

Diplomarbeit  
Master's Thesis

Alternativentwurf der Andelsbachtalbrücke  
nach dem Brückenklappverfahren

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom- Ingenieurs unter der Leitung von

o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann KOLLEGER, M.Eng

Dipl.-Ing. Susanne BLAIL

E212

Institut für Tragkonstruktion – Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Philipp EGGER

Matr.: 0527428

Custozzagasse 13/3, 1030 Wien

Wien, Juni 2008

.....

## Danksagung

Endlich Diplomingenieur...Was wäre dieser Titel wert, wenn ich Ihn nicht mit den vielen lieben Personen teilen könnte, die mich bis zu diesem Tag begleitet haben.

Ich möchte meinen größten Dank meinen Eltern aussprechen, die mir das Studium überhaupt ermöglichten und mich in jeder Lebenssituation unterstützten, sowie meiner Schwester Birgit und meinem Bruder Martin. Meine Eltern finanzierten mich nicht nur während meiner Studienzeit, sondern auch während der Ferien, um Ausflüge und Reisen zu unternehmen, die mich mein ganzes Leben prägen werden. Sie schickten mir meine so geliebten Südtiroler Spezialitäten rund um die Welt, damit ich mich immer ein wenig zuhause fühlte und mit Freunden eine „Marende“ schmausen konnte. Meine Familie ist das Rückgrat meines Lebens. Vielen herzlichen Dank.

Jede Begegnung im Leben ist Erfahrung, menschliche Erfahrung, Seelennahrung und Charakter..... Freunde aus Kindheit, Geschwister, kurz gekannte Menschen, Arbeitskollegen und Verwandte, alle sind Teil meiner Errungenschaft und ich möchte allen ganz herzlich danken.

Vor allem gebührt Dank meinen Freunden Philipp Tomasini, Luca Galvan, Thomas Pfaffstaller, Philipp Eheim, Benjamin Degasperi, Paul Mohr, Daniel Depellegrin, Marco David, Peter Eichner, Anna Carlini, Alex Mairunteregger, Patrizia Plangger, Reinhard Gamper, Barbara Leiss und Markus Steiner;

Meiner Freundin Nina geht auch ein besonderer Dank denn ich war in letzter Zeit nicht besonders oft für sie da und es brauchte einiges Verständnis um meine dauernde Abwesenheit und die leidende Pünktlichkeit zu tolerieren. Vielen Dank Kultra für deine Unterstützung in dieser schwierigen Zeit.

In der Zeit auf der TU Wien lernte ich viele nette Leute und Freunde kennen denen ich danken möchte. In den letzten Monaten durfte ich die ausgezeichnete Betreuung des Instituts für Betonbau unter der Leitung von o.Univ.Prof. Dipl.Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng genießen. Auch in hektischen Momenten war er zu jeder Stunde hilfsbereit und versuchte mir mit seiner Freude am Lehren und Forschen, Sachverhalte zu vermitteln. Er hat mir die Freude am Studium wieder gegeben, die ich teils verloren hatte. Mein Dank geht auch an Dipl.Ing. Susanne Blail, die rund um die Uhr Fragen beantwortete und mir half der Diplomarbeit den Feinschliff zu verpassen. Ich möchte mich beim gesamten Personal des Institutes bedanken für die beispielhafte Betreuung von Studenten, von technischer wie auch menschlicher Seite.

Bei dieser Gelegenheit möchte mich bei vielen anderen Personen auch noch bedanken, die ich im Eifer des Gefechts vergessen habe.

