querschnittsabmessungen aufweisen. Für die Berechnung mittels R-Stub wird nur das halbe System, ein Plattenbalken, modelliert. Es ist jedoch zu beachten, dass nicht jede Belastung unbedingt symmetrisch entlang der Tragwerksachse wirkt. Auf diesen Punkt wird in 11.3 Belastung eingegangen.

### 11.2.1 Plattenbalken

Wie bereits beschrieben besteht das Fahrbahntragwerk aus einem Plattenbalken, welcher an einzelnen Lagerungspunkten starr mit den lastabtragenden Elementen (Stützen, Streben, Widerlager) verbunden ist. Da dieser Plattenbalken jedoch verschiedene und auch veränderliche Querschnitte aufweist, wird der Stabzug aus einzelnen Stäben zusammengesetzt. Durch die unterschiedlichen Querschnitte stellt die Schwerachse des Stabzuges keine durchgehende Gerade mehr da.

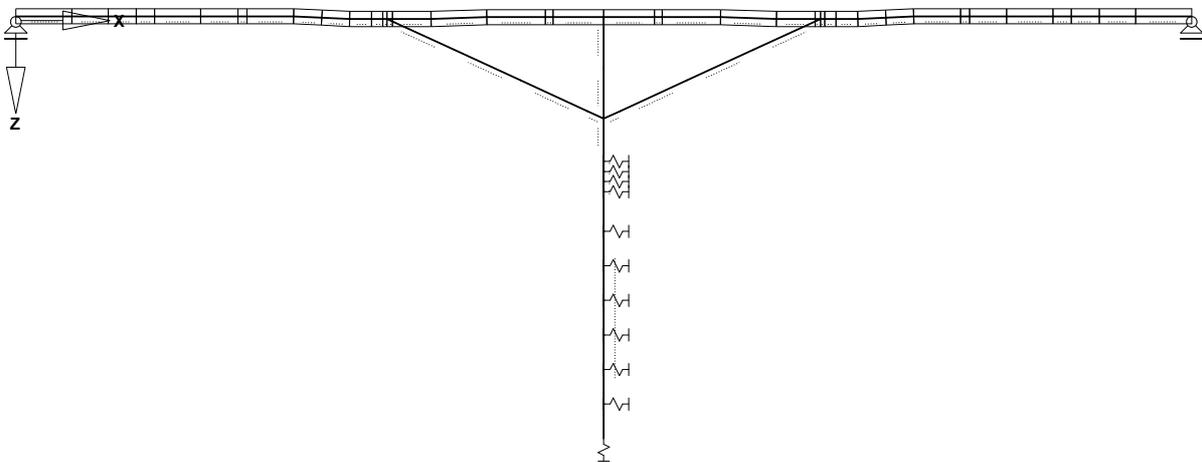


Abbildung 11-4: Stabwerksmodell mit Knicken in der Stabachse der 4-feldrigen semiintegralen Brücke

Der Fahrbahnträger setzt sich aus drei bis fünf unterschiedlichen Regelquerschnitten zusammen. Veränderlich bei diesen Querschnitten sind lediglich die Stegabmessungen. Die folgenden Bilder stellen die benutzten Querschnitte dar. Auf Grund der unterschiedlichen Stegabmessungen haben die Regelquerschnitte verschiedene Schwerpunktlagen in Z-Richtung, welche für die Knicke in der Schwerachse verantwortlich sind. Um eine möglichst hohe Übereinstimmung der geometrischen Abmessungen des Stabwerkmodells mit der geplanten Brücke zu erreichen, wurde wie bei der CAD-Planung eine Bezugsachse, welche einen Meter unter der Plattenbalkenoberkante liegt, gewählt. In dieser Ebene liegen die Knotenpunkte des Plattenbalkens. Die effektiven Breiten der Plattenbalken werden nach Eurocode 2-1 berechnet.

### 11.2.2 Widerlager

Laut Plan besteht das Widerlager aus einer normal zur Tragwerksachse gerichteten Wand und aus aussteifenden Flügelmauern, welche durch eine Pfahlgruppe gegründet sind. Bei der Modellierung wurde dies mit Hilfe von Stäben ohne Flügelmauern vereinfacht modelliert. An die somit weniger steifen Widerlager (siehe auch letzter Absatz von 11.1.1 Pfähle) schließen die Pfahlgründungen an.

### 11.3 Belastung

Die Belastungen sind in Anlehnung an das Projekt S7.21 „Brücke über die Lafnitz“ getroffen worden. Diese entsprechen den genormten Belastungen für Straßenbrücken aus Stahlbeton und sind dem Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (9), sowie Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (10) zu entnehmen.

#### 11.3.1 Eigengewicht

Der Lastfall Eigengewicht ist nur von der Querschnittform der Brücke abhängig. Für den Baustoff Stahlbeton wird laut EN 1990-1-1 eine Wichte von  $\gamma=25,0\text{kN/m}^3$  angenommen.

#### Querschnitt 1

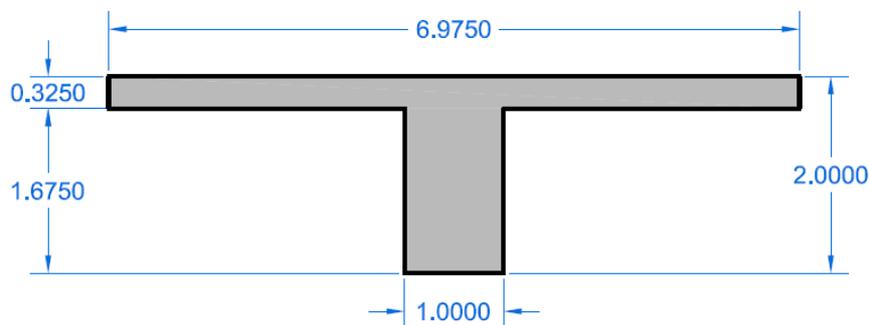


Abbildung 11-5: Querschnitt "Klein"

Berechnung Querschnitt 1:

- Fläche:

$$A_{QS1} = 6,975\text{m} \cdot 0,325\text{m} + (2,0\text{m} - 0,325\text{m}) \cdot 1,0\text{m} = 3,94\text{m}^2$$

- Wichte Beton:

$$\gamma_c = 25,0\text{kN/m}^3$$

- Eigengewicht des Brückenträgerquerschnitts 1 pro Laufmeter:

$$g_{EG,c} = 3,94\text{m}^2 \cdot 25,0\text{kN/m}^3 = 98,55\text{kN/m}$$



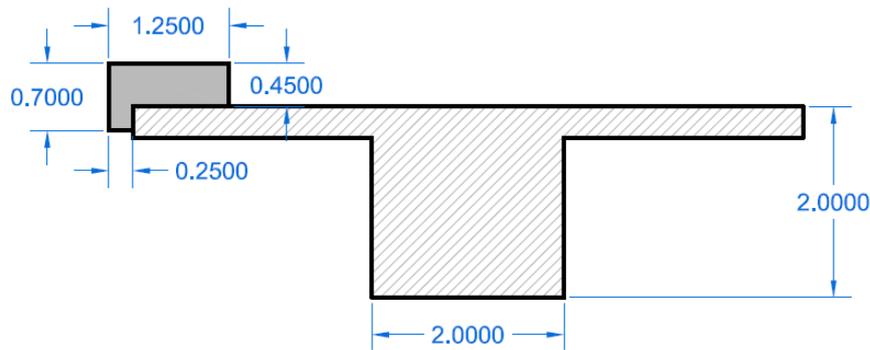


Abbildung 11-8: Skizze Randbalken für Rechenmodell

Berechnung für einen Randbalken:

- Fläche

$$A_{RB} = 1,25m \cdot 0,45m + 0,25m \cdot 0,25m = 0,625m^2$$

- Wichte Beton:

$$\gamma_c = 25,0kN/m^3$$

- Gewicht eines Randbalkens pro Laufmeter:

$$g_{RB,c} = 0,625m^2 \cdot 25,0kN/m^3 = 15,63kN/m$$

### Lärmschutzwand

Für die mögliche Errichtung einer Lärmschutzwand mit einer Höhe von 5,0m wurde eine Belastung von  $g_{L,c} = 5,0kN/m$  (11) angesetzt.

### Kabeltrasse

Hierfür wurde eine Belastung von  $g_{K,c} = 0,4kN/m$  (11) angenommen.

### 11.3.3 Fahrbahnbelag

Für den Fahrbahnaufbau wurde in Anlehnung an das Projekt S7.21 eine Höhe von 30,0cm gewählt.

Berechnung Fahrbahnbelag:

- Fläche

$$A_{FA} = 6,975m \cdot 0,30m = 2,09m^2$$

- Wichte Aufbau:

$$\gamma_c = 24,0kN/m^3$$

- Gewicht des Fahrbahnaufbaus pro Laufmeter:

$$g_{RB,c} = 2,09m^2 \cdot 24,0kN/m^3 = 50,22kN/m$$

### 11.3.4 Kriechen

Zur Ermittlung der Kriechzahl wird der Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau Anhang B.1 herangezogen.

**B.1 Grundgleichung zur Ermittlung der Kriechzahl**

(1) Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B. 1})$$

Dabei ist

$\varphi_0$  die Grundzahl des Kriechens und darf wie folgt ermittelt werden:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B. 2})$$

$\varphi_{RH}$  ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B. 3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B. 3b})$$

$RH$  relative Luftfeuchte der Umgebung in %;

$\beta(f_{cm})$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B. 4})$$

$f_{cm}$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in  $\text{N/mm}^2$  nach 28 Tagen;

$\beta(t_0)$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (\text{B. 5})$$

$h_0$  die wirksame Bauteildicke in mm. Dabei ist

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (\text{B. 6})$$

$A_c$  die Gesamtfläche des Betonquerschnitts;

$u$  der Umfang des Querschnitts, welcher Trocknung ausgesetzt ist;

$\beta(t, t_0)$  ein Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn und darf wie folgt ermittelt werden:

$$\beta(t, t_0) = \left[ \frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B. 7})$$

$t$  das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen;

$t_0$  das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen;

$t-t_0$  die nicht angepasste Belastungsdauer in Tagen;

$\beta_H$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte ( $RH$  in %) und der wirksamen Bauteildicke ( $h_0$  in mm). Er darf wie folgt ermittelt werden:

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B. 8a})$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B. 8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$  Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B. 8c})$$

(2) Die Auswirkungen der Zementart auf die Kriechzahl des Betons darf durch die Anpassung des Betonalters bei Belastungsbeginn  $t_0$  in Gleichung (B.5) berücksichtigt werden.  $t_0$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B. 9})$$

Dabei ist

$t_{0,T}$  das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung darf mit Gleichung (B.10) erfolgen;

$\alpha$  eine Potenz zur Berücksichtigung der Zementart

= -1 für Zemente der Klasse S;

= 0 für Zemente der Klasse N;

= 1 für Zemente der Klasse R.

(3) Die Auswirkungen von erhöhten oder verminderten Temperaturen in einem Bereich von 0°C bis 80°C auf den Grad der Aushärtung des Betons dürfen durch die Anpassung des Betonalters wie folgt berücksichtigt werden:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{\left( \frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13,65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B. 10})$$

Dabei ist

$t_T$  das temperaturangepasste Betonalter, welches  $t$  in den entsprechenden Gleichungen ersetzt;

$T(\Delta t_i)$  die Temperatur in °C im Zeit-Intervall  $\Delta t_i$ ;

$\Delta t_i$  die Anzahl der Tage, in denen die Temperatur  $T$  vorherrscht. (9)

Der mittlere Variationskoeffizient der nach obigen Verfahren vorausgesagten Größe des Kriechens liegt im Bereich von 20%. Das Verfahren beruht auf den Auswertungen einer digitalen Datenbank aus Laborversuchsergebnissen.

Die nach den obigen Verfahren ermittelten Werte für  $\varphi(t, t_0)$  sind in der Regel auf den Tangenten-Modul  $E_c$  zu beziehen.

Wenn keine große Genauigkeit verlangt wird, dürfen die Werte in Bild 3.1 aus 3.1.4 herangezogen werden, um das Kriechen von Beton im Alter von 70 Jahren zu bestimmen.

### 11.3.5 Schwinden

#### Trocknungsschwinden

Zur Ermittlung des Schwindens wird der Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, sowie das dazugehörige Nationale Anwendungsdokument Anhang B.2 herangezogen.

(1) Der Grundwert des Trocknungsschwindens  $\varepsilon_{cd,0}$  lässt sich wie folgt berechnen:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

Dabei ist

$f_{cm}$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [ $N/mm^2$ ];

$f_{cm0} = 10N/mm^2$ ;

$\alpha_{ds1}$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

= 3 für Zemente der Klasse S;

= 4 für Zemente der Klasse N;

= 6 für Zemente der Klasse R;

$\alpha_{ds2}$  ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

= 0,13 für Zemente der Klasse S;

= 0,12 für Zemente der Klasse N;

= 0,11 für Zemente der Klasse R;

$RH$  relative Luftfeuchte der Umgebung [%];

$RH_0 = 100\%$ “ (12) (13)

Zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Dabei ist:

$k_h$  ein Koeffizient, der von der in der folgenden Tabelle angegebenen rechnerischen Größe  $h_0$  abhängt

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
= 500	0,70

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

Dabei ist:

$t$  das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

$t_s$  das Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (oder des Quellens) normalerweise zum Ende der Nachbehandlung

$h_0$  die Rechnerische Größe (mm) der Querschnittsfläche =  $2Ac/u$

$u$  freiliegende Umfang des Betonquerschnitts

### Die autogene Schwinddehnung

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Dabei ist:

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

und

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})}$$

**Berechnung****Schwinden****Trocknungsschwinden**

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12$$

$$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$RH = 80\%$$

$$RH_0 = 100\%$$

$$\beta_{RH} = 0,7564$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,000269$$

**Zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung**

$$A_c = 3941875 \text{ mm}^2$$

$$u = 10325 \text{ mm}$$

$$h_0 = 763,56 \text{ mm}$$

$$k_h = 0,7$$

$$t_s = 14 \text{ Tage}$$

$$t = \infty$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,000188$$

**Autogene Schwinddehnung**

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,00005$$

**Schwinden des Betons**

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 0,000238$$

**11.3.6 Setzungen**

Für die Berechnung wird eine Verschiebung von 1,0cm simuliert. Durch die genaue Modellierung der Auflagersituation, mittels Federn und Bettungen, musste für die Verschiebung von 1,0cm eine äquivalente Federkraft angesetzt werden. Diese Federkraft hängt von der maximal übertragbaren Kraft der jeweiligen Bohrpfähle ab.

**Achse 0**

Diese Bezeichnung gilt für das linke Widerlager der Brückenkonstruktion.  
Berechnung Federkraft für 1,0cm Setzung

$$1244070,7 \text{ kN/m} \cdot 0,01 \text{ m} = 12440,7 \text{ kN}$$

### Achse 1

Diese Bezeichnung gilt für die Mittelstütze der Brückenkonstruktion.  
Berechnung Federkraft für 1,0cm Setzung

$$2137539,6kN/m \cdot 0,01m = 21375,4kN$$

### Achse 2

Diese Bezeichnung gilt für das rechte Widerlager der Brückenkonstruktion.  
Berechnung Federkraft für 1,0cm Setzung

$$1244070,7kN/m \cdot 0,01m = 12440,7kN$$

## 11.3.7 Temperaturbeanspruchung

Die Lasten in Folge Temperatureinwirkung wurden gemäß EN 1991-1-5 Abschnitt 6 - Temperatureinwirkungen bei Brücken (14) angesetzt. Für den Standort Fürstenfeld mit einer gewählten Seehöhe von 250,00 m.ü.A. ergeben sich folgende Temperaturen:

Standort: Fürstenfeld

Seehöhe: 250,00 m ü. A

$$T_{\max} = 38,8 - 0,0059 \cdot \text{Seehöhe}$$

$$T_{\max} = 38,8 - 0,0059 \cdot 250 = 37,33^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = 27^{\circ}\text{C}$$

Für Typ 3 (Betonkonstruktionen)

$$T_{e,\max} = 38^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -24^{\circ}\text{C}$$

Änderung des konstanten Temperaturanteils der Brücken

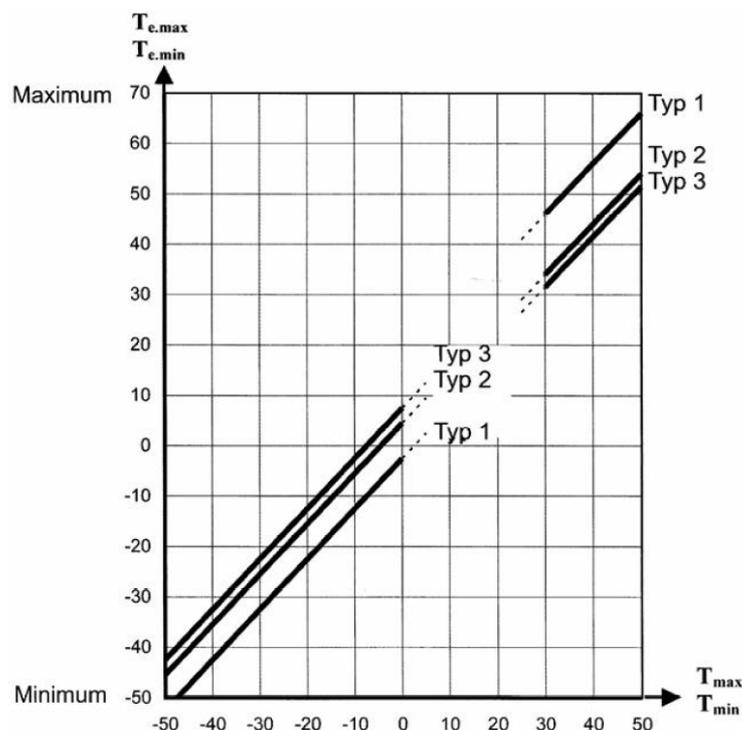


Abbildung 11-9: Bild 6.1 - Korrelation zwischen minimaler/maximaler Außenlufttemperatur ( $T_{\min}/T_{\max}$ ) und minimalen/maximalen konstanten Temperaturteilen der Brücke ( $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ ) (14)

### 11.3.8 Verkehrslast

Das Ansetzen der Verkehrslast erfolgte nach ÖNORM EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (in folge Eurocode 1-2 genannt). Der Eurocode setzt eine Belastung für ein dreidimensionales Tragwerk an. Da die Modellierung jedoch mit R-Stab als zweidimensionales Stabwerksmodell erfolgt, muss die Belastung dementsprechend adaptiert werden. Wie im Kapitel 11.2 Tragwerk bereits erwähnt, erfolgt die Belastung nicht immer symmetrisch zur Tragwerksachse. Bei den Lastmodellen laut Norm ist die Belastung der einzelnen Fahrstreifen verschieden groß. Daraus resultiert auch eine unterschiedlich große Beanspruchung der zwei Plattenträger, die ein Brückentragwerk bilden. Aus diesem Grund wurde die, in dem zweidimensionalen Stabwerksmodell, verloren gegangene Dimension, die Y-Richtung, in einer Begleitrechnung berücksichtigt. Anhand eines Trägers auf zwei Stützen (als statisch bestimmtes System angenommen) wird die Belastung pro Laufmeter, in Abhängigkeit der Y-Richtung, berechnet.

#### Lastmodell 1 - LM1

Die Belastung erfolgt wie im Eurocode 1-2. Die Fahrfläche wird in einzelne Fahrstreifen mit einer Breite von 3,0m eingeteilt. Wie in der Abbildung 11-10 ersichtlich teilt sich die Fahrbahn somit in drei Fahrstreifen und einer Restfläche von 2,85m auf.

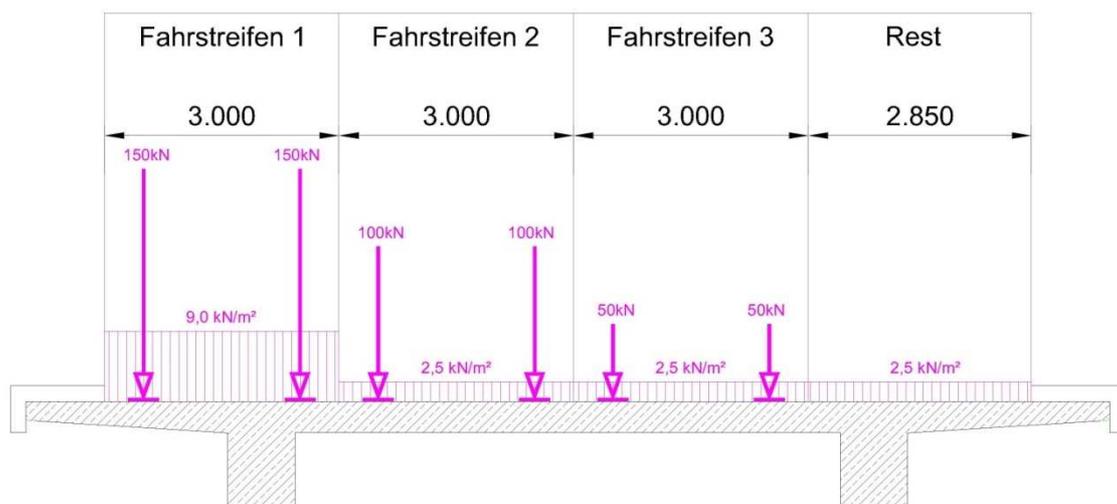
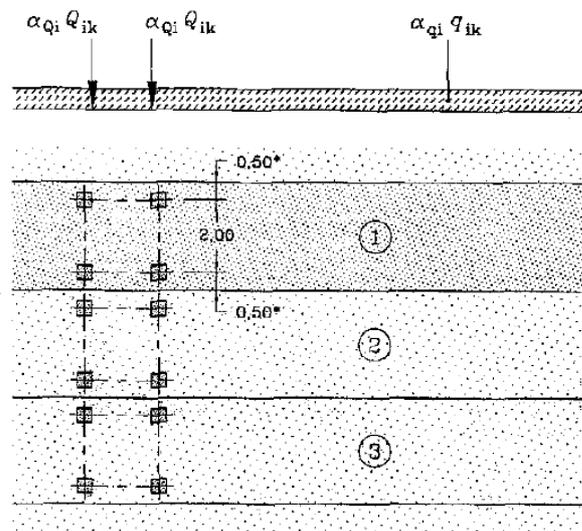


Abbildung 11-10: LM1 – Belastung auf Brückenquerschnitt

Die Belastung der Fahrstreifen erfolgt nach der *Tabelle 4.2-Lastmodell 1: charakteristische Werte* (10) (14), sowie nach der zugehörigen *Abbildung Bild 4.2a-Anwendung des Lastmodells 1* (10) (14). Die Anpassungsfaktoren wurden laut Eurocode 1-2 mit  $\alpha_{qi} = 1,0$ ,  $\alpha_{qi} = 1,0$  und  $\alpha_{qr} = 1,0$  angenommen.

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (oder $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
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

Abbildung 11-11: Tabelle 4.2 - Lastmodell 1: charakteristische Werte (10)

**Legende**

- 1 Fahrstreifen Nr. 1 :  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- 2 Fahrstreifen Nr. 2 :  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 3 Fahrstreifen Nr. 3 :  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 4 (\*) Für  $\gamma_{H1} = 3 \text{ m}$

11-12ild 4.2a - Anwendung des Lastmodells 1 (10)

Wie in den folgenden Abbildungen dargestellt werden die Flächenlasten (Abbildung 11-13 und Abbildung 11-14), sowie die Achslasten getrennt voneinander auf einem statisch bestimmten System, einem Träger auf zwei Stützen, angesetzt.

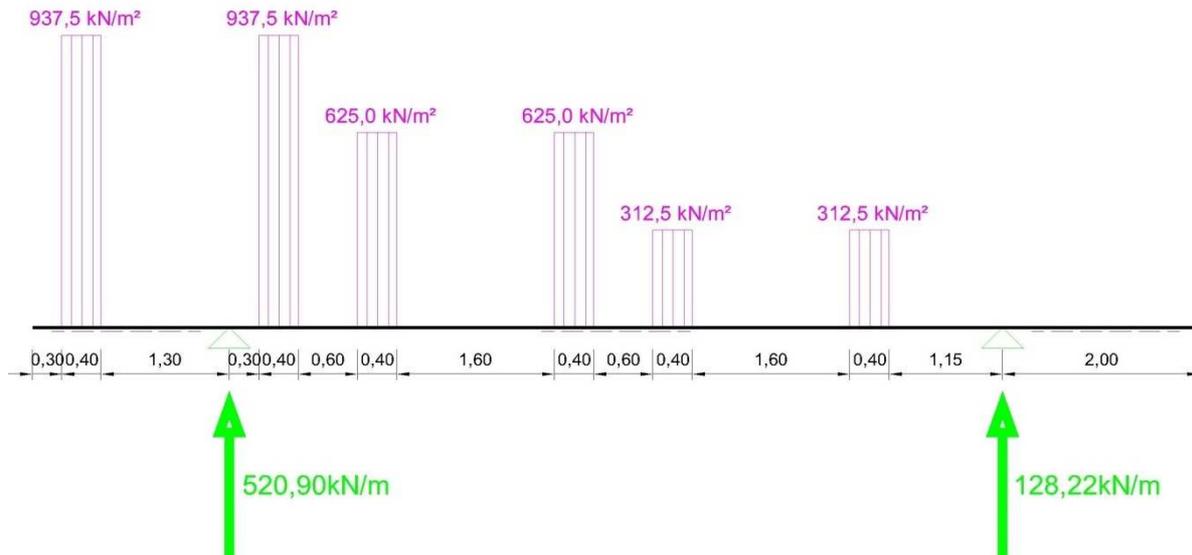


Abbildung 11-13: LM-1 – Auflagerreaktion Achslasten

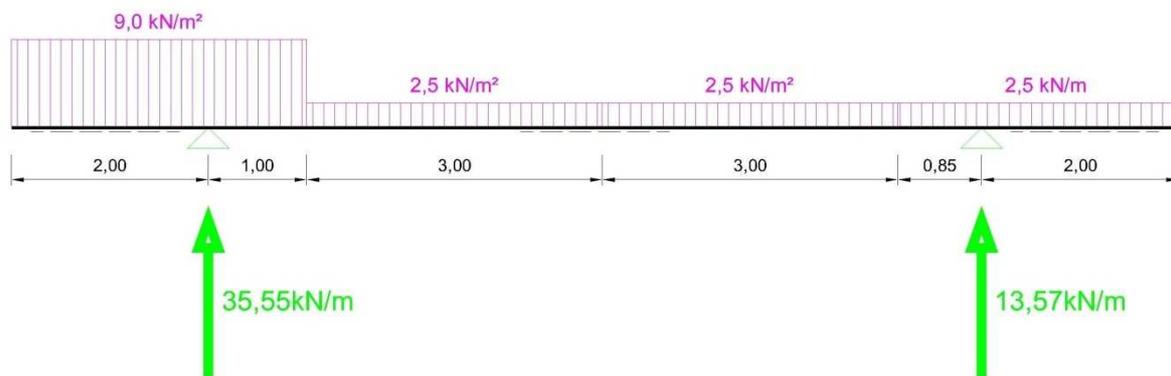


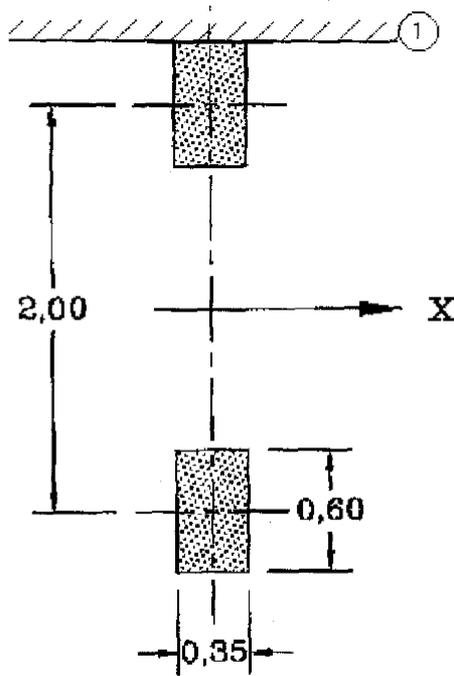
Abbildung 11-14: LM-1 - Auflagerreaktion Flächenlast

Das zweidimensionale Stabwerksmodell wird mit den berechneten Auflagerreaktionen belastet.

Bei der Berechnung der gesamten Belastung werden die Kombinationen so erzeugt, dass immer nur die einen („linken“) oder die anderen („rechten“) Auflagerreaktionen wirken. Dies gilt äquivalent für das Lastmodell 2 und das Lastmodell Schwerfahrzeug.

### Lastmodell 2 – LM2

Auch dieses Lastmodell ist dem Eurocode 1-2 entnommen. Die Belastung erfolgt nach dem Kapitel 4.3.3 Lastmodell 2. Die Anpassungsfaktoren wurden laut Eurocode 1-2 mit  $\beta_Q=1,0$  angenommen. Es wird eine Last von 400kN je Einzelachse angesetzt, sowie nach der zugehörigen Abbildung Bild 4.3-Lastmodell 2.

**Legende**

- X Brückenlängsachse
- 1 Schrammbord

Abbildung 11-15: Bild 4.3 - Lastmodell 2 (10)

Die Aufteilung auf die einzelnen Plattenbalken, sowie das Ansetzen der berechneten Auflagergrößen, erfolgt äquivalent zum Lastmodell 1.

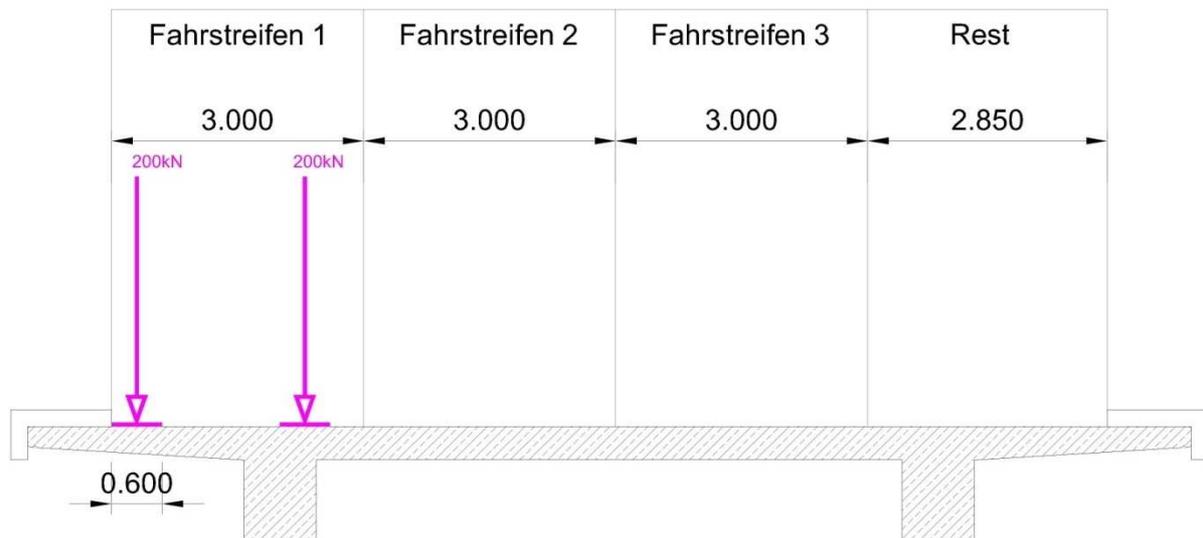


Abbildung 11-16: LM-2 - Achslasten

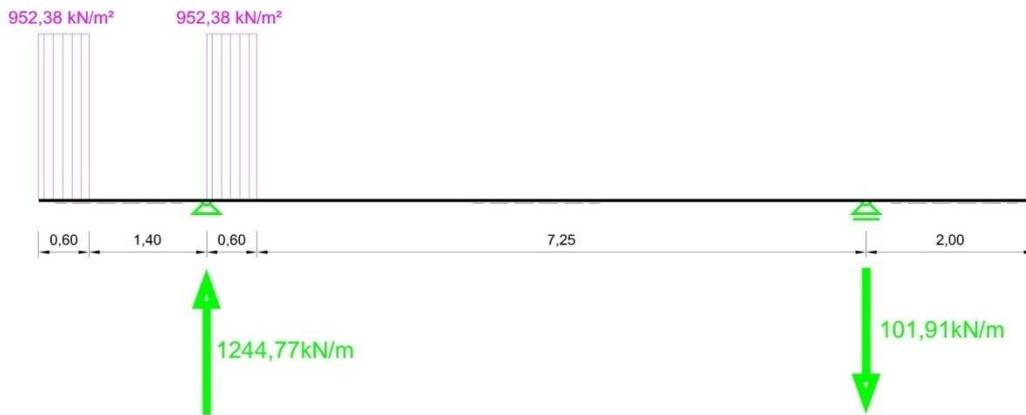


Abbildung 11-17: LM-2 – Auflagerreaktion Achslasten

### Lastmodell 3 (Sonderfahrzeuge) – SFZ (LM3)

Das Lastmodell Sonderfahrzeug wird im Anhang A.3 Eurocode 1-2 behandelt. Bei der Modellierung wurde die Abbildung A.3 Gleichzeitigkeit des Lastmodells 1 und der Spezialfahrzeuge herangezogen. Das Spezialfahrzeug greift mit 15 Achsen mit je 200kN an, welche sich wieder auf 2 Radgruppen aufteilt (Abbildung 11-19).

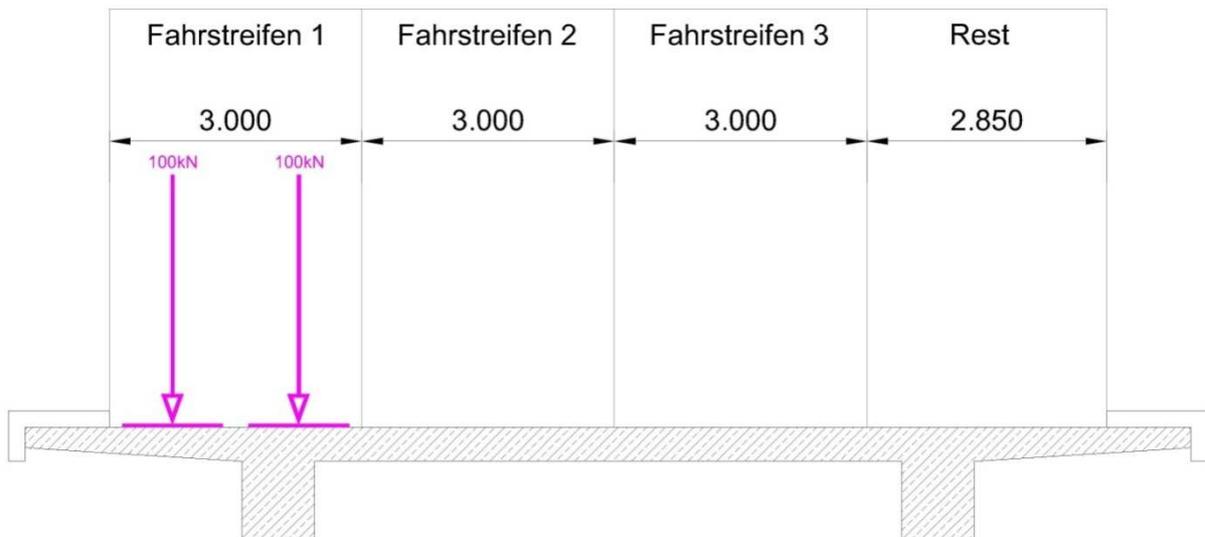


Abbildung 11-18: LM-3 - Achslasten

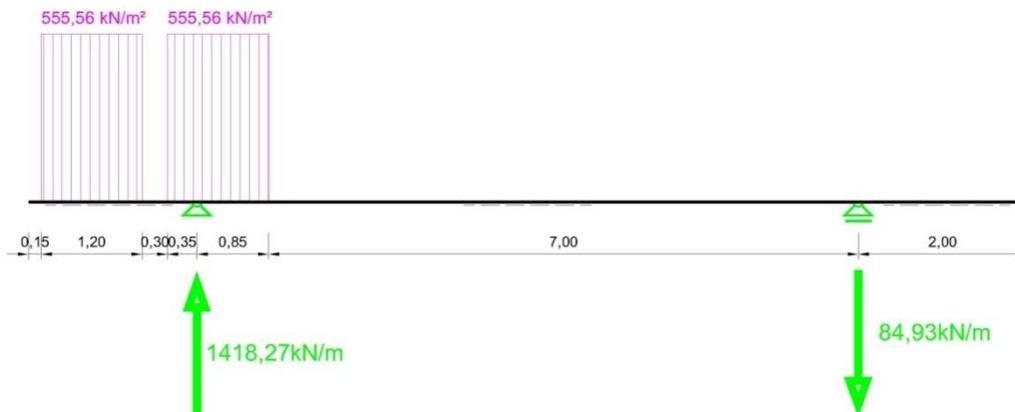


Abbildung 11-19: LM-3 – Auflagerreaktion Achslasten

Das entspricht einem Gesamtgewicht von 3000kN. Die Abstände zwischen den einzelnen Achsen beträgt 1,5m. Die Aufstandsfläche der Räder ist  $2 \times 0,15\text{m} \times 1,2\text{m}$  mit einem lichten Abstand von 0,3m. Dies kann der Abbildung A.1 Anordnung der Achsen und Definition der Kontaktflächen entnommen werden.

Zusätzlich zu den Achslasten des Sonderfahrzeuges wirken die Flächenlasten des Lastmodell 1, sowie die Wanderlasten des Lastmodell 1, welche jedoch mit dem Faktor 0,75 abgemindert werden.

Das simulierte „Fahrzeug“ aus dem Lastmodell 1, welches in der ersten Spur „fährt“, wird mit einem Abstand von mindestens 25 Meter vor dem Schwerlastfahrzeug angesetzt. Die anderen Achslasten in den weiteren Fahrspuren werden auf Höhe des simulierten Sondertransporters angenommen. Für die Eingabe der Wanderlast (SFZ (LM3)) werden deshalb die einzelnen Lasten auf dem statisch bestimmten Träger auf 2 Stützen angesetzt und bei der Eingabe des Lastfalls nach Bedarf überlagert.

Die Aufteilung auf die einzelnen Plattenbalken, sowie das Ansetzen der berechneten Auflagergrößen, erfolgt äquivalent zum Lastmodell 1.