## **Kurzfassung**

In der Forschung neuer Brückenbauverfahren braucht es immer Wille und Mut, um diese zu entwickeln und umzusetzen. Die Aufgabe dieser Diplomarbeit ist es einen Alternativentwurf nach dem Brückenklappverfahren für die Andelsbachtalbrücke zu schaffen, um zu zeigen, dass diese eine sehr konkurrenzfähige Bauweise zum Freivorbau ist. Es wurde die Freivorbau-Spannbetonbrücke des Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und Partner mit dem Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode verglichen. Für das sechsfeldrige Tragwerk mit Spannweiten bis zu 100m mussten zwei verschiedene Druckstrebenverfahren angewendet werden, eine Methode für die hohen Pfeiler in der Mitte der Brücke und eine für die Randfelder mit den niedrigen Pfeilern. Bei beiden Verfahren werden die Pfeiler, Druckstreben und Träger vertikal mit einer Kletterschalung gebaut, um später die Träger mit dem Einsatz von Hebetechniken in die horizontale Lage zu klappen. Dank der verkürzten Feldweiten durch die Druckstreben, können kleinere Querschnitte für den Überbau verwendet werden, die das Eigengewicht und damit die Betonmassen reduzieren. Der wesentliche wirtschaftliche Vorteil dieses Verfahrens liegt in der schnellen vertikalen Bauweise der Brücke und den erheblichen Einsparungen der Massen.

## **Abstract**

Will and courage are needed while developing and applying new bridge construction methods. The issue of this Master Thesis is an alternative conceptual design for the Andelsbachtal bridge by using the balanced lift method to show that this construction procedure is competitive to the balanced cantilever method. The prestressed concrete bridge of the consulting engineers Leonhardt, Andrä and Partner was compared with a design according to the balanced lift method. The six-span structure of the bridge with span length up to 100 m is applied to two different balanced lift techniques, one for the high piers in the center of the frame and the other for the low piers in the border fields. In both systems the pier, bridge girders and compression struts are constructed in a vertical way with self-climbing formwork. The bridge girders are rotated in to a horizontal position by using heavy lifting techniques. Due to the reduced span length, through the compression struts, smaller cross sections for the girders can be used, which decrease the dead load and amount of construction materials. The substantial economic benefit of this method is the fast construction style and the significant material savings.

## Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1	Geschichte des Brückenbaues.....	1
1.1	Urbrücken .....	2
1.2	Brücken der Antike .....	4
1.3	Brückenbau im Mittelalter .....	6
1.4	Das Zeitalter der Renaissance .....	7
1.5	Zeitalter der Aufklärung .....	10
1.6	Eisenbahnbrücken .....	11
1.7	Das goldene Zeitalter der Brückenbaukunst.....	12
1.8	Neue Fachwerksysteme aus Amerika.....	13
1.9	Die industrielle Revolution.....	14
1.10	Das Zeitalter des Betons .....	17
Kapitel 2	Die Andelsbachtalbrücke.....	23
2.1	Sondervorschlag Leonhardt, Andrä und Partner .....	25
2.2	Brückenklappverfahren .....	27
2.2.1	Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode .....	29
2.2.2	Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode mit Hilfspfeilern .....	43
2.2.3	Dreidimensionale Ansichten der Andelsbachtalbrücke.....	54
Kapitel 3	Berechnung der Andelsbachtalbrücke.....	56
3.1	Sofistik.....	56
3.2	Statisches System .....	56
3.2.1	Druckstrebenanschluss .....	56
3.2.2	Einflusslinie .....	57
3.3	Lastannahmen .....	58

3.3.1	Eigenlasten:.....	58
3.3.2	Ausbaulasten .....	58
3.3.3	Verkehrslasten.....	58
3.3.4	Temperatureinwirkungen.....	61
3.3.5	Windlasten .....	61
3.3.6	Vorspannung .....	62
3.3.7	Kriechen und Schwinden.....	64
3.4	Kontrolle der Lastannahmen und des Statikprogramms.....	64
3.5	Schnittgrößen .....	67
3.6	Gebrauchstauglichkeitsnachweis .....	80
3.6.1	Betonrandspannungen $\sigma_c$ unter der seltenen Einwirkungskombination	80
3.6.2	Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht- häufigen Einwirkungskombination: .....	80
3.6.3	Begrenzung der Stahlspannungen .....	80
3.7	Tragfähigkeitsnachweis .....	81
3.8	Hertz´sche Pressungen in den Druckstreben .....	83
Kapitel 4 Vergleich der Bauverfahren.....		85
4.1	Vergleich der Schnittkräfte .....	85
4.2	Massenvergleich.....	86
4.2.1	Abschätzung der Baumassen nach Menn .....	87
4.3	Variante mit Kastenkernquerschnitt.....	89
Abbildungsverzeichnis .....		91
Literaturverzeichnis .....		94

## **Kapitel 1**

### **Geschichte des Brückenbaues**

In den folgenden Seiten möchte ich kurz die Entwicklung des Brückenbaues behandeln und die Epochen anführen, wobei ich mich vorwiegend auf Europa beschränke.