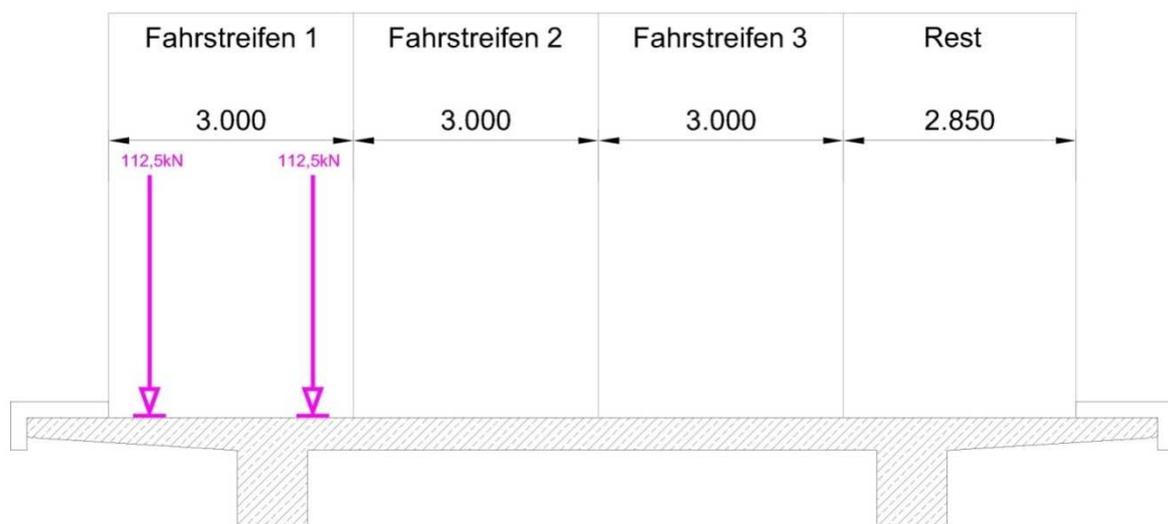


Abbildung 11-20: 75% der Achslast Fahrspur 1 aus LM-1



Abbildung 11-21: 75% der Auflagerreaktion der Achslast Fahrspur 1 aus LM-1

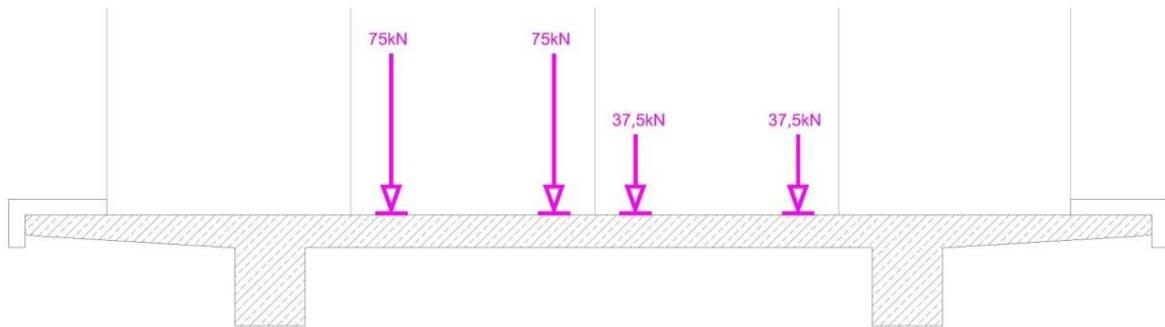


Abbildung 11-22: 75% der Achslast Fahrspur 2 und 3

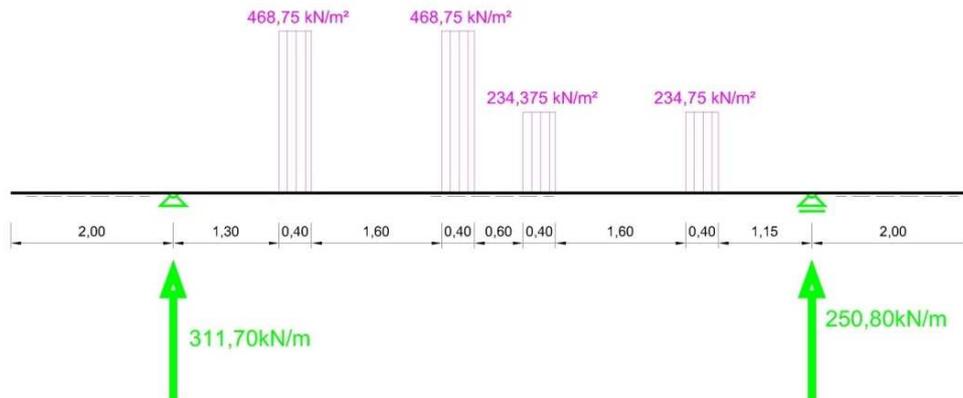


Abbildung 11-23: 75% Auflagerreaktion der Achslasten Fahrspur 2 und 3

### 11.3.9 Umlagerung Bauzustand

Auf Grund der nachträglichen Änderung der Brückenkonstruktion von einem semiintegralen in ein integrales System kommt es zu einer Umlagerung, der auf das Ursprungssystem aufgebrachtten Kräften.

#### *Schnittgrößenumlagerung zufolge Bauzustand*

Bei der Simulation der Bauzustände kommt es zu einem Systemwechsel von semiintegraler zu integraler Bauweise. Diese Änderung hat eine Umlagerung, der im Ursprungszustand (semiintegral) aufgebrachtten Lasten, zur Folge.

Die Grundlage für die Berechnung der Schnittgrößenumlagerung stellt das Skriptum zu Betonbau 2 dar.

*Die Schnittgrößen  $S_B$  nach der Systemänderung (man spricht vom Bauendzustand) entsprechen im Allgemeinen nicht den Schnittgrößen  $S_L$  des Lehrgerüstzustandes (Eingusszustand), die man bei sofortiger Herstellung des endgültigen Systems erhalten hätte. Diese Differenz entspricht einem rasch aufgebrachtten Zwang.*

*Mit dem Ansatz*

$$S_B = S_L + (S_B - S_L)$$

*Wobei  $(S_B - S_L)$  einem rasch aufgebrachtten Zwang entspricht,*

*ergibt sich entsprechend (7.2.1) die Schnittgrößen zu einem beliebigen Zeitpunkt zu*

$$S(t) = S_L + (S_B - S_L) \cdot \left(1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)}\right) = S_B + (S_L - S_B) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (7.3-1) (16)$$

### Schwinden beim Bauzustand

Im Folgenden wird die Herleitung für den reduzierten Anteil des Schwindens für den Endzustand veranschaulicht.

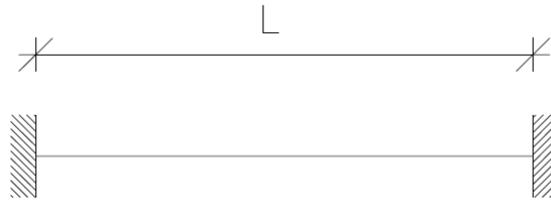


Abbildung 11-24: Vereinfachtes System einer integralen Brücke

Das Schwinden ( $\epsilon_{cs}$ ) entspricht einer Temperaturbeanspruchung von  $-26^\circ\text{C}$ . Durch den Systemwechsel des Brückentragwerks wird die Belastung des Schwindens durch das Kriechen abgemindert. Die abgeminderte Schwindbelastung kann anhand eines einfachen Systems bestimmt werden.

Zuerst wird die Gleichgewichtsbetrachtung ohne Kriechen betrachtet:

$$\epsilon_{cs} + \epsilon_e = 0$$

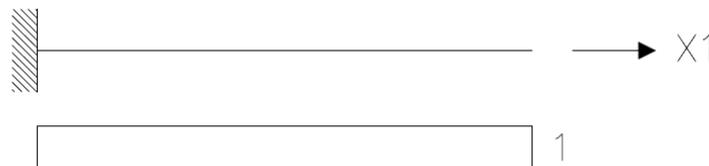


Abbildung 11-25: Einfachstes System zur Bestimmung des Schwindanteils

Aus dieser Betrachtung ergibt sich die statische Unbekannte:

$$\delta_{11} = (1) \cdot (1) \cdot \frac{l}{EA}$$

Mit dem Kriechen ergibt sich die Gleichgewichtsbetrachtung zu:

$$\epsilon_{cs} + \epsilon_e + \epsilon_{cr} = 0$$

Die Gleichgewichtsbedingung zur Ermittlung der minimierten Schwindwirkung ergibt sich zu:

$$[X_{1(t_0)} \cdot \varphi(t, t_0) + X_{1\varphi(t)} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))] \cdot \delta_{11} + \delta_{10\varphi} = 0$$

$$X_{1(t_0)} = 0$$

$$\delta_{10\varphi(t)} = \epsilon_{cs(t)} \cdot l = \epsilon_{cs(t=\infty)} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi(t=\infty)} \cdot l$$

$$X_{1\varphi(t)} = \frac{-\epsilon_{cs(t=\infty)} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi(t=\infty)} \cdot EA}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{-\epsilon_{cs(t=\infty)}}{\varphi(t=\infty)} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)}$$

## 12 Excel-Programme und –Berechnungen

Für die Berechnung der Schnittgrößen wurde als Statik-Programm R-Stab benutzt. Da dieses Programm jedoch nicht alle nötigen Berechnungen durchführen konnte, wurde Excel zur Unterstützung und Ergänzung herangezogen. In den folgenden Unterkapiteln werden diese Programme genauer beschrieben. Die Berechnungen wurden für jede in der Arbeit enthaltene Brücke durchgeführt und sind Bestandteil der Arbeit.

### 12.1 Querschnittskennwerte

Der Fahrbahnträger, welcher als einziges Bauteil der Brücke vorgespannt wird, ist ein Plattenbalken mit konstanter Breite des Gurtes von 6,975m und veränderlichem Steg. Die Kennwerte werden für unterschiedliche Querschnitte automatisch berechnet. Diese unterschiedlichen Querschnitte ergeben sich durch die verschiedenen effektiven Breiten, welche aus der Lagerung des Systems resultieren.

#### 12.1.1 Mittwirkende Plattenbreite $b_{\text{eff}}$

In die statische Berechnung wird der Querschnitt nur mit der effektiven Breite des Gurtes berücksichtigt. Aus diesem Grund wird die Hälfte des Plattenbalkenträgers in ein statisches System vereinfacht, welches zur Berechnung von  $b_{\text{eff}}$  laut ÖNORM EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (in folge Eurocode 2-1 genannt) benutzt wird.

Da die Längen  $l_0$  laut abhängig von der Lagerung und den Abmessungen des Systems sind, wird für die Bestimmung von  $l_0$  auf die Kapitel 14 bis 17 verwiesen, in welchen auf jede in dieser Arbeit betrachtete Brücke eingegangen wird.

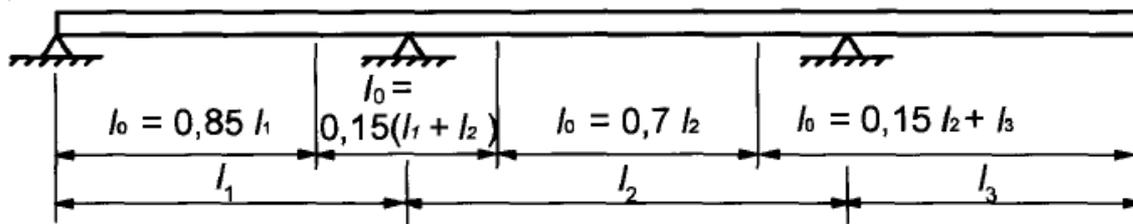


Abbildung 12-1: Bild 5.2-Definition von  $l_0$  zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite (12)

Anhand von  $l_0$  und weiteren geometrischen Abmessungen, wie zum Beispiel die Stegbreite  $b_w$ , kann die effektive Plattenbreite berechnet werden.

(3) Die mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  für einen Plattenbalken oder einen einseitigen Plattenbalken darf mit der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

Dabei ist

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (5.7a)$$

und

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

Abbildung 12-2: Auszug aus der ÖNORM EN 1992-1-1 5.3.2.1 (3)

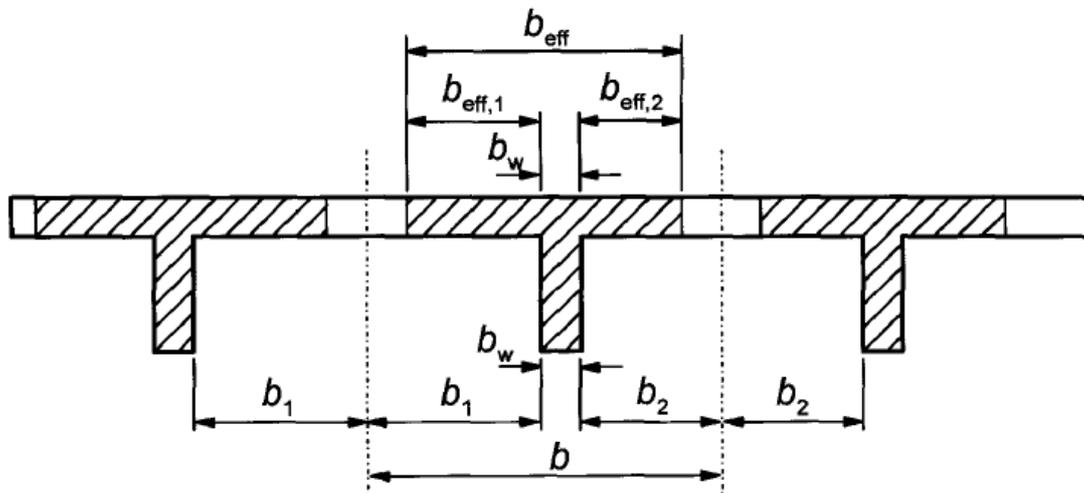


Abbildung 12-3: Bild 5.3 - Parameter der mitwirkenden Plattenbreite (12)

	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>	<b>B4a</b>	<b>B4b</b>	<b>B2-3</b>
$l_0$	5.53	25.80	8.68	14.70	6.30	
$b_w$	2.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.50
$b_{max}$	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975
$b_i$	2.4875	2.9875	2.4875	2.9875	2.9875	2.7375
$b_{eff,i}$	1.0505	3.1775	1.3655	2.0675	1.2275	2.2715
$b_{eff}$	<b>4.101</b>	<b>6.975</b>	<b>4.731</b>	5.135	3.455	<b>5.853</b>

$l$                     14.7            3.15  
 gewichtetes Mittel                    **4.839**  
 Mittel    4.295

	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>	<b>B4</b>		<b>B 2-3</b>
$h$	2.00	2.00	2.00	2.00	m	2.00
$h_f$	0.325	0.325	0.325	0.325	m	0.325
A1	1.333	2.267	1.538	1.573	m <sup>2</sup>	1.902
zs1	0.163	0.163	0.163	0.163	m	0.163
A2	3.350	1.675	3.350	1.675	m <sup>2</sup>	2.513
zs2	1.163	1.163	1.163	1.163	m	1.163
<b>A</b>	<b>4.683</b>	<b>3.942</b>	<b>4.888</b>	<b>3.248</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>4.415</b>
<b>zs</b>	<b>0.878</b>	<b>0.587</b>	<b>0.848</b>	<b>0.678</b>	<b>m</b>	<b>0.732</b>
$z_{A\_R\text{-Stab}}$	-0.122	-0.413	-0.152	-0.322	m	-0.268
$z_{Excel}$	<b>1.122</b>	<b>1.413</b>	<b>1.152</b>	<b>1.322</b>	<b>m</b>	<b>1.268</b>
$I_{yy}$	174844515	137482286	185064239	121653203	cm <sup>4</sup>	168676200
$W_o$	-1991667.28	-2340424.05	-2182589.16	-1793559.97	cm <sup>3</sup>	-2305522.44
$W_u$	1558162.56	973274.026	1606336.98	920414.361	cm <sup>3</sup>	1329853.43
$A_{klein}$	3.941875	m <sup>2</sup>				
$A_{groß}$	5.616875	m <sup>2</sup>				

Abbildung 12-4: Berechnung von  $b_{eff}$  für die 4-feldrige Brücke - Brücke 2

Die Eingangswerte sind die oberen drei Zeilen der ersten Tabelle, also  $l_0$  laut Eurocode 2-1, wie bereits beschrieben, die ebenso erwähnte Stegbreite  $b_w$  und die maximale Plattenbreite  $b_{max}$  (in der Zeichnung aus dem Eurocode 2-1 mit  $b$  bezeichnet).

Der Wert  $b_i$  ist die Hälfte der Differenz der maximalen Plattenbreite und der Stegbreite, wie der Abbildung 12-3 zu entnehmen ist.

Mit den weiteren Formeln aus Abbildung 12-2 wird die effektive Plattenbreite  $b_{eff}$  der einzelnen Bereiche bzw. Querschnitte berechnet.

### 12.1.2 Querschnittsschwerpunkt

Nachdem die einzelnen Querschnitte nun definiert sind, erfolgt die Berechnung des Flächenschwerpunkts. Die Schwerpunkte werden in der achten Zeile der zweiten Tabelle in der Abbildung 12-4 ( $z_s$ ) erfasst, sowie die Umwandlung der Y-Koordinate auf die einzelnen Bezugssysteme.

Die Umrechnungen ergaben sich durch die Verwendung einer Bezugsebene im Programm Excel, als auch im Statik-Programm R-Stab. Diese Bezugsebene wurde einen Meter unter der Trägeroberkante gewählt und stammt von der Planung der Brücke über die Lafnitz. Des Weiteren sind die Z-Achsen in Excel und R-Stab unterschiedlich orientiert. In Excel wurde das Koordinatensystem, wie in den gängigen Zeichenprogrammen, mit einer nach oben gerichteten positiven Z-Achse gewählt. R-Stab definiert, wie die meisten Statik-Programme, die Z-Richtung positiv nach unten.

### 12.1.3 Statische Momente, Fläche für Normalspannung

Als letzte Querschnittsgrößen werden die (oberen und unteren) Widerstandsmomente um die X-Achse des reinen Betonquerschnitts berechnet. Diese Werte können mit den Querschnittswerten aus R-Stab verglichen und kontrolliert werden.

Beim Spannungsverlauf wird die Normalkraft nicht auf den effektiven, sondern auf den realen Querschnitt bezogen. Die Normalkraft wird zum Großteil am Trägerrand über die Verankerung des Spanngliedes eingeleitet. Dies ist eine annähernd punktuelle Krafteinleitung, die sich jedoch mit zunehmendem Abstand zur Verankerung auf den gesamten realen Querschnitt verteilt. Da die Normalkraft bei den vorgespannten Brücken zu einer Überdrückung des Querschnitts führt, spricht die Erfüllung des Dekompressionsnachweises unterstützen, ist eine Minimierung der Spannung, da die Normalkraft auf die größtmögliche Fläche bezogen wird, eine Berechnung auf der sicheren Seite. Die Druckfestigkeit des Betons wird bei keiner Brücke auch nur annähernd lokal erreicht.

Die dazu benützten Querschnittsflächen wurden bereits in 11.3.1 Eigengewicht ermittelt.

## 12.2 Umlenkkräftmethode

Im Programm R-Stab ist es nicht möglich eine Spanngliedführung direkt einzugeben. Aus diesem Grund wurde zur Berücksichtigung der Vorspannkraft die Umlenkkräftmethode angewandt. Bei dieser Methode werden die von dem Spannglied hervorgerufenen Kräfte als äußere Kräfte angesetzt.

Die Vorspannung bzw. das Spannglied verursachen einen reinen Eigenspannungszustand. An einem statisch bestimmten System werden KEINE Auflagergrößen hervorgerufen. Jedoch an statisch unbestimmten Systemen werden auf Grund von Zwängungen Auflagerreaktionen hervorgerufen. Die Summe der Auflagerreaktion muss hierbei jedoch gleich Null sein.

Da die Lage des Spanngliedes einen sehr hohen Einfluss auf die Schnittgrößenverläufe hat und eine zentrale Rolle beim Dekompressionsnachweis einnimmt, musste die Spanngliedführung mehrfach angepasst werden. Eine „händische“ Berechnung für jede Spanngliedlage ist sehr zeitaufwändig. Aus diesem Grund wurde ein Excel-Programm erstellt, welches die Umlenkkräfte an einer Symmetriehälfte des Fahrbahnträgers der jeweiligen Brücke berechnet. Die Umlenkpunkte des Spanngliedes liegen nicht in regelmäßigen Abständen über dem Träger verteilt. Ihre Anordnung ist „gewachsen“ und ergab sich aus der ersten Eingabe des Stabwerksmodells im Programm R-Stab, so wie die gleichmäßige Aufteilung besonders lang durchgehender Stabwerksteile. Die Knickpunkte in der Stabachse stimmen (in ihren X-Koordinaten) mit einem Umlenkpunkt überein.

Das Excel-Programm wird hier anhand einer Spanngliedführung für die integrale 4-feldrige Brücke erläutert.

Schwerachse			Spannglied		
Knoten	x	y	Knoten	x	y
1	0,0000	1,1221	1	0,000	1,6000
2	5,5000	1,4126	2	5,500	1,1000
3	9,1000	1,4126	3	9,100	0,7000
4	11,8500	1,4126	4	11,850	0,4000
5	13,6500	1,4126	5	13,650	0,2500
6	18,2000	1,4126	6	18,200	0,1800
7	21,8500	1,4126	7	21,850	0,2300
8	22,7500	1,4126	8	22,750	0,2800
9	27,3500	1,4126	9	27,350	0,5000
10	30,1030	1,2822	10	30,100	0,7000
11	32,8500	1,1521	11	32,850	0,9500
12	35,0220	1,1521	12	35,000	1,3000
13	36,0950	1,1521	13	36,095	1,4000
14	36,5220	1,1521	14	36,522	1,4000
15	37,0500	1,1521	15	37,050	1,4000
16	40,8500	1,1521	16	40,850	1,1521
17	46,3500	1,3217	17	46,350	1,3217
18	52,1000	1,3217	18	52,100	1,3217
19	52,8500	1,3217	19	52,850	1,3217
20	57,8500	1,3217	20	57,850	1,8000

Abbildung 12-5: Eingabe Tabellen Umlenkkräfte

In den ersten beiden Tabellen des Programms findet die Eingabe statt. Tabelle 1 (linke Tabelle in der Abbildung 12-5: Eingabe Tabellen Umlenkkräfte definiert die Lage der Stabachse des Trägers. Der Schwerpunkt ist eine geometrische Größe und wird aus der Berechnungstabelle für  $b_{\text{eff}}$  entnommen (12.1.1 Mittwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$ ). Da die Querschnitte der Brücke vorgegeben waren (der Grundgedanke war die Nachrechnung einer bereits in der Realisierung befindlichen Brücke), wurden hier die Werte aus der Excel-Tabelle für die Berechnung der Querschnittsgrößen ( $b_{\text{eff}}, \dots$ ) herangezogen. Die X-Koordinaten der Punkte der Spanngliedführung stimmen mit der Stabachse überein. Daher war die X-Spalte der Spanngliedführung auch bereits vorgegeben. Somit waren die einzigen Variablen die Y-Koordinaten der 20 Umlenkpunkte.

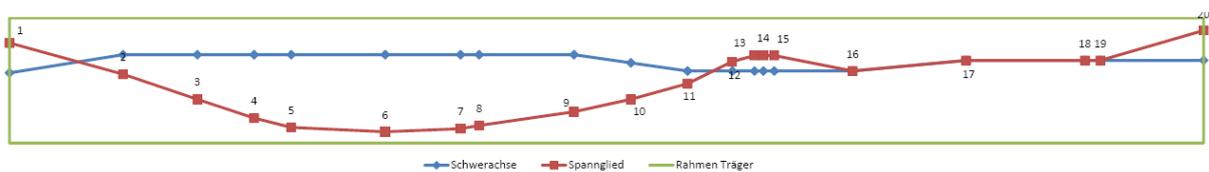


Abbildung 12-6: Stabachse und Spanngliedführung

Die Abbildung 12-6: Stabachse und Spanngliedführung zeigt eine nicht maßstabsgetreue überhöhte Darstellung der Stabachse und Spanngliedführung. Der Träger ist 2,0m hoch und 57,85m lang (Grüner Rand). Die blaue Linie stellt die Stabachse dar. Ein Absenken der Stabachse, also der Querschnittschwerpunkte, ist ein Resultat aus der Verbreiterung des Stegs und/oder der Abnahme der effektiven Breite des Querschnitts (siehe auch 12.1.1 Mittwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$ ). In den Punkten 1, 14 und 20 schließen bei den 4-feldrigen Brücken die Lagerungen des Fahrbahnträgers an. Im Punkt 20 befindet sich die Symmetrieachse. Es wird also die linke Hälfte des Fahrbahnträgers dargestellt.

Da hier nur das Excel-Programm erläutert wird, wird bezüglich der Lage der Spannglieder auf die Kapitel, welche auf die Modellierung und Ergebnisse der einzelnen Brücken eingehen, verwiesen.

### 12.2.1 Berechnung der Umlenkkräfte

#### Spannglied

Wie im Skript für Betonbau 2 und ähnlichen Publikationen angegeben können die Umlenkkräfte allein über die Geometrie des Spannglieds und die Vorspannkraft berechnet werden. Auf die Beziehung zwischen Stabachse und Spannglied wurde im Skript nicht näher eingegangen. Daher wird diesem speziellen Punkt genauere Aufmerksamkeit gewidmet.

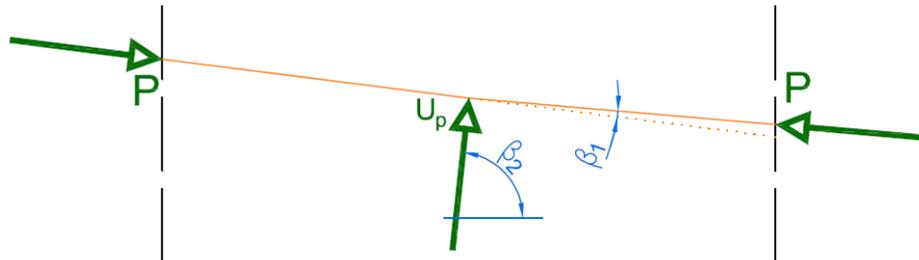


Abbildung 12-7: Umlenkraft  $U_p$

Zur Berechnung der Umlenkraft  $U_p$  werden die Koordinaten des Punktes (in Folge Punkt B genannt), in welchem die Kraft zu berechnen ist, sowie des Punktes davor und danach benötigt.

Knoten	x	y	$\Delta x$	$\Delta y$	Winkel
1	0,0000	1,6000	5,5000	-0,5000	-0,091 -5,194
2	5,5000	1,1000	3,6000	-0,4000	-0,111 -6,340
3	9,1000	0,7000	2,7500	-0,3000	-0,109 -6,226

Abbildung 12-8: Steigung des Spanngliedes

Aus der Differenz der Koordinaten ( $\Delta x$  und  $\Delta y$ ) kann die Steigung (der Winkel zur Horizontalen) in Radiant bzw. in Altgrad berechnet werden ( $\rightarrow$  Abbildung 12-8). Mit Hilfe der Steigung des Spanngliedes vor und nach dem Punkt B kann die Steigungsänderung  $\beta_1$  ermittelt werden. Als zweites wird die Neigung der Wirkungslinie der Umlenkkräfte  $\beta_2$  berechnet.

$$\beta_1 = \alpha_2 - \alpha_1$$

$$\beta_2 = \frac{1}{2} \cdot [(90^\circ + \alpha_1) + (90^\circ + \alpha_2)]$$

$\alpha_1$  ... Steigung der Geraden vor Punkt B  
 $\alpha_2$  ... Steigung der Geraden nach Punkt B

Nachdem alle geometrischen Daten berechnet wurden, wird die Umlenkkräfte berechnet.  $U_p$  wird nun in eine X- und Y-Komponente aufgeteilt. Laut der Theorie der Umlenkkräfte wirkt die Umlenkkräfte von außen auf den Knick in Richtung der Winkelhalbierenden des Winkels, welcher von dem Spannglied in diesem Punkt eingeschlossen wird.

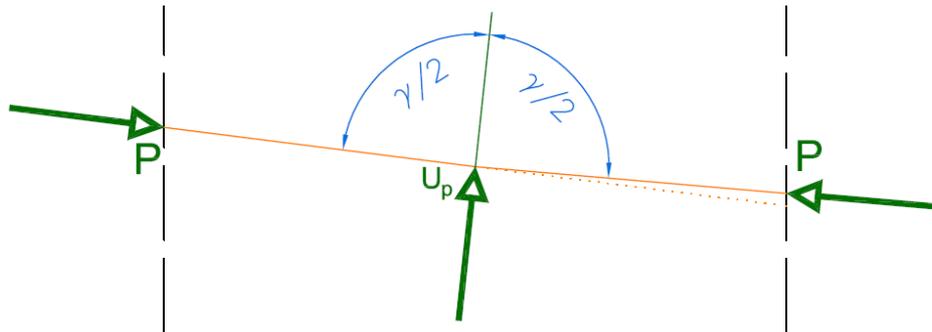


Abbildung 12-9: Umlenkkräfte Wirkungsrichtung

$$\begin{aligned}
 U_p &= 2 \cdot P \cdot \sin \frac{\beta_1}{2} \\
 P_z &= -U_p \cdot \sin \beta_2 \\
 P_x &= +U_p \cdot \cos \beta_2 \quad (16)
 \end{aligned}$$

Auf diese Art werden die Umlenkkräfte für die inneren Punkte (hier die Punkte 2 bis 19) berechnet. Im Punkt 1, der das Ende des Trägers darstellt, sowie hier im Punkt 20, welcher in der Symmetrieachse des gesamten Systems liegt, werden sie wie folgt berechnet. Über das  $\Delta x$  und  $\Delta y$  der Punkte 1 und 2, sowie 19 und 20 wird auch hier die Richtung des Spannglieds ermittelt. Die Vorspannkraft wirkt in Richtung des Trägers mit derselben Neigung wie das Spannglied. Auch hier erfolgt eine Aufteilung in X- und Y-Richtung.

Da, wie bereits in diesem Kapitel erwähnt, die Summe der äußeren Kräfte, welche auf das System wirken, Null sein muss, werden zur Kontrolle die Richtungsanteile der Umlenkkräfte der Punkte 2 bis 19, sowie der Vorspannung in den Punkten 1 und 20 addiert.

Diese Kontrolle wurde rein zum Auffinden von Fehlern im Formelapparat eingebaut. Die so berechneten Kraftkomponenten gelten für die anfangs festgelegte Spanngliedführung.

### Stabachse

Die Beispiele in den Skripten erfolgten immer für eine kontinuierlich gerade, waagrechte Stabachse. Es stellte sich nun die Frage, ob Knicke in der Stabachse einen Einfluss auf die Umlenkkräfte haben.

Obwohl viele plausible Ansätze gefunden wurden, wie so ein Einfluss berücksichtigt werden könnte, gibt es einen solchen nicht. Wie das folgende Beispiel zeigt, hat die Stabachse keinen Einfluss auf die Umlenkkräfte.

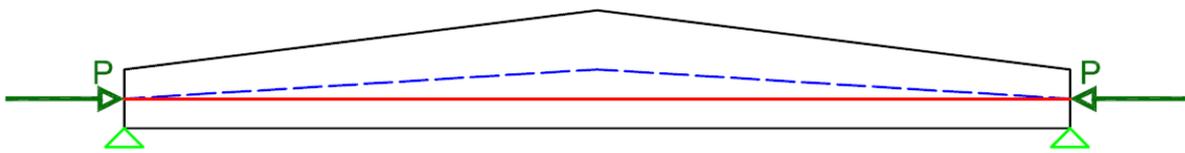


Abbildung 12-10: Träger mit veränderlicher Höhe

Ein Träger mit veränderlicher Höhe wird mit einem waagrechten geraden Spannglied vorgespannt. Somit greifen die Verankerungskräfte P an den beiden Enden in der Stabachse entgegengesetzt an. Da die Summe aus den Verankerungskräften und den Umlenkkräften gleich null sein muss und die Summe der Verankerungskräfte bereits gleich null ist, kann es keine Umlenkkräfte geben. Eine Solche Umlenkkräfte würde hier, am statisch bestimmten

System, eine Auflagerreaktion hervorrufen. Die darf es aber nicht geben, da Vorspannung nur zu einem Eigenspannungszustand führt.

### Ergebnis

Als letzter Schritt werden jeweils die X- bzw. Y- Komponenten aus der Berechnung als Ergebnis ausgeworfen.

Umlenkkräfte		
Knoten	Pz	Px
1	143,272	997,285
2	-32,841	-3,401
3	-1,984	0,218
4	-25,402	2,444
5	-67,663	3,336
6	-29,080	0,025
7	-41,773	-1,446
8	7,699	0,398
9	-72,072	-0,373
10	-18,000	-1,473
11	-22,832	-10,006
12	69,730	8,849
13	90,946	4,144
14	0,000	0,000
15	65,101	-2,121
16	-65,101	2,121
17	0,000	0,000
18	0,000	0,000
19	-95,221	-4,544
20	95,221	-995,456

Rahmen Träger		
1	0,00	0,00
2	57,85	0,00
3	57,85	2,00
4	0,00	2,00
1	0,00	0,00

$\Sigma V=0$  OK  
 $\Sigma H=0$  OK

$M_A =$	476,583	kNm
---------	---------	-----

$P_{z,Q} =$	190,442
-------------	---------

Abbildung 12-11: Ergebnistabelle Umlenkkräfte

Falls im Punkt 1 das Spannglied nicht durch die Stabachse geht, wird das angreifende Moment  $M_A$  ausgeworfen. Im Punkt 20 wirkt auf Grund der Symmetrie am ganzen System das doppelte  $P_Z$  und  $P_X$  hebt sich gegenseitig auf.

Die Eingaben für die Lage der Stabachse und des Spannglieds werden auf einer Seite tabellarisch, sowie grafisch dargestellt. Die Ergebnisse, der berechneten Umlenkkräfte, werden auf dieser Seite ebenfalls tabellarisch dargestellt. Die Berechnung erfolgt für jede Brücke für eine Einheitskraft von 1000kN.

Ein solches Eingangswerte- und Ergebnisblatt wurde für jede in der Arbeit betrachtete Brücke erstellt und ist Bestandteil dieser Diplomarbeit.

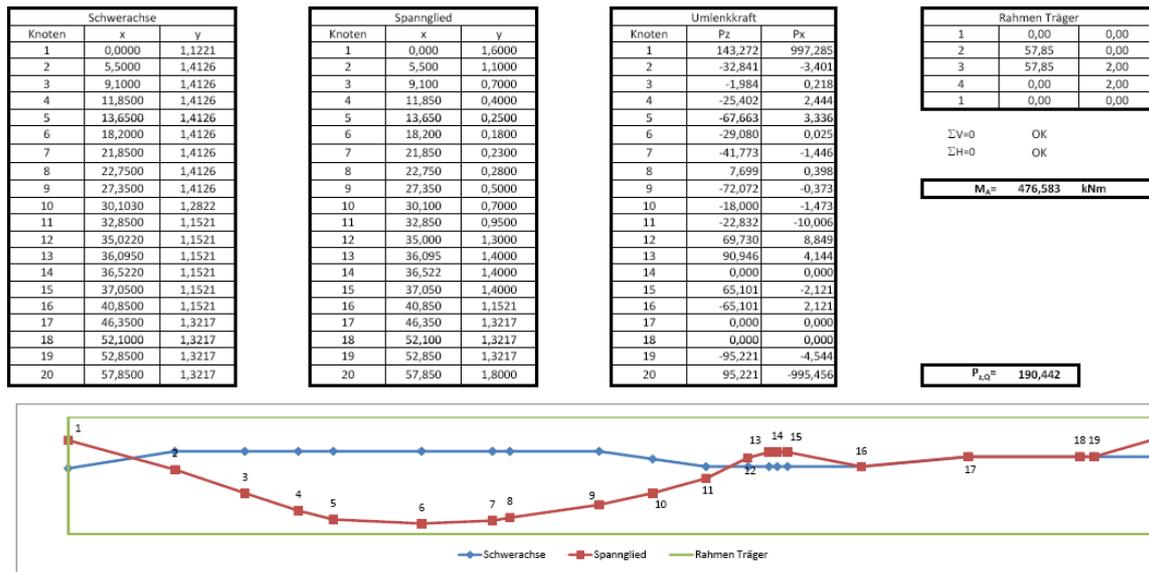


Abbildung 12-12: Eingangswerte- und Ergebnisblatt der Umlenkkräfteberechnung

### 12.3 Schnittgrößen und Spannungen

Die in 12.1 Querschnittskennwerte und 12.2 Umlenkkräftemethode berechneten Größen werden in das Modell der Brücke in R-Stab eingegeben. R-Stab berechnet, die durch die Belastung und am System hervorgerufenen, Schnittgrößen sowie die dazugehörigen Verformung. Bei Systemen, die einen unterschiedlichen SB und SL Zustand haben, also bei Brücken bei denen sich die Lagerung während des Errichtungsvorgangs ändert, kommt es zu Umlagerungen der Schnittgrößen und Spannungen. Eine solche Umlagerung kann in R-Stab nicht direkt simuliert werden. Aus diesem Grund werden die einzelnen Belastungen auf den verschiedenen Systemen separat berechnet und dann in Excel überlagert (siehe 17 Brücke 4 - Integrale 7-feldrige Brücke, 15 Brücke 2 - Integrale 4-feldrige Brücke und deren Belastungsgeschichten).

Für das weitere Vorgehen wird eine tabellarische Erfassung der maximalen und minimalen Normalkräfte und Momente, die zu einem bestimmten Zeitpunkt in Summe auf das System wirken, benötigt.

### 12.3.1 Übertragung der Schnittgrößen von R-Stab auf Excel

1	2	3	4	5	6
Knoten	X	N		M	
		min	max	min	max
1	0,000	-15900	-15900	0,00	0,00
2	5,500	-15900	-15900	1170,44	1771,10
3	9,100	-15900	-15900	1368,40	2362,22
4	11,850	-15900	-15900	1590,70	2890,37
5	13,650	-15900	-15900	1886,36	3377,10
6	18,200	-15900	-15900	1993,11	4169,33
7	21,850	-15900	-15900	1449,21	3835,47
8	22,750	-15900	-15900	1291,76	3776,32
9	27,350	-15900	-15900	-1749,02	1237,91
10	30,103	-15900	-15900	42,88	3330,14
11	32,850	-15900	-15900	847,19	4434,78
12	35,022	-15900	-15900	551,67	4374,06
13	36,095	-15900	-15900	1574,44	5516,42
14	36,522	-10450	-10000	102,02	3882,16
15	37,050	-10450	-10000	1120,82	4950,67
16	40,850	-10450	-10000	-3056,31	416,02
17	46,350	-10450	-10000	-831,74	2046,26
18	52,100	-10450	-10000	-2440,81	-101,69
19	52,850	-10450	-10000	-3067,64	-792,67
20	57,850	-10450	-10000	-2099,43	-252,06

Abbildung 12-13: Eingabetabelle der Schnittgrößen

Da das Programm R-Stab leider über keine für diese Aufgabe praktikable Schnittstelle mit Excel bzw. einem anderen MS Office Programm verfügt, erfolgt die Erstellung der Tabelle händisch. Die X-Koordinaten werden hierbei von den bereits erfolgten Berechnungen (Umlenkkräfte) übernommen. Die letzten vier Spalten werden per Hand eingetragen. Es werden sowohl die minimalen, als auch die maximalen Schnittgrößen (nur Moment und Normalkraft), welche sich aus der Kombination zu den verschiedenen Belastungszeitpunkten ergeben, eingetragen.

### 12.3.2 Normalspannungsverläufe

Mit diesen Schnittgrößen und den bereits errechneten Querschnittsgrößen werden nun die Normalspannungsverläufe in den 20 Querschnitten berechnet. R-Stab gibt bei den berechneten Lastfallkombinationen eine Umhüllende der Schnittgrößen an. Es können nur die Extremwerte entnommen werden. Der Zusammenhang zwischen den Extremwerten des Momentenverlaufs und der dazugehörigen Normalkraft ist daher nicht mehr nachvollziehbar.