Die Grundmaterialien für den Brückenbau waren und sind Holz, Stein, Stahl und Beton. Vereinzelt wurden und werden auch Aluminium und gebrannte Lehmziegel verwendet.

Holz ist ein sehr leistungsfähiges Konstruktionsmaterial. Bauteile aus Holz sind von Natur aus stabförmig und können in Faserrichtung verhältnismäßig große Zug- und Druckkräfte aufnehmen. Holz ist zudem bei hoher Festigkeit relativ leicht, weshalb es für spannenweitenüberbrückende Tragwerke sehr geeignet ist. Holz ist ein sehr bearbeitungsfreundliches Material und ist fast überall auf der Erde vorhanden.

Die erste Brücke war zweifellos eine Holzbrücke. Ein gelegter Baumstamm sicherte den Übergang über einen Abgrund oder einen Fluss. Vom Altertum bis in die Neuzeit waren die Grundsysteme aller leichten Brückentragwerke in Holz, denn der Stahlbrückenbau erfolgte erst im 19. Jahrhundert. Hervorzuheben ist, dass der Stahlbrückenbau die Systeme des Holzbrückenbaues aufgegriffen und weiterentwickelt hat.

Will man eine systematische Abfolge des Brückenbaues im Laufe der Geschichte aufzeigen, so kann man folgende Epochen hervorheben.

## 1.1 Urbrücken

Die einfachste Form einer spannweitenüberbrückenden Konstruktion ist das Legen eines Baumstammes über einen Fluss oder einen Abgrund. Da ein einzelner Baumstamm eher schmal, kurz und nicht steif genug war, wurde der Brückensteg verstärkt, in dem man mehrere Baumstämme über und nebeneinander legte. Die maximale Spannweite lag bei zehn Metern. Später wurden Zwischenstützen eingebaut und somit war die erste Balkenbrücke geschaffen (siehe Abb. 1.1).



Abbildung 1.1 Urbrücke

Um die Tragkraft zu erhöhen und die Spannweite zu vergrößern baute man wohl von den Pfeilern und Widerlagern aus schräge Streben ein. Aus solchen Streben, Kopfbänder genannt, entwickelten sich kontinuierliche Verstrebrungen. Solche Sprengwerke erhöhten die Tragkraft zum Unterschied zu einem reinen Balken, da die Last nicht nur über Biegung sondern auch über Druck abgetragen wird (siehe Abb. 1.2).



Abbildung 1.2 Sprengwerk

Das Hängewerk entstand, indem man die Sprengwerke über die Brückenfläche stellte und diese davon abhängte. Die Last wird somit über in Dreieckverbänden angeordnete Zug- und Druckstäbe abgeleitet (siehe Abb. 1.3).

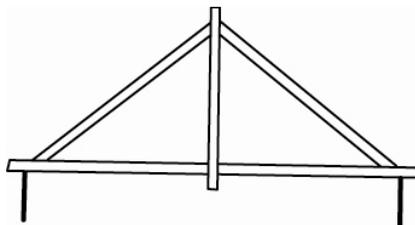


Abbildung 1.3 Hängewerk

Wenn man die Sprengwerke in Brückenlängsrichtung durch weitere Druckstäbe verlängert, so ergibt sich dem Kräfteverlauf folgend ein polygonaler Bogen und das Prinzip der Lastabtragung über Druckbogen ist geschaffen (siehe Abb 1.4).

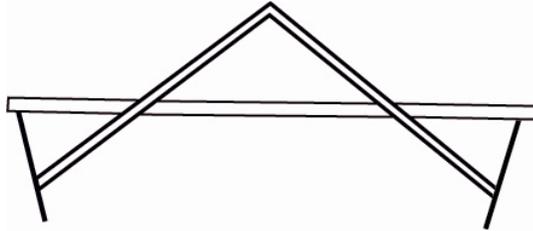


Abbildung 1.4 Polygonaler Druckbogen

Man geht davon aus, dass der Gewölbebau aus Stein aus dem Holzbau hervorgegangen ist. Der Gewölbebogen mit Keilsteinen hat sich aus dem archaischen „falschen Gewölbe“ mit Kragsteinen entwickelt (Dietrich, 1998). Im alten Ägypten gab es schon Keilsteingewölbe für Räume. Aus dieser Kultur sind aber keine Brücken mit Keilsteingewölbe nachgewiesen worden.