Knoten	X	N		M		Querschnitt		Höhe des Spannglieds	Höhe der Stabachse	Widerstandsmoment		A
		min	max	min	max	bw	beff			W <sub>0</sub>	W <sub>U</sub>	
1	0,000	-15900	-15900	0,00	0,00	2,00	4,101	1,413	1,413	-1991667,28	1558162,56	5,616875
2	5,500	-15900	-15900	1170,44	1771,10	1,00	6,975	0,700	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
3	9,100	-15900	-15900	1368,40	2362,22	1,00	6,975	0,375	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
4	11,850	-15900	-15900	1590,70	2890,37	1,00	6,975	0,225	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
5	13,650	-15900	-15900	1886,36	3377,10	1,00	6,975	0,180	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
6	18,200	-15900	-15900	1993,11	4169,33	1,00	6,975	0,180	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
7	21,850	-15900	-15900	1449,21	3835,47	1,00	6,975	0,300	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
8	22,750	-15900	-15900	1291,76	3776,32	1,00	6,975	0,350	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
9	27,350	-15900	-15900	-1749,02	1237,91	1,00	6,975	0,600	1,413	-2340424,05	973274,03	3,941875
10	30,103	-15900	-15900	42,88	3330,14	1,50	5,853	0,825	1,282	-2305522,44	1329853,43	4,779375
11	32,850	-15900	-15900	847,19	4434,78	2,00	4,731	1,080	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
12	35,022	-15900	-15900	551,67	4374,06	2,00	4,731	1,500	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
13	36,095	-15900	-15900	1574,44	5516,42	2,00	4,731	1,820	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
14	36,522	-10450	-10000	102,02	3882,16	2,00	4,731	1,820	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
15	37,050	-10450	-10000	1120,82	4950,67	2,00	4,731	1,820	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
16	40,850	-10450	-10000	-3056,31	416,02	2,00	4,731	1,152	1,152	-2182589,16	1606336,98	5,616875
17	46,350	-10450	-10000	-831,74	2046,26	1,00	4,839	1,322	1,322	-1793559,97	920414,36	3,941875
18	52,100	-10450	-10000	-2440,81	-101,69	1,00	4,839	1,322	1,322	-1793559,97	920414,36	3,941875
19	52,850	-10450	-10000	-3067,64	-792,67	1,00	4,839	1,322	1,322	-1793559,97	920414,36	3,941875
20	57,850	-10450	-10000	-2099,43	-252,06	1,00	4,839	1,800	1,322	-1793559,97	920414,36	3,941875

Abbildung 12-14: Eingangsdaten Spannungsberechnung

Aus diesem Grund werden alle möglichen Kombinationen der Extremwerte berechnet. Abbildung 12-15: Spannungsberechnung oberer und unterer Querschnittsrand stellt diese Kombinationen dar.

min/min		min/max		max/max		max/min	
Oben	Unten	Oben	Unten	Oben	Unten	Oben	Unten
-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28
-0,45	-0,28	-0,48	-0,22	-0,48	-0,22	-0,45	-0,28
-0,46	-0,26	-0,50	-0,16	-0,50	-0,16	-0,46	-0,26
-0,47	-0,24	-0,53	-0,11	-0,53	-0,11	-0,47	-0,24
-0,48	-0,21	-0,55	-0,06	-0,55	-0,06	-0,48	-0,21
-0,49	-0,20	<b>-0,58</b>	0,03	<b>-0,58</b>	0,03	-0,49	-0,20
-0,47	-0,25	-0,57	-0,01	-0,57	-0,01	-0,47	-0,25
-0,46	-0,27	-0,56	-0,02	-0,56	-0,02	-0,46	-0,27
-0,33	-0,58	-0,46	-0,28	-0,46	-0,28	-0,33	-0,58
-0,33	-0,33	-0,48	-0,08	-0,48	-0,08	-0,33	-0,33
-0,32	-0,23	-0,49	-0,01	-0,49	-0,01	-0,32	-0,23
-0,31	-0,25	-0,48	-0,01	-0,48	-0,01	-0,31	-0,25
-0,36	-0,19	-0,54	0,06	-0,54	0,06	-0,36	-0,19
-0,19	-0,18	-0,36	0,06	-0,36	0,06	-0,18	-0,17
-0,24	-0,12	-0,41	0,12	-0,40	<b>0,13</b>	-0,23	-0,11
-0,05	-0,38	-0,21	-0,16	-0,20	-0,15	<b>-0,04</b>	-0,37
-0,22	-0,36	-0,38	-0,04	-0,37	-0,03	-0,21	-0,34
-0,13	-0,53	-0,26	-0,28	-0,25	-0,26	-0,12	-0,52
-0,09	<b>-0,60</b>	-0,22	-0,35	-0,21	-0,34	-0,08	-0,59
-0,15	-0,49	-0,25	-0,29	-0,24	-0,28	-0,14	-0,48

Abbildung 12-15: Spannungsberechnung oberer und unterer Querschnittsrand

Über jeder Doppelspalte steht X/Y. Wobei X für die Normalkraft und Y für den Momentenwert steht. Min/Max steht also für die Kombination aus minimaler Normalkraft und maximalem Moment. Die so berechneten Randspannungen werden in der Tabelle in kN/cm<sup>2</sup> dargestellt. Druck wird rot mit einem Minus als Vorzeichen und Zug wird schwarz ohne Vorzeichen (positiv) dargestellt. Die Extremwerte der oberen bzw. unteren Spannungen werden zusätzlich hervorgehoben. Die Querschnitte, in welchen diese auftreten, werden danach noch einmal genauer betrachtet.

### 12.3.3 Dekompressionsnachweis

Die Hüllrohrgröße, die Exzentrizität und die Lage des Schwerpunktes der Spannlitzen zum Mittelpunkt des Hüllrohrs hängen direkt von der Größe und Anzahl der Litzen ab. Die Litzen bzw. die Spannglieder werden je nach Vorspannung gewählt. Diese Abmessungen können aus der Zulassung der Spannglieder (17) entnommen werden. Der Radius des Hüllrohrs, die Exzentrizität, sowie der im Eurocode 2-1 genannte Abstand von 25mm (12) ergeben in Summe den Radius rund um die Schwerachse des Spannglieds, welcher gedrückt werden muss.

Das Excelfile, welches den Dekompressionsnachweis berechnet, kalkuliert im ersten Schritt für jeden der 20 Punkte die Y-Koordinate des unteren und oberen Rands des Bereiches im Querschnitt, welcher gedrückt sein muss. Danach wird die Normalspannung, zufolge der Normalkraft und des Moments an diesen Randpunkten, sowie im Schwerpunkt des Spannglieds berechnet. Diese werden wie in 12.3.2 Normalspannungsverläufe für jede mögliche Kombination aus den Extremwerten der Normalkraft und des Momentenverlaufs ausgeworfen und tabellarisch erfasst.

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/max		
	Spannglied 150,0 mm	Lage Spannglied	Spannglied -150,0 mm									
1	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28
2	-0,36	-0,34	-0,34	-0,33	-0,31	-0,29	-0,33	-0,31	-0,29	-0,36	-0,34	-0,33
3	-0,32	-0,30	-0,30	-0,25	-0,23	-0,20	-0,25	-0,23	-0,20	-0,32	-0,30	-0,29
4	-0,28	-0,27	-0,27	-0,19	-0,15	-0,12	-0,19	-0,15	-0,12	-0,28	-0,27	-0,25
5	-0,25	-0,23	-0,23	-0,14	-0,10	-0,06	-0,14	-0,10	-0,06	-0,25	-0,23	-0,21
6	-0,25	-0,22	-0,22	-0,08	-0,03	0,02	-0,08	-0,03	0,02	-0,25	-0,22	-0,20
7	-0,30	-0,29	-0,29	-0,13	-0,09	-0,05	-0,13	-0,09	-0,05	-0,30	-0,29	-0,27
8	-0,32	-0,30	-0,30	-0,15	-0,11	-0,07	-0,15	-0,11	-0,07	-0,32	-0,30	-0,29
9	-0,49	-0,51	-0,51	-0,34	-0,33	-0,32	-0,34	-0,33	-0,32	-0,49	-0,51	-0,53
10	-0,33	-0,33	-0,33	-0,27	-0,25	-0,22	-0,27	-0,25	-0,22	-0,33	-0,33	-0,33
11	-0,29	-0,28	-0,28	-0,30	-0,27	-0,23	-0,30	-0,27	-0,23	-0,29	-0,28	-0,27
12	-0,30	-0,29	-0,29	-0,40	-0,37	-0,33	-0,40	-0,37	-0,33	-0,30	-0,29	-0,29
13	-0,35	-0,34	-0,34	-0,53	-0,48	-0,44	-0,53	-0,48	-0,44	-0,35	-0,34	-0,33
14	-0,19	-0,19	-0,19	-0,36	-0,33	-0,29	-0,35	-0,32	-0,29	-0,18	-0,18	-0,18
15	-0,24	-0,23	-0,23	-0,40	-0,36	-0,32	-0,40	-0,36	-0,32	-0,23	-0,22	-0,21
16	-0,16	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,18	-0,18	-0,18	-0,17	-0,15	-0,18	-0,20
17	-0,25	-0,27	-0,27	-0,29	-0,27	-0,24	-0,28	-0,25	-0,23	-0,24	-0,25	-0,26
18	-0,24	-0,27	-0,27	-0,26	-0,27	-0,27	-0,25	-0,25	-0,25	-0,22	-0,25	-0,28
19	-0,23	-0,27	-0,27	-0,26	-0,27	-0,27	-0,24	-0,25	-0,26	-0,22	-0,25	-0,29
20	-0,16	-0,18	-0,18	-0,25	-0,26	-0,26	-0,24	-0,24	-0,25	-0,15	-0,17	-0,20

Abbildung 12-16: Dekompressionsnachweis – nicht erfüllt

Abbildung 12-16: Dekompressionsnachweis – nicht erfüllt, zeigt einen Dekompressionsnachweis, der NICHT erfüllt wurde. Es darf kein Zug im Bereich des Hüllrohrs (+25mm vom Rand weg) vorherrschen. Tritt dies jedoch ein, so wird dies in der Tabelle sofort durch eine rote Färbung der betreffenden Zelle aufgezeigt. Wenn die Spannung negativ ist, es sich also um eine Überdrückung des Bereichs handelt, weisen die Zahlenwerte ein negatives Vorzeichen auf. Wird desweiteren die zulässige Spannung des Betons von 2,0kN/cm<sup>2</sup> nicht überschritten, ist die Zelle grün eingefärbt und der Nachweis ist erbracht. Auch in dieser Tabelle werden die Extremwerte (die positivste, sowie die negativste Spannung im Bereich des Spannglieds) hervorgehoben und querschnittsweise noch einmal genau aufgezeigt.

#### Das Hüllrohr

Der Hüllrohrdurchmesser setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der erste Teil ist der Außendurchmesser des Hüllrohres an sich. Zusätzlich muss die Exzentrizität des Schwerpunktes der Spannlitzen, die ein Spannglied bilden, zum geometrischen Mittelpunkt des Hüllrohrs berücksichtigt werden. Der Radius, in dem rund um die angenommene Spanngliedlage Druck vorherrschen muss, setzt sich also zusammen aus:

*e...Exzentrizität zwischen Schwerpunkts der Spannlitzen und Hüllrohrmittelpunkt*

*d...Hüllrohraußendurchmesser*

*R... Radius des gedrückten Bereichs*

$$R = \frac{1}{2} \cdot (e + d) + 25\text{mm} \quad [\text{mm}]$$

## 12.4 Genaue Betrachtung einzelner Querschnitte

Zur Veranschaulichung werden die Querschnitte, in welchen Extremwerte aus den Berechnungen nach 12.3 Schnittgrößen und Spannungen auftreten, noch einmal einzeln untersucht.

### Querschnitt 6

#### min. Spannung Oben

Querschnittsfläche $A_c$ =	39418,75 cm <sup>2</sup>	$\Sigma M_{ex}$ =	4169,33 kNm
Höhe des Querschnitts $h$ =	200,00 cm	$\Sigma N_{ex}$ =	-15900,00 kN
Höhe Spannglied $d$ =	18,00 cm	$b_w$ =	1,00 cm
Widerstandsmoment $W_{oben}$ =	-2340424,0 cm <sup>3</sup>	$b_{eff}$ =	6,98 cm
Widerstandsmoment $W_{unten}$ =	973274,03 cm <sup>3</sup>		

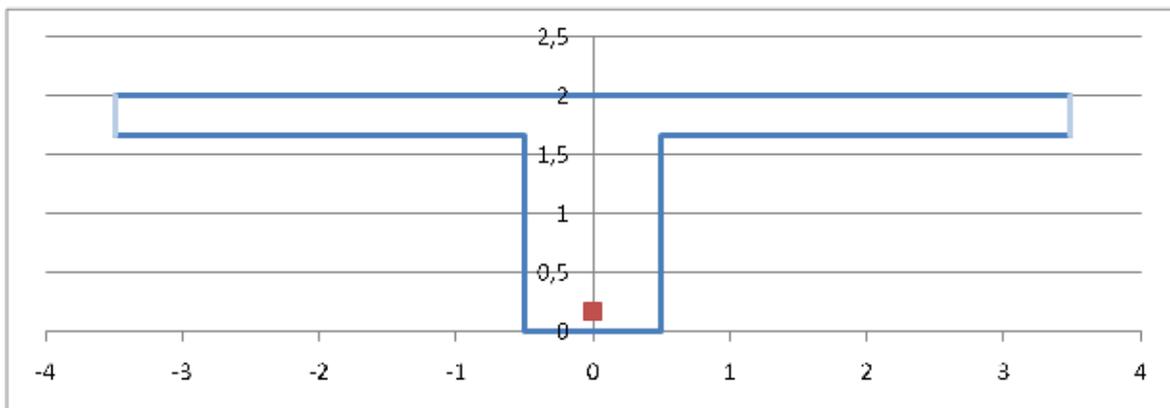


Abbildung 12-17: Querschnitt 6 – Versagen Teil 1

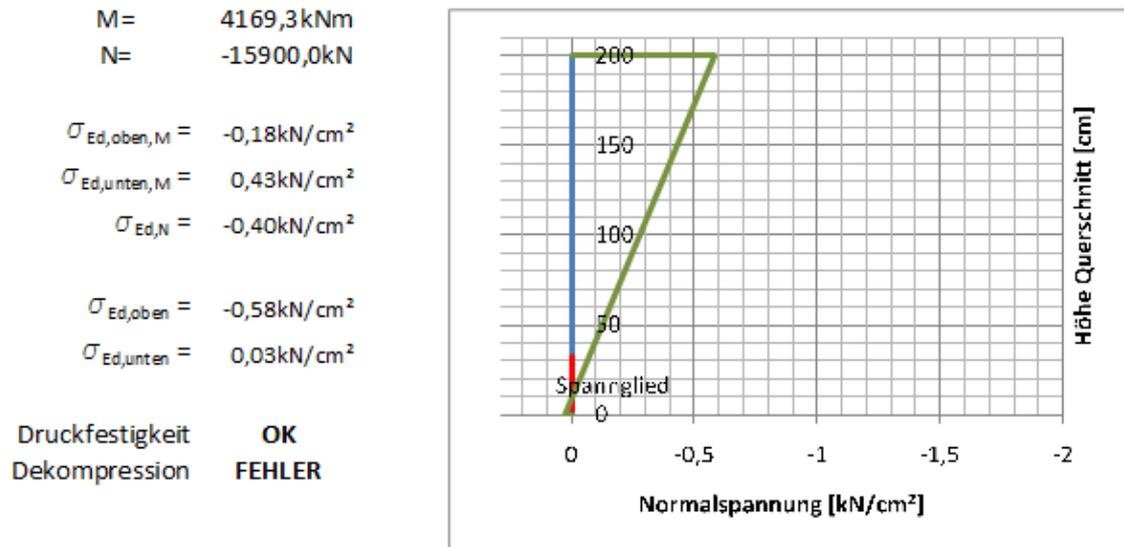


Abbildung 12-18: Querschnitt 6 – Versagen Teil 2

Diese eine Seite (lange Querschnittsbetrachtung) zeigt gebündelt alle Querschnittsgrößen, Schnittgrößen und Spannungen auf. Neben der Querschnittsnummer wird auch der betroffene Extremfall angegeben, um den es sich handelt. Des Weiteren gibt es eine nicht proportionale Darstellung des Querschnitts, sowie eine Darstellung des Spannungsverlaufes, in welchem der Bereich des Spannglieds, genauer gesagt des Dekompressionsnachweises, hervorgehoben wird. Unten links wird noch einmal angezeigt, ob die Druckfestigkeit im Querschnitt überschritten bzw. der Dekompressionsnachweis erfüllt wird.

## 13 Spannglied

### 13.1 Spanngliedführung

#### 13.1.1 Aufgabe

Als besondere Herausforderung stellte sich die Spanngliedführung heraus. Ziel der Planung ist natürlich eine möglichst niedrige Spannkraft, denn daraus resultiert eine geringe Anzahl an Spannritzen. Je geringer die Menge an Spannritzen ist, desto kleiner sind die Materialkosten und umso wirtschaftlicher wird die Tragkonstruktion. Wenn viele und dicke Spannglieder eingebaut werden, verkompliziert das deren Anordnung und es hat einen negativen Einfluss auf den Dekompressionsnachweis.

Die Belastung bzw. Beanspruchung, sowie das Tragsystem inkl. Querschnitt sind vorgegeben und die Vorspannkraft soll minimiert werden. Daraus folgt, dass die „ideale“ Spanngliedlage für eine minimale Vorspannkraft zu finden ist. Dabei müssen jedoch noch weitere Bedingungen eingehalten werden. Es darf zu keinem Versagen der Tragfestigkeit kommen. Dies soll heißen, dass beim Dekompressionsnachweis die zulässige Druckspannung nicht überschritten werden darf. Von Vorteil ist es die zulässige Betonzugkraft nicht zu überschreiten, denn dadurch wird eine zusätzliche schlaaffe Bewehrung notwendig (Nachweis im Eurocode 2-1).

#### 13.1.2 Die Schwierigkeit

Die Momente, welche vom Spannglied verursacht werden, sollten im Idealfall die Wirkung der ständigen Lasten aufheben. So wird zum Beispiel bei einem Träger unter Gleichlast eine parabelförmige Spanngliedführung benutzt. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass diese theoretischen Beispiele für statisch bestimmte Systeme gelten. Bei statisch unbestimmten Systemen werden neben den Gleichgewichtsbedingungen auch Verträglichkeitsbedingungen zur Berechnung der Schnittgrößen herangezogen.

Der Lastfall Spannglied verursacht bei statisch bestimmten Systemen keine Auflagerreaktion. Die Vorspannung verursacht lediglich einen Eigenspannungszustand. Allerdings ruft das Spannglied Verformungen hervor.

Bei statisch unbestimmten Systemen kann sich das System nicht frei verformen. Durch die eingeschränkte Verformbarkeit der Konstruktion entstehen Auflagerreaktionen. Daraus folgt, dass der Lastfall Vorspannung bei einem statisch unbestimmtem System keinen reinen Eigenspannungszustand verursacht. Viel mehr setzen sich die hervorgerufenen Spannungen aus einem Anteil „Eigenspannungszustand“ und aus einem Anteil „Verformungsbehinderung“ zusammen. Während der Anteil „Eigenspannung“ relativ einfach berechnet und qualitativ vorhergesagt werden kann, ist dies für den Anteil „Verformungsbehinderung“ bedeutend schwieriger. Die Systemabmessungen, die Lager und die Steifigkeiten im System haben einen Einfluss auf die Schnittgrößen. Umso komplexer das System wird, umso komplexer wird die Berechnung des Lastfalls „Verformungsbehinderung“. Die zu berechnenden Brücken sind sowohl äußerlich, als auch innerlich mehrfach statisch unbestimmt. Des Weiteren weisen sie keinen durchgehenden Stabquerschnitt auf. Die Reaktion des Systems auf eine bestimmte Spanngliedführung ist daher schwer bis kaum vorherzusagen.

### 13.1.3 Wahl einer Spanngliedführung

Aus den in 13.1.2 Die Schwierigkeit genannten Punkten war es nicht möglich, direkt die ideale Spanngliedführung zu definieren. Als ersten Schritt wurde eine Spanngliedführung definiert, welche bei einem statisch bestimmten System zu einem idealen Ergebnis führen würde. Durch die Berechnung des Systems mit dem maßgeblichen Lastfallkombinationen (Dekompressionsnachweis lt. Norm) wurden die Problembereiche aufgezeigt.

Die Feinjustierung des Verlaufs stellte sich als äußerst aufwendig heraus. Eine Änderung der Spanngliedführung bedeutete eine Neuberechnung der Umlenkkräfte mit Hilfe des Excelprogramms (12.2.1 Berechnung der Umlenkkräfte), mit darauf folgender Neueingabe der Knotenkräfte. Das System wird infolge ein erneutes Mal mit dem Programm R-Stab durchgerechnet und wenn das Ergebnis zufriedenstellend wirkt, die Schnittgrößen in das Excelprogramm für den Dekompressionsnachweis (12.3.3 Dekompressionsnachweis) übertragen. Bei Nichterfüllung des Dekompressionsnachweises an mindestens einer Stelle muss die Spanngliedführung erneut adaptiert oder die Spannkraft erhöht werden.

Bei Veränderungen der Spanngliedführung stellte sich sehr früh heraus, dass eine lokale Adaptierung auch erheblichen Einfluss auf die Schnittgrößen im restlichen System hat. Diese Änderung stellte sich häufig als Verschlechterung heraus, die in keiner Relation zu der "Verbesserung" an der adaptierten Stelle stand. (siehe auch 13.2 Spanngliedvariation)

Die Optimierung einer solchen Spanngliedführung ist also iterativ und mit den benutzten Programmen sehr zeitaufwendig.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass auch bei der schlussendlichen Spanngliedführung die maßgebenden Bereiche mehr oder weniger gut zu erkennen sind, denn auch die Variation der Spanngliedführung ist eingeschränkt. Das Spannglied muss im Querschnitt (mit ausreichender Deckung) liegen.

### 13.2 Spanngliedvariation

Um exemplarisch aufzuzeigen, wie sich etwaige Spanngliedvariationen auf die Schnittgrößenverläufe auswirken, wird dies in diesem Kapitel anhand verschiedener Spanngliedführungen dargestellt.

Die Variationen beschränken sich auf den Bereich des Mittelfeldes der langen semiintegralen Brücke, da dieser Bereich maßgebend bei dieser Brücke ist.

Mit Hilfe der acht variierten Spanngliedführungen wird versucht die positive Momentenspitze über den inneren zwei Druckstreben abzubauen, sowie das Feldmoment (im Zusammenspiel mit der Normalkraft) soweit abzumindern, dass der Dekompressionsnachweis erfüllt wird. Auf Grund der sonstigen Belastungen waren die Möglichkeiten der Variation beschränkt. Das Spannglied muss zumindest in der Feldmitte so tief, wie möglich liegen, um ein möglichst großes, negatives Moment, welches dem positiven Moment entgegenwirkt, zu erzeugen. Die Schwerachse der Spannglieder muss jedoch mindestens 18cm über der Konstruktionsunterkante liegen. Auf Grund des negativen Stützmoments liegt das Spannglied über der Druckstrebe „hoch“. Bei den Variationen liegen sie auf Höhe bzw. über der Stabachse. Eine zweite Abänderungsmöglichkeit stellt die Gestaltung des Spanngliedverlaufs, wie der Verlauf des Spannglieds und deren Ablenkung an den unteren Rand des Trägers verlaufen, zwischen der Druckstrebe und der Feldmitte dar.

Die ersten vier Varianten (Kol 1-4) behandeln Abänderungen der durchgehenden Spanngliedführung zwischen den zwei inneren Druckstreben. Variante Kol 5 bis Kol 8 stellen eine zusätzliche Spanngliedführung dar.



Abbildung 13-1: Bereich der Spanngliedvariation Kol 1-7

Jeweils eine zusätzliche Spanngliedführung über den inneren Druckstreben zeigen die Varianten Kol 7 und Kol 8.

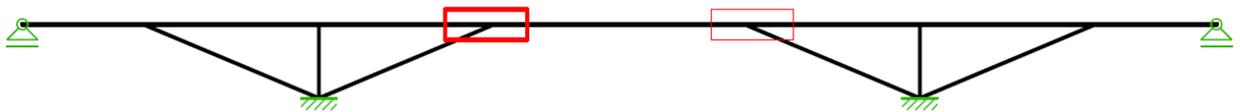


Abbildung 13-2: Bereich der Spanngliedvariation Kol 8

### 13.2.1 Varianten Kol 1 bis Kol 4

Das Ziel der Variationen der Spanngliedführung ist eine Minimierung der Spannkraft bzw. der Spanngliedanzahl. Genauer genommen ist es eine Minimierung der Kosten. Die Kosten der Vorspannung setzen sich aus den Kosten für das Spannglied, sowie dessen Einbau und der Verankerung zusammen. Da zusätzliche Spannglieder in Teilbereichen des Tragwerks zusätzliche Verankerungen verursachen, dadurch ein Anstieg der Kosten und bei einer Einmündung, welche nicht höhenmäßig mit der Stabachse zusammenfällt, ein Momentensprung entsteht, ist eine durchgehende Spanngliedführung meist zielführender. Die Varianten Kol 1 bis Kol 4 stellen solche Variationen der durchgehenden Spanngliedführung dar. Die vier Versionen sind der nachfolgenden Abbildung 13-3: Systemskizzen der Spanngliedvarianten Kol 1-4 zu entnehmen.

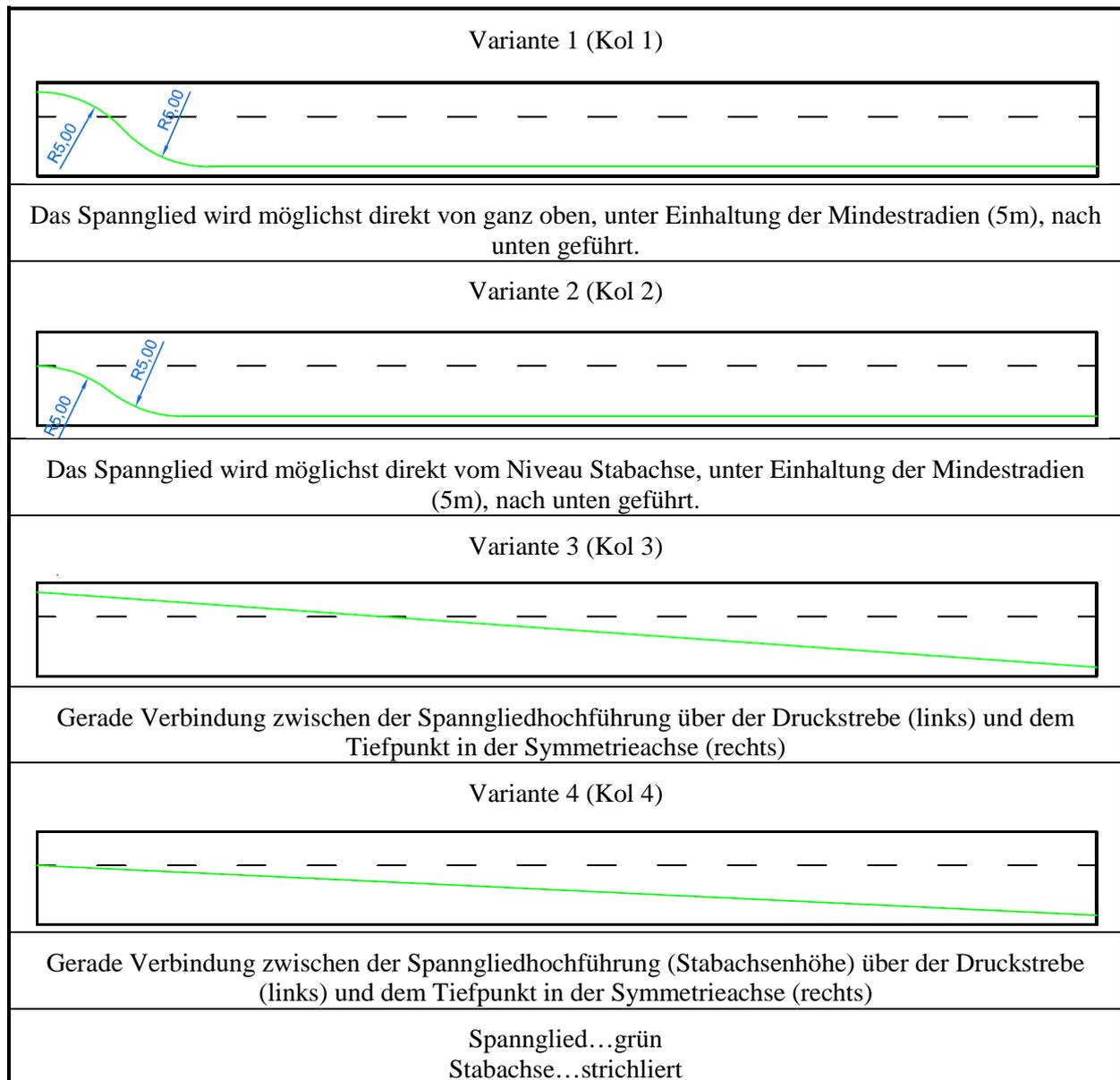


Abbildung 13-3: Systemskizzen der Spanngliedvarianten Kol 1-4

### Resultate

Vorweg, keine der 4 Varianten führten zu einer Reduktion der Vorspannkraft. Um zu veranschaulichen, welche Auswirkungen die Abänderung der Spanngliedführung hat, werden in der nachfolgenden Tabelle die Momentenverläufe zu Folge der jeweiligen Spanngliedführungen (Varianten Kol 1-4) miteinander und der damals gewählten Variante (Spannglied K) verglichen. Alle Momentenverläufe sind das Resultat einer Vorspannung mit 16,75MN, wie sie bei der Variante K für den Dekompressionsnachweis benötigt wurden.

Zum besseren Vergleich der Varianten Kol 1 bis 4 mit der Variante K wird diese strichliert in die Momentenverläufe eingeblendet.

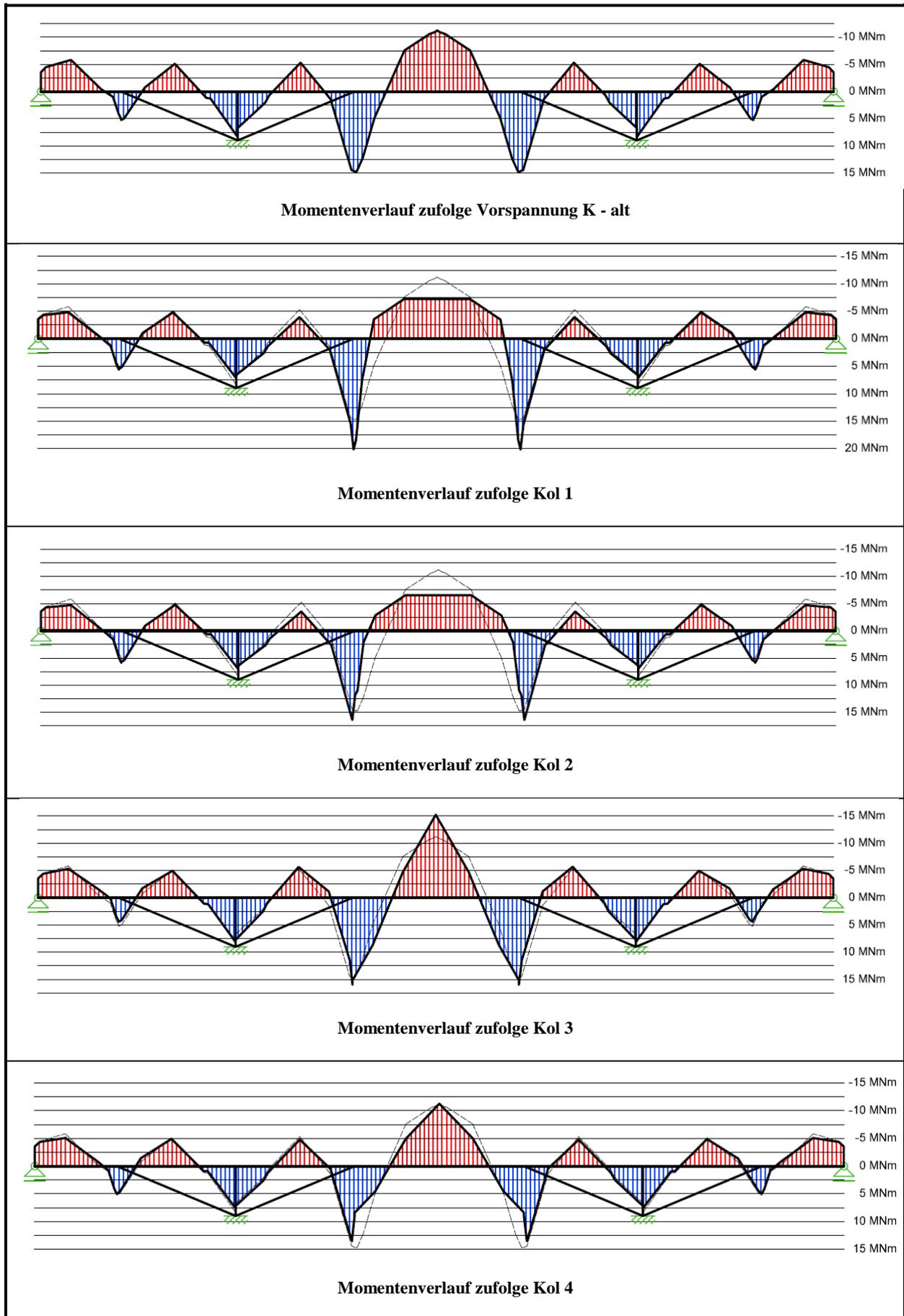


Abbildung 13-4: Momentenverläufe zufolge der Spanngliedvariationen Kol 1-4 und Variante K

Bei den Varianten Kol 1 und Kol 2 wird das negative Moment im Feld abgeflacht. Dies würde dazu führen, dass der Dekompressionsnachweis in diesem Bereich, bei einer Vorspannkraft von 16,75MN, nicht erfüllt werden kann. Bei der Variante Kol 3 wird das negative Spitzenmoment im Feld vergrößert, jedoch wird das positive Moment über den inneren Druckstreben weiter vergrößert. Dies würde bei der gewählten Vorspannung ebenfalls in einer Nichterfüllung des Dekompressionsnachweises resultieren.

Kol 4 stimmt in den meisten Bereichen mit der Variante K überein. Bei den Problemstellen innere Druckstrebe und Feldmitte stellt diese Variante eine Verbesserung gegenüber der Spanngliederführung K dar. Der Verlauf des negativen Feldmomentes ist jedoch steiler. Hier, also zwischen Feldmitte und dem Vorzeichenwechsel des Momentes, würde es bei 16,75MN Vorspannung zum Versagen kommen.

Die Untersuchung der Varianten Kol 1-4 zeigen, und hier ganz besonders Kol 4, dass eine Veränderung, welche die Situation bei den bekannten Problembereichen verbessert, zum Entstehen neuer Versagenspunkte führen kann und dies leider auch oft tut.

### 13.2.2 Varianten Kol 5-8

Bei diesen vier Abänderungen werden zusätzliche Spannglieder benutzt. Diese Spannglieder sind kürzer als das Spannglied K selbst. Jedoch werden deshalb zusätzliche Spanngliederbuchsen im Träger benötigt.

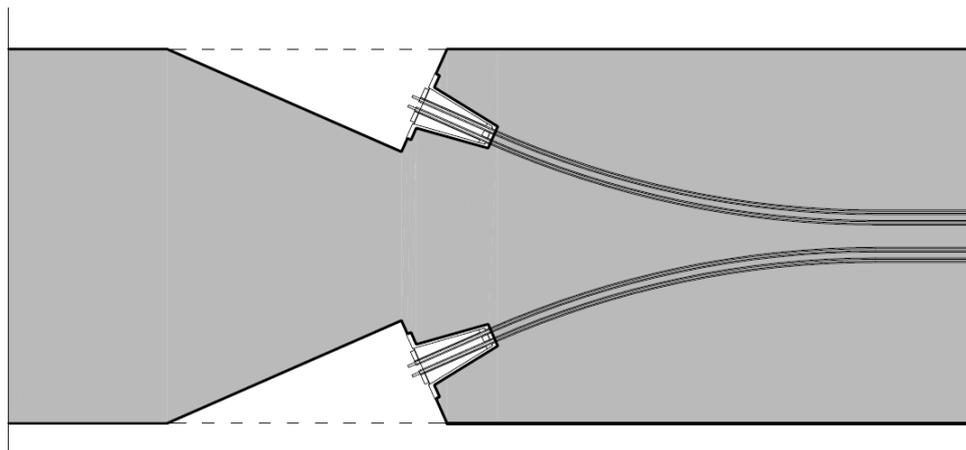


Abbildung 13-5: Möglicher Einbau zusätzlicher Spannglieder im Plattenbalkensteg (Grundriss)

Wie in der Abbildung gut zu erkennen ist, wird relativ viel Platz im Steg des Plattenbalkens benötigt, um diese Spannglieder einzubauen. Die Buchse muss zwecks Vorspannen und Kontrolle zugänglich sein. Zusätzlich kann sie nur in einem kleinen Winkel von der Stabachse des Fahrbahnträgers abgelenkt eingebaut werden, da auch hier der Mindestradius der Spannglieder eingehalten werden muss. Die Buchsen sollten auch symmetrisch eingebaut werden, da es sonst zu einer zusätzlichen, ungewollten Belastung und zu einer Verkrümmung aus der Ebene, normal zur Fahrbahn, kommen würde. Auch der Sprung im Momentenverlauf, welcher auf die Exzentrizität zwischen Spanngliedschwerachse und Stabschwerachse zurückzuführen ist, wirkt sich meist negativ auf den Dekompressionsnachweis aus.

Ein solcher symmetrischer Einbau bedeutet des Weiteren eine, wie im Bild gut zu erkennen, signifikante Schwächung des Querschnitts.

Trotz der hier angeführten Punkte kann es jedoch in wirtschaftlicher Hinsicht von Vorteil sein, eine kurze Spanngliederführung zu wählen. Bei den Brücken 3, 4a und 4b wurde neben der durchgehenden Spanngliederführung ein zusätzliches, kürzeres Spannglied gewählt. Ein kurzes Spannglied wurde jeweils zwischen den Druckstreben eines Klappenelementes eingebaut. Dies wurde notwendig, da ein großer Teil der negativen Normalkraft, welche von der Vorspannung K eingebracht wird, durch die Druckstreben und nicht zur Gänze durch den

Fahrbahnträger aufgenommen wird. Die dort aufgebrachte Vorspannkraft müsste stattdessen zusätzlich auf die Spannglieder K aufgebracht werden. Auf Grund der wirtschaftlichen Betrachtung ist jedoch eine zusätzliche kürzere Spanngliedlage vorteilhafter.

### **Kol 5**

Das zusätzliche Spannglied reicht von Druckstrebe zu Druckstrebe über das ganze mittlere Feld. Es liegt einen Meter unter der Stabachse. Die Vorspannkraft beträgt, wie bei den Varianten Kol 6 bis Kol 8, 5MN.

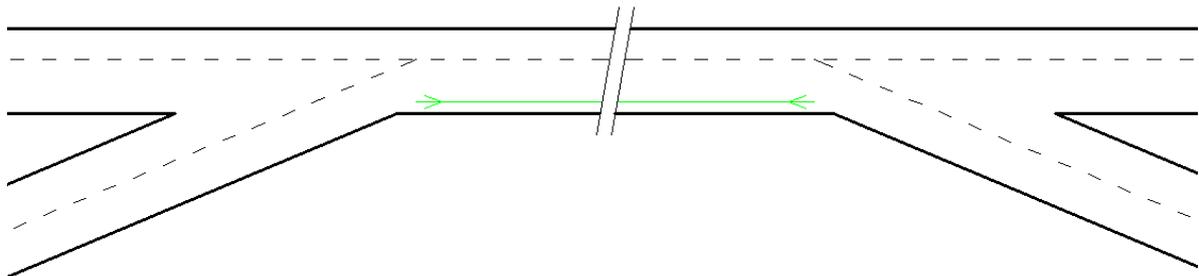


Abbildung 13-6: Spanngliedführung Kol 5 [A]

### **Kol 6**

Dieses Spannglied liegt ebenfalls im Mittelfeld. Genau in der Mitte ist es jedoch nur 12m lang und reicht daher nicht bis zu den Druckstreben.

### **Kol 7**

Diese Spanngliedführung entspricht weitest gehend der Variante Kol 5. Jedoch reicht sie auf jeder Seite 4,30m über den Druckstrebenanschluss hinaus.

### **Kol 8**

Diese Variante besteht aus einem jeweils acht Meter langen Spannglied, welches über jede der inneren Druckstreben verläuft. Das Spannglied ragt jeweils vier Meter in die benachbarten Felder hinein und liegt, wie die Vorherigen, einen Meter unter der Stabachse.

Resultate

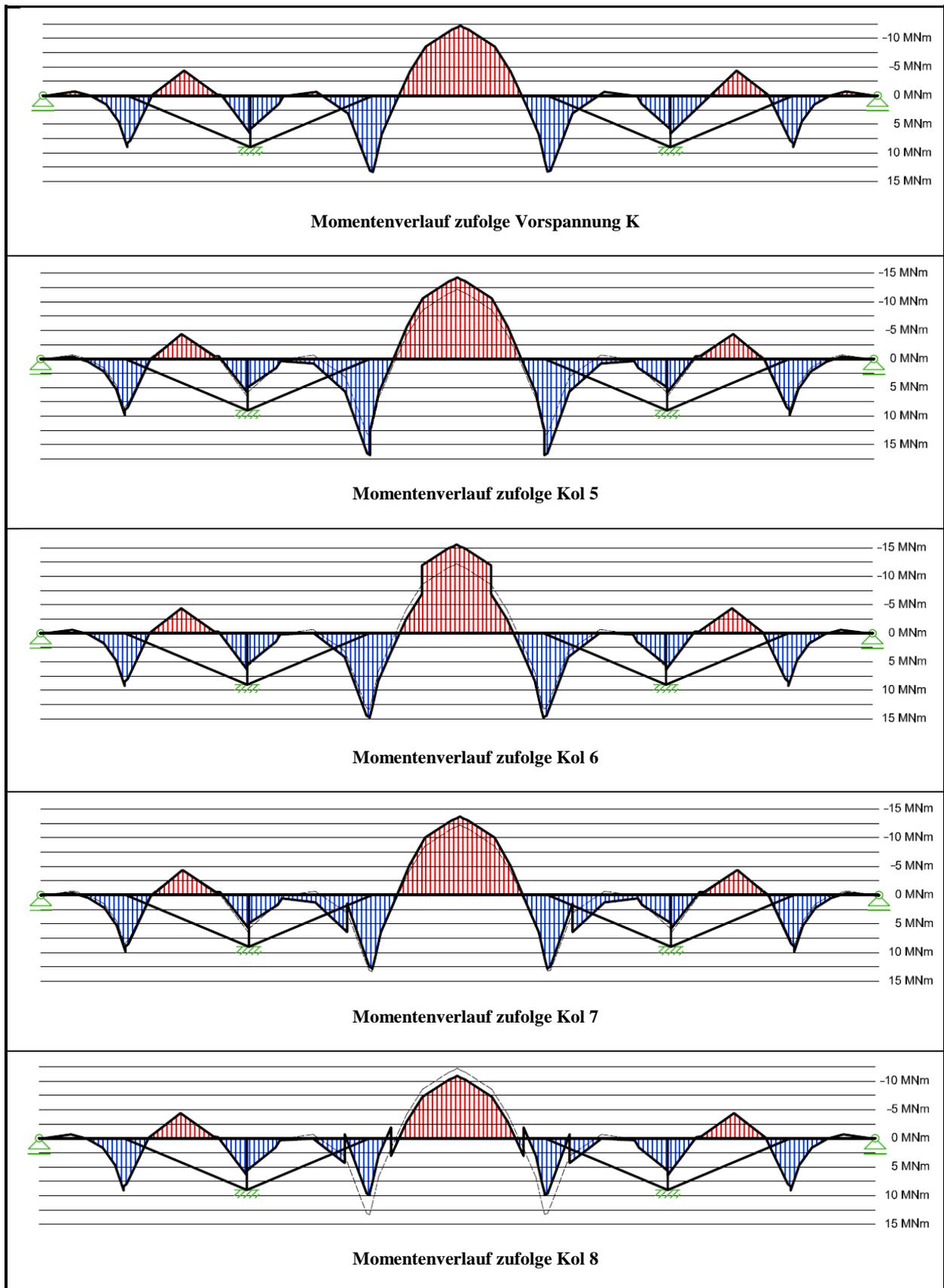


Abbildung 13-7: Momentenverläufe zufolge der Spanngliedvariationen Kol 5-8 und Variante K

Alle vier Varianten der zusätzlichen Spanngliedführungen führen auch hier nicht zum gewünschten Erfolg. Obwohl zusätzliche Spannglieder eingebaut werden, kann hier keine Reduzierung der Vorspannkraft, somit eine Minimierung der Spannglieder und daraus entstehenden Kosten, erfolgen. Stattdessen würden die zusätzlichen Spannglieder einen deutlichen Mehraufwand verursachen.

Bei den Varianten Kol 5 bis Kol 7 kommt es zu keiner Reduktion der positiven Momente bei den inneren Druckstreben. Bei Kol 5 und Kol 6 kommt es sogar zu einer deutlichen Zunahme. Es wird bei Kol 8 dieses positive Moment reduziert, jedoch kommt es gleichzeitig zu einer Abnahme beim negativen Feldmoment.

Keine der acht Spanngliedführungen stellt somit eine Verbesserung dar.

## 14 Brücke 1 – Semi-integrale 4-feldrige Brücke

Diese Brücke entspricht noch am ehesten dem ursprünglichen Entwurf für die Straßenüberquerung der Lafnitz. Die einzigen Abänderungen stellen die biegesteifen<sup>2</sup> Anschlüsse der Druckstreben und der Mittelstütze untereinander bzw. zum Brückentragwerk dar. Da jedoch der Anschluss zu den Widerlagern gelenkig und horizontal verschieblich ist, handelt es sich hierbei um eine semiintegrale Konstruktionsweise.

Das Brückentragwerk besteht aus der Betongüte C30/37 und die Armierung aus Baustahl 550.

### 14.1 Das Modell

#### 14.1.1 Stabquerschnitte & Querschnittswerte

Die Stabquerschnitte des Rechenmodells sollten natürlich den ursprünglichen Entwurf widerspiegeln. Es wurden jedoch einige Vereinfachungen durchgeführt, die allerdings nur geringen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Des Weiteren wurden diese Vereinfachungen bei allen Modellen durchgeführt, somit ist eine uneingeschränkte Vergleichbarkeit der Brücken gewährleistet.

Die Querschnitte der Druckstreben und der Mittelstütze wurden entsprechend der Planung der Brücke über die Lafnitz entnommen. Die Abmessungen der Bohrpfähle werden in 11.1.1 Pfähle behandelt. Die Basis der Fahrbahnträgerquerschnitte sind ebenfalls die Pläne der Lafnitztalbrücke. Da das Programm R-Stab nicht von selbst effektive Querschnitte berechnen und berücksichtigen kann, mussten diese vorab in Excel ermittelt werden. Die so ermittelten Abmessungen wurden in R-Stab für das Modell benutzt.

#### $b_{eff}$

Die Ermittlung dieser Querschnittsgrößen wurden allgemein in 12.1 Querschnittskennwerte erläutert. Zur Ermittlung der Längen  $l_0$  nach Eurocode 2-1 wurde folgende Vereinfachung des Modells gewählt:

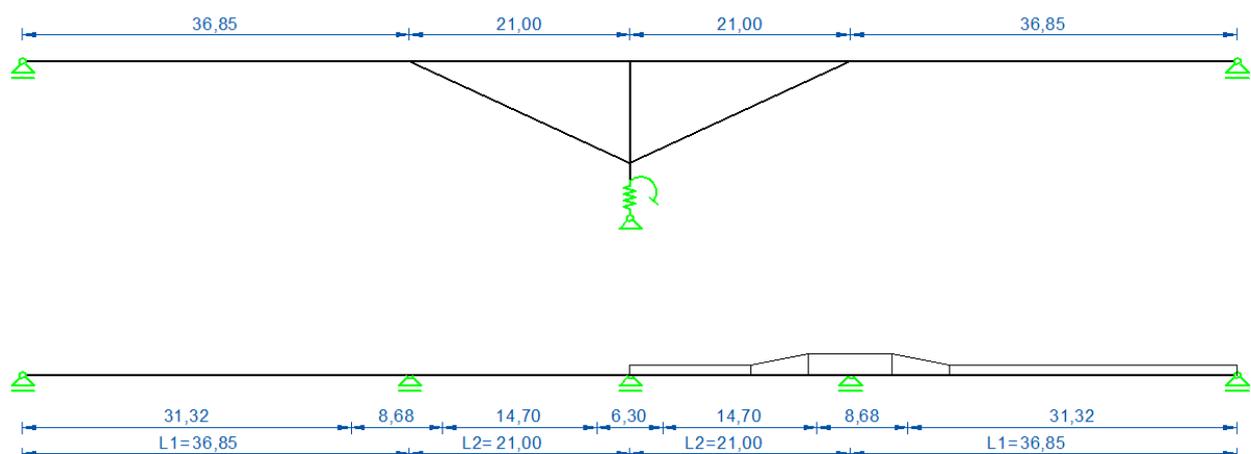


Abbildung 14-1: Modell für  $b_{eff}$  der Brücke 1

<sup>2</sup> Die Eckverbindung kann nicht vollkommen biegesteif hergestellt werden. Da jedoch der Großteil der Momentenwirkung über die Ecke übertragen wird, wird diese als komplett steif modelliert.

Beim Erstellen der ersten Skizze des Modells, auf welches die Abbildung 14-1: Modell für  $b_{\text{eff}}$  der Brücke 1 beruht, konnte noch keine Rücksicht auf die veränderliche Lage der Stabachse genommen werden. Der dadurch entstandene Unterschied in den Abmessungen der Felder, im Vergleich zum Stabwerksmodell, liegt jedoch im Bereich von etwa 1%. Auf eine Iteration wurde daher verzichtet. In der unteren der beiden Systemskizzen, der Abbildung 14-1, wird dargestellt, in welchem Bereich des Tragwerks der Steg verbreitert wird und in welchem Bereich die lineare Änderung von 1,0m auf 2,0m Breite stattfindet. In diesen Bereichen wurde auch die lineare Änderung der effektiven Plattenbreiten angesetzt. Eine plötzliche Änderung der effektiven Plattenbreite, wie sie bei genauer Anwendung der Norm zu berücksichtigen wäre, entspräche weniger der Realität.

Mit den Längen L1 und L2 wurden die Abmessungen  $l_0$  laut Eurocode 2-1 ermittelt, welche wiederum in das Excelprogramm für die Berechnung der effektiven Plattenbreiten eingeflossen sind (siehe Abbildung 14-2: Berechnung  $b_{\text{eff}}$  Brücke ).

	B1	B2	B3	B4a	B4b	B2-3
$l_0$		31,32	8,68	14,70	6,30	
$b_w$		1,00	2,00	1,00	1,00	1,50
$b_{\text{max}}$		6,975	6,975	6,975	6,975	6,975
$b_i$		2,9875	2,4875	2,9875	2,9875	2,7375
$b_{\text{eff},i}$		3,7295	1,3655	2,0675	1,2275	2,5475
$b_{\text{eff}}$		<b>6,975</b>	<b>4,731</b>	5,135	3,455	<b>5,853</b>

	l	14,7	3,15
gewichtetes Mittel		<b>4,839</b>	
Mittel		4,295	

Abbildung 14-2: Berechnung  $b_{\text{eff}}$  Brücke 1

Hierbei wurde der Fahrbahnträger in drei Bereiche aufgeteilt. Bereich 2 (B2) ist der Bereich des ersten Feldmoments (äußeres Feld). Das Stützmoment über den Druckstreben entspricht Bereich 3 (B3). Das Stützmoment über der Mittelstütze (Bereich 4b), sowie der inneren Felder (Bereich 4a) wird zu B4 zusammengefasst. Da sich, wie bereits erwähnt, die effektive Plattenbreite nicht schlagartig ändert, wurde eine „Verschmierung“ der Querschnitte gewählt. Die Mittelung der effektiven Breiten erfolgte mit Gewichtung der Längen in denen sie lt. Eurocode 2-1 gültig wären.

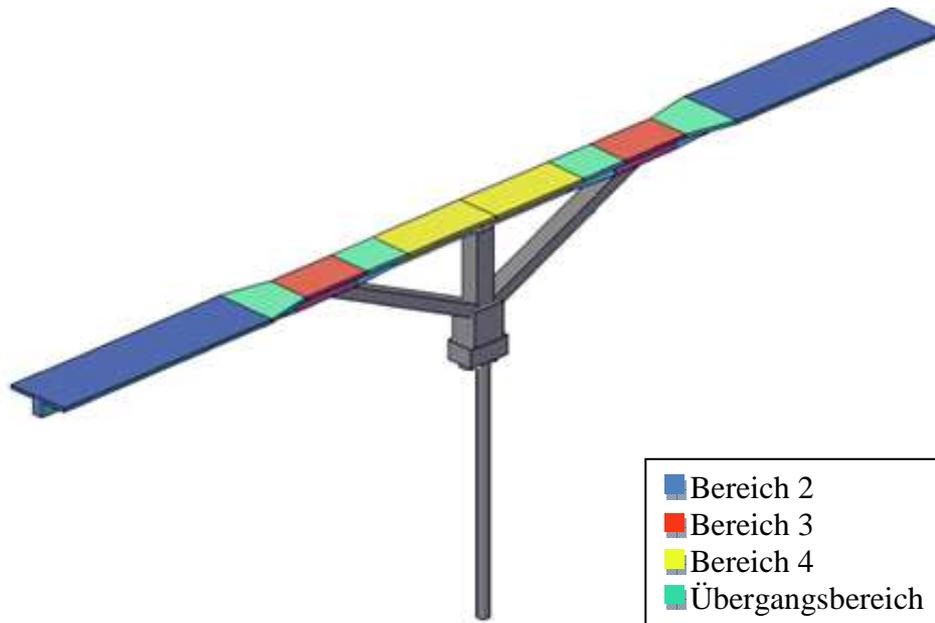


Abbildung 14-3: 3-D Rechenmodell der Brücke 1

	B1	B2	B3	B4		B 2-3
h		2,00	2,00	2,00	m	2,00
hf		0,325	0,325	0,325	m	0,325
A1		2,267	1,538	1,573	m <sup>2</sup>	1,902
zs1		0,163	0,163	0,163	m	0,163
A2		1,675	3,350	1,675	m <sup>2</sup>	2,513
zs2		1,163	1,163	1,163	m	1,163
<b>A</b>		<b>3,942</b>	<b>4,888</b>	<b>3,248</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>4,415</b>
<b>zs</b>		<b>0,587</b>	<b>0,848</b>	<b>0,678</b>	<b>m</b>	<b>0,732</b>
<b>z<sub>A,R-Stab</sub></b>		<b>-0,413</b>	<b>-0,152</b>	<b>-0,322</b>	<b>m</b>	<b>-0,268</b>
<b>z<sub>Excel</sub></b>		<b>1,413</b>	<b>1,152</b>	<b>1,322</b>	<b>m</b>	<b>1,268</b>
I <sub>yy</sub>		137482286	185064239	121653203	cm <sup>4</sup>	168676200
W <sub>o</sub>		-2340424,05	-2182589,16	-1793559,97	cm <sup>3</sup>	-2305522,44
W <sub>u</sub>		973274,026	1606336,98	920414,361	cm <sup>3</sup>	1329853,43
A <sub>klein</sub>	3,941875	m <sup>2</sup>				
A <sub>groß</sub>	5,616875	m <sup>2</sup>				

Abbildung 14-4: Querschnittswerte Brücke 1

Der Bereich 2-3 (B2-3) stellt eine reine Mittelung der Werte von B2 und B3 dar, welche für die Eingabe des Stabwerkmodells benötigt wurden.

Die für die weiteren Berechnungen, sowie die Systemeingabe benötigten Querschnittswerte, wurden mit den ermittelten effektiven Abmessungen kalkuliert.

### 14.1.2 Das Stabwerksmodell

Wie bereits beschrieben wird das Tragwerk durch ein 2D-Stabwerksmodell simuliert.

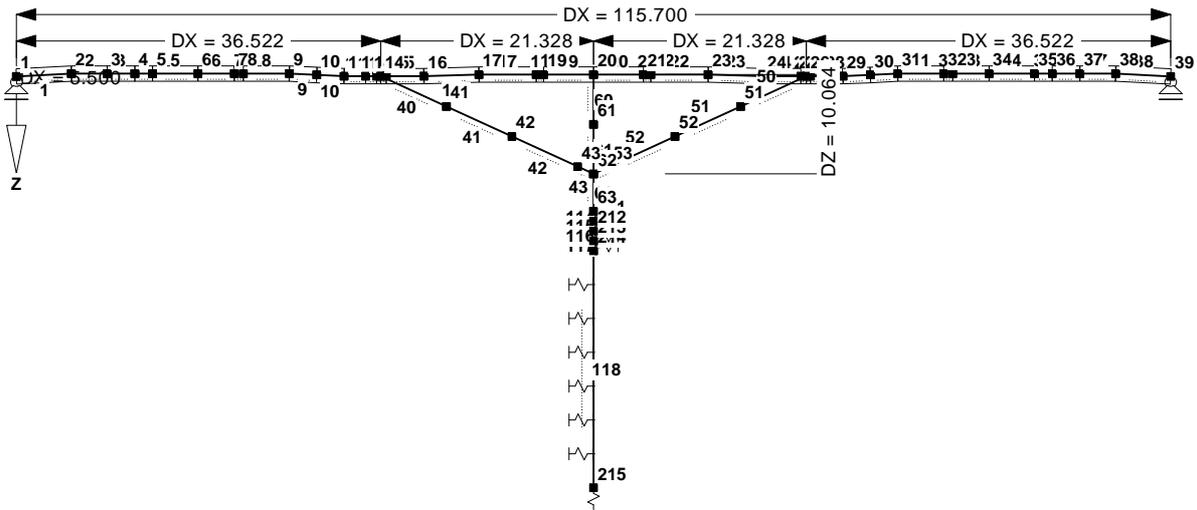


Abbildung 14-5: Stabwerksmodell Brücke 1

Wie in der Abbildung 14-5: Stabwerksmodell Brücke 1 dargestellt, beträgt die Gesamtspannweite 115,7m, welche sich auf je zwei Außenfelder mit 35,522m und zwei Innenfelder mit 21,328m aufteilen. Die Druckstreben weisen eine Neigung von  $25^\circ$  auf. Im Anschlussbereich der Druckstreben zum Fahrbahnträger ist der Steg von 1,0m auf 2,0m verbreitert. Die Stabachse des Fahrbahnträgers ist nicht durchgehend gerade. Die einzelnen Querschnitte (B2, B3 und B4) haben verschiedene Schwerpunktlagen. Die Fahrbahn weist eine horizontale Oberfläche auf. Aus diesem Grund wurde eine Bezugsebene einen Meter unter der Fahrbahnträgeroberkante definiert. Diese Bezugsebene stimmt mit der X-Achse, genauer mit der X-Y-Ebene im Statik-Programm R-Stab überein. Wie in der Abbildung 14-5 ersichtlich, zeigt die positive Z-Achse nach unten. Das Programm Excel wurde so programmiert, dass es die Lage der Z-Achse berücksichtigt und den Abstand des Querschnittschwerpunkts zur X-Y-Ebene,  $Z_{A\_R\text{-Stab}}$ , errechnet. Das Modell des Brückentragwerks ist somit komplett definiert.

### 14.1.3 Die Lagerung

Die Endauflager werden als bewegliches Auflager simuliert. Die Lagerung der Mittelstütze wird integral, biegesteif, eingegeben. Die natürlichen Lagerungsbedingungen sollen daher so genau, wie möglich, nachgebildet werden. Dies wurde bereits im Kapitel 11.1 Lagerung behandelt.

## 14.2 Belastung & Belastungsgeschichte

Die Belastung ist für alle Brücken gleich und wurde in Kapitel 11.3 behandelt.

### 14.2.1 Belastungsgeschichte

Bei dieser Brücke kommt es zu keiner Veränderung des statischen Systems. Der Zeitpunkt der Belastung hat daher so gut wie keinen Einfluss auf die Schnittgrößen. Es werden daher lediglich die Zeitpunkte  $T=0$  und  $T=\infty$  betrachtet. Die Berechnungen erfolgen für den Dekompressionsnachweis und richten sich nach der gültigen Norm (ÖNorm EC 1992-1-1).

Bei der Belastung zum Zeitpunkt  $T=0$  wirken die ständigen Lasten, welche sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion, sowie den Aufbauten (Belag, Randbalken usw.) und der Vorspannung zusammensetzen. Die veränderlichen Lasten setzen sich lediglich aus den

verschiedenen Temperaturbeanspruchungen zusammen. Die Verkehrslasten haben laut Eurocode einen Kombinationsbeiwert von Null und treten bei der Berechnung daher nicht in Erscheinung.

Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  wirken dieselben Lasten, wie bei  $T=0$  (die Vorspannung wird auf den Faktor 0,85 abgemindert), sowie zusätzlich die Lastfälle Kriechen und Schwinden.

Diese beiden Zeitpunkte stellen die Extremfälle mit den Extremwerten dar. Wird der Dekompressionsnachweis für beide Situationen erfüllt, ist er auch zu jedem anderen Betrachtungszeitpunkt erfüllt.

### 14.3 Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen

Ausgehend von einem ersten Entwurf für die Spanngliedführung wird diese in einigen Schritten verfeinert. Die Verfeinerung erfolgt durch Änderung der Lage bei Beibehaltung der ersten gewählten Vorspannkraft mit dem Ziel den Betrag der Momentenschnittgröße an den maßgebenden Stellen zu minimieren. In einem weiteren Schritt wird die Vorspannkraft, durch Variation des Lastfallfaktors, verändert bzw. wird ein erneutes Mal die Lage des Spannglieds optimiert. Das Ziel ist es bei einer möglichst niedrigen Vorspannkraft den Dekompressionsnachweis zu erfüllen.

Bei diesen Verbesserungen der Spanngliedführung traten mehrere Probleme auf, welche in 13.2 Spanngliedvariation behandelt werden.

Aus der gewählten Vorspannkraft kann die notwendige Anzahl an Litzen berechnet werden. Da in R-Stab keine Spannglieder direkt „eingebaut“ werden können, wird die Vorspannung mittels der Umlenkkräftemethode berücksichtigt. Diese Umlenkkräfte ergeben sich auf Grund der Höhe der Vorspannkraft, sowie durch die Lage des Spannglieds. Wie bereits im Kapitel 12.2 beschrieben, wurde für die Berechnung der Umlenkkräfte ein eigenes Excel-Programm geschaffen. Die Vorspannung für die Brücke 1 beträgt 21.000kN und setzt sich aus 110 Litzen zusammen.

Für die Bemessung der Spannlitzen wird eine Stahlgüte von 1670/1860 N/mm<sup>2</sup> angenommen.

(2) Der Mittelwert der Vorspannkraft  $P_{m0}(x)$  (zum Zeitpunkt  $t = t_0$ ) unmittelbar nach Vorspannen und Verankern (Vorspannung im nachträglichen oder ohne Verbund) oder nach dem Übertragen der Vorspannung (Vorspannung im sofortigen Verbund) errechnet sich durch Abziehen der sofortigen Verluste  $\Delta P_i(x)$  von der Spannkraft  $P_{max}$  und hat in der Regel den folgenden Wert nicht zu überschreiten:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{p m0}(x) \quad (5.43)$$

Dabei ist

$$\sigma_{p m0}(x) \text{ die Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen oder der Übertragung} \\ = \min \{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}.$$

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte  $k_7$  und  $k_8$  dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für  $k_7$  beträgt 0,75 und für  $k_8$  0,85.

Abbildung 14-6: 5.10.3 (2) Vorspannkraft nach dem Vorspannen (12)

Wie im Eurocode 2-1 beschrieben wird nun das Minimum von:

$$0,8 \cdot 1670 = 1336 \left[ \frac{n}{mm^2} \right]$$

$$0,7 \cdot 1860 = 1302 \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$$

benötigt.

Eine Spannlitze kann direkt nach dem Spannvorgang 1302 N/mm<sup>2</sup> aufnehmen. Bei einer Vorspannkraft von 21MN und einem Litzenquerschnitt von 150mm<sup>2</sup> werden daher 108 Litzen

benötigt. Die gewählten Spannglieder sind 5 Stück 6-22, setzen sich somit aus 110 Litzen zusammen. Dies stellt zugleich auch die maximale Anzahl an Spanngliedern dar, welche in einer Reihe im schmalen Stegbereich des Fahrbahnträgers eingebaut werden können.

## 14.4 Ergebnisse

### 14.4.1 Ergebnisse T=0

Die Schnittgrößenverläufe für den Zeitpunkt T=0 werden aus dem Statik-Programm R-Stab ausgelesen und durch das Fehlen einer entsprechenden Schnittstelle zwischen R-Stab und Excel per Hand eingegeben.

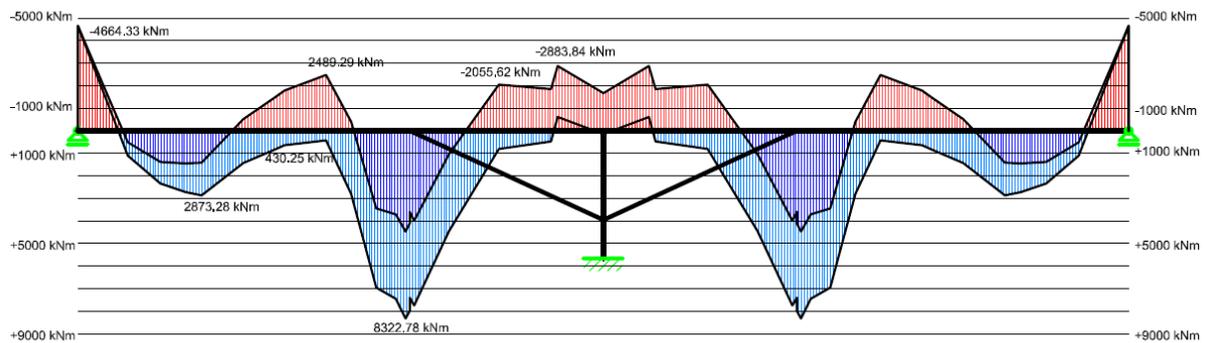


Abbildung 14-7: Brücke 1 Bemessungsmomentenverlauf, T=0

Mit Hilfe dieser Schnittgrößen werden, mit den in Kapitel 12.3 beschriebenen Programmen, die Randnormalspannung (oberer und unterer Querschnittsrand), sowie die Spannung laut Dekompressionsnachweis berechnet. Die daraus resultierende Ergebnismatrix wird nach Extremwerten durchsucht, für welche eine übersichtliche Nachweisberechnung erfolgt. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/max		
	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm
1	-0.34	-0.37	-0.39	-0.34	-0.37	-0.39	-0.34	-0.37	-0.39	-0.34	-0.37	-0.39
2	-0.53	-0.53	-0.53	-0.51	-0.50	-0.50	-0.51	-0.50	-0.50	-0.53	-0.53	-0.53
3	-0.48	-0.47	-0.47	-0.42	-0.41	-0.39	-0.42	-0.41	-0.39	-0.48	-0.47	-0.46
4	-0.46	-0.45	-0.45	-0.37	-0.35	-0.34	-0.37	-0.35	-0.34	-0.46	-0.45	-0.44
5	-0.45	-0.44	-0.44	-0.35	-0.33	-0.31	-0.35	-0.33	-0.31	-0.45	-0.44	-0.43
6	-0.60	-0.60	-0.60	-0.43	-0.42	-0.42	-0.43	-0.42	-0.42	-0.60	-0.60	-0.60
7	-0.68	-0.69	-0.69	-0.49	-0.48	-0.48	-0.49	-0.48	-0.48	-0.68	-0.69	-0.70
8	-0.70	-0.71	-0.71	-0.50	-0.50	-0.49	-0.50	-0.50	-0.49	-0.70	-0.71	-0.72
9	-0.71	-0.73	-0.73	-0.53	-0.52	-0.52	-0.53	-0.52	-0.52	-0.71	-0.73	-0.74
10	-0.47	-0.47	-0.47	-0.37	-0.35	-0.34	-0.37	-0.35	-0.34	-0.47	-0.47	-0.47
11	-0.38	-0.36	-0.36	-0.36	-0.33	-0.30	-0.36	-0.33	-0.30	-0.38	-0.36	-0.34
12	-0.44	-0.42	-0.42	-0.48	-0.45	-0.41	-0.48	-0.45	-0.41	-0.44	-0.42	-0.40
13	-0.49	-0.47	-0.47	-0.48	-0.54	-0.50	-0.58	-0.54	-0.50	-0.49	-0.47	-0.45
14	-0.31	-0.29	-0.29	-0.41	-0.37	-0.34	-0.41	-0.37	-0.33	-0.30	-0.28	-0.26
15	-0.30	-0.28	-0.28	-0.40	-0.36	-0.32	-0.39	-0.35	-0.32	-0.30	-0.28	-0.26
16	-0.21	-0.21	-0.21	-0.24	-0.21	-0.19	-0.23	-0.21	-0.19	-0.20	-0.20	-0.19
17	-0.31	-0.33	-0.33	-0.28	-0.27	-0.27	-0.27	-0.26	-0.26	-0.30	-0.32	-0.33
18	-0.28	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.29
19	-0.27	-0.29	-0.29	-0.28	-0.29	-0.29	-0.27	-0.28	-0.28	-0.26	-0.28	-0.30
20	-0.21	-0.22	-0.22	-0.30	-0.29	-0.29	-0.29	-0.28	-0.28	-0.20	-0.21	-0.23

Abbildung 14-8: Brücke 1 Dekompressionsnachweis, T=0

### 14.4.2 Ergebnisse $T=\infty$

Die Schnittgrößenverläufe werden, wie für den Zeitpunkt  $T=0$ , aus dem Statik-Programm R-Stab ausgelesen und wiederum für den Nachweis der Dekompression in das Excelfile per Hand eingetragen.

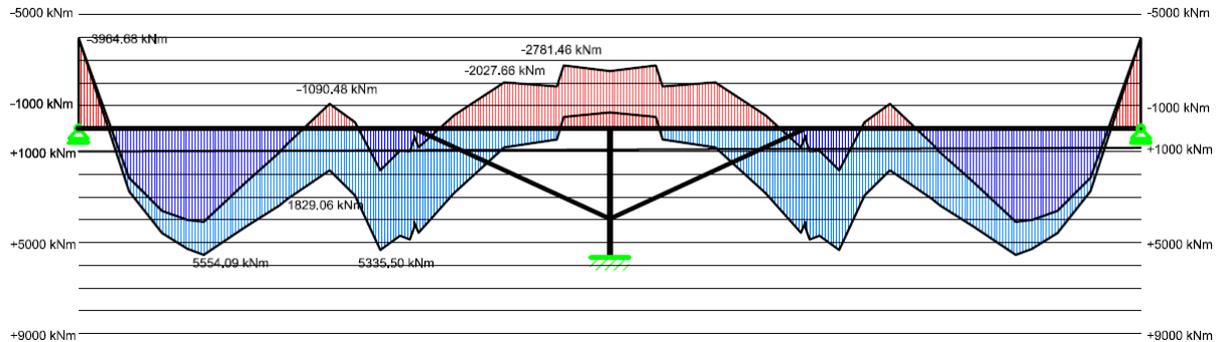


Abbildung 14-9: Brücke 1 Bemessungsmomentenverlauf,  $T=\infty$

Mit diesen Schnittgrößen werden die oberen und unteren Querschnittsrandspannungen ermittelt und die erforderlichen Spannungen für den Dekompressionsnachweis berechnet (siehe Kapitel 12.3). Die resultierende Ergebnismatrix wird nach Extremwerten durchsucht, welche für eine übersichtliche Nachweisberechnung herangezogen werden. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/max		
	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm
1	-0.29	-0.31	-0.33	-0.29	-0.31	-0.33	-0.29	-0.31	-0.33	-0.29	-0.31	-0.33
2	-0.39	-0.38	-0.38	-0.37	-0.35	-0.33	-0.37	-0.35	-0.33	-0.39	-0.38	-0.36
3	-0.27	-0.25	-0.25	-0.22	-0.18	-0.15	-0.22	-0.18	-0.15	-0.27	-0.25	-0.22
4	-0.20	-0.18	-0.18	-0.12	-0.08	-0.05	-0.12	-0.08	-0.05	-0.20	-0.18	-0.15
5	-0.18	-0.15	-0.15	-0.07	-0.04	-0.00	-0.07	-0.04	-0.00	-0.18	-0.15	-0.12
6	-0.28	-0.26	-0.26	-0.12	-0.09	-0.06	-0.12	-0.09	-0.06	-0.28	-0.26	-0.25
7	-0.39	-0.38	-0.38	-0.20	-0.17	-0.15	-0.20	-0.17	-0.15	-0.39	-0.38	-0.37
8	-0.42	-0.42	-0.42	-0.23	-0.21	-0.18	-0.23	-0.21	-0.18	-0.42	-0.42	-0.41
9	-0.54	-0.55	-0.55	-0.36	-0.35	-0.33	-0.36	-0.35	-0.33	-0.54	-0.55	-0.56
10	-0.40	-0.40	-0.40	-0.30	-0.28	-0.27	-0.30	-0.28	-0.27	-0.40	-0.40	-0.40
11	-0.33	-0.32	-0.32	-0.31	-0.29	-0.26	-0.31	-0.29	-0.26	-0.33	-0.32	-0.31
12	-0.34	-0.34	-0.34	-0.39	-0.37	-0.35	-0.39	-0.37	-0.35	-0.34	-0.34	-0.34
13	-0.36	-0.35	-0.35	-0.45	-0.42	-0.40	-0.45	-0.42	-0.40	-0.36	-0.35	-0.35
14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.25	-0.23	-0.21	-0.24	-0.22	-0.20	-0.13	-0.13	-0.13
15	-0.16	-0.15	-0.15	-0.25	-0.23	-0.21	-0.24	-0.22	-0.20	-0.15	-0.15	-0.14
16	-0.13	-0.14	-0.14	-0.16	-0.14	-0.13	-0.15	-0.14	-0.12	-0.12	-0.13	-0.13
17	-0.22	-0.23	-0.23	-0.19	-0.18	-0.17	-0.18	-0.17	-0.16	-0.21	-0.22	-0.24
18	-0.18	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.19	-0.19	-0.18	-0.18	-0.17	-0.18	-0.20
19	-0.17	-0.20	-0.20	-0.19	-0.20	-0.20	-0.18	-0.18	-0.19	-0.16	-0.18	-0.20
20	-0.08	-0.10	-0.10	-0.16	-0.17	-0.17	-0.15	-0.16	-0.16	-0.07	-0.08	-0.10

Abbildung 14-10: Brücke 1 Dekompressionsnachweis,  $T=\infty$

### 14.5 Interpretation der Ergebnisse

Zum Zeitpunkt  $T=0$  wirkt das volle negative Moment der Vorspannung im Punkt 1 bzw. im Punkt 39. Dasselbe gilt für das Stützmoment, welches zufolge der Vorspannkraft deutlich höher als zum Zeitpunkt  $T=\infty$  ist. Aus diesem Grund weist der Zeitpunkt  $T=0$  ein geringeres Feldmoment in den Außenfeldern auf. Im Punkt 5 beträgt das Moment 2873,28kNm und verursacht eine deutliche negative Spannung rund um das Spannglied. Der maßgebende Querschnitt ist Punkt 19 (bzw. Punkt 21), welcher eine Spannung von  $-0,19\text{kN/cm}^2$  aufweist. Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  verändert sich die Situation jedoch signifikant. Die negativen Momente in den Außenpunkten 1 bzw. 39, sowie die Momente über der Stütze und den Druckstreben

nehmen ab. Durch die Reduktion der Vorspannkraft vergrößert sich das Feldmoment. Der nun maßgebliche Querschnitt ist Punkt 5, welcher nun ein Moment von 5554,09kNm aufweist. Die Normalkraft hingegen hat sich von rund  $-21780\text{kN}$ , bei  $T=0$ , auf  $-18689,8\text{kN}$  reduziert. Daraus folgt, dass in einem Abstand von 85,5mm zur Spanngliedachse nur noch ein Druck von  $-0,00225\text{kN/cm}^2$  erreicht wird. Der Dekompressionsnachweis gilt damit als erbracht und die Konstruktion ist voll ausgelastet. Eine weitere Reduktion der Vorspannkraft ist nicht möglich.

Die große Stützweite zwischen den Druckstreben und den Außenauflagern stellte sich bei dieser Brücke als besonders kritisch heraus. Die Vorspannung zielt schlussendlich auf die Minimierung des Feldmoments ab. Zusätzlich liegt in diesem Bereich, naturgemäß, das Spannglied so weit unten, wie möglich. Ein Erfüllen des Dekompressionsnachweises konnte erst bei relativ hoher Vorspannkraft erreicht werden.

Bei der integralen Bauweise würde die Konstruktion bereits ein negatives Stützmoment über den äußeren Widerlagern einprägen, welche das positive Feldmoment verkleinern.

## 15 Brücke 2 - Integrale 4-feldrige Brücke

Diese Brücke stellt die integrale Adaptierung der Lafnitztalbrücke dar. Die Spannweiten stimmen ident mit der Brücke 1 überein. Jedoch die Widerlager, die äußeren Auflager, sind integral, biegesteif, ausgeführt. Aus dieser Konstruktionsweise resultiert ein negatives Einspannmoment im Auflagerbereich, welches durch eine Verbreiterung des Stegs in den Fahrbahnträger aufgenommen werden kann.

Auch dieses Brückentragwerk besteht aus Beton der Güte C30/37 und die Bewehrung aus Bst 550. Detaillierte Pläne der Brücke und des Modells sind dem Anhang zu entnehmen.

### 15.1 Das Modell

#### 15.1.1 Stabquerschnitte & Querschnittswerte

Auch bei dieser Brücke war das Ziel der ursprünglichen Planung möglichst treu zu bleiben und wenige Unterschiede zur Brücke 1 aufzuweisen, um eine Vergleichbarkeit zu erreichen. Es liegt jedoch in der Natur der Sache, dass bei einer Änderung des statischen Systems eine Adaptierung des restlichen Systems meist wirtschaftlich sinnvoll ist. Neben der bereits vorhin erwähnten Verbreiterung des Stegs im Widerlagerbereich ist auch die Spanngliedführung an die neuen Gegebenheiten anzupassen.

Die Vereinfachungen des statischen Systems gegenüber der realen Planung der Brücke über die Lafnitz wurden in Kapitel 11 erläutert und entsprechen den Vereinfachungen der anderen Brücken.

Die Querschnitte der Druckstreben, der Mittelstütze und des Widerlagers wurden aus der ursprünglichen Planung entnommen. Die Bohrpfähle und Pfahlroste werden in Kapitel 15.1.3 behandelt.