Das Prinzip des Kragtragwerkes finden wir als Urform bei Holzbrücken, bei den sogenannten Auslegerbrücken. An den Widerlagern oder Pfeilern werden stufenweise immer weiter auskragende Balken übereinander gestapelt, bis von beiden Seiten vorstehende Konsolen entstehen, auf denen dann ein Mittelträger aufliegt. So werden größere Spannweiten überbrückt (siehe Abb. 1.5).

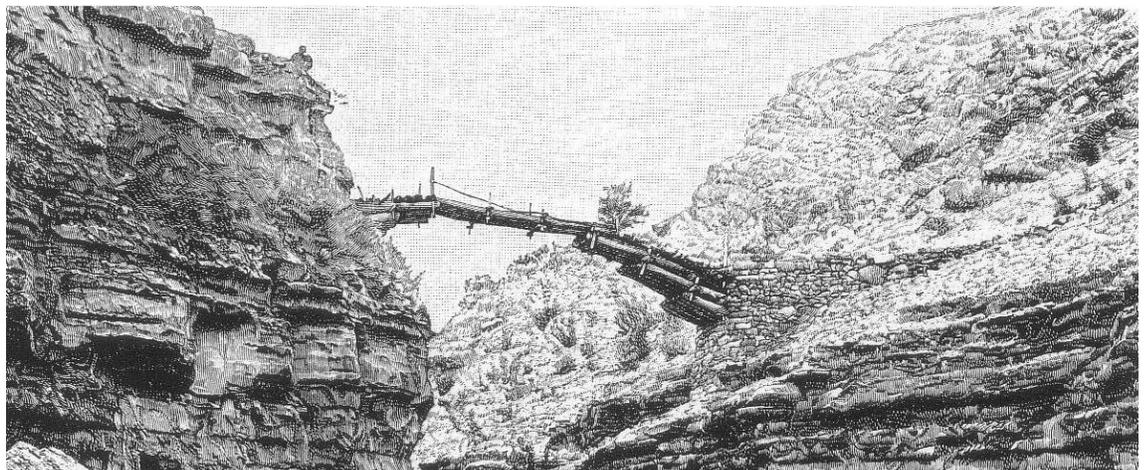


Abbildung 1.5 Auslegerbrücke (Dietrich, 1998)

In Urzeiten wurden schon Hängebrücken gebaut, sobald man gelernt hatte, aus Holzfasern, Gräsern oder Bambus feste Seile zu flechten. Die Hängebrücken waren aber fragil und wackelig und für größere Lasten nicht geeignet.

Frühzeitig kannte man schon das Prinzip der Schrägseil-Hängebrücke, womit man vom Ufer aus an Bäumen oder Stämmen mittels Seil die eigentlichen Brückenbalken abhängte (siehe Abb. 1.6).

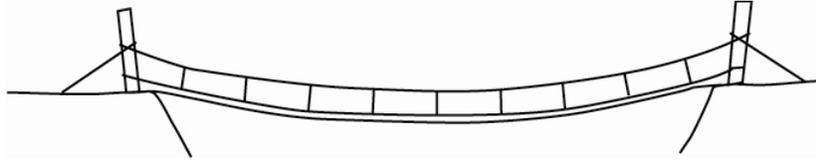


Abbildung 1.6 Hängebrücke

Erst in neuester Zeit wurden einige Urbrücken weiterentwickelt. Die Vorteile zugbeanspruchter Konstruktionen sind somit lange unbeachtet geblieben.

## 1.2 Brücken der Antike

Die Brücke des Nebukadnezar (700 v.Chr.) über den Euphrat im alten Babylon ist die erste bekannte feste Großbrücke. Es war eine einfache Balkenbrücke aus Palmenholz auf 6 steinernen Pfeilern mit schiff förmigem Querschnitt. Sie war zwischen den Brückenköpfen 123 Meter lang und hatte eine Breite von 9 Metern. Die Spannweiten zwischen den Pfeilern betragen von 9 bis 18 Meter.