#### $b_{eff}$

Wie bei der Brücke 1 wird auch hier mit dem in 11.1.1 Pfähle beschriebenen Programm die effektiven Plattenbreiten für die Eingabe in R-Stab berechnet. Das zugrunde liegende System für die Bestimmung von  $l_0$  sieht wie folgt aus:

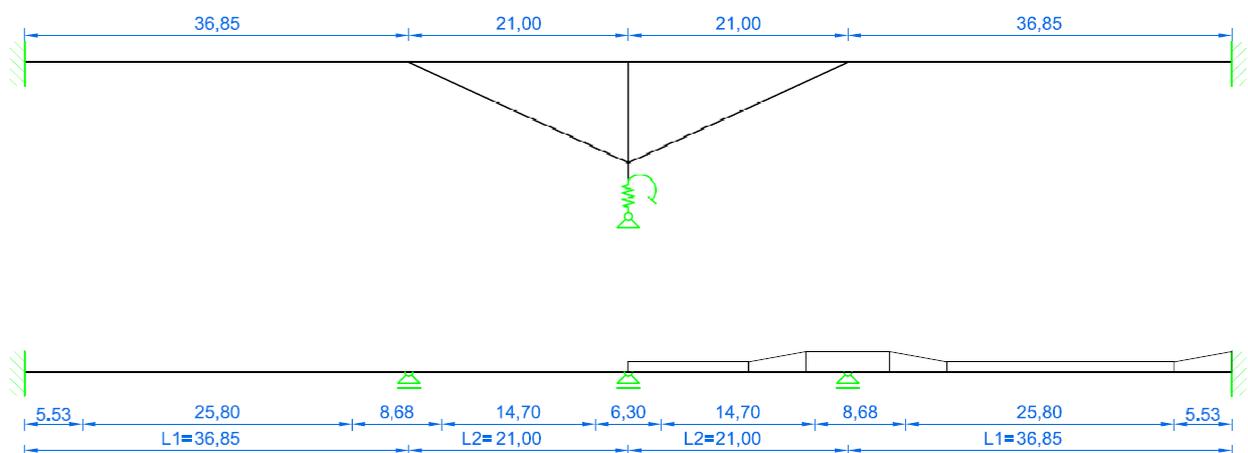


Abbildung 15-1: Modell für  $b_{eff}$  der Brücke 2

Bei der Erstellung der ersten Skizze des Modells, auf welches die Abbildung 15-1: Modell für  $b_{\text{eff}}$  der Brücke 2 beruht, konnte auch hier noch keine Rücksicht auf die veränderliche Lage der Stabachse genommen werden. Der dadurch entstandene Unterschied in den Abmessungen der Felder im Vergleich zum Stabwerksmodell bleibt jedoch ebenfalls im Bereich von etwa 1%. Auf eine Iteration wurde daher verzichtet. In der unteren der beiden Systemskizzen der Abbildung 15-1 wird dargestellt, in welchem Bereich des Tragwerks der Steg verbreitert wird und wo die lineare Änderung von 1,0m auf 2,0m Breite stattfindet.

	B1	B2	B3	B4a	B4b	B2-3
$l_0$	5.53	25.80	8.68	14.70	6.30	
$b_w$	2.00	1.00	2.00	1.00	1.00	1.50
$b_{\text{max}}$	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975
$b_i$	2.4875	2.9875	2.4875	2.9875	2.9875	2.7375
$b_{\text{eff},i}$	1.0505	3.1775	1.3655	2.0675	1.2275	2.2715
$b_{\text{eff}}$	<b>4.101</b>	<b>6.975</b>	<b>4.731</b>	5.135	3.455	<b>5.853</b>

$l$                       14.7                      3.15  
 gewichtetes Mittel                      **4.839**  
 Mittel    4.295

Abbildung 15-2: Berechnung  $b_{\text{eff}}$  Brücke 2

Hierbei wurde der Fahrbahnträger in 4 Bereiche aufgeteilt. Der Bereich 1 (B1) beinhaltet das Stützmoment der Einspannung bei den äußeren Widerlagern. Bereich 2 (B2) ist der Bereich des ersten Feldmoments (äußeres Feld). Das Stützmoment über den Druckstreben entspricht dem Bereich 3 (B3). Das Stützmoment über der Mittelstütze (Bereich 4b), sowie der inneren Felder (Bereich 4a) wird zusammengefasst zu B4.

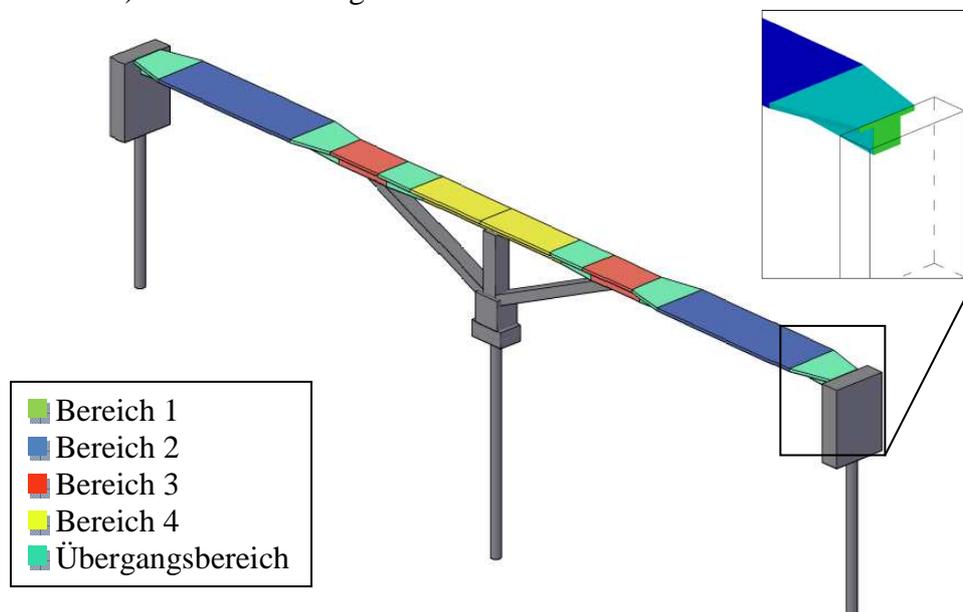


Abbildung 15-3: 3D Rechenmodell der Brücke 2

Da sich, wie bereits erwähnt, die effektive Plattenbreite nicht schlagartig ändert, wurde ein „Verschmieren“ der Querschnitte gewählt (Übergangsbereiche). Die Mittelung der  $b_{\text{eff}}$  erfolgte mittels Gewichtung der Längen, in denen sie lt. Eurocode 2-1 gültig wären.



### 15.1.3 Die Lagerung

Die Lagerung dieser Brücke erfolgt integral. Sowohl die Druckstreben und die Mittelstütze, wie bei Brücke 1, als auch die Widerlager sind biegesteif mit dem Fahrbahnträger verbunden. Die Eigenschaften der Lagerung der Widerlagerwand, sowie der Druckstreben und der Mittelstütze wurden in Kapitel 11.1 Lagerung behandelt.

## 15.2 Belastung und Belastungsgeschichte

Die Belastung ist für alle Brücken gleich und wurde im Kapitel 11.3 behandelt. Die Belastungsgeschichte ist hier jedoch von Interesse. Je nachdem zu welchem Zeitpunkt die Widerlager mit dem Fahrbahnträger steif verbunden werden, entstehen unterschiedliche Schnittgrößenverläufe.

### 15.2.1 Belastungsgeschichte Brücke 2a

Wird die gesamte Brücke von Anfang an zur Gänze integral hergestellt, spielt auch bei dieser Brücke die Belastungsgeschichte selbst keine Rolle. Die Berechnungen wurden daher analog zur Brücke 1 durchgeführt. Der Nachweis der Dekompression richtet sich nach der gültigen Norm (ÖNORM EC 1992-1-1).

Die Belastungen zum Zeitpunkt  $T=0$  setzen sich aus den ständigen und den veränderlichen Lasten zusammen. In die Kategorie ständige Lasten fallen das Eigenwicht der Konstruktion selbst, die Lasten der Aufbauten (Randbalken, Belag, usw.) und die Vorspannung. Veränderliche Lasten sind die verschiedenen Temperaturbeanspruchungen. Die Verkehrslasten haben einen Kombinationsbeiwert von Null und kommen in der Berechnung daher nicht vor.

Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  wirken dieselben Lasten wie bei  $T=0$  (die Vorspannung wird auf den Faktor 0,85 ab gemindert), sowie zusätzlich die Lastfälle Kriechen und Schwinden.

Diese beiden Zeitpunkte stellen die Extremfälle mit den Extremwerten dar. Wird der Dekompressionsnachweis bei beiden erfüllt, ist er auch zu jedem anderen Zeitpunkt erfüllt.

### 15.2.2 Belastungsgeschichte Brücke 2b

Bei dieser Konstruktionsweise wird die Brückenkonstruktion zu Beginn auf semiintegrale Weise hergestellt. Auch die Vorspannung erfolgt im semiintegralen Zustand. Nach Aufbringung der Vorspannkraft wird die Brücke, durch die biegesteife Verbindung des Brückenträgers mit den Widerlagen, zu einer integralen Brücke umfunktioniert. Das Resultat ist eine Umlagerung der Belastung. Diese Umlagerung erfolgt hier für das Eigengewicht und die Vorspannung, da nur diese beim Systemwechsel eingepreist sind. Eine Umlagerung kann nur für ständige Lasten erfolgen. Die Lasten zufolge des Straßenaufbaus und des Randbalkens könnten ebenfalls umgelagert werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Fertigstellung der Fahrbahn und der weiteren Aufbauten erst nach Beendigung der konstruktiven Arbeiten erfolgt, sprich erst nach dem Verbinden des Widerlagers mit dem Fahrbahnträger (in Folge als Fugenschluss bezeichnet).

Es sind daher weitere Systemzeitpunkte für den Dekompressionsnachweis von Interesse. Der erste Zeitpunkt ist wieder nach dem Herstellen der Brücke, jedoch noch vor dem Fugenschluss und nach Aufbringen der Vorspannkraft, genannt  $T=0_{\text{altes System}}$ . Zu diesem Zeitpunkt wirkt bereits die volle Vorspannkraft auf das System. Dies kann Probleme hervorrufen, da die Vorspannung nur entgegen dem Eigenwicht wirkt und nicht, wie geplant, gegen die gesamten Systemlasten. Der nächste Zeitpunkt ist direkt nach dem Systemwechsel, also nach dem Fugenschluss und der Aufbringung der restlichen Lasten. Da es noch zu keiner

Umlagerung kommen konnte, wirken nun die Schnittgrößen zum einen Teil auf das semiintegrale System (Belastung zufolge Eigengewicht und Vorspannung), zum anderen Teil auf das integrale System (Lasten zufolge Aufbauten und veränderliche Lasten). Dieser Betrachtungszeitpunkt wird mit  $T=0_{\text{neues System}}$  bezeichnet. Der letzte Zeitpunkt ist  $T=\infty$ . Genauer betrachtet, sollte er  $T=\infty_{\text{neues System}}$  heißen. Zu diesem Zeitpunkt ist die Umlagerung der Lasten, sowie das Kriechen und Schwinden komplett abgeschlossen und die Vorspannkraft wirkt nur mehr zu 85%. Es wirken somit alle Beanspruchungen auf das neue integrale System.

### 15.3 Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen

Auf Grund der unterschiedlichen Belastungsgeschichte gibt es auch Unterschiede bei der Vorspannung.

#### 15.3.1 Brücke 2a

Wie bei den anderen Brücken wurde auch hier iterativ nach einer möglichst idealen Spanngliedlage gesucht. Das Ergebnis dieser Suche ist die in Abbildung 15-6 dargestellte Spanngliedführung. Da in R-Stab keine Spannglieder direkt „eingebaut“ werden können, wird die Vorspannung durch die Umlenkmethode berücksichtigt. Die Umlenkkräfte hängen von der Lage des Spannglieds und der Größe der Vorspannkraft ab. Die Berechnung der Umlenkkräfte wurde in Kapitel 12.2.1 beschrieben.

Die Vorspannung für die Brücke 2a beträgt 21.000kN und setzt sich aus 110 Litzen, bei folgender Spanngliedlage, zusammen. Die Berechnung der Litzenanzahl erfolgte wie in 14.3. Es wurden ebenfalls 5 Stück 6-22 Spannglieder gewählt.

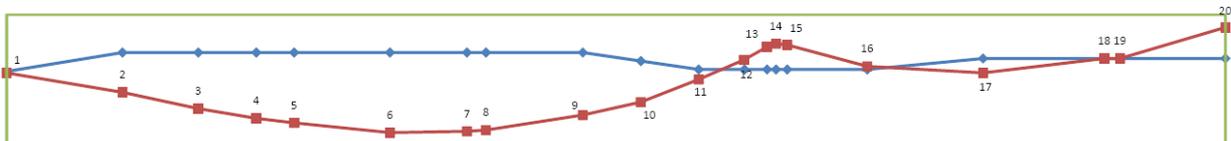


Abbildung 15-6: Spanngliedführung linke Symmetriehälfte des Fahrbahnträgers der Brücke 2a

Der in Abbildung 15-6 dargestellte Spanngliedverlauf ist Bestandteil der Berechnung der Umlenkkräfte (siehe 12.2 Umlenkmethode). Die Werte dieser Berechnung, nämlich die Lagekoordinaten des Spannglieds und der Stabachse, sowie die Größe der Umlenkkräfte und deren grafische Darstellung, können dem Anhang für die Brücke 2a entnommen werden.

#### 15.3.2 Brücke 2b

Die Spanngliedlage stimmt mit der Brücke 2a überein. Bei der Spanngliedstudie wurde keine besser geeignete Lage gefunden. An sonst gilt dasselbe, wie bei 15.3.1 Brücke 2a.

Die Vorspannung für die Brücke 2b beträgt 18.500kN und setzt sich aus 95 Litzen, in 5 6-19 Spanngliedern, zusammen, bei folgender Spanngliedlage. Die Berechnung ist analog zu 14.3.

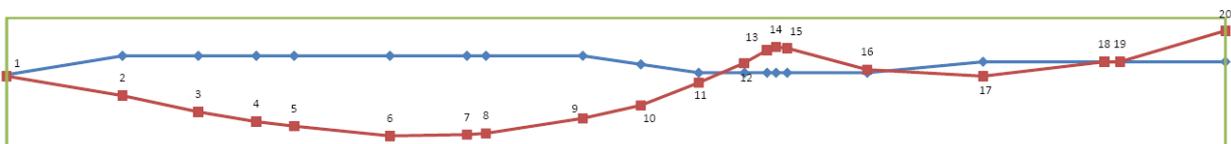


Abbildung 15-7: Spanngliedführung linke Symmetriehälfte des Fahrbahnträgers der Brücke 2b

Die Werte und Diagramme dieser Umlenkkraftberechnung können dem Anhang für die Brücke 2b entnommen werden.

Bereits hier ist zu erkennen, dass die unterschiedliche Herstellung mit den verschiedenen Belastungsgeschichten alleine die Vorspannkraft um 10% reduzieren lässt.

## 15.4 Ergebnisse Brücke 2a

Die Schnittgrößenverläufe der Lastfälle für den Dekompressionsnachweis werden aus dem Statik-Programm R-Stab ausgelesen und ins Excel übertragen.

Mit Hilfe dieser Schnittgrößen werden mit den in 12.3 Schnittgrößen und Spannungen beschriebenen Programmen die Randnormalspannungen (oberer und unterer Querschnittsrand), sowie die Spannungen laut Dekompressionsnachweis berechnet. Die daraus resultierende Ergebnismatrix wird nach Extremwerten durchsucht, für welche eine übersichtliche Nachweisberechnung erfolgt. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

### 15.4.1 Ergebnisse T=0

Die kritischste Stelle ist hier der Querschnitt über der Mittelstütze. Auf Grund der relativ hohen Lage des Spannglieds (der Schwerpunkt der Spannglieder liegt 20cm unter der Oberkante des Trägers) und die Größe des negativen Stützmoments, ist hier die für den Dekompressionsnachweis maßgebliche Druckkraft am geringsten. Die Spannung beträgt jedoch noch immer  $-0,14\text{kN/cm}^2$ . Auch die sonstige Ausnutzung des Querschnitts ist alles andere als kritisch. Weder die zulässige Druckkraft von  $2,0\text{kN/cm}^2$  noch die zulässige Betonzugkraft von  $0,29\text{kN/cm}^2$  wird erreicht. Es ist daher für den Zeitpunkt T=0 der Dekompressionsnachweis bei weitem erfüllt und für die Biegebeanspruchung nur die Mindestbewehrung von Nöten.

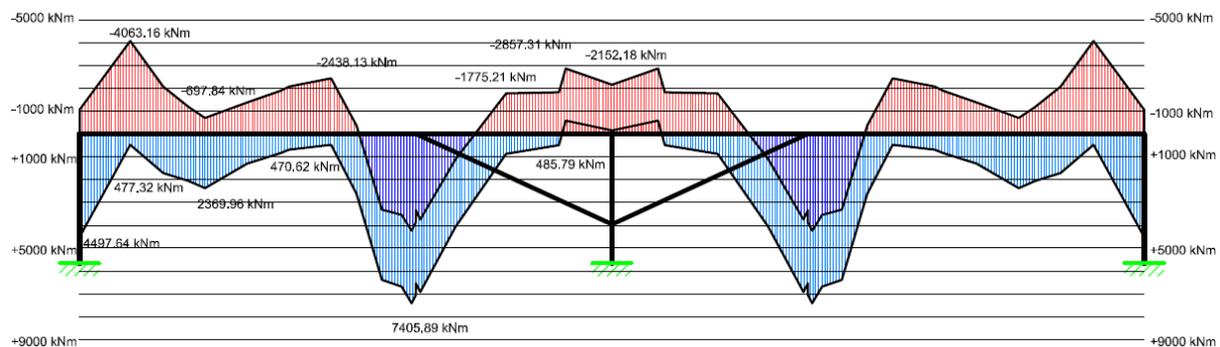


Abbildung 15-8: Brücke 2a Bemessungsmomentenverlauf, T=0

Die übersichtliche Nachberechnung der Spannungsverteilung sieht für den Querschnitt 20 wie folgt aus:

**Querschnitt 20****min. Zug Höhe Spannglied**

Querschnittsfläche $A_c =$	39418.75cm <sup>2</sup>	$\Sigma M_{ex} =$	-2152.18kNm
Höhe des Querschnitts $h =$	200.00cm	$\Sigma N_{ex} =$	-9510.00kN
Höhe Spannglied $d =$	180.00cm	$b_w =$	1.00cm
Widerstandsmoment $W_{oben} =$	-1793560.0cm <sup>3</sup>	$b_{eff} =$	4.84cm
Widerstandsmoment $W_{unten} =$	920414.36cm <sup>3</sup>		

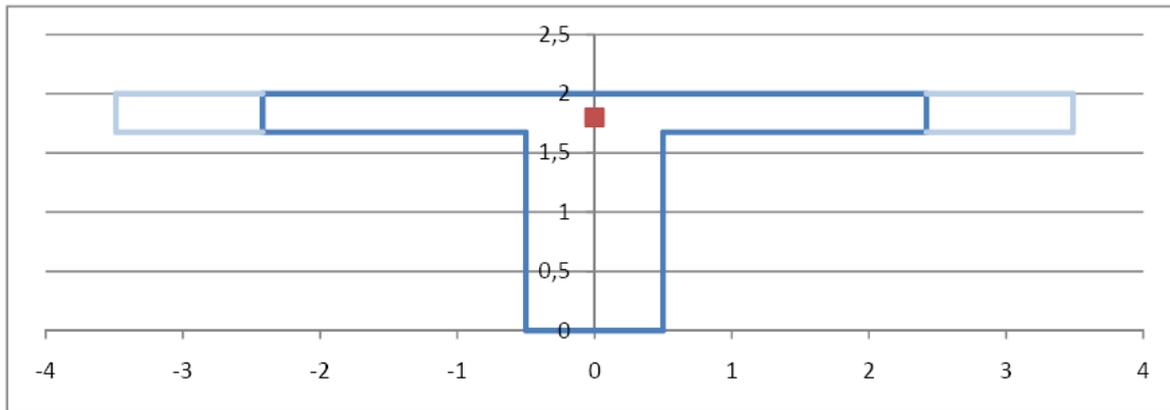


Abbildung 15-9: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a T=0 Teil 1

Der erste Teil enthält eine Zusammenfassung der Querschnittswerte, sowie der angreifenden Schnittgrößen. Wie sich diese Schnittgrößen und Spannungen zusammensetzen ist der tabellarischen Ergebnisdarstellung zu entnehmen. Zusätzlich zu den Ergebniswerten wird der Spannungsverlauf grafisch dargestellt und die Lage des Schwerpunkts der Spannglieder rot eingezeichnet.

$M =$	-2152.2kNm
$N =$	-9510.0kN
$\sigma_{Ed,oben,M} =$	0.12kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,unten,M} =$	-0.23kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,N} =$	-0.24kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,oben} =$	-0.12kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,unten} =$	-0.48kN/cm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit	<b>OK</b>
Dekompression	<b>OK</b>
$\sigma_{Ed,Spannglied} =$	-0.14kN/cm <sup>2</sup>

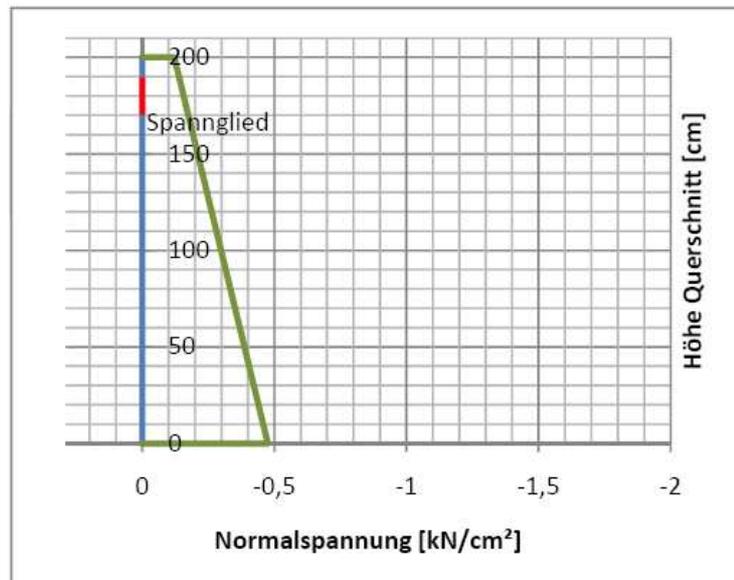


Abbildung 15-10: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a T=0 Teil 2

Die Ergebnisse, welchen den zweiten Teil der Berechnung der Spannungsverteilung darstellen, zeigen, dass sich alle Nachweise mit großen Reserven ausgehen. Diese übersichtliche Darstellung dient der Nachvollziehbarkeit und der Kontrolle der tabellarischen

Form des Spannungsnachweises. Die Abbildung 15-10 zeigt auf einen Blick, dass der Dekompressionsnachweis des Querschnitts 20 für den Zeitpunkt  $T=0$  erfüllt ist.

(noten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm
1	-0.36	-0.37	-0.38	-0.39	-0.36	-0.34	-0.38	-0.35	-0.33	-0.36	-0.36	-0.37
2	-0.68	-0.71	<b>-0.73</b>	-0.51	-0.50	-0.50	-0.49	-0.49	-0.49	-0.67	-0.69	-0.72
3	-0.64	-0.66	-0.67	-0.43	-0.42	-0.41	-0.42	-0.41	-0.39	-0.63	-0.64	-0.66
4	-0.60	-0.61	-0.62	-0.39	-0.37	-0.36	-0.37	-0.36	-0.35	-0.59	-0.60	-0.61
5	-0.58	-0.58	-0.58	-0.35	-0.34	-0.32	-0.34	-0.33	-0.31	-0.56	-0.57	-0.57
6	-0.64	-0.65	-0.66	-0.42	-0.41	-0.40	-0.40	-0.40	-0.39	-0.63	-0.64	-0.64
7	-0.68	-0.69	-0.70	-0.46	-0.45	-0.45	-0.44	-0.44	-0.43	-0.67	-0.68	-0.69
8	-0.69	-0.70	-0.72	-0.47	-0.47	-0.46	-0.46	-0.45	-0.45	-0.68	-0.69	-0.70
9	-0.68	-0.70	-0.71	-0.50	-0.49	-0.49	-0.48	-0.48	-0.48	-0.67	-0.68	-0.70
10	-0.45	-0.45	-0.45	-0.35	-0.34	-0.32	-0.34	-0.33	-0.31	-0.43	-0.44	-0.44
11	-0.36	-0.34	-0.33	-0.35	-0.32	-0.29	-0.34	-0.31	-0.28	-0.35	-0.33	-0.32
12	-0.41	-0.40	-0.38	-0.45	-0.42	-0.39	-0.44	-0.41	-0.38	-0.40	-0.39	-0.37
13	-0.47	-0.45	-0.43	-0.54	-0.51	-0.47	-0.53	-0.50	-0.46	-0.46	-0.44	-0.42
14	-0.29	-0.28	-0.26	-0.38	-0.34	-0.31	-0.35	-0.32	-0.29	-0.27	-0.25	-0.23
15	-0.29	-0.27	-0.25	-0.37	-0.33	-0.30	-0.34	-0.31	-0.28	-0.26	-0.25	-0.23
16	-0.20	-0.19	-0.19	-0.22	-0.20	-0.18	-0.20	-0.18	-0.16	-0.18	-0.17	-0.17
17	-0.29	-0.31	-0.32	-0.26	-0.26	-0.25	-0.23	-0.23	-0.22	-0.26	-0.27	-0.29
18	-0.26	-0.27	-0.29	-0.28	-0.27	-0.27	-0.24	-0.24	-0.24	-0.23	-0.24	-0.25
19	-0.25	-0.27	-0.29	-0.27	-0.27	-0.28	-0.24	-0.24	-0.25	-0.22	-0.24	-0.26
20	-0.17	-0.19	-0.20	-0.27	-0.27	-0.27	-0.23	-0.23	-0.24	<b>-0.14</b>	-0.16	-0.17

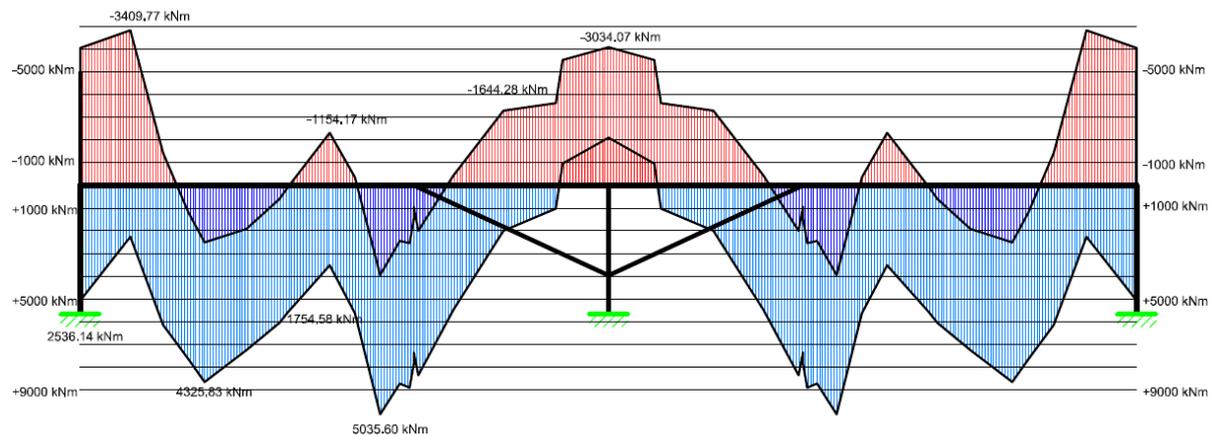
Abbildung 15-11: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a  $T=0$

Hier ist auch auf den ersten Blick ersichtlich, dass der Querschnitt 20 bei der Beanspruchung durch das minimale Moment kombiniert mit der maximalen Normalkraft den geringsten Druck im Bereich der Spannglieder aufweist.

Die gesamten Ergebnisse, sowie die grafische Darstellung der Spannungsberechnung und der Schnittgrößen, können dem Anhang entnommen werden.

### 15.4.2 Ergebnisse $T=\infty$

Der Zeitpunkt  $T=\infty$  ist wie bereits bei der Brücke 1 der maßgebende Betrachtungszeitpunkt. Bei der Brücke 2a kommt es jedoch nicht zu einer Verlagerung des Punkts mit dem geringsten Druck im Spanngliedbereich.



Brücke 2a Bemessungsmomentenverlauf,  $T=\infty$

Der Punkt, genauer der Nachweis im Querschnitt 20, ist also maßgebend für die gesamte Brückenkonstruktion. Auch hier wurde für diese Konstellation die geringste mögliche Vorspannung gewählt. Somit beträgt der Druck am oberen Rand des Spanngliedbereichs (140mm über der Spanngliedachse)  $-0,02\text{kN/cm}^2$  bei der Belastungskombination aus minimalem Moment mit der maximalen Normalkraft.

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm	Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm
1	-0.30	-0.32	-0.34	-0.33	-0.31	-0.30	-0.32	-0.30	-0.29	-0.30	-0.31	-0.33
2	-0.58	-0.60	-0.60	-0.41	-0.40	-0.39	-0.39	-0.39	-0.38	-0.57	-0.59	-0.61
3	-0.49	-0.49	-0.49	-0.28	-0.26	-0.24	-0.27	-0.24	-0.22	-0.48	-0.48	-0.49
4	-0.41	-0.41	-0.41	-0.19	-0.17	-0.14	-0.18	-0.16	-0.13	-0.40	-0.39	-0.39
5	-0.36	-0.35	-0.35	-0.14	-0.11	-0.08	-0.13	-0.10	-0.07	-0.35	-0.34	-0.33
6	-0.37	-0.36	-0.36	-0.15	-0.13	-0.10	-0.14	-0.11	-0.09	-0.36	-0.35	-0.35
7	-0.43	-0.42	-0.42	-0.20	-0.18	-0.16	-0.19	-0.17	-0.15	-0.41	-0.41	-0.41
8	-0.45	-0.45	-0.45	-0.23	-0.21	-0.19	-0.21	-0.20	-0.18	-0.43	-0.43	-0.43
9	-0.52	-0.53	-0.53	-0.34	-0.33	-0.32	-0.33	-0.31	-0.30	-0.51	-0.52	-0.53
10	-0.38	-0.38	-0.38	-0.28	-0.27	-0.25	-0.27	-0.26	-0.24	-0.37	-0.37	-0.37
11	-0.31	-0.30	-0.30	-0.30	-0.27	-0.25	-0.29	-0.27	-0.24	-0.30	-0.29	-0.28
12	-0.33	-0.33	-0.33	-0.37	-0.35	-0.33	-0.36	-0.34	-0.32	-0.32	-0.32	-0.31
13	-0.35	-0.34	-0.34	-0.42	-0.40	-0.38	-0.41	-0.39	-0.37	-0.34	-0.33	-0.32
14	-0.15	-0.15	-0.15	-0.24	-0.22	-0.20	-0.21	-0.19	-0.18	-0.13	-0.13	-0.12
15	-0.16	-0.15	-0.15	-0.24	-0.22	-0.20	-0.22	-0.20	-0.18	-0.14	-0.13	-0.13
16	-0.13	-0.13	-0.13	-0.15	-0.14	-0.13	-0.13	-0.12	-0.10	-0.11	-0.11	-0.11
17	-0.21	-0.22	-0.22	-0.18	-0.17	-0.16	-0.15	-0.14	-0.13	-0.18	-0.19	-0.20
18	-0.18	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.16	-0.15	-0.15	-0.14	-0.16	-0.17
19	-0.17	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.15	-0.16	-0.16	-0.14	-0.16	-0.18
20	-0.05	-0.07	-0.07	-0.14	-0.15	-0.16	-0.11	-0.12	-0.12	<u>-0.02</u>	-0.04	-0.06

Abbildung 15-12: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a T=∞

max/min		
Spannglied 90.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -90.5 mm
-0.30	-0.31	-0.33
-0.57	-0.59	<u>-0.61</u>
-0.48	-0.48	-0.49
-0.40	-0.39	-0.39
-0.35	-0.34	-0.33
-0.36	-0.35	-0.35
-0.41	-0.41	-0.41
-0.43	-0.43	-0.43
-0.51	-0.52	-0.53
-0.37	-0.37	-0.37
-0.30	-0.29	-0.28
-0.32	-0.32	-0.31
-0.34	-0.33	-0.32
-0.13	-0.13	-0.12
-0.14	-0.13	-0.13
-0.11	-0.11	-0.11
-0.18	-0.19	-0.20
-0.14	-0.16	-0.17
-0.14	-0.16	-0.18
<u>-0.02</u>	-0.04	-0.06

Abbildung 15-13: Auszug maßgebliche Kombination aus der Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a T=∞

Im zweiten Teil des Nachweises des Querschnitt 20 zum Zeitpunkt T=∞ ist gut zu erkennen, wie knapp der Vorzeichensprung neben dem, für den Dekompressionsnachweis, maßgeblichen Bereich liegt. Es kommt auch zum Zeitpunkt T=∞ zu keiner solchen Randspannung, die außerhalb des Bereichs zwischen 0,29kN/cm<sup>2</sup> und -2,0kN/cm<sup>2</sup> liegt. Auch dieser Träger würde nur mit der Mindestbewehrung die Biegebeanspruchung aufnehmen können.

$$\begin{aligned}
 M &= -3034.1 \text{ kNm} \\
 N &= -6210.0 \text{ kN} \\
 \sigma_{Ed,oben,M} &= 0.17 \text{ kN/cm}^2 \\
 \sigma_{Ed,unten,M} &= -0.33 \text{ kN/cm}^2 \\
 \sigma_{Ed,N} &= -0.16 \text{ kN/cm}^2 \\
 \sigma_{Ed,oben} &= 0.01 \text{ kN/cm}^2 \\
 \sigma_{Ed,unten} &= -0.49 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Druckfestigkeit} & \quad \text{OK} \\
 \text{Dekompression} & \quad \text{OK} \\
 \sigma_{Ed,Spannglied} &= -0.06 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned}$$

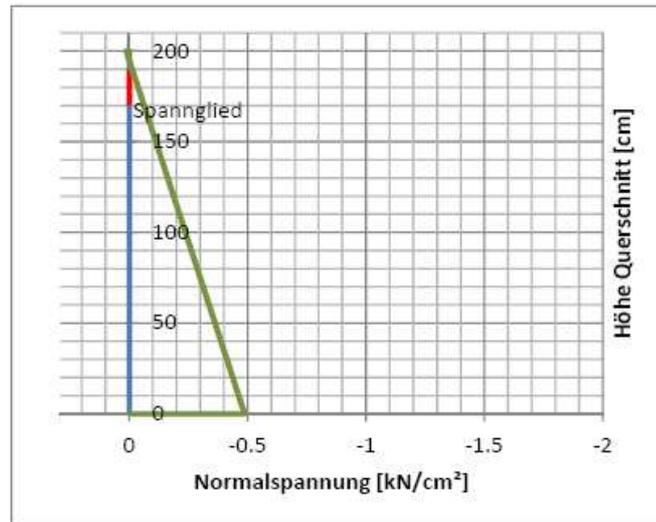


Abbildung 15-14: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a T= $\infty$  Teil 2

In Abbildung 15-14 ist der Bereich für den Dekompressionsnachweis rot eingezeichnet. In blauer Farbe ist die Nullachse über die Querschnittshöhe gekennzeichnet und der Spannungsverlauf ist grün dargestellt. Die Normalspannungsachse erstreckt sich von  $0,29 \text{ kN/cm}^2$  bis  $-2,0 \text{ kN/cm}^2$ , welches den bereits erwähnten zulässigen Spannungsbereich für die Betongüte C30/37 darstellt.

Die genauen Ergebnisse, sowie die grafische Darstellung der Spannungsberechnung und der Schnittgrößen, können dem Anhang entnommen werden.

## 15.5 Ergebnisse Brücke 2b

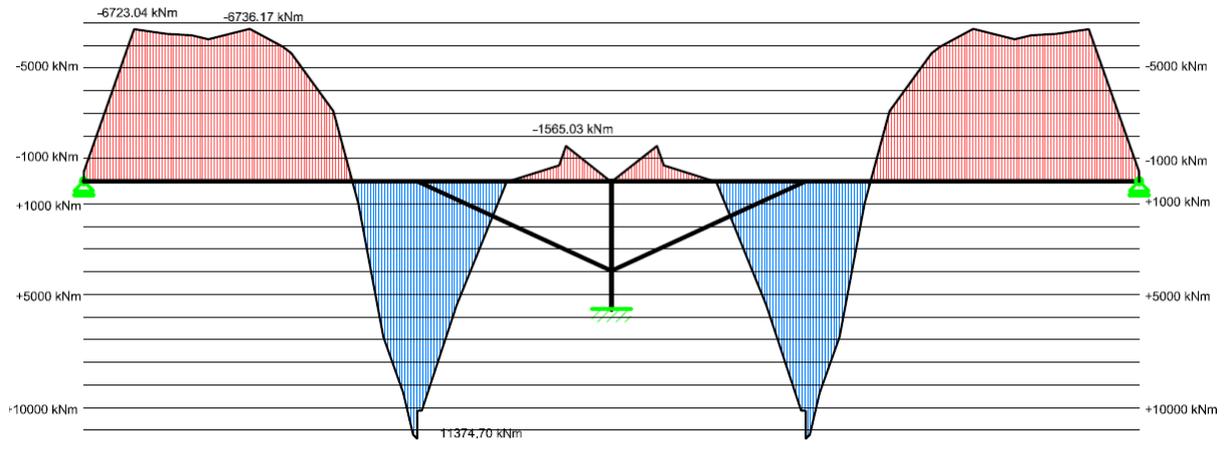
Nach Übertragung der Schnittgrößen von R-Stab ins Excel können die Spannungsverläufe zufolge Biegung und Normalkraft berechnet werden. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

Eine weitere Gliederung stellen die drei auftretenden Zeitschritte dar, welche sich durch den Bauzustand ergeben.

### 15.5.1 Ergebnisse T=0<sub>altes System</sub>

Für den Dekompressionsnachweis ist dieser Belastungszeitpunkt nicht maßgeblich. Die geringste Druckspannung im Bereich der Vorspannlitzen beträgt gute  $-0,22 \text{ kN/cm}^2$ . Der Nachweis der Randspannung zeigt, dass in keinem der betrachteten 20 Querschnitte dieser durch die Vorspannung überbeansprucht wird.

Abbildung 15-15: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf,  $T=0$  altes System

Jedoch kommt es in den Querschnitten 13, 14 und 15 zum Überschreiten der zulässigen, mittleren Betonzugkraft. Hier ist also mit einem Reißen des Betonkörpers zu rechnen. Somit befinden sich die Querschnitte also im Zustand II.

QS	Spannung [kN/cm <sup>2</sup> ]	
	Oben	Unten
12	-0.75	0.26
13	-0.84	0.37
14	-0.76	0.47
15	-0.70	0.40
16	-0.49	0.11

Abbildung 15-16: Randspannungen Querschnitte 12-16

Auch in der Abbildung 15-17: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 2b  $T=0$  altes System Teil 2 kann man gut erkennen, dass der Querschnitt sich im Zustand II befindet. Da der Querschnitt in diesem Bereich gerissen ist, und somit keine Zugkraft mehr aufnehmen kann, ist eine Berechnung, wie bei Zustand I eigentlich unzulässig. Die Zugkraft die auf Grund des Risses nicht mehr aufgenommen werden kann, würde jedoch ohne Probleme von der eingebauten Zugbewehrung abgedeckt werden. Eine solche Bewehrung wurde jedoch nicht definiert. In den Querschnitten, in welchen die zulässige Betonzugspannung überschritten wird, ist der Dekompressionsnachweis mit großen Reserven erfüllt. In diesen Querschnitten ist daher damit zu rechnen, dass sich der Dekompressionsnachweis bei einer Spannungsberechnung im Zustand II auch bequem ausgeht.

Aus diesem Grund wurden alle Berechnungen durchgehend, wie für Zustand I, berechnet und es wurden Zugspannungen über dem für Beton zulässigen Wert von  $0,29 \text{ kN/cm}^2$  gebilligt.

$M = 11374.7 \text{ kNm}$   
 $N = -18198.9 \text{ kN}$   
 $\sigma_{Ed,oben,M} = -0.52 \text{ kN/cm}^2$   
 $\sigma_{Ed,unten,M} = 0.71 \text{ kN/cm}^2$   
 $\sigma_{Ed,N} = -0.32 \text{ kN/cm}^2$   
 $\sigma_{Ed,oben} = -0.85 \text{ kN/cm}^2$   
 $\sigma_{Ed,unten} = 0.38 \text{ kN/cm}^2$   
 Druckfestigkeit **OK**  
 Dekompression **OK**

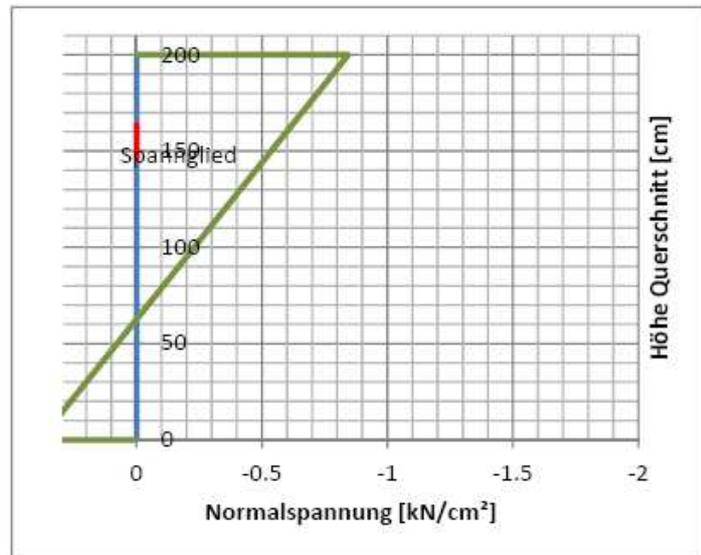


Abbildung 15-17: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 2b  $T=0_{\text{altes System Teil 2}}$

### 15.5.2 Ergebnisse $T=0_{\text{neues System}}$

Nachdem nun zusätzlich die weiteren Lasten, alle ständigen Lasten, sowie die Temperaturbeanspruchung, nicht aber Kriechen und Schwinden, auf das System wirken, verändern sich die Schnittgrößen deutlich. Der nun kritischste Querschnitt ist, wie bei der Brücke 1 der Querschnitt 20. Der Druck sinkt hier im Bereich des Spannglieds auf  $-0,05 \text{ kN/cm}^2$  ab. Des Weiteren weisen die Querschnitte 14 und 15 noch immer Randspannungen, an der Querschnittsunterseite, auf, welche über den zulässigen Zugspannungen für Beton liegen. Die ist zu diesem Zeitpunkt jedoch irrelevant, da die Querschnitte 13 bis 15 bereits an der Unterseite gerissen sind.

Es kommt zu einer großen Verlagerung der Momentenverläufe, wie man den folgenden Abbildungen entnehmen kann.

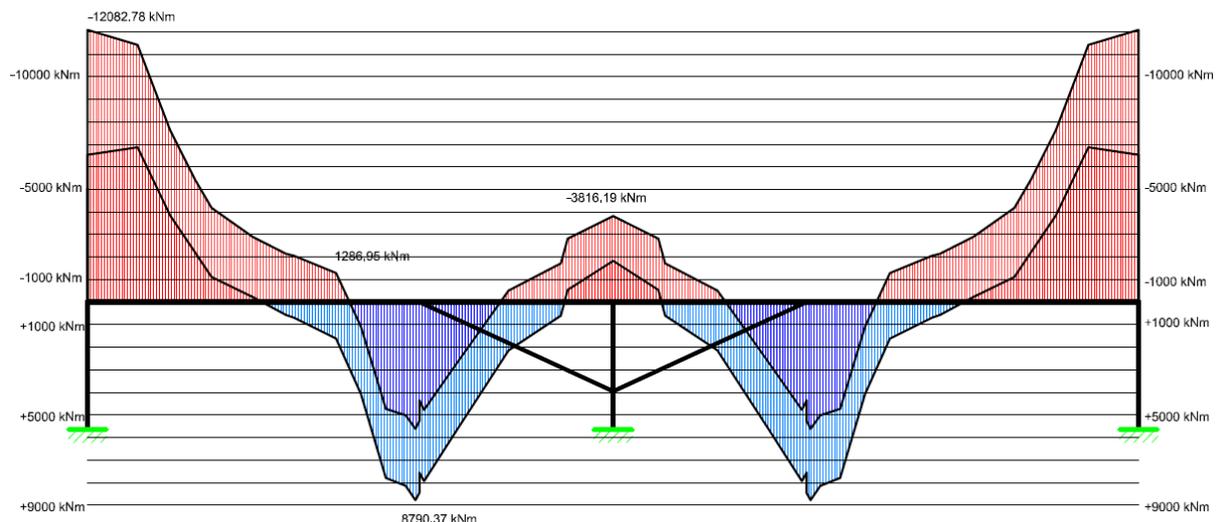


Abbildung 15-18: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf,  $T=0_{\text{neues System}}$

### 15.5.3 Ergebnisse $T=\infty_{\text{neues System}}$

Auch bei der Brücke 2b ist dieser Belastungszeitpunkt maßgeblich. Die Belastung setzt sich hier aus dem Anteil veränderliche Lasten, nämlich den Temperaturlastfällen und Schwinden,

und den ständigen Lasten, Straßenaufbau, Leitblanken usw., zusammen. Diese wirken auf das neue System. Weiters wirken die umgelagerten Lastfälle Eigengewicht und die abgeminderte Vorspannkraft auf das neue System. Der Lastfall Kriechen fließt dabei in die Umlagerung mit ein.

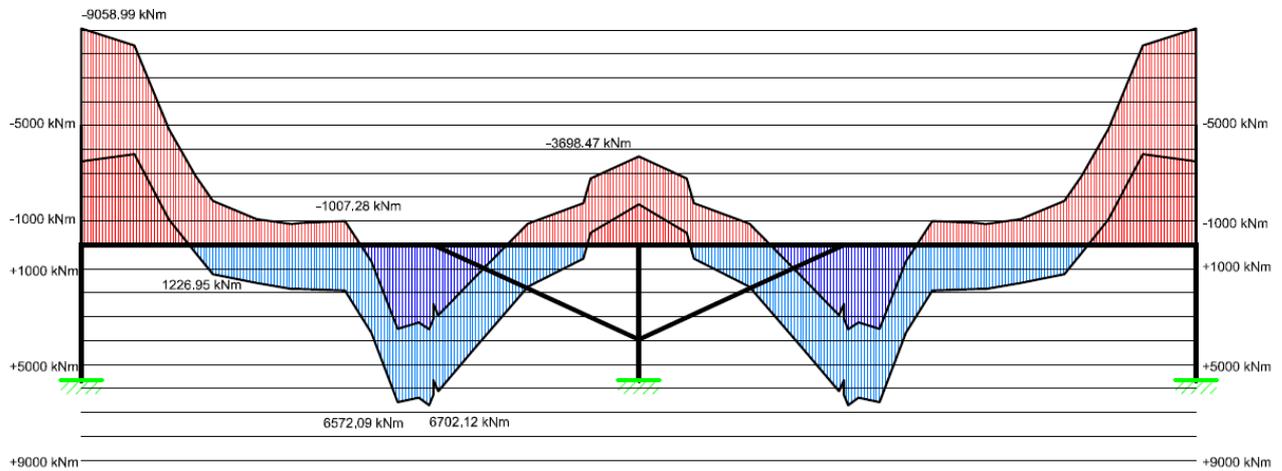


Abbildung 15-19: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf,  $T=\infty$

Da die Umlagerung nicht zu 100% vollständig ist, wirken somit doch deutlich andere Schnittgrößen auf das System, als bei der Brücke 2a.

In keinem Querschnitt wird nun die zulässige Betonzugsspannung, bei Berechnung nach Zustand I, überschritten. Die ist jedoch, wie bereits in den vorherigen Punkten beschrieben, nicht von Bedeutung, da die Schädigung bereits eingetreten ist.

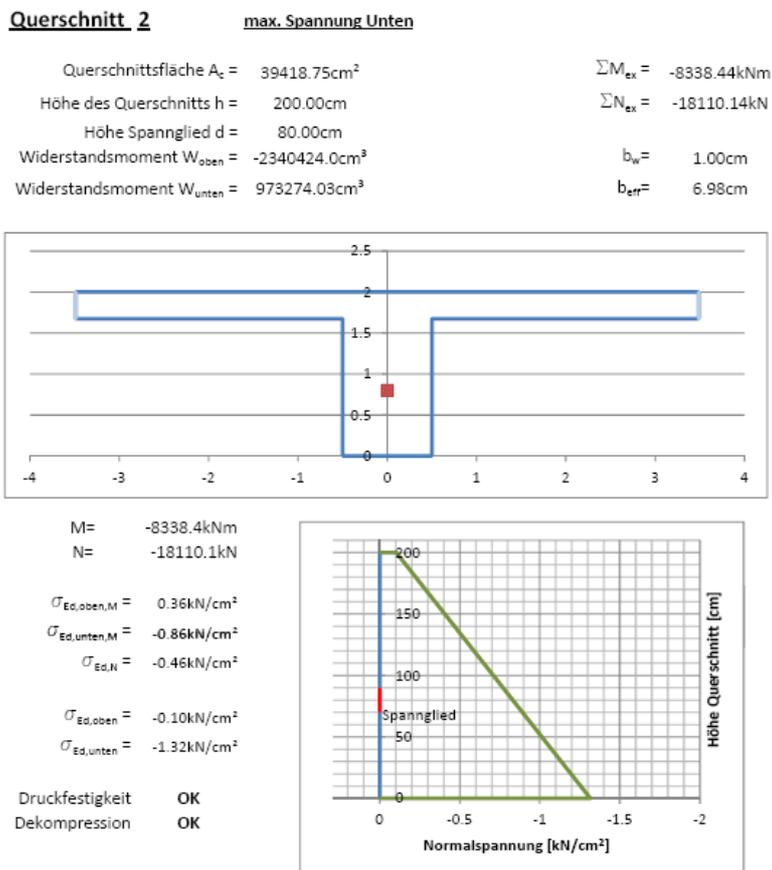


Abbildung 15-20: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2b  $T=\infty$  neues System

Bei den Dekompressionsnachweisen in den einzelnen Querschnitten beträgt die minimale Druckspannung  $-0,01\text{kN/cm}^2$ . Der betroffene Querschnitt ist erneut die Nummer 20.

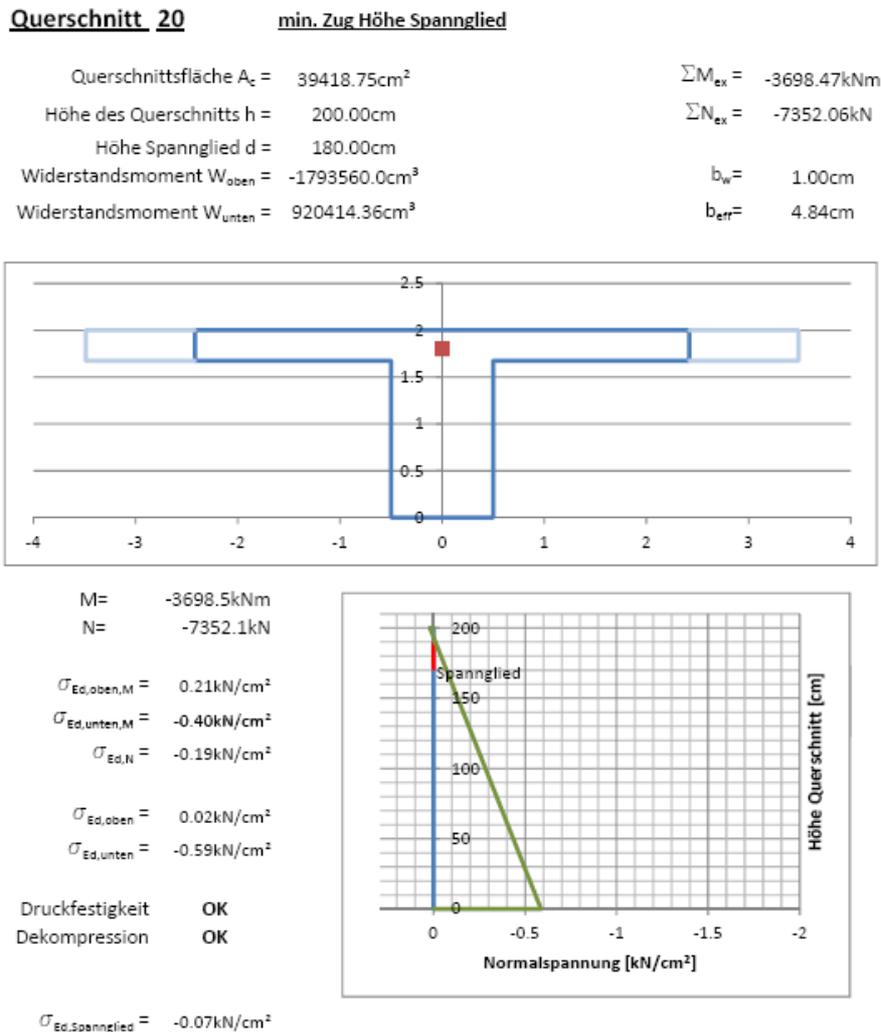


Abbildung 15-21: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2b  $T=\infty$  neues System

## 15.6 Interpretation der Ergebnisse

Es gibt nur durch die Herstellungsgeschichte zwischen der Brücke 2b und der Brücke 2a einen signifikanten Unterschied bei der benötigten Vorspannkraft. Durch das erst spätere Herstellen des biegesteifen Knotens bei den äußeren Wiederlagern kann die Vorspannkraft um 2.500kN abgemindert werden, was einer Einsparung von fast 12% entspricht. Überraschend ist jedoch, dass die integral hergestellte Brücke und die semiintegral hergestellte Brücke genau dieselbe Vorspannkraft, 21.000kN, benötigen. Jedoch ist bei dem semiintegralen System eindeutig das Feld maßgebend. Unter Umständen könnte bei der integralen Brücke die Vorspannkraft noch etwas gesenkt werden.

## 16 Brücke 3 – Semi-integrale 7-feldrige Brücke

### 16.1 Das Modell

#### 16.1.1 Stabquerschnitte & Querschnittswerte

Diese Brücke entspricht nicht der Brücke über die Lafnitz. Der Entwurf für dieses Brückentragwerk entstammt aus einer Präsentation von Herrn Professor Kollegger. Das neue Modell hat eine Gesamtlänge von 145,0m und besitzt im Gegensatz zur Brücke 1 und Brücke 2 zwei Stützkonstruktion. Diese haben die gleichen Abmessungen, wie die Stütze in den vorigen Modellen. Auch die Proportionen des Feldbereichs gegenüber dem Stützbereich entsprechen nicht mehr dem Ursprungsentwurf. Die äußere Feldlänge verkürzte sich von 36,85m auf 14,673m. Bei den darauf folgenden Ergebnissen sieht man, dass durch die Verkürzung des Feldes dieses an Bedeutung bezüglich des Dekompressionsnachweises verliert und nicht mehr maßgebend ist.

Die Querschnitte der Druckstreben und der Mittelstütze wurden eins zu eins der Planung der Brücke über die Lafnitz entnommen. Die Abmessungen der Bohrpfähle werden in 11.1.1 Pfähle behandelt. Die Brückenquerschnitte sind gleich den bisher verwendeten, wie bei den kleinen Brücken. Auch bei der langen Konstruktion mussten die effektiven Querschnitte, genauer die effektiven, mitwirkenden Breiten, mit dem Programm Excel ermittelt werden. Die Ergebnisse wurden in das Statik-Programm R-Stab für die Berechnung der Schnittgrößen herangezogen.

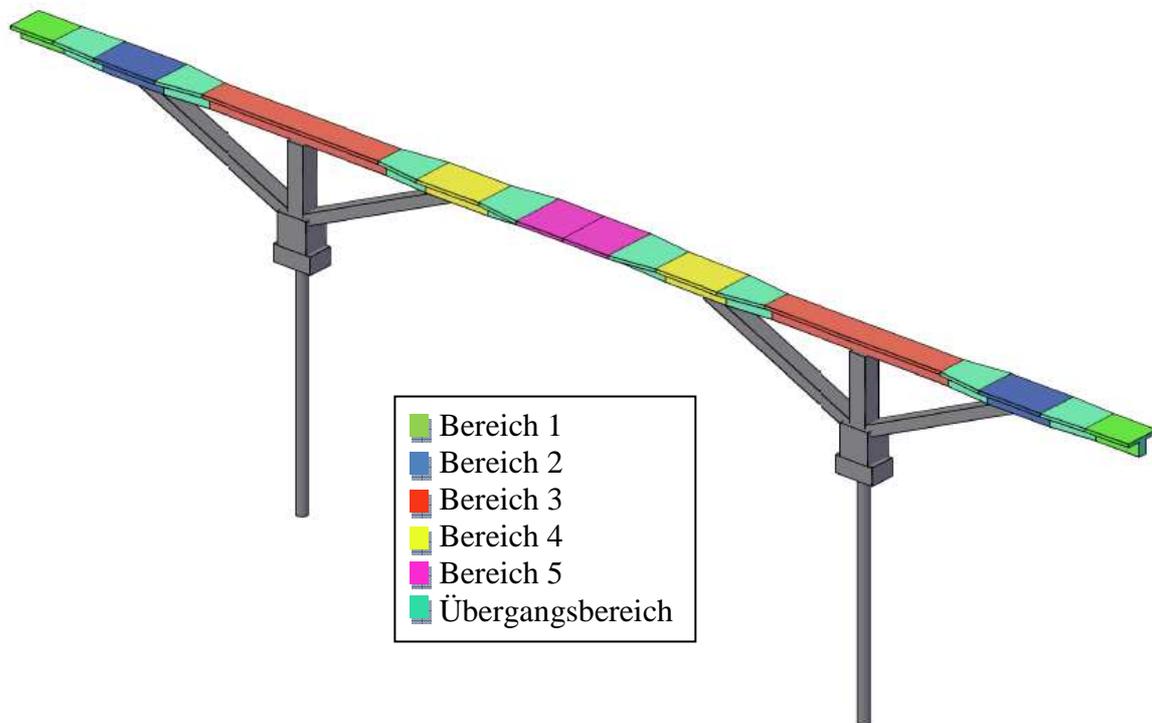


Abbildung 16-1: 3D Rechenmodell der Brücke 3

**$b_{eff}$**

Die Ermittlung dieser Querschnittsgrößen wurden allgemein in 12.1 Querschnittskennwerte erläutert. Zur Ermittlung der Längen  $l_0$  nach Eurocode 2-1 wurde folgende Vereinfachung des Modells gewählt:

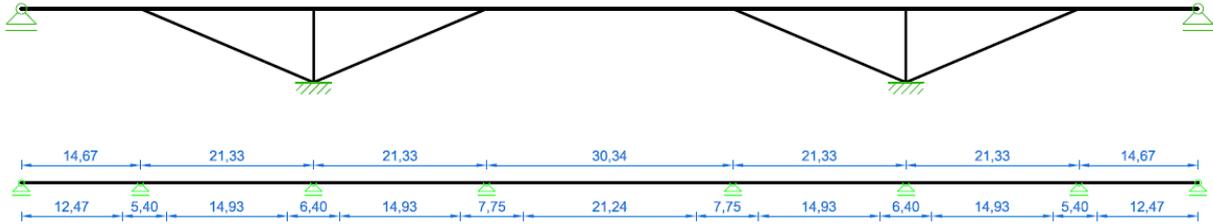


Abbildung 16-2: Modell für  $b_{eff}$  der Brücke 3

	B1	B2a	B2b	B3	B4a	B4b	B5
$l_0$	10.60	5.40	14.93	6.40	14.93	7.75	21.24
$b_w$	1.00	2.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00
$b_{max}$	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975
$b_i$	2.9875	2.4875	2.9875	2.9875	2.9875	2.4875	2.9875
$b_{eff,i}$	1.65745	1.0375	2.0905	1.2375	2.0905	1.2725	2.7215
$b_{eff}$	4.3149	4.075	5.181	3.475	5.181	4.545	6.443
$l$		5.40	14.93		14.93	7.75	
Mittel	4.3149	4.89		3.475	4.96		6.443
$b_{eff}$	4.315	4.887		3.475	4.964		6.443

	B1	B2	B3	B4	B5	
$b_w$	1.00	2.00	1.00	2.00	1.00	
$b_{eff}$	4.3149	4.89	3.475	4.96	6.443	
Knotten	1-3	5-10	11-17	18-23	25-31	
$h$	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	m
$h_f$	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	m
A1	1.402	1.588	1.129	1.613	2.094	m <sup>2</sup>
zs1	0.163	0.163	0.163	0.163	0.163	m
A2	1.675	3.350	1.675	3.350	1.675	m <sup>2</sup>
zs2	1.163	1.163	1.163	1.163	1.163	m
A	3.077	4.938	2.804	4.963	3.769	m <sup>2</sup>
zs	0.707	0.841	0.760	0.837	0.607	m
$z_{A,R-Stab}$	-0.293	-0.159	-0.240	-0.163	-0.393	m
$z_{Excel}$	1.293	1.159	1.240	1.163	1.393	m
$I_{yy}$	1.17E+08	1.87E+08	1.08E+08	1.89E+08	1.34E+08	cm <sup>4</sup>
$W_o$	-1651467	-2229488	-1416347	-2252373	-2208948	cm <sup>3</sup>
$W_u$	902612.8	1617323	867680.3	1622573	962362.4	cm <sup>3</sup>

$A_{klein}$  5.616875 m<sup>2</sup>

$A_{groß}$  3.941875 m<sup>2</sup>

Abbildung 16-3: Berechnung  $b_{eff}$  der Brücke 3

## 16.1.2 Das Stabwerksmodell

Wie bereits beschrieben wird das Tragwerk durch ein 2D-Stabwerksmodell simuliert.

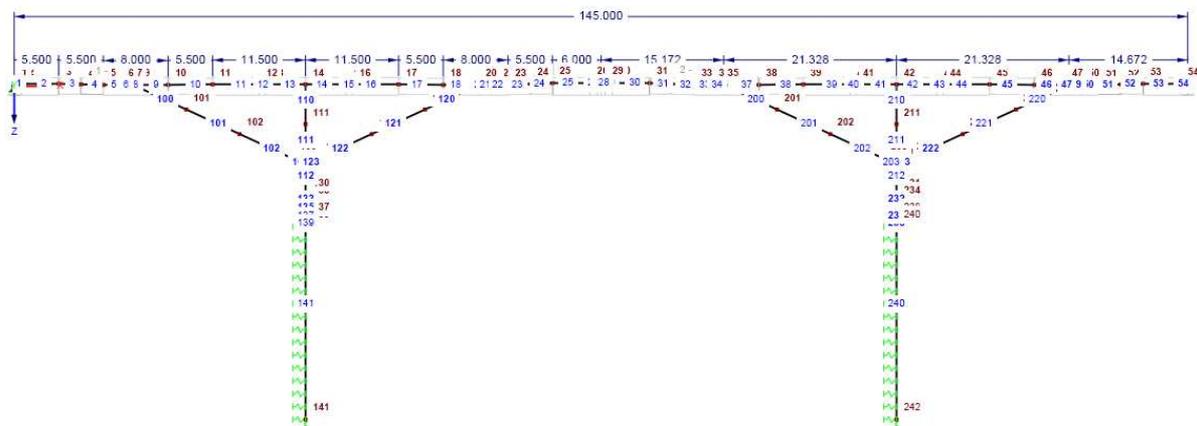


Abbildung 16-4: 2D Stabwerksmodell Brücke 3

Wie in der Abbildung 16-4 dargestellt, beträgt die Gesamtspannweite 145,0m, welche sich aus zwei Außenfelder mit 14,673m, vier Innenfelder mit 21,328m und dem neu entstandenen Feldbereich mit einer Länge von 30,344m zusammensetzt. Die Druckstreben weisen eine Neigung von  $35,005^\circ$  auf. Im Anschlussbereich der Druckstreben zum Fahrbahnträger ist der Steg von 1,0m auf 2,0m verbreitert. Die Stabachse des Fahrbahnträgers ist nicht durchgehend gerade. Die einzelnen Querschnitte (B1, B2, B3, B4 und B5) haben verschiedene Schwerpunktlagen. Die Fahrbahn weist eine horizontale Oberfläche auf. Aus diesem Grund wurde eine Bezugsebene einen Meter unter der Fahrbahnträgeroberkante definiert. Diese Bezugsebene stimmt mit der X-Achse, genauer mit der X-Y-Ebene im Statik-Programm R-Stab überein. Wie in der Abbildung 16-4 ersichtlich, zeigt die positive Z-Achse nach unten. Das Programm Excel wurde so programmiert, dass es die Lage der Z-Achse berücksichtigt und den Abstand des Querschnittschwerpunkts zur X-Y-Ebene,  $z_{A\_R\text{-Stab}}$ , errechnet. Das Modell des Brückentragwerks ist somit komplett definiert.

## 16.1.3 Die Lagerung

Die Endauflager werden als bewegliches Auflager simuliert. Die Lagerung der Mittelstützen wird integral, biegesteif, eingegeben. Die natürlichen Lagerungsbedingungen sollen daher so genau, wie möglich, nachgebildet werden. Dies wurde bereits im Kapitel 11.1 Lagerung behandelt.

## 16.2 Belastung & Belastungsgeschichte

### 16.2.1 Belastungsgeschichte

Bei dieser Brücke kommt es zu keiner Veränderung des statischen Systems. Der Zeitpunkt der Belastung hat daher so gut wie keinen Einfluss auf die Schnittgrößen. Es werden daher lediglich die Zeitpunkte  $T=0$  und  $T=\infty$  betrachtet. Die Berechnungen erfolgen für den Dekompressionsnachweis und richten sich nach der gültigen Norm (ÖNORM EC 1992-1-1). Bei der Belastung zum Zeitpunkt  $T=0$  wirken die ständigen Lasten, welche sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion, sowie den Aufbauten (Belag, Randbalken usw.) und der Vorspannung zusammensetzen. Die veränderlichen Lasten setzen sich lediglich aus den

verschiedenen Temperaturbeanspruchungen zusammen. Die Verkehrslasten haben laut Eurocode 2-1 einen Kombinationsbeiwert von Null und kommen in der Berechnung daher nicht vor.

Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  wirken dieselben Lasten, wie bei  $T=0$  (die Vorspannung wird auf den Faktor 0,85 abgemindert), sowie zusätzlich die Lastfälle Kriechen und Schwinden.

Diese beiden Zeitpunkte stellen die Extremfälle mit den Extremwerten dar. Wird der Dekompressionsnachweis für beide Situationen erfüllt, ist er auch zu jedem anderen Betrachtungszeitpunkt erfüllt.

### 16.3 Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen

Auf Grund der größeren Länge des Brückentragwerks erfolgte der Entschluss ein zweites Spannglied in der Konstruktion unterzubringen. Ziel ist es die Bereiche zwischen den Druckstreben einer höheren Druckspannung zu unterziehen, da das durchgehende Spannglied in diesen Bereichen nur eine reduzierte Wirkung hat. Der Grund ist, dass die Vorspannkraft zum großen Teil in die Druckstreben einfließt. Der Anschluss der Spannglieder erfolgt seitlich, direkt über dem Druckstrebenanschluss, damit die durchgehende Spanngliedführung ungehindert in der Konstruktion verlaufen kann.

Ausgehend von einem ersten Entwurf für die Spanngliedführung wird diese in einigen Schritten verfeinert. Die Verfeinerung erfolgt durch Änderung der Lage bei Beibehalten der ersten gewählten Vorspannkraft mit dem Ziel den Betrag der Momentenschnittgrößen an den maßgebenden Stellen zu minimieren. In einem weiteren Schritt wird die Vorspannkraft, durch Variation des Lastfallfaktors, verändert bzw. wird ein erneutes Mal die Lage des Spannglieds optimiert. Das Ziel ist es bei einer möglichst niedrigen Vorspannkraft den Dekompressionsnachweis zu erfüllen.

Bei diesen Verbesserungen der Spanngliedführung traten mehrere Probleme, welche in 13.2 Spanngliedvariation behandelt werden, auf.

Aus der gewählten Vorspannkraft kann die notwendige Anzahl an Litzen berechnet werden. Da in R-Stab keine Spannglieder direkt „eingebaut“ werden können, wird die Vorspannung mittels der Umlenkkräftmethode berücksichtigt. Diese Umlenkkräfte ergeben sich auf Grund der Höhe der Vorspannkraft, sowie durch die Lage des Spannglieds. Wie bereits im Kapitel 12.2 beschrieben, wurde für die Berechnung der Umlenkkräfte ein eigenes Excel-Programm geschaffen. Die Vorspannung für die Brücke 3 beträgt für die durchgehende Spanngliedführung 16.750kN und für die kurzen Spannglieder 4.000kN. Die Vorspannsysteme setzen sich aus je 95 Litzen (5 Stück 6-19 Spannglieder) bzw. aus 24 Litzen (2 Stück 6-12 Spannglieder) zusammen. Die Berechnung der Litzen und Spanngliederanzahl erfolgte analog zur Brücke 1.

### 16.4 Ergebnisse

#### 16.4.1 Ergebnisse $T=0$

Die Schnittgrößenverläufe für den Zeitpunkt  $T=0$  werden aus dem Statik-Programm R-Stab ausgelesen und durch das Fehlen einer entsprechenden Schnittstelle zwischen R-Stab und Excel per Hand eingegeben.

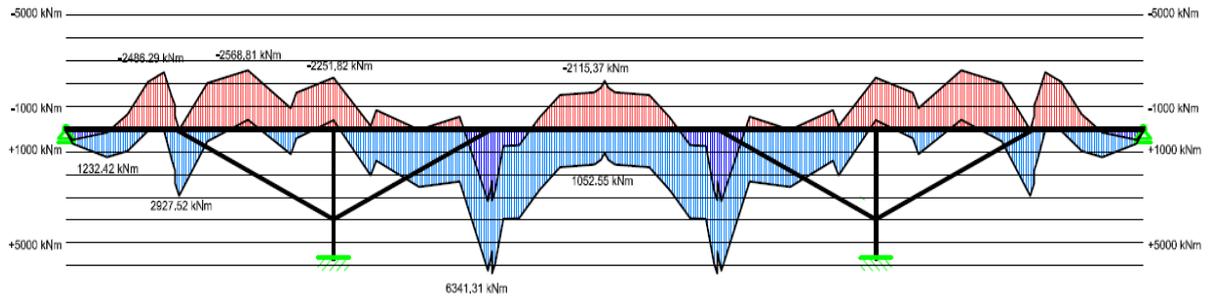


Abbildung 16-5: Brücke 3 Bemessungsmomentenverlauf, T=0

Mit Hilfe dieser Schnittgrößen werden, mit den in Kapitel 12.3 beschriebenen Programmen, die Randnormalspannung (oberer und unterer Querschnittsrand), sowie die Spannung laut Dekompressionsnachweis, berechnet. Die daraus resultierende Ergebnismatrix wird nach Extremwerten durchsucht, für welche eine übersichtliche Nachweisberechnung erfolgt. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm
1	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42	-0.42
2	-0.42	-0.42	-0.41	-0.42	-0.42	-0.41	-0.42	-0.42	-0.41	-0.42	-0.42	-0.41
3	-0.42	-0.42	-0.42	-0.43	-0.42	-0.41	-0.43	-0.42	-0.41	-0.42	-0.42	-0.42
4	-0.41	-0.41	-0.42	-0.43	-0.42	-0.42	-0.43	-0.42	-0.42	-0.41	-0.41	-0.42
5	-0.26	-0.27	-0.28	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.26	-0.27	-0.28
6	-0.23	-0.24	-0.25	-0.30	-0.29	-0.29	-0.30	-0.29	-0.29	-0.23	-0.24	-0.25
7	-0.24	-0.25	-0.26	-0.34	-0.34	-0.33	-0.34	-0.34	-0.33	-0.24	-0.25	-0.26
8	-0.25	-0.26	-0.26	-0.37	-0.36	-0.35	-0.37	-0.36	-0.35	-0.25	-0.26	-0.26
8re	-0.18	-0.19	-0.19	-0.30	-0.29	-0.28	-0.29	-0.28	-0.27	-0.17	-0.17	-0.18
9	-0.21	-0.21	-0.21	-0.32	-0.31	-0.29	-0.31	-0.30	-0.28	-0.20	-0.20	-0.20
10	-0.18	-0.19	-0.20	-0.21	-0.21	-0.21	-0.20	-0.20	-0.20	-0.17	-0.18	-0.19
11	-0.31	-0.33	-0.35	-0.30	-0.30	-0.30	-0.28	-0.28	-0.29	-0.29	-0.31	-0.33
12	-0.28	-0.29	-0.30	-0.31	-0.30	-0.29	-0.30	-0.29	-0.28	-0.26	-0.27	-0.28
13	-0.27	-0.28	-0.30	-0.30	-0.30	-0.29	-0.28	-0.28	-0.28	-0.25	-0.27	-0.28
14	-0.18	-0.20	-0.22	-0.28	-0.28	-0.28	-0.26	-0.26	-0.26	-0.164	-0.18	-0.20
14re	-0.18	-0.20	-0.21	-0.27	-0.28	-0.28	-0.26	-0.26	-0.27	-0.17	-0.18	-0.20
15	-0.29	-0.29	-0.29	-0.32	-0.30	-0.29	-0.29	-0.27	-0.27	-0.28	-0.28	-0.28
16	-0.29	-0.30	-0.30	-0.30	-0.29	-0.28	-0.29	-0.27	-0.26	-0.28	-0.28	-0.29
17	-0.29	-0.29	-0.29	-0.26	-0.24	-0.22	-0.24	-0.22	-0.20	-0.28	-0.28	-0.28
18	-0.21	-0.21	-0.21	-0.20	-0.19	-0.18	-0.19	-0.18	-0.17	-0.20	-0.20	-0.20
19	-0.28	-0.26	-0.25	-0.35	-0.32	-0.29	-0.34	-0.31	-0.28	-0.27	-0.25	-0.24
20	-0.26	-0.25	-0.24	-0.33	-0.30	-0.28	-0.32	-0.29	-0.27	-0.25	-0.24	-0.23
20re	-0.28	-0.26	-0.25	-0.35	-0.32	-0.29	-0.34	-0.31	-0.28	-0.27	-0.25	-0.24
21	-0.34	-0.33	-0.32	-0.40	-0.37	-0.34	-0.39	-0.36	-0.34	-0.33	-0.32	-0.31
22	-0.30	-0.29	-0.29	-0.30	-0.28	-0.27	-0.29	-0.27	-0.26	-0.29	-0.29	-0.28
23	-0.29	-0.28	-0.28	-0.24	-0.22	-0.20	-0.23	-0.21	-0.20	-0.28	-0.27	-0.27
24	-0.44	-0.45	-0.45	-0.32	-0.31	-0.29	-0.31	-0.29	-0.28	-0.43	-0.43	-0.43
25	-0.54	-0.55	-0.56	-0.32	-0.31	-0.30	-0.31	-0.30	-0.29	-0.53	-0.53	-0.54
26	-0.57	-0.58	-0.59	-0.31	-0.30	-0.29	-0.30	-0.29	-0.278	-0.56	-0.57	-0.58
27	-0.59	-0.60	-0.61	-0.32	-0.32	-0.31	-0.31	-0.30	-0.29	-0.57	-0.58	-0.60
28	-0.62	-0.63	-0.64	-0.35	-0.34	-0.34	-0.34	-0.33	-0.32	-0.60	-0.62	-0.63

Abbildung 16-6: Brücke 3 Dekompressionsnachweis, T=0

### 16.4.2 Ergebnisse T=∞

Die Schnittgrößenverläufe werden, wie für den Zeitpunkt T=0, aus dem Statik-Programm R-Stab ausgelesen und wiederum für den Nachweis der Dekompression ins Excelfile per Hand eingetragen.

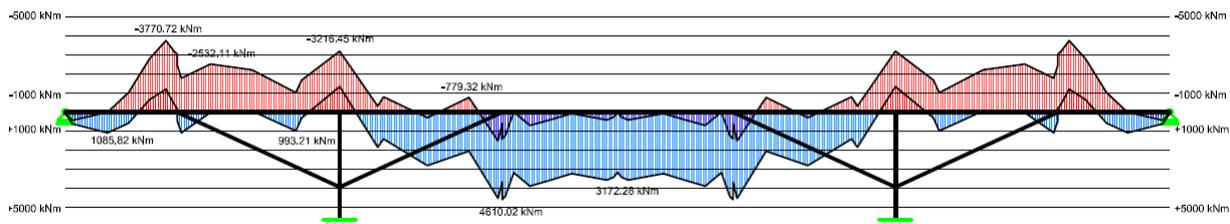


Abbildung 16-7: Brücke 3 Bemessungsmomentenverlauf,  $T=\infty$

Auch hier wird die tabellarische Aufstellung nach den Extremwerten durchsucht. Die Ergebnisse gliedern sich in:

1. Querschnittsbeanspruchung (Anhang)
2. Einhalten des Dekompressionsnachweis

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm
1	-0.36	-0.35	-0.35	-0.36	-0.35	-0.35	-0.36	-0.35	-0.35	-0.36	-0.35	-0.35
2	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35
3	-0.36	-0.35	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.35	-0.35
4	-0.34	-0.35	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36	-0.36	-0.35	-0.34	-0.35	-0.35
5	-0.21	-0.22	-0.23	-0.24	-0.24	-0.25	-0.24	-0.24	-0.25	-0.21	-0.22	-0.23
6	-0.15	-0.17	-0.19	-0.22	-0.22	-0.23	-0.22	-0.22	-0.23	-0.15	-0.17	-0.19
7	-0.13	-0.15	-0.16	-0.23	-0.24	-0.24	-0.23	-0.24	-0.24	-0.13	-0.15	-0.16
8	-0.13	-0.14	-0.15	-0.24	-0.24	-0.24	-0.24	-0.24	-0.24	-0.13	-0.14	-0.15
8re	-0.05	-0.06	-0.07	-0.17	-0.17	-0.16	-0.16	-0.15	-0.15	-0.04	-0.05	-0.06
9	-0.08	-0.09	-0.10	-0.19	-0.19	-0.18	-0.18	-0.18	-0.17	-0.07	-0.08	-0.09
10	-0.12	-0.13	-0.14	-0.15	-0.15	-0.15	-0.14	-0.14	-0.14	-0.11	-0.12	-0.13
11	-0.23	-0.24	-0.26	-0.21	-0.21	-0.22	-0.20	-0.20	-0.20	-0.21	-0.23	-0.24
12	-0.20	-0.21	-0.21	-0.23	-0.22	-0.21	-0.21	-0.20	-0.20	-0.18	-0.19	-0.20
13	-0.19	-0.20	-0.21	-0.22	-0.22	-0.21	-0.20	-0.20	-0.20	-0.17	-0.18	-0.20
14	-0.05	-0.08	-0.10	-0.15	-0.16	-0.17	-0.13	-0.14	-0.15	-0.034	-0.06	-0.09
14re	-0.05	-0.07	-0.10	-0.14	-0.15	-0.17	-0.13	-0.14	-0.15	-0.04	-0.06	-0.09
15	-0.21	-0.21	-0.21	-0.24	-0.22	-0.21	-0.22	-0.21	-0.19	-0.19	-0.20	-0.20
16	-0.21	-0.22	-0.22	-0.22	-0.21	-0.20	-0.19	-0.19	-0.18	-0.19	-0.20	-0.21
17	-0.21	-0.21	-0.20	-0.17	-0.15	-0.13	-0.16	-0.14	-0.11	-0.19	-0.19	-0.19
18	-0.15	-0.16	-0.16	-0.14	-0.13	-0.12	-0.13	-0.12	-0.11	-0.14	-0.15	-0.15
19	-0.18	-0.18	-0.17	-0.25	-0.23	-0.21	-0.24	-0.22	-0.20	-0.17	-0.17	-0.16
20	-0.16	-0.16	-0.16	-0.23	-0.21	-0.20	-0.22	-0.20	-0.19	-0.15	-0.15	-0.15
20re	-0.18	-0.17	-0.17	-0.25	-0.23	-0.21	-0.24	-0.22	-0.20	-0.17	-0.16	-0.16
21	-0.27	-0.27	-0.26	-0.33	-0.31	-0.29	-0.32	-0.30	-0.28	-0.27	-0.26	-0.25
22	-0.25	-0.25	-0.25	-0.26	-0.24	-0.23	-0.25	-0.23	-0.22	-0.24	-0.24	-0.24
23	-0.24	-0.24	-0.24	-0.20	-0.18	-0.16	-0.19	-0.17	-0.15	-0.23	-0.23	-0.23
24	-0.35	-0.34	-0.34	-0.22	-0.21	-0.19	-0.21	-0.19	-0.17	-0.33	-0.33	-0.33
25	-0.37	-0.37	-0.37	-0.15	-0.13	-0.11	-0.14	-0.12	-0.10	-0.36	-0.36	-0.35
26	-0.34	-0.34	-0.34	-0.08	-0.06	-0.04	-0.07	-0.05	-0.025	-0.33	-0.33	-0.32
27	-0.35	-0.35	-0.35	-0.09	-0.07	-0.05	-0.08	-0.06	-0.03	-0.34	-0.34	-0.34
28	-0.37	-0.37	-0.37	-0.11	-0.09	-0.07	-0.09	-0.07	-0.05	-0.36	-0.36	-0.36

Abbildung 16-8: Brücke 3 Dekompressionsnachweis,  $T=\infty$

### 16.5 Interpretation der Ergebnisse

Auf Grund der Verkürzung der Randfelder verlagert sich der kritische Querschnitt vom Feld- in den Stützbereich. Zum Zeitpunkt  $T=0$  wirkt das volle positive Moment der Vorspannung in den Stützbereichen. Die zusätzliche, kürzere Vorspannung (Lastfall 19 Vorspannung A) wirkt sich negativ auf den Momentenverlauf in diesen Bereiche aus. Vergleicht man die Schnittgrößen zufolge beider Vorspannkkräfte erkennt man, dass der Einfluss der Vorspannung A allerdings nur minimal auf die Momente ist. Viel wichtiger dagegen ist die dadurch eingebrachte Druckspannung in diesem Bereich.

Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  passiert das gleiche Phänomen, wie bei den zuvor beschriebenen Brückenmodellen. Durch den 15%igen Verlust der Vorspannkraft minimieren sich, die durch die Vorspannung K, eingebrachten positiven Stützmomente. Der kritische Querschnitt der Brücke ist der Punkt 14 bzw. 42. Zum Zeitpunkt  $T=0$  herrscht eine Druckspannung von  $-0,164\text{kN/cm}^2$ , im Gegensatz dazu zum Zeitpunkt  $T=\infty$   $-0,034\text{kN/cm}^2$ , vor.

Ein weiterer wichtiger Beobachtungspunkt ist der Feldbereich zwischen den beiden Stützenkonstruktionen. In diesem Bereich herrscht ein positives Moment, welches durch langwieriges Experimentieren mit der Lage des Spannglieds minimiert werden konnte. Der kritischste Querschnitt im Feldbereich ist die Nummer 26 bzw. 30. Die vorhandene Spannung für den Nachweis der Dekompression beträgt zum Zeitpunkt  $T=0$   $-0,278\text{kN/cm}^2$ , jedoch für  $T=\infty$  nur mehr  $-0,025\text{kN/cm}^2$ . Bei diesem Beispiel kann man sehr schön die Auswirkungen der Minimierung der Vorspannkraft erkennen. Im Vergleich zu den kürzeren Brücken benötigt die Brücke 3 wesentlich geringe Vorspannkraft. Es darf nicht die generelle Schlussfolgerung entstehen, je länger die Brücke ist desto geringer wird die Vorspannkraft. Bei den von uns untersuchten langen Brücken verkürzte sich der Bereich vom Auflager bis zur ersten Druckstrebe von  $36,522\text{m}$  auf  $14,672\text{m}$ . Hier tritt bei den kurzen Brücken der kritische Querschnitt in Erscheinung, welcher bei den langen Brücken absolut kein Problem darstellt. Hingegen hat das Mittelfeld der Brücke 3 eine Länge von  $30,344\text{m}$  und weist hier einen der problematischen Querschnitte auf.

Für die Wahl der Spanngliedlage und die Größe der Vorspannkraft wurde das Hauptaugenmerk auf die Querschnitte 9 bzw. 47 und 26 bzw. 30 gelegt. Dieser Vorgang nahm sehr viel Zeit in Anspruch, da durch die hochgradige Unbestimmtheit des Systems jegliche Änderung der Spanngliedlage in einem Teilgebiet der Brückenkonstruktion zu neuen Schnittgrößenverläufen am ganzen Brückentragwerk führte.

Bei der integralen Bauweise würde bei den Widerlagern ein negatives Stützmoment herrschen, welches das positive Feldmoment verkleinert.

## 17 Brücke 4 - Integrale 7-feldrige Brücke

### 17.1 Das Modell

#### 17.1.1 Stabquerschnitte & Querschnittswerte

Die Brücke 4 entspricht genau so, wie die Brücke 3, nicht dem Originalentwurf der Brücke über die Lafnitz. Von den Abmessungen und den Querschnitten ist sie gleich der im Kapitel 16.1 beschriebenen Konstruktion. Der einzige Unterschied liegt in den Bereichen des Widerlagers. Hier wird der Brückenträger mit einer Stegbreite von 2,0m an die Widerlager angeschlossen, um die resultierenden Einspannmomente aufnehmen zu können.

Die Spanngliedführung musste natürlich den neuen Gegebenheiten angepasst werden, da sich durch den biegesteifen Anschluss ein völlig anderer Schnittgrößenverlauf einstellt.

Bei der integralen langen Brücke wurden, wie schon bei der integralen kurzen Brücke, zwei verschiedene Varianten berechnet. Die erste Variante ist eine sofortige Herstellung des integralen Systems. Bei der zweiten Möglichkeit handelt es sich um eine semiintegrale Herstellung des Brückentragwerks, sowie das Aufbringen der Vorspannkraft in diesem Zustand und alle weiteren Lasten wirken danach auf das integrale System. Dies hat den Vorteil, dass die Lasten zufolge Eigengewicht und Vorspannung sich vom semiintegralen auf den integralen Zustand umlagern. Dies ist ein wesentlicher Vorteil, da die umgelagerten Schnittgrößen niemals die Schnittgrößen des integralen Systems erreichen und somit, laut Theorie, die Vorspannkraft reduziert werden kann.

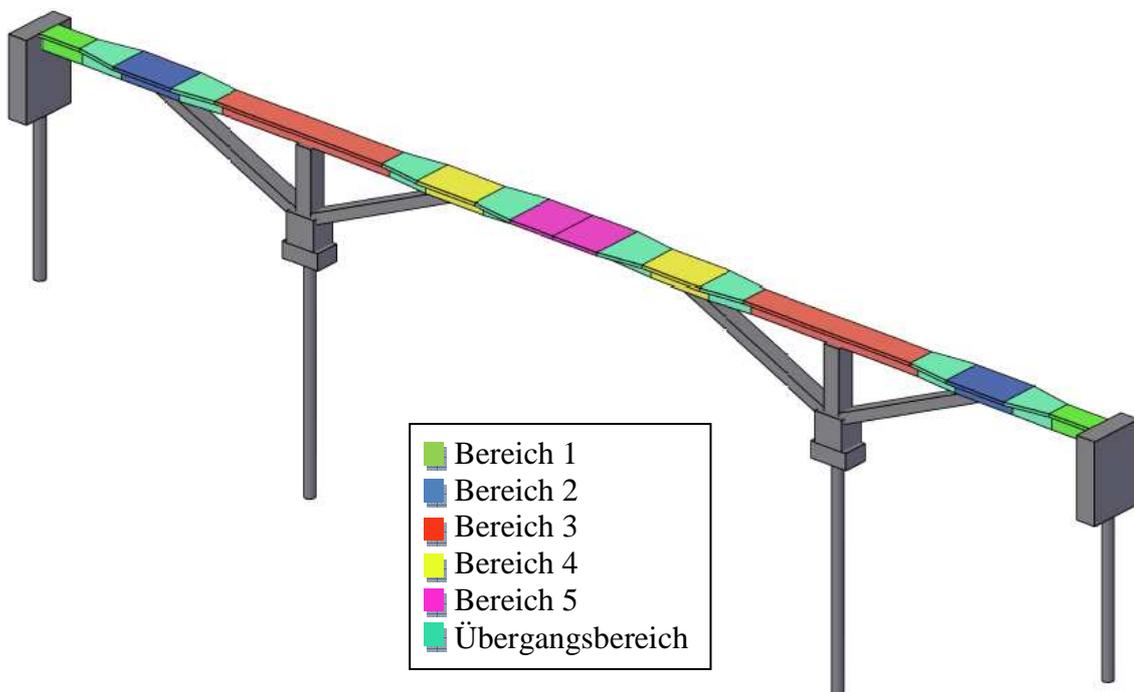


Abbildung 17-1: 3D Rechenmodell der Brücke 4

**$b_{eff}$**

Die Ermittlung dieser Querschnittsgrößen wurden allgemein in 12.1 Querschnittskennwerte erläutert. Zur Ermittlung der Längen  $l_0$  nach Eurocode 2-1 wurde folgende Vereinfachung des Modells gewählt:

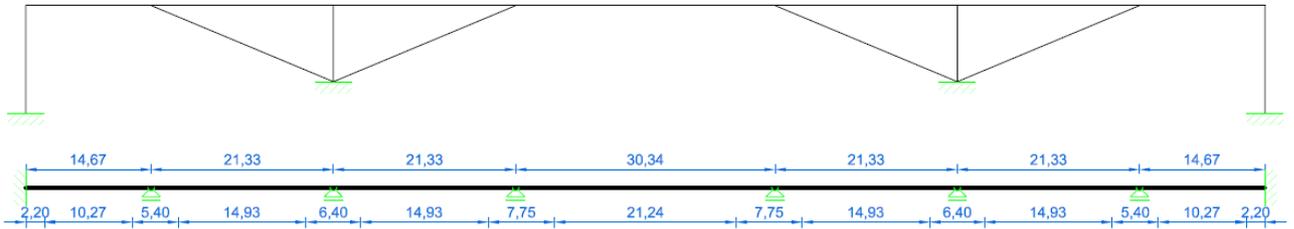


Abbildung 17-2: Rechenmodell  $b_{eff}$  Brücke 4

	B1	B2a	B2b	B2c	B3	B4a	B4b	B5
$l_0$	2.20	10.27	5.40	14.93	6.40	14.93	7.75	21.24
$b_w$	2.00	2.00	2.00	1.00	1.00	1.00	2.00	1.00
$b_{max}$	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975	6.975
$b_i$	2.4875	2.4875	2.4875	2.9875	2.9875	2.9875	2.4875	2.9875
$b_{eff,i}$	0.44	1.5245	1.0375	2.0905	1.2375	2.0905	1.2725	2.7215
$b_{eff}$	2.88	5.049	4.075	5.181	3.475	5.181	4.545	6.443
$l$		10.27	5.40	14.93		14.93	7.75	
Mittel	2.88	4.94			3.475	4.96		6.443
$b_{eff}$	<b>2.880</b>	<b>4.942</b>			<b>3.475</b>	<b>4.964</b>		<b>6.443</b>

	B1	B2	B3	B4	B5	
$b_w$	2.00	2.00	1.00	2.00	1.00	$A_{klein}$ 5.616875 m <sup>2</sup>
$b_{eff}$	2.88	4.94	3.475	4.96	6.443	$A_{groß}$ 3.941875 m <sup>2</sup>
Knoten	1-3	5-10	11-17	18-23	25-31	
$h$	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	m
$h_f$	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	m
A1	0.936	1.606	1.129	1.613	2.094	m <sup>2</sup>
zs1	0.163	0.163	0.163	0.163	0.163	m
A2	3.350	3.350	1.675	3.350	1.675	m <sup>2</sup>
zs2	1.163	1.163	1.163	1.163	1.163	m
A	4.286	4.956	2.804	4.963	3.769	m <sup>2</sup>
zs	0.944	0.838	0.760	0.837	0.607	m
$z_{A,R-Stab}$	-0.056	-0.162	-0.240	-0.163	-0.393	m
$z_{Excel}$	1.056	1.162	1.240	1.163	1.393	m
$I_{yy}$	1.52E+08	1.88E+08	1.08E+08	1.89E+08	1.34E+08	cm <sup>4</sup>
$W_o$	-1613223	-2245746	-1416347	-2252373	-2208948	cm <sup>3</sup>
$W_u$	1442455	1621060	867680.3	1622573	962362.4	cm <sup>3</sup>

Abbildung 17-3: Berechnung  $b_{eff}$  Brücke 4

17.1.2 Das Stabwerksmodell

Wie bereits beschrieben wird das Tragwerk durch ein 2D-Stabwerksmodell simuliert.

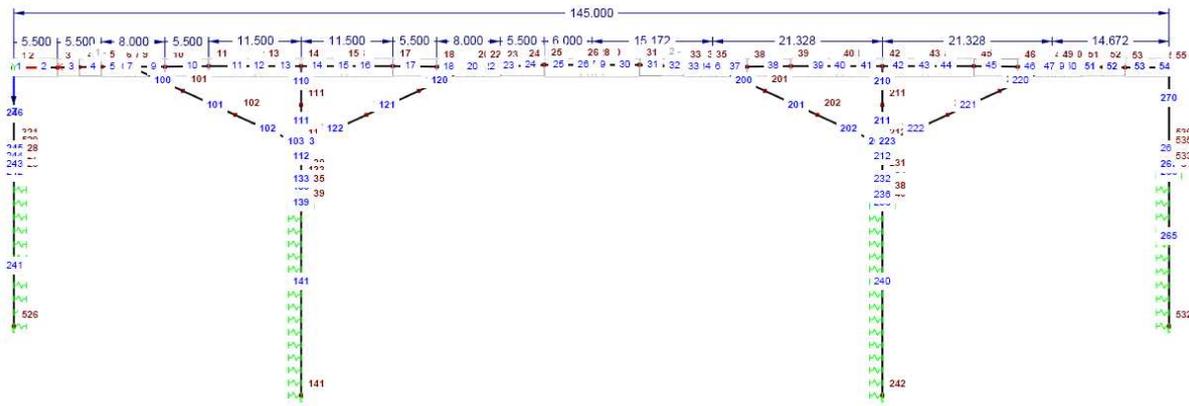


Abbildung 17-4: 2D Stabwerksmodell Brücke 4

Wie in der Abbildung 17-4 dargestellt, beträgt die Gesamtspannweite 145,0m, welche sich aus zwei Außenfelder mit 14,673m, vier Innenfelder mit 21,328m und dem neu entstandenen Feldbereich mit einer Länge von 30,344m zusammensetzt. Die Druckstreben weisen eine Neigung von  $35,005^\circ$  auf. Im Anschlussbereich der Druckstreben zum Fahrbahnträger und der Widerlager ist der Steg von 1,0m auf 2,0m verbreitert. Die Stabachse des Fahrbahnträgers ist nicht durchgehend gerade. Die einzelnen Querschnitte (B1, B2, B3, B4 und B5) haben verschiedene Schwerpunktlagen. Die Fahrbahn weist eine horizontale Oberfläche auf. Aus diesem Grund wurde eine Bezugsebene einen Meter unter der Fahrbahnträgeroberkante definiert. Diese Bezugsebene stimmt mit der X-Achse, genauer mit der X-Y-Ebene im Statik-Programm R-Stab überein. Somit stimmt diese Brücke bis auf ihre Lagerung an den Enden mit der Brücke 3 überein

### 17.1.3 Die Lagerung

Die Lagerung dieser Brücke an den Widerlagern erfolgt im Endzustand integral. Wie zuvor erwähnt wird diese Konstruktion auf zwei Arten simuliert. Für die Herstellung in integraler Bauweise erfolgt ein biegesteifer Anschluss an die Widerlager. Jedoch für die Simulation der Bauzustände (Brücke 4b) geht diese Lagerung von semiintegral in integral über.

Der Anschluss der Stützstreben und der Mittelstützen erfolgt, wie bei den übrigen beschriebenen Brückentragwerken, biegesteif.

Die Eigenschaften der Lagerung der Widerlagerwand, so wie der Druckstreben und der Mittelstütze, wurden in Kapitel 11.1 Lagerung behandelt.

## 17.2 Belastung & Belastungsgeschichte

### 17.2.1 Belastungsgeschichte Brücke 4a

Wird die gesamte Brücke von Anfang an zur Gänze integral hergestellt, spielt auch bei dieser Brücke die Belastungsgeschichte selbst keine Rolle. Die Berechnungen wurden daher analog zur Brücke 3 durchgeführt. Die Berechnungen erfolgen für den Dekompressionsnachweis und richten sich nach der gültigen Norm (Eurocode EN 1992-1-1).

Die Belastungen zum Zeitpunkt  $T=0$  setzen sich aus den ständigen und den veränderlichen Lasten zusammen. In die Kategorie ständige Lasten fallen das Eigenwicht der Konstruktion selbst, die Lasten der Aufbauten (Randbalken, Belag, usw.) und die Vorspannung. Veränderliche Lasten sind die verschiedenen Temperaturbeanspruchungen. Die Verkehrslasten haben einen Kombinationsbeiwert von Null und kommen in der Berechnung daher nicht vor.

Zum Zeitpunkt  $T=\infty$  wirken dieselben Lasten wie bei  $T=0$  (die Vorspannung wird auf den Faktor 0,85 abgemindert), sowie zusätzlich die Lastfälle Kriechen und Schwinden. Diese beiden Zeitpunkte stellen die Extremfälle mit den Extremwerten dar. Wird der Dekompressionsnachweis bei beiden erfüllt, ist er auch zu jedem anderen Zeitpunkt erfüllt.

### 17.2.2 Belastungsgeschichte Brücke 4b

Bei dieser Konstruktionsweise wird die Brückenkonstruktion zu Beginn auf semiintegrale Weise hergestellt. Auch die Vorspannung erfolgt im semiintegralen Zustand. Nach Aufbringung der Vorspannkraft wird die Brücke, durch die biegesteife Verbindung des Brückenträgers mit den Widerlagen, zu einer integralen Brücke umfunktioniert. Das Resultat ist eine Umlagerung der Belastung. Diese Umlagerung erfolgt hier für das Eigengewicht und die Vorspannung, da nur diese beim Systemwechsel eingepreist sind. Eine Umlagerung kann nur für ständige Lasten erfolgen. Die Lasten zufolge des Straßenaufbaus und des Randbalkens könnten ebenfalls umgelagert werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Fertigstellung der Fahrbahn und der weiteren Aufbauten erst nach Beendigung der konstruktiven Arbeiten erfolgen, sprich erst nach dem Verbinden des Widerlagers mit dem Fahrbahnträger (in Folge als Fugenschluss bezeichnet).

Es sind daher weitere Systemzeitpunkte für den Dekompressionsnachweis von Interesse. Der erste Zeitpunkt ist wieder nach dem Herstellen der Brücke, jedoch noch vor dem Fugenschluss und nach Aufbringen der Vorspannkraft, genannt  $T=0_{\text{altes System}}$ . Zu diesem Zeitpunkt wirkt bereits die volle Vorspannkraft auf das System. Dies kann Probleme hervorrufen, da die Vorspannung nur entgegen dem Eigenwicht wirkt und nicht, wie geplant, auf die gesamten Systemlasten. Der nächste Zeitpunkt ist direkt nach dem Systemwechsel, also nach dem Fugenschluss und der Aufbringung der restlichen Lasten. Da es noch zu keiner Umlagerung kommen konnte, wirken nun die Schnittgrößen zum einen Teil auf das semiintegrale System (Belastung zufolge Eigengewicht und Vorspannung), zum anderen Teil auf das integrale System (Lasten zufolge Aufbauten und veränderliche Lasten). Dieser Betrachtungszeitpunkt wird mit  $T=0_{\text{neues System}}$  bezeichnet. Der letzte Zeitpunkt ist  $T=\infty$ . Genauer betrachtet, sollte er  $T=\infty_{\text{neues System}}$  heißen. Zu diesem Zeitpunkt ist die Umlagerung der Lasten, sowie das Kriechen und Schwinden komplett abgeschlossen und die Vorspannkraft wirkt nur mehr zu 85%. Es wirken somit alle Beanspruchungen auf das neue integrale System.

## 17.3 Vorspannkraft und Lage der Spannlitzen

### 17.3.1 Brücke 4a

Die Festlegung der Spanngliedlage und deren Berücksichtigung stimmen im Wesentlichen mit den vorherigen Brücken überein. Die Berechnung der Umlenkkräfte wurde in Kapitel 12.2.1 beschrieben.

Die Vorspannung für die Brücke 4a beträgt für die durchgehende Spanngliedführung 16.750kN und für die kurzen Spannglieder 5.000kN. Die Spanngliedssysteme setzen sich aus je 95 Litzen (5 Stück 6-19 Spannglieder) bzw. aus 30 Litzen (2 Stück 6-15 Spannglieder) zusammen. Die Berechnung der Litzen- und Spanngliedanzahl erfolgte analog zur Brücke 1.

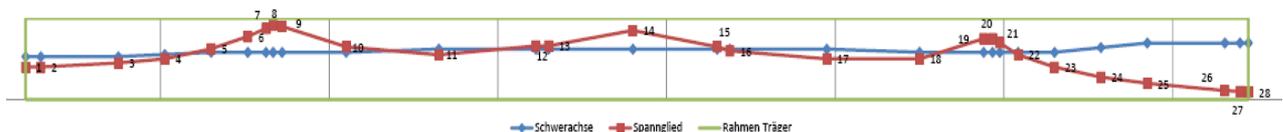


Abbildung 17-5: Spanngliedführung Brücke 4

Der in der Abbildung 17-5 dargestellte Spanngliedverlauf ist Bestandteil der Berechnung der Umlenkkräfte (siehe 12.2 Umlenkkraftmethode). Die Werte dieser Berechnung, nämlich die Lagekoordinaten des Spannglieds und der Stabachse, sowie die Größe der Umlenkkräfte und deren grafische Darstellung, können dem Anhang für die Brücke 4a entnommen werden.

### 17.3.2 Brücke 4b

Die Spanngliedlage stimmt mit der Brücke 4a überein. Bei der Spanngliedstudie wurde keine besser geeignete Lage gefunden. An sonst gilt dasselbe, wie bei 17.3.1 Brücke 4a.

Die Vorspannung für die Brücke 4b beträgt für die durchgehende Spanngliedführung 14.750kN und für die kurzen Spannglieder 4.000kN. Die Spanngliedführungen setzen sich aus je 76 Litzen (4 Stück 6-19 Spannglieder) bzw. aus 24 Litzen (2 Stück 6-12 Spannglieder) zusammen.

Die Werte und Diagramme dieser Umlenkkraftberechnung können dem Anhang für die Brücke 4b entnommen werden.

Hier ist bereits zu erkennen, dass die unterschiedliche Herstellung mit den verschiedenen Belastungsgeschichten alleine die Vorspannkraft um 10% reduzieren lässt.

## 17.4 Ergebnisse Brücke 4a

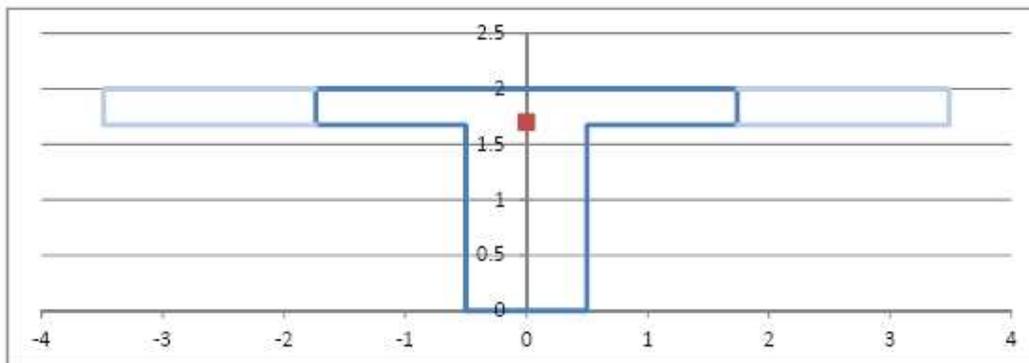
### 17.4.1 Ergebnisse T=0

Die kritische Stelle der Brücke 4a ist Punkt 14, der Querschnitt direkt über der Mittelstütze. Durch das sehr hoch liegende Spannglied und die Größe des negativen Stützmoments, ist hier die, für den Dekompressionsnachweis, maßgebliche Druckkraft am geringsten. Durch die längere Brückenkonstruktion wandert ein größerer Teil, der über die gesamte Länge vorhandenen Vorspannung, direkt in die Druckstreben. Dadurch vermindert sich die Vorspannwirkung im Stützenbereich. Ohne die zusätzliche Vorspannung (Lastfall 19 Vorspannung A) zwischen den Punkten 8 bis 20 bzw. 36 bis 48 könnte der Dekompressionsnachweis nicht erfüllt werden. Die Spannung im Punkt 14 beträgt für den Zeitpunkt T=0  $-0,154\text{kN/cm}^2$ . Die Querschnitte des restlichen Brückentragwerks gelangen nicht an die Grenzen ihrer Belastbarkeit. Die maximal zulässige Druckspannung von  $2,0\text{kN/cm}^2$  wird an keiner Stelle erreicht. Auch die zulässige Betonzugspannung von  $0,29\text{kN/cm}^2$  wird nicht überschritten. Für den Zeitpunkt T=0 ist der Dekompressionsnachweis bei weitem erfüllt und für die Biegebeanspruchung nur die Mindestbewehrung von Nöten.

Die übersichtliche Nachberechnung der Spannungsverteilung sieht für den Querschnitt 14 wie folgt aus:

**Querschnitt 14****min. Zug Höhe Spannglied**

Querschnittsfläche $A_c =$	39418.75cm <sup>2</sup>	$\Sigma M_{ex} =$	-2361.90kNm
Höhe des Querschnitts $h =$	200.00cm	$\Sigma N_{ex} =$	-10786.00kN
Höhe Spannglied $d =$	170.00cm	$b_w =$	1.00cm
Widerstandsmoment $W_{oben} =$	-1416347.0cm <sup>3</sup>	$b_{eff} =$	3.48cm
Widerstandsmoment $W_{unten} =$	867680.34cm <sup>3</sup>		



$M =$	-2361.9kNm
$N =$	-10786.0kN
$\sigma_{Ed,oben,M} =$	0.17kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,unten,M} =$	-0.27kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,N} =$	-0.27kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,oben} =$	-0.11kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{Ed,unten} =$	-0.55kN/cm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit	OK
Dekompression	OK
$\sigma_{Ed,Spannglied} =$	-0.19kN/cm <sup>2</sup>

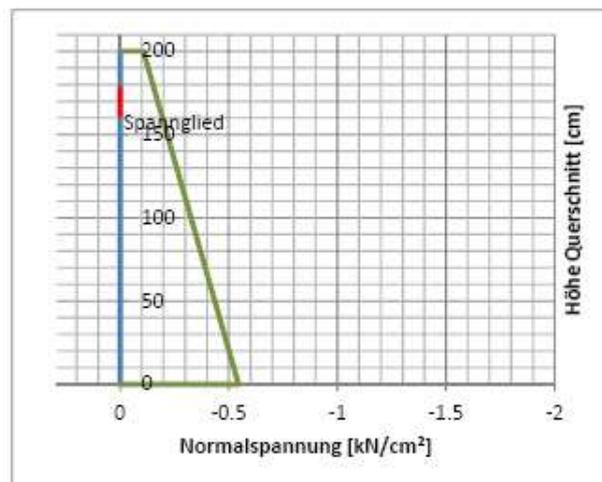


Abbildung 17-6: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a T=0

Der erste Teil enthält eine Zusammenfassung der Querschnittswerte, sowie der angreifenden Schnittgrößen. Wie sich diese Schnittgrößen und Spannungen zusammensetzen ist der tabellarischen Ergebnisdarstellung zu entnehmen. Zusätzlich zu den Ergebniswerten wird der Spannungsverlauf grafisch dargestellt und die Lage des Schwerpunkts der Spannglieder rot eingezeichnet.

Die Ergebnisse, welche den zweiten Teil der Berechnung der Spannungsverteilung darstellen, zeigen, dass sich alle Nachweise mit großen Reserven ausgehen. Diese übersichtliche Darstellung dient der Nachvollziehbarkeit und der Kontrolle der tabellarischen Form des Spannungsnachweises. Die Abbildung 17-7 zeigt auf einen Blick, dass der Dekompressionsnachweis des Querschnitts 14 für den Zeitpunkt T=0 erfüllt ist.

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85,5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85,5 mm									
1	-0.37	-0.40	-0.44	-0.25	-0.22	-0.20	-0.23	-0.21	-0.18	-0.35	-0.38	-0.42
2	-0.36	-0.39	-0.42	-0.25	-0.22	-0.20	-0.23	-0.21	-0.18	-0.34	-0.37	-0.40
3	-0.31	-0.33	-0.34	-0.28	-0.26	-0.23	-0.26	-0.24	-0.22	-0.29	-0.31	-0.32
4	-0.30	-0.32	-0.33	-0.29	-0.28	-0.28	-0.28	-0.27	-0.26	-0.28	-0.30	-0.32
5	-0.27	-0.28	-0.30	-0.31	-0.30	-0.30	-0.29	-0.28	-0.28	-0.26	-0.27	-0.28
6	-0.28	-0.28	-0.28	-0.35	-0.34	-0.33	-0.33	-0.32	-0.31	-0.26	-0.26	-0.27
7	-0.31	-0.31	-0.30	-0.41	-0.39	-0.38	-0.39	-0.38	-0.36	-0.29	-0.29	-0.29
8	-0.32	-0.32	-0.32	-0.44	-0.42	-0.40	-0.42	-0.40	-0.39	-0.30	-0.30	-0.30
8re	-0.26	-0.26	-0.25	-0.38	-0.36	-0.34	-0.34	-0.32	-0.31	-0.22	-0.22	-0.21
9	-0.28	-0.27	-0.27	-0.39	-0.37	-0.35	-0.35	-0.33	-0.32	-0.241	-0.24	-0.23
10	-0.22	-0.22	-0.23	-0.25	-0.24	-0.23	-0.21	-0.20	-0.20	-0.18	-0.18	-0.19
11	-0.34	-0.36	-0.37	-0.33	-0.33	-0.32	-0.27	-0.27	-0.27	-0.28	-0.30	-0.32
12	-0.32	-0.32	-0.33	-0.35	-0.34	-0.33	-0.29	-0.28	-0.27	-0.26	-0.27	-0.27
13	-0.31	-0.32	-0.33	-0.34	-0.33	-0.33	-0.28	-0.28	-0.27	-0.25	-0.26	-0.27
14	-0.21	-0.23	-0.25	-0.30	-0.30	-0.31	-0.24	-0.25	-0.25	<b>-0.154</b>	<b>-0.17</b>	<b>-0.19</b>
14re	-0.21	-0.23	-0.24	-0.30	-0.30	-0.31	-0.24	-0.25	-0.25	-0.16	-0.17	-0.19
15	-0.33	-0.33	-0.33	-0.35	-0.34	-0.32	-0.30	-0.29	-0.27	-0.27	-0.28	-0.28
16	-0.32	-0.33	-0.34	-0.33	-0.32	-0.31	-0.28	-0.27	-0.26	-0.27	-0.28	-0.29
17	-0.33	-0.33	-0.33	-0.29	-0.28	-0.26	-0.24	-0.23	-0.21	-0.28	-0.28	-0.28
18	-0.23	-0.24	-0.24	-0.22	-0.21	-0.20	-0.19	-0.18	-0.17	-0.20	-0.20	-0.20
19	-0.30	-0.29	-0.27	-0.37	-0.34	-0.31	-0.33	-0.30	-0.28	-0.26	-0.25	-0.24
20	-0.28	-0.27	-0.26	-0.35	-0.32	-0.30	-0.31	-0.29	-0.26	-0.24	-0.23	-0.22
20re	-0.30	-0.28	-0.27	-0.36	-0.34	-0.31	-0.33	-0.30	-0.27	-0.26	-0.25	-0.23
21	-0.35	-0.33	-0.32	-0.40	-0.37	-0.35	-0.36	-0.34	-0.31	-0.31	-0.30	-0.29
22	-0.30	-0.30	-0.30	-0.31	-0.29	-0.27	-0.27	-0.26	-0.24	-0.27	-0.27	-0.26
23	-0.29	-0.29	-0.29	-0.25	-0.23	-0.22	-0.22	-0.20	-0.18	-0.26	-0.26	-0.26
24	-0.46	-0.46	-0.46	-0.34	-0.33	-0.31	-0.29	-0.28	-0.27	-0.41	-0.41	-0.41
25	-0.55	-0.56	-0.57	-0.35	-0.34	-0.33	-0.30	-0.29	-0.28	-0.51	-0.52	-0.53
26	-0.59	-0.60	-0.61	-0.34	-0.33	-0.32	-0.29	-0.28	-0.27	-0.54	-0.55	-0.56
27	-0.60	-0.62	-0.63	-0.35	-0.34	-0.34	-0.30	-0.30	-0.29	-0.56	-0.57	-0.58
28	-0.63	-0.65	<b>-0.66</b>	-0.38	-0.37	-0.37	-0.33	-0.32	-0.32	-0.58	-0.60	-0.61

Abbildung 17-7: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 4a T=0

Hier ist auch auf den ersten Blick ersichtlich, dass der Querschnitt 14 bei der Beanspruchung durch das minimale Moment kombiniert mit der maximalen Normalkraft den geringsten Druck im Bereich der Spannglieder aufweist.

Die gesamten Ergebnisse, sowie die grafische Darstellung der Spannungsberechnung und der Schnittgrößen, können dem Anhang entnommen werden.

### 17.4.2 Ergebnisse T=∞

Der Zeitpunkt T=∞ ist, wie bereits bei den vorher beschriebenen Brücken, der maßgebende Betrachtungszeitpunkt. Beim Übergang vom Zeitpunkt T=0 zu T=∞ bleibt die kritische Stelle für den Dekompressionsnachweis der Querschnitt im Punkt 14. Dieser Punkt liegt direkt über der Mittelstütze und ist maßgebend für die gesamte Brückenkonstruktion. Das Ziel dieser Modellierung ist die Vorspannkraft so gering, wie möglich, zu wählen. Somit beträgt der Druck am oberen Rand des Spanngliedbereichs (140mm über der Spanngliedachse) -0,007kN/cm<sup>2</sup> bei der Belastungskombination aus minimalem Moment mit der maximalen Normalkraft.

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm									
1	-0.29	-0.31	-0.33	-0.17	-0.13	-0.09	-0.15	-0.11	-0.07	-0.27	-0.29	-0.31
2	-0.28	-0.30	-0.31	-0.17	-0.13	-0.09	-0.15	-0.11	-0.07	-0.26	-0.28	-0.30
3	-0.25	-0.26	-0.27	-0.22	-0.19	-0.16	-0.21	-0.17	-0.14	-0.24	-0.24	-0.25
4	-0.25	-0.26	-0.27	-0.24	-0.23	-0.21	-0.23	-0.21	-0.20	-0.24	-0.24	-0.25
5	-0.23	-0.24	-0.25	-0.26	-0.26	-0.25	-0.24	-0.24	-0.23	-0.21	-0.22	-0.23
6	-0.22	-0.22	-0.23	-0.29	-0.28	-0.27	-0.27	-0.26	-0.26	-0.20	-0.20	-0.21
7	-0.21	-0.22	-0.22	-0.32	-0.31	-0.30	-0.30	-0.29	-0.28	-0.20	-0.20	-0.21
8	-0.21	-0.22	-0.22	-0.33	-0.32	-0.31	-0.31	-0.30	-0.29	-0.20	-0.20	-0.20
8re	-0.13	-0.13	-0.14	-0.25	-0.24	-0.23	-0.21	-0.20	-0.19	-0.09	-0.10	-0.10
9	-0.16	-0.16	-0.16	-0.27	-0.26	-0.24	-0.23	-0.22	-0.21	-0.12	-0.12	-0.12
10	-0.15	-0.15	-0.16	-0.18	-0.17	-0.17	-0.14	-0.14	-0.13	-0.11	-0.12	-0.12
11	-0.24	-0.26	-0.27	-0.23	-0.23	-0.22	-0.18	-0.17	-0.17	-0.19	-0.20	-0.22
12	-0.22	-0.23	-0.24	-0.25	-0.24	-0.23	-0.20	-0.19	-0.18	-0.17	-0.17	-0.18
13	-0.21	-0.22	-0.24	-0.24	-0.24	-0.23	-0.19	-0.18	-0.18	-0.16	-0.17	-0.18
14	-0.06	-0.09	-0.12	-0.15	-0.16	-0.18	-0.10	-0.11	-0.12	-0.01	-0.04	-0.06
14re	-0.06	-0.09	-0.11	-0.15	-0.16	-0.17	-0.10	-0.11	-0.12	<b>-0.007</b>	-0.03	-0.06
15	-0.23	-0.23	-0.24	-0.26	-0.24	-0.23	-0.20	-0.19	-0.18	-0.18	-0.18	-0.19
16	-0.23	-0.24	-0.25	-0.24	-0.23	-0.22	-0.19	-0.18	-0.17	-0.18	-0.19	-0.20
17	-0.23	-0.23	-0.23	-0.20	-0.18	-0.16	-0.15	-0.13	-0.11	-0.18	-0.18	-0.18
18	-0.17	-0.17	-0.18	-0.16	-0.15	-0.14	-0.12	-0.11	-0.11	-0.13	-0.14	-0.14
19	-0.20	-0.19	-0.18	-0.26	-0.24	-0.22	-0.23	-0.21	-0.19	-0.16	-0.15	-0.15
20	-0.17	-0.17	-0.17	-0.24	-0.23	-0.21	-0.21	-0.19	-0.18	-0.14	-0.14	-0.14
20re	-0.19	-0.18	-0.18	-0.25	-0.24	-0.22	-0.22	-0.20	-0.18	-0.15	-0.15	-0.14
21	-0.27	-0.27	-0.26	-0.32	-0.30	-0.29	-0.29	-0.27	-0.25	-0.24	-0.23	-0.23
22	-0.26	-0.26	-0.26	-0.26	-0.25	-0.24	-0.23	-0.21	-0.20	-0.22	-0.22	-0.23
23	-0.25	-0.25	-0.25	-0.21	-0.19	-0.18	-0.17	-0.16	-0.14	-0.22	-0.22	-0.22
24	-0.36	-0.36	-0.36	-0.25	-0.23	-0.21	-0.20	-0.18	-0.17	-0.32	-0.32	-0.31
25	-0.39	-0.39	-0.39	-0.18	-0.16	-0.15	-0.13	-0.12	-0.10	-0.34	-0.34	-0.34
26	-0.36	-0.36	-0.36	-0.12	-0.10	-0.08	-0.07	-0.05	-0.03	-0.32	-0.32	-0.31
27	-0.38	-0.38	-0.38	-0.12	-0.11	-0.09	-0.08	-0.06	-0.04	-0.33	-0.33	-0.33
28	-0.40	-0.40	<b>-0.40</b>	-0.14	-0.12	-0.11	-0.09	-0.08	-0.06	-0.35	-0.35	-0.35

Abbildung 17-8: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 4a T=∞

Der zweite Teil des Nachweises des Querschnitts 14 zum Zeitpunkt T=∞ lässt sehr gut erkennen, wie knapp der Vorzeichensprung neben dem, für den Dekompressionsnachweis, maßgeblichen Bereich liegt. Es kommt auch zum Zeitpunkt T=∞ zu keiner solchen Randspannung, die außerhalb des Bereichs zwischen -0,29kN/cm<sup>2</sup> und 2,0kN/cm<sup>2</sup> liegt. Auch dieser Träger würde nur mit der Mindestbewehrung die Biegebeanspruchung aufnehmen können.

**Querschnitt 14re**

**min. Zug Höhe Spannglied**

Querschnittsfläche $A_c =$	39418.75cm <sup>2</sup>	$\Sigma M_{ex} =$	-3504.42kNm
Höhe des Querschnitts $h =$	200.00cm	$\Sigma N_{ex} =$	-7264.35kN
Höhe Spannglied $d =$	170.00cm	$b_w =$	1.00cm
Widerstandsmoment $W_{oben} =$	-1416347.0cm <sup>3</sup>	$b_{eff} =$	3.48cm
Widerstandsmoment $W_{unten} =$	867680.34cm <sup>3</sup>		

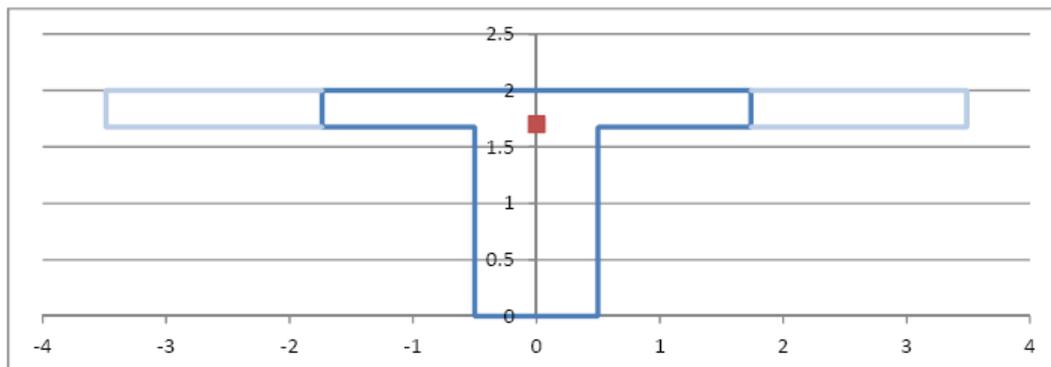


Abbildung 17-9: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a T=∞ Teil 1

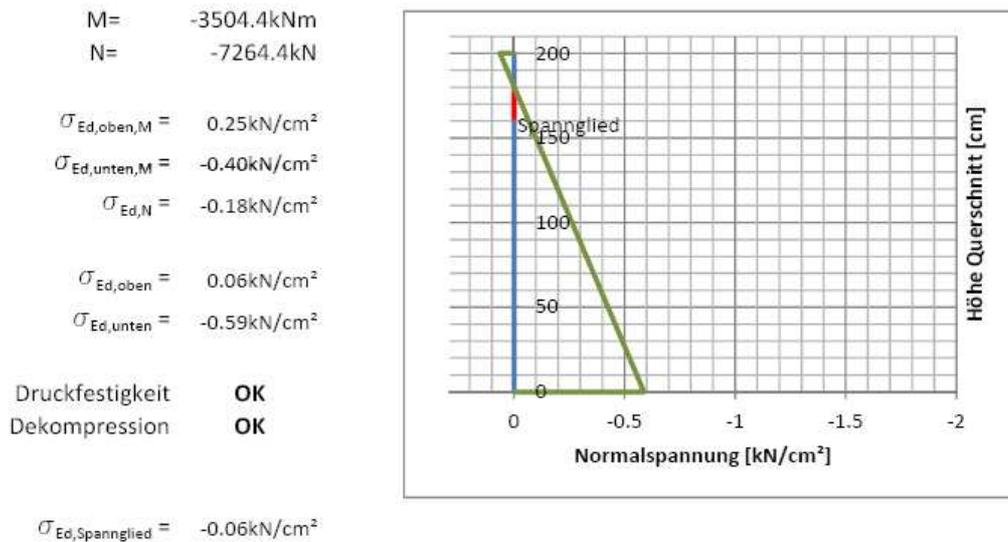


Abbildung 17-10: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a T=∞ Teil 2

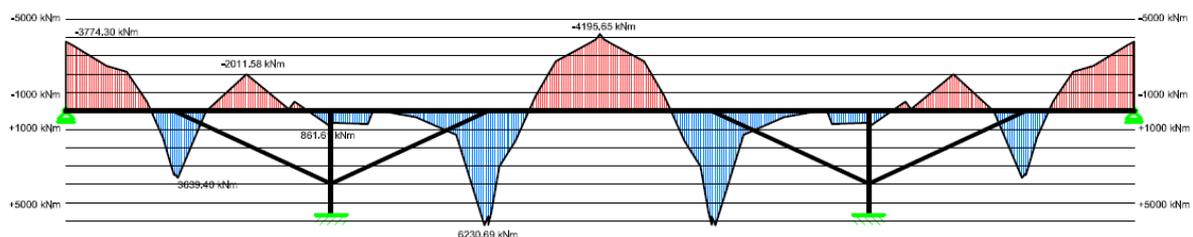
In Abbildung 17-10 ist der Bereich für den Dekompressionsnachweis rot eingezeichnet. In blauer Farbe ist die Nullachse über die Querschnittshöhe gekennzeichnet und der Spannungsverlauf ist grün dargestellt. Die Normalspannungsachse erstreckt sich von 0,29kN/cm<sup>2</sup> bis -2,0kN/cm<sup>2</sup>, welche den bereits erwähnten zulässigen Spannungsbereich für die Betongüte C30/37 darstellen.

Die genauen Ergebnisse, sowie die grafische Darstellung der Spannungsberechnung und der Schnittgrößen, können dem Anhang entnommen werden.

## 17.5 Ergebnisse Brücke 4b

### 17.5.1 Ergebnisse T=0 altes System

Wie schon bei den anderen Brückentragwerken stellt dieser Zeitpunkt nicht den maßgebenden Zustand für den Dekompressionsnachweis dar. Auf Grund der minimalen Beanspruchung des Tragwerks durch das Eigengewicht des Brückenträgers, sowie durch das Wirken der kompletten Vorspannung, kann der Dekompressionsnachweis mit Leichtigkeit erfüllt werden.

Abbildung 17-11: Momentenverlauf Brücke 4b T=0<sub>altes System</sub>

Die geringste Druckspannung im Bereich der Vorspannlitzen beträgt -0,21kN/cm<sup>2</sup>. Die maximale Betondruckfestigkeit wird in keinem der Querschnitte überschritten. Die maximal auftretende Druckspannung beträgt -0,81kN/cm<sup>2</sup> und liegt damit deutlich unter den erlaubten -2,0kN/cm<sup>2</sup>. Auch die maximal zulässige Betonzugfestigkeit von 0,29kN/cm<sup>2</sup> tritt über die gesamte Brückenkonstruktion nicht auf. Somit befindet sich die gesamte Stahlbetonkonstruktion im ungerissenen Zustand.

### 17.5.2 Ergebnisse $T=0$ neues System

Zu dem betrachteten Zeitpunkt liegt nun die integrale Konstruktion vor. Das heißt der Brückenschluss ist vollzogen und die Brücke wird mit den weiteren Beanspruchungen belastet. Genauer betrachtet, wirken nun zusätzlich die weiteren ständigen Lasten, wie Lasten zufolge Randbalken und Fahrbahnaufbau, die Temperaturbeanspruchungen, jedoch nicht die Lasten Kriechen und Schwinden auf das neue System. Zu diesem Zeitpunkt erfolgt eine einfache Überlagerung der Schnittgrößen zufolge  $T=0$  altes System und den Schnittgrößen  $T=0$  neues System, um die neuen resultierenden Schnittgrößen für den Dekompressionsnachweis zu erhalten.

Der kritische Querschnitt ist, wie bei der Brücke 3 der Querschnitt 14. Die Druckspannung sinkt hier im Bereich des Spanngliedes auf  $-0,055\text{kN/cm}^2$  ab.

In den Querschnitten 1 und 2 wird die maximal zulässige Zugspannung von  $0,29\text{kN/cm}^2$  überschritten. Dies hat zur Folge, dass der Widerlagerbereich vom Zustand I in den Zustand II, gerissener Zustand, übergeht.

Knoten	min/min			min/max			max/max			max/min		
	Spannglied 85.5 mm	Lage Spannglied	Spannglied -85.5 mm									
1	-0.38	-0.44	<b>-0.50</b>	-0.26	-0.26	-0.26	-0.25	-0.24	-0.24	-0.37	-0.42	-0.48
2	-0.37	-0.43	-0.48	-0.26	-0.26	-0.26	-0.25	-0.24	-0.24	-0.36	-0.41	-0.46
3	-0.30	-0.33	-0.37	-0.27	-0.26	-0.26	-0.25	-0.24	-0.24	-0.28	-0.31	-0.35
4	-0.28	-0.30	-0.33	-0.27	-0.27	-0.27	-0.25	-0.25	-0.25	-0.26	-0.29	-0.31
5	-0.24	-0.25	-0.27	-0.27	-0.27	-0.27	-0.25	-0.25	-0.25	-0.22	-0.23	-0.25
6	-0.22	-0.22	-0.23	-0.29	-0.28	-0.28	-0.27	-0.27	-0.26	-0.20	-0.21	-0.22
7	-0.22	-0.23	-0.23	-0.32	-0.32	-0.31	-0.31	-0.30	-0.29	-0.20	-0.21	-0.22
8	-0.22	-0.23	-0.23	-0.34	-0.33	-0.32	-0.32	-0.31	-0.31	-0.21	-0.21	-0.22
8re	-0.16	-0.17	-0.17	-0.28	-0.27	-0.26	-0.24	-0.23	-0.22	-0.12	-0.13	-0.13
9	-0.19	-0.19	-0.19	-0.30	-0.29	-0.27	-0.26	-0.25	-0.24	-0.15	-0.15	-0.15
10	-0.17	-0.18	-0.18	-0.20	-0.20	-0.19	-0.17	-0.16	-0.15	-0.13	-0.14	-0.15
11	-0.28	-0.29	-0.31	-0.27	-0.26	-0.26	-0.21	-0.21	-0.20	-0.22	-0.24	-0.25
12	-0.26	-0.26	-0.27	-0.29	-0.28	-0.27	-0.22	-0.22	-0.21	-0.20	-0.21	-0.21
13	-0.24	-0.26	-0.27	-0.28	-0.27	-0.27	-0.22	-0.22	-0.21	-0.19	-0.20	-0.22
14	-0.11	-0.13	-0.16	-0.20	-0.21	-0.22	-0.14	-0.15	-0.17	<b>-0.055</b>	-0.08	-0.11
14re	-0.11	-0.14	-0.16	-0.20	-0.21	-0.22	-0.15	-0.16	-0.17	-0.06	-0.08	-0.11
15	-0.26	-0.26	-0.27	-0.29	-0.28	-0.26	-0.24	-0.22	-0.21	-0.21	-0.21	-0.22
16	-0.26	-0.27	-0.28	-0.27	-0.26	-0.25	-0.22	-0.21	-0.20	-0.21	-0.22	-0.22
17	-0.26	-0.26	-0.26	-0.23	-0.21	-0.19	-0.18	-0.16	-0.14	-0.21	-0.21	-0.21
18	-0.19	-0.19	-0.20	-0.18	-0.17	-0.16	-0.14	-0.13	-0.13	-0.15	-0.16	-0.16
19	-0.23	-0.22	-0.21	-0.29	-0.27	-0.25	-0.26	-0.24	-0.21	-0.19	-0.18	-0.17
20	-0.21	-0.20	-0.20	-0.27	-0.26	-0.24	-0.24	-0.22	-0.20	-0.17	-0.17	-0.16
20re	-0.29	-0.29	-0.28	-0.36	-0.34	-0.32	-0.33	-0.31	-0.28	-0.26	-0.25	-0.24
21	-0.31	-0.30	-0.29	-0.36	-0.34	-0.32	-0.32	-0.30	-0.28	-0.27	-0.26	-0.26
22	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.27	-0.25	-0.25	-0.24	-0.22	-0.25	-0.25	-0.24
23	-0.27	-0.27	-0.26	-0.22	-0.21	-0.19	-0.19	-0.17	-0.16	-0.24	-0.23	-0.23
24	-0.39	-0.39	-0.39	-0.28	-0.26	-0.24	-0.23	-0.21	-0.20	-0.34	-0.34	-0.34
25	-0.44	-0.44	-0.44	-0.23	-0.21	-0.20	-0.18	-0.17	-0.15	-0.39	-0.39	-0.39
26	-0.42	-0.42	-0.43	-0.18	-0.16	-0.14	-0.13	-0.11	-0.09	-0.38	-0.38	-0.38
27	-0.44	-0.44	-0.44	-0.19	-0.17	-0.15	-0.14	-0.12	-0.10	-0.39	-0.39	-0.39
28	-0.46	-0.46	-0.47	-0.20	-0.19	-0.17	-0.16	-0.14	-0.13	-0.41	-0.42	-0.42

Abbildung 17-12: Dekompressionsnachweis Brücke 4b  $T=0_{\text{neues System}}$

Da der Querschnitt in diesem Bereich gerissen ist, und somit keine Zugkraft mehr aufnehmen kann, ist eine Berechnung wie bei Zustand I eigentlich unzulässig. Die Zugkraft, welche auf Grund des Risses nicht mehr aufgenommen werden kann, würde jedoch ohne Probleme von der eingebauten Zugsbewehrung abgedeckt werden. Eine solche Bewehrung wurde jedoch nicht definiert. In den Querschnitten, in welchen die zulässige Betonzugspannung überschritten wird, ist der Dekompressionsnachweis mit großen Reserven erfüllt. In diesen Querschnitten ist daher damit zu rechnen, dass sich der Dekompressionsnachweis bei einer Spannungsberechnung im Zustand II auch bequem ausgeht.

Aus diesem Grund wurden alle Berechnungen durchgehend, wie für Zustand I, berechnet und es wurden Zugspannungen über dem für Beton zulässigen Wert von  $0,29\text{kN/cm}^2$  gebilligt.

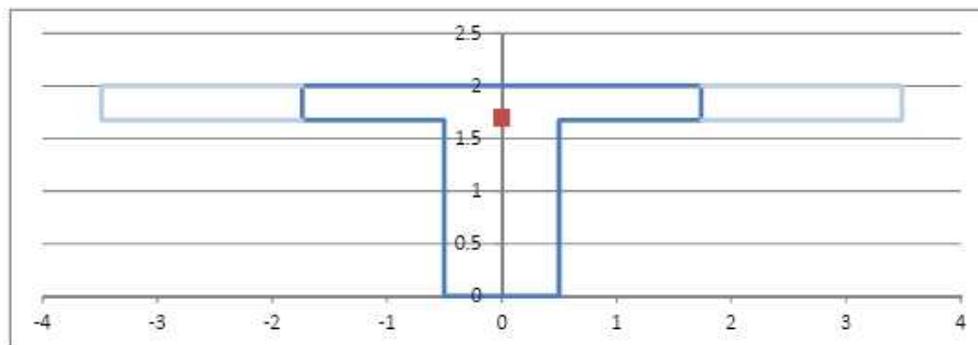
### 17.5.3 Ergebnisse $T=\infty$ neues System

Wie schon bei den zuvor erläuterten Brücken stellt dieser Zeitpunkt den maßgebenden Lastfall dar. Die Belastung setzt sich hier aus dem Anteil, veränderliche Lasten, nämlich den

Temperaturlastfällen und Schwinden, und den ständigen Lasten, Straßenaufbau, Leitplanken usw., zusammen. Diese wirken auf das neue System. Weiters wirken die umgelagerten Lastfälle Eigengewicht und die abgeminderte Vorspannkraft ebenfalls auf das neue System. Der Lastfall Kriechen fließt dabei in die Umlagerung mit ein. Da die Umlagerung nicht zu 100% vollständig ist, wirken somit doch deutlich andere Schnittgrößen auf das System, als bei der Brücke 4a.

In keinem Querschnitt wird nun die zulässige Betonzugspannung, bei Berechnung nach Zustand I, überschritten. Die ist jedoch, wie bereits in den vorherigen Punkten beschrieben, nicht von Bedeutung, da die Schädigung bereits eingetreten ist.

<u>Querschnitt 14re</u>	<u>min. Zug Höhe Spannglied</u>	
Querschnittsfläche $A_c =$	39418.75cm <sup>2</sup>	$\Sigma M_{ex} =$ -3509.62kNm
Höhe des Querschnitts $h =$	200.00cm	$\Sigma N_{ex} =$ -7014.18kN
Höhe Spannglied $d =$	170.00cm	$b_w =$ 1.00cm
Widerstandsmoment $W_{oben} =$	-1416347.0cm <sup>3</sup>	$b_{eff} =$ 3.48cm
Widerstandsmoment $W_{unten} =$	867680.34cm <sup>3</sup>	



$$M = -3509.6 \text{ kNm}$$

$$N = -7014.2 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Ed,oben,M} = 0.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Ed,unten,M} = -0.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Ed,N} = -0.18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Ed,oben} = 0.07 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Ed,unten} = -0.58 \text{ kN/cm}^2$$

Druckfestigkeit **OK**

Dekompression **OK**

$$\sigma_{Ed,Spannglied} = -0.06 \text{ kN/cm}^2$$

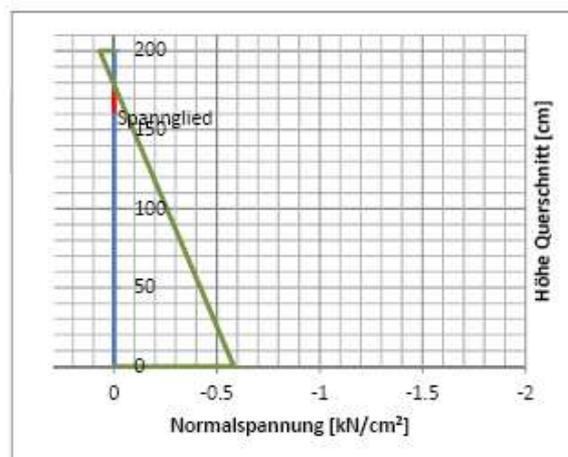


Abbildung 17-13: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4b  $T = \infty$

Bei den Dekompressionsnachweisen in den einzelnen Querschnitten beträgt die minimale Druckspannung  $-0,0001 \text{ kN/cm}^2$ . Der betroffene Querschnitt ist erneut die Nummer 14.

## 17.6 Interpretation der Ergebnisse

Es gibt nur durch die Herstellungsgeschichte zwischen der Brücke 4b und der Brücke 4a einen signifikanten Unterschied bei der benötigten Vorspannkraft. Durch das erst spätere Herstellen des biegesteifen Knotens bei den äußeren Wiederlagern kann die Vorspannkraft

um 2.000kN, für das lange Spannglied, bzw. um 1.000kN, für die kurzen Spannglieder im Bereich der Stützen, abgemindert werden. Dies entspricht einer Einsparung von 12% bzw. 20%. Die Brücken 3 und 4a benötigen die gleiche Vorspannkraft von 16.750kN für das lange Spannglied. Der einzige Unterschied liegt in der Vorspannkraft für das kurze Spannglied, welche sich um 1.000kN voneinander unterscheiden. Bei der integralen Brücke ist eindeutig der Querschnitt 14 für den Dekompressionsnachweis maßgebend. Dies ist bei der semiintegralen Brücke ähnlich. Zusätzlich zum Punkt 14 müssen die Querschnitte direkt über den Druckstreben bzw. den Mittelstützen genauer betrachtet werden, da sie nur sehr knapp den Dekompressionsnachweis erfüllen.

## 18 Fazit

In der Einleitung wurde bereits die Hauptaufgabe dieser Diplomarbeit beschrieben. Ziel ist es die maximal mögliche Länge für eine integrale bzw. semiintegrale Brücke, mit den Systemabmessungen der Lafnitzbrücke, zu finden. Genauer betrachtet wird die maximal mögliche Anzahl an Segmenten gesucht.

Es hat sich jedoch bei den Rechenmodellen gezeigt, dass bei diesen Systemabmessungen die Zwangskräfte, welche durch das Fehlen der beweglichen Auflager entstehen, nicht maßgeblich waren. Bei keiner der vier Brückenkonstruktionen kam es zu einem Versagen. Bei allen Brückentragwerken konnte mit der aufgebrauchten Vorspannkraft der Dekompressions- sowie der Spannungsnachweis erbracht werden. Eine schlaife Bewehrung wurde in der Berechnung nicht berücksichtigt. Daher stellt die berechnete Vorspannkraft nicht das absolute Minimum dar.

Auf Grund des für die Lafnitzbrücke gewählten schlanken Querschnittes mit einer Höhe von zwei Metern war auch der Bereich, in dem die Spannglieder angeordnet werden konnten, begrenzt. Im Zuge der Simulation stellte sich heraus, dass die Beschränkung des Hebelarms der Spannlitzen, der Abstand zwischen Trägerstabachse und Spannglied, zum beschränkenden Faktor wurde.

Insbesondere bei den kurzen Brücken, speziell bei der semiintegralen Brücke (Brücke 1) noch deutlicher als bei der integralen Brücke (Brücke 2), wird deutlich, dass die langen Felder maßgebend sind. Je länger das Feld ist desto größer wird, bei gleicher Belastung, das Feldmoment, wie die bekannte Formel

$$M_F = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

sehr schön zeigt.

Bei den untersuchten Brücken waren genau diese maximalen Feldmomente, welche durch die Lasten exklusive der Vorspannung hervorgerufen wurden, der beschränkende Faktor.

Direkt ist dies bei den Brücken 1 und 2 ersichtlich. Bei diesen beiden Brückentragwerken liegt der kritische Querschnitt jeweils im längsten Feld. Der kritische Querschnitt tritt in jeder Brücke zweimal auf, da die Belastung, welche nach Eurocode angesetzt wurde, wie das System selbst, symmetrisch ist und die Dekompressionsnachweise, sowie die Spannungsberechnungen, nur für eine Symmetriehälfte durchgeführt wurden.

Bei den doppelten Brücken, welche sich aus zwei Klappsystemen plus Einhängeträgern zusammensetzen, ist dies nicht auf den ersten Blick ersichtlich. Hier ist der kritische Querschnitt nicht im Feld selbst. Jedoch auf Grund der sich (ohne Vorspannung) einstellenden Schnittgrößen wurde eine Spanngliedführung gewählt, welche die Feldmomente so gut, wie möglich, abdeckt und dabei die Stützmente nicht zu stark belastet. Bei diesen Brückentragwerken, der Nummer 3 und 4, ist schlussendlich die maßgebende Stelle bei den Stützen. Die Belastung in diesem Bereich resultiert jedoch aus einer Vorspannung, welche das Feldmoment minimieren soll.

Ein weiteres Resultat der Simulation der einzelnen Brücken ist, dass bei dem vorgegebenen Systemabmessungen die längeren Brücken, welche aus zwei Klappsystemen bestehen, mit deutlich weniger Vorspannung auskommen, als die kürzeren Brückentragwerke. Zwar nimmt die Belastung, welche aus der integralen Bauweise resultierenden Zwangsspannungen stammen, mit zunehmender Länge und mit zunehmender statischer Überbestimmtheit zu, jedoch sind diese Auswirkungen dieser Beanspruchung nicht rein negativ.

Insbesondere die Einspannung an den Enden der Brücke hatte immer eine positive Auswirkung, welche sich in einer geringeren benötigten Vorspannkraft manifestierte. Dieser positive Effekt wurde noch deutlicher, wenn die biegesteife Verbindung zwischen Widerlager und Brücke erst nach der Vorspannung erfolgt (Siehe Brücke 2b und 4b). Diese positive Auswirkung, welche durch die einzelnen Schritte in der Baugeschichte entsteht, hatte bei der Untersuchung den größten Einfluss auf die Vorspannkraft.

Die Abnahme der benötigten Vorspannkraft kann jedoch nicht einfach der positiven Wirkung der Zwangsspannungen und der Baugeschichte zugeschrieben werden. Die Zwangsspannungen haben nur einen kleinen Anteil an der Abminderung der Vorspannung. Vielmehr ist die Abnahme der benötigten Vorspannkraft zu einem großen Teil auf die Reduzierung der Feldlänge zurückzuführen.

Die Arbeit konnte keine maximale Länge oder Segmentzahl aufzeigen. Es wurde jedoch gezeigt, dass die Ausführung der Klappbrücken prinzipiell integral möglich wäre und das dies neben den Kosteneinsparungen bei der Lebenserhaltung, auch zu Einsparungen bei der Herstellung (geringere Vorspannkraft) führen kann. Zusätzlich wurde deutlich, dass eine genaue Betrachtung der Baugeschichte notwendig ist und das auch diese zu einer Kostensenkung führen kann.

## 19 Abbildungsverzeichnis

Bei den Abbildung mit ( ) am Ende der Bezeichnung weist die Nummer in der Klammer auf die Herkunft des Bildes hin (Literaturverzeichnis). Alle Abbildungen die kein ( ) aufweisen wurden im Zuge der Erstellung der Diplomarbeit von uns angefertigt.

Auch hier noch einmal der Hinweis, dass die Tabellen und Zeichnungen welche in den Kapiteln 14, 15, 16 und 17 vorkommen (fast) alle größer im Anhang zu finden sind.

Abbildung 10-1: 3-D Visualisierung Gänsebachtalbrücke (3).....	14
Abbildung 10-2: Entwurf Seitenhafenbrücke (4).....	15
Abbildung 10-3: Längsschnitt Seitenhafenbrücke ©PCD-ZT-GmbH (5) .....	16
Abbildung 10-4: Ansicht alte Perschlingbrücke (6).....	17
Abbildung 10-5: Ansicht neu gestaltete Perschlingbrücke (6).....	17
Abbildung 10-6: Längsschnitt Perschlingbrücke (6) .....	19
Abbildung 11-1: Bohrpfähle (7).....	20
Abbildung 11-2: Darstellung eines gebetteten Stabes um 90° verdreht (links ist unten) .....	21
Abbildung 11-3: Model mit zweireihiger Pfahlgründung (links) und einreihiger Pfahlgründung .....	21
Abbildung 11-4: Stabwerksmodel mit Knicken in der Stabachse der 4-feldrigen semiintegralen Brücke.....	22
Abbildung 11-5: Querschnitt "Klein".....	23
Abbildung 11-6:Querschnitt "Klein" .....	24
Abbildung 11-7: Querschnitt Lafnitztalbrücke mit Randbalken (7) .....	24
Abbildung 11-8: Skizze Randbalken für Rechenmodel .....	25
Abbildung 11-9: Bild 6.1 - Korrelation zwischen minimaler/maximaler Außenlufttemperatur ( $T_{\min}/T_{\max}$ ) und minimalen/maximalen konstanten Temperaturteilen der Brücke ( $T_{e,\min}/T_{e,\max}$ ) (14) .....	30
Abbildung 11-10: LM1 – Belastung auf Brückenquerschnitt.....	31
Abbildung 11-11: Tabelle 4.2 - Lastmodell 1: charakteristische Werte (10).....	32
11-12ild 4.2a - Anwendung des Lastmodells 1 (10) .....	32
Abbildung 11-13: LM-1 – Auflagerreaktion Achslasten .....	33
Abbildung 11-14: LM-1 - Auflagerreaktion Flächenlast .....	33

Abbildung 11-15: Bild 4.3 - Lastmodell 2 (10) .....	34
Abbildung 11-16: LM-2 - Achslasten .....	34
Abbildung 11-17: LM-2 – Auflagerreaktion Achslasten .....	35
Abbildung 11-18: LM-3 - Achslasten .....	35
Abbildung 11-19: LM-3 – Auflagerreaktion Achslasten .....	35
Abbildung 11-20: 75% der Achslast Fahrspur 1 aus LM-1 .....	36
Abbildung 11-21: 75% der Auflagerreaktion der Achslast Fahrspur 1 aus LM-1 .....	36
Abbildung 11-22: 75% der Achslast Fahrspur 2 und 3 .....	37
Abbildung 11-23: 75% Auflagerreaktion der Achslasten Fahrspur 2 und 3 .....	37
Abbildung 11-24: Vereinfachtes System einer integralen Brücke .....	38
Abbildung 11-25: Einfachstes System zur Bestimmung des Schwindanteils .....	38
Abbildung 12-1: Bild 5.2-Definition von $l_0$ zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite (12) .....	39
Abbildung 12-2: Auszug aus der ÖNORM EN 1992-1-1 5.3.2.1 (3) .....	40
Abbildung 12-3: Bild 5.3 - Parameter der mitwirkenden Plattenbreite (12) .....	40
Abbildung 12-4: Berechnung von $b_{\text{eff}}$ für die 4-feldrige Brücke - Brücke 2 .....	41
Abbildung 12-5: Eingabe Tabellen Umlenkkräfte .....	43
Abbildung 12-6: Stabachse und Spanngliedführung .....	43
Abbildung 12-7: Umlenkkraft $U_p$ .....	44
Abbildung 12-8: Steigung des Spanngliedes .....	44
Abbildung 12-9: Umlenkkraft Wirkungsrichtung .....	45
Abbildung 12-10: Träger mit veränderlicher Höhe .....	45
Abbildung 12-11: Ergebnistabelle Umlenkkräfte .....	46
Abbildung 12-12: Eingangswerte- und Ergebnisblatt der Umlenkkraftberechnung .....	47
Abbildung 12-13: Eingabetabelle der Schnittgrößen .....	48
Abbildung 12-14: Eingangsdaten Spannungsberechnung .....	49
Abbildung 12-15: Spannungsberechnung oberer und unterer Querschnittsrand .....	49
Abbildung 12-16: Dekompressionsnachweis – nicht erfüllt .....	50

Abbildung 12-17: Querschnitt 6 – Versagen Teil 1 .....	51
Abbildung 12-18: Querschnitt 6 – Versagen Teil 2 .....	52
Abbildung 13-1: Bereich der Spanngliedvariation Kol 1-7 .....	55
Abbildung 13-2: Bereich der Spanngliedvariation Kol 8.....	55
Abbildung 13-3: Systemskizzen der Spanngliedvarianten Kol 1-4 .....	56
Abbildung 13-4: Momentenverläufe zufolge der Spanngliedvariationen Kol 1-4 und Variante K.....	57
Abbildung 13-5: Möglicher Einbau zusätzlicher Spannglieder im Plattenbalkensteg (Grundriss) .....	58
Abbildung 13-6: Spanngliedführung Kol 5 [A] .....	59
Abbildung 13-7: Momentenverläufe zufolge der Spanngliedvariationen Kol 5-8 und Variante K.....	60
Abbildung 14-1: Modell für $b_{\text{eff}}$ der Brücke 1.....	62
Abbildung 14-2: Berechnung $b_{\text{eff}}$ Brücke 1.....	63
Abbildung 14-3: 3-D Rechenmodell der Brücke 1 .....	64
Abbildung 14-4: Querschnittswerte Brücke 1.....	64
Abbildung 14-5: Stabwerksmodell Brücke 1 .....	65
Abbildung 14-6: 5.10.3 (2) Vorspannkraft nach dem Vorspannen (12) .....	66
Abbildung 14-7: Brücke 1 Bemessungsmomentenverlauf, $T=0$ .....	67
Abbildung 14-8: Brücke 1 Dekompressionsnachweis, $T=0$ .....	67
Abbildung 14-9: Brücke 1 Bemessungsmomentenverlauf, $T=\infty$ .....	68
Abbildung 14-10: Brücke 1 Dekompressionsnachweis, $T=\infty$ .....	68
Abbildung 15-1: Modell für $b_{\text{eff}}$ der Brücke 2.....	70
Abbildung 15-2: Berechnung $b_{\text{eff}}$ Brücke 2.....	71
Abbildung 15-3: 3D Rechenmodell der Brücke 2.....	71
Abbildung 15-4: Querschnittswerte Brücke 2.....	72
Abbildung 15-5: Stabwerksmodell Brücke 2 .....	72
Abbildung 15-6: Spanngliedführung linke Symmetriehälfte des Fahrbahnträgers der Brücke 2a .....	74

Abbildung 15-7: Spanngliedführung linke Symmetriehälfte des Fahrbahnträgers der Brücke 2b.....	74
Abbildung 15-8: Brücke 2a Bemessungsmomentenverlauf, $T=0$ .....	75
Abbildung 15-9: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a $T=0$ Teil 1.....	76
Abbildung 15-10: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a $T=0$ Teil 2.....	76
Abbildung 15-11: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a $T=0$ .....	77
Abbildung 15-12: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a $T=\infty$ .....	78
Abbildung 15-13: Auszug maßgebliche Kombination aus der Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 2a $T=\infty$ .....	78
Abbildung 15-14: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2a $T=\infty$ Teil 2.....	79
Abbildung 15-15: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf, $T=0_{\text{altes System}}$ .....	80
Abbildung 15-16: Randspannungen Querschnitte 12-16.....	80
Abbildung 15-17: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 2b $T=0_{\text{altes System}}$ Teil 2.....	81
Abbildung 15-18: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf, $T=0_{\text{neues System}}$ .....	81
Abbildung 15-19: Brücke 2b Bemessungsmomentenverlauf, $T=\infty$ .....	82
Abbildung 15-20: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2b $T=\infty_{\text{neues System}}$ .....	82
Abbildung 15-21: Nachweis des Querschnitt 20 - Brücke 2b $T=\infty_{\text{neues System}}$ .....	83
Abbildung 16-1: 3D Rechenmodell der Brücke 3.....	84
Abbildung 16-2: Modell für $b_{\text{eff}}$ der Brücke 3.....	85
Abbildung 16-3: Berechnung $b_{\text{eff}}$ der Brücke 3.....	85
Abbildung 16-4: 2D Stabwerksmodell Brücke 3.....	86
Abbildung 16-5: Brücke 3 Bemessungsmomentenverlauf, $T=0$ .....	88
Abbildung 16-6: Brücke 3 Dekompressionsnachweis, $T=0$ .....	88
Abbildung 16-7: Brücke 3 Bemessungsmomentenverlauf, $T=\infty$ .....	89
Abbildung 16-8: Brücke 3 Dekompressionsnachweis, $T=\infty$ .....	89
Abbildung 17-1: 3D Rechenmodell der Brücke 4.....	91
Abbildung 17-2: Rechenmodell $b_{\text{eff}}$ Brücke 4.....	92
Abbildung 17-3: Berechnung $b_{\text{eff}}$ Brücke 4.....	92
Abbildung 17-4: 2D Stabwerksmodell Brücke 4.....	93

Abbildung 17-5: Spanngliedführung Brücke 4 .....	94
Abbildung 17-6: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a $T=0$ .....	96
Abbildung 17-7: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 4a $T=0$ .....	97
Abbildung 17-8: Tabelle Dekompressionsnachweis Brücke 4a $T=\infty$ .....	98
Abbildung 17-9: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a $T=\infty$ Teil 1 .....	98
Abbildung 17-10: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4a $T=\infty$ Teil 2.....	99
Abbildung 17-11: Momentenverlauf Brücke 4b $T=0_{\text{altes System}}$ .....	99
Abbildung 17-12: Dekompressionsnachweis Brücke 4b $T=0_{\text{neues System}}$ .....	100
Abbildung 17-13: Nachweis des Querschnitt 14 - Brücke 4b $T=\infty$ .....	101

## 20 Literaturverzeichnis

1. **Jörg Schlaich, Thomas Fackler, Matthias Weißbach, Viktor Schmitt, Christian Ommert, Steffen Marx, Ludolf Krontal.** *Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken.* Peine : Fischer Druck GmbH, Dezember 2008.
2. **"Brückenbau", Arbeitsgruppe und Planungsgrundlagen", Arbeitsausschuss "Entwurfs- und.** *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken RVS 15.02.xx.* s.l. : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr.
3. 3D-Simulation: DB AG. *Vekehrsprojekt der Deutschen Einheit 8.* [http://www.vde8.de/G-nsebach-Talbr-cke-----\\_site.site..html\\_dir.\\_nav.72\\_likecms.html](http://www.vde8.de/G-nsebach-Talbr-cke-----_site.site..html_dir._nav.72_likecms.html) : s.n.
4. **Architekten, Zeininger.** Wettbewerbsentwurf. *Seitenhafenbrücke ü. d. Donaukanal.* Firmenhomepage : s.n.
5. **Michael Kleiser, Gerals Foller, Georg Kolik, Stefan Spndlböck.** Seitenhafen Brücke Wien. *Brückenbau.* September 2010, S. 6 ff.
6. **Roman Geier, Sepp Klampfer, Slobodan Grbic.** Planung und Ausführung einer direkt befahrbaren integralen Brücke in Österreich. *Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 3.* 2010.
7. **Kollegger, Johann.** Planunterlagen zu S7.21 Brücke über die Lafnitz.
8. **BGG Consult.** Geotechnische Voraussage zur Fundierung. *S7 Fürstenfelder Schnellstraße Abschnitt West, Objekt S7.21, Brücke über die Lafnitz.* 2009.
9. **Austrian Standards Institute.** ÖNORM EN 1991-1-1 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. *Teil 1-1: Allgemeine Einwirkung - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.* 2011. 2011-09-01. EN 1991-1-1.
10. —. ÖNORM EN 1991-2 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. *Teil 2: Verkehrslasten Brücken.* 2004. 2004-08-01. EN 1991-2.
11. **Kollegger, Johann.** Statische Berechnung Überbau S7.21.
12. **Austrian Standards Institute.** ÖNORM EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* 2009. 2009-07-01. EN 1992-1-1.
13. —. ÖNORM B 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für Hochbauten; Nationale Festlegung...* 2007. 2007-02-01. B 1992-1-1.
14. —. ÖNORM EN 1991-1-5 Eurocode 1 - Einwirkung auf Tragwerke. *Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.* 2004. 2004-12-01. EN 1991-1-5.
15. —. ÖNORM B 1991-2 Eurocode 1 - Einwirkung auf Tragwerke. *Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegung...* 2011. 2011-04-15. B 1991-2.

16. **Ambro, Sebastian Zoran, et al.** Betonbau 2. *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2 nach EC 1992-1-1*. Wien : Johann Kollegger, 2009. II. Auflage.
17. **Sétra, Member of EOTA.** European Technical Approval No ETA-06/0006. *Zulassung Spannglieder - VSL*.
18. **Georg Schacht, Steffen Marx.** Unbewehrte Betongelenke - 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau. *Beton- und Stahlbetonbau 105 - Heft 9*. 2010.
19. **Marcus Schenkel, Arndt Goldack, Jörg Schlaich, Stefan Kraft.** Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt-Lepzig/Halle. *Beton- und Stahlbetonbau 105 - Heft 9*. 2010, S. 590 ff.
20. **Geier, DI Dr. Roman.** Integrale Brücken. [www.schimetta.at](http://www.schimetta.at) : Schimetta Consult ZT GmbH.
21. **D. Berger, C.-A. Graubner, E. Pelke, M. Zink.** Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau 99*. 2004, Bd. Heft 4.
22. **Bilfinger Berger.** Semi-integrale Brücken, Beispiele aus Kanada und Norwegen.
23. **Stefan Schiefer, Michael Fuchs, Bernd Brandt, Gerhard Maggauer, Andreas Egerer.** *Besonderheiten beim Entwurf semi-integraler Spannbetonbrücken*. s.l. : Ernst & Sohn, 2006. Sonderdruck.
24. **Smart Bridge Technology by FCP.** Smart Bridge Technology.
25. **Walthari Fuchs, Maximilian Fuchs, Vitus Danzl, Thomas Dannhorn.** *Vorgespannte integrale Brücken - Erfahrungen aus der PRAxis*.
26. **Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse-Schiene-Verkehr.** FSV-aktuell Strasse September 2008.
27. **Geier, DI Dr. Roman.** Integrale Brücken. s.l. : Schimetta Consult, Brückentagung 2009.
28. **Austrian Standards Institute.** ÖNORM EN 1992-2 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. 2007. 2007-09-01. EN 1992-2.
29. —. ÖNORM B 1992-2 Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. *Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Nationale Festlegung...* 2008. 2008-08-01. B 1992-2.
30. **Kollegger, Johann.** Statische Berechnung Widerlager und Gründung S7.21\_Achse 1.