Die Griechen und die Etrusker errichteten vermutlich die ersten Steinbrücken mit Keilsteingewölben. Die Griechen legten großen Wert auf die Baukunst. Sie nannten die Baumeister „Architekton“, Urschöpfer und die Architektur war für sie Kunst. Technische Entwicklungen hingegen waren nicht ihre Sache. Sie vollbrachten aber Höchstleistungen auf dem baukünstlerischen Sektor und kamen ohne Gewölbe aus. Die Technik war hingegen bei den Römern sehr ausgeprägt, die zur Erlangung und Sicherung der Weltherrschaft technischer Errungenschaften bedurften. Straßenverbindungen im Großreich waren die Voraussetzung.

Die Römer schufen steinerne Monumente der Brückenbaukunst, von denen noch nach 2.000 Jahren viele erhalten sind. Diese Brücken sind aus behauenen Steinen ohne Mörtel zusammengefügt. Die Römer beschränkten sich auf halbkreisförmige Gewölbebögen, manchmal führte man diese sogar im Vollkreis unterirdisch weiter.

In der römischen Architektur war der halbkreisförmige Bogen das zentrale Motiv, in der griechischen Architektur waren es die Säulen.

Der gigantische Pont du Gard bei Nîmes (unter Kaiser Agrippa um 19 v. Chr.) ist die monumentalste heute noch erhaltene Steinbrücke der römischen Antike, eigentlich ein Aquädukt mit einer Länge von 270 m, einer Höhe von fast 50 m und einer Spannweite von 24 m. Die heutige Engelsbrücke ist die vollendete der römischen Steinbrücken, auch Pons Aelius Hadrianus genannt (136 n. Chr.).

Das Aquädukt von Segovia (siehe Abb. 1.7) ist eine überschlank, ausgemagerte Bogengallerie aus Stein ohne Mörtel (100 n. Chr.). Sie ist 700 m lang, fast 40 m hoch, an der Basis nur 2,5 m breit und seit 2000 Jahren noch standfest.

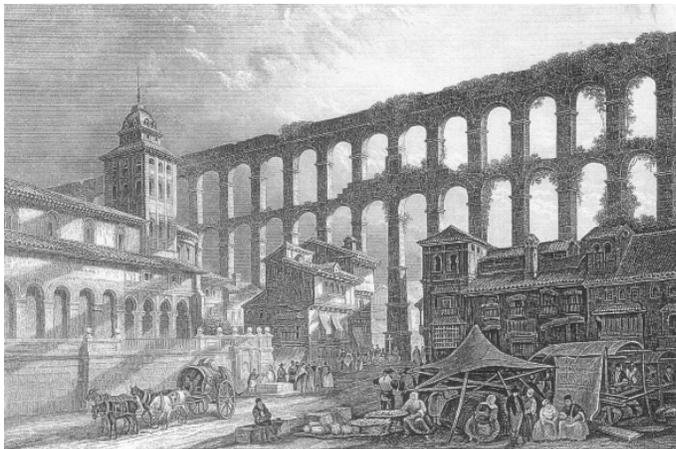


Abbildung 1.7 Aquädukt von Segovia (Dietrich, 1998)

Die Römer waren nicht nur große Meister im Steinbrückenbau, sondern auch im Holzbrückenbau. Die meisten Brücken der Römerzeit waren aus Holz. Sie sind aber wegen ihrer geringen Haltbarkeit heute nicht mehr vorhanden.

Auf der Trajanssäule in Rom befindet sich ein Abbild der fast 1000 m langen Holzbrücke über der Donau in Dalmatien (heutiges Rumänien) (siehe Abb. 1.8).

Sie wurde unter Kaiser Trajan vom Baumeister Apollodorus von Milet um 105 n. Chr. erbaut. Die 21 hölzernen Jochbögen überspannten stolze 32 m. Die Stabwerksbögen stützten sich auf steinerne Pfeiler, die auf hölzernen Pfahlgründungen standen.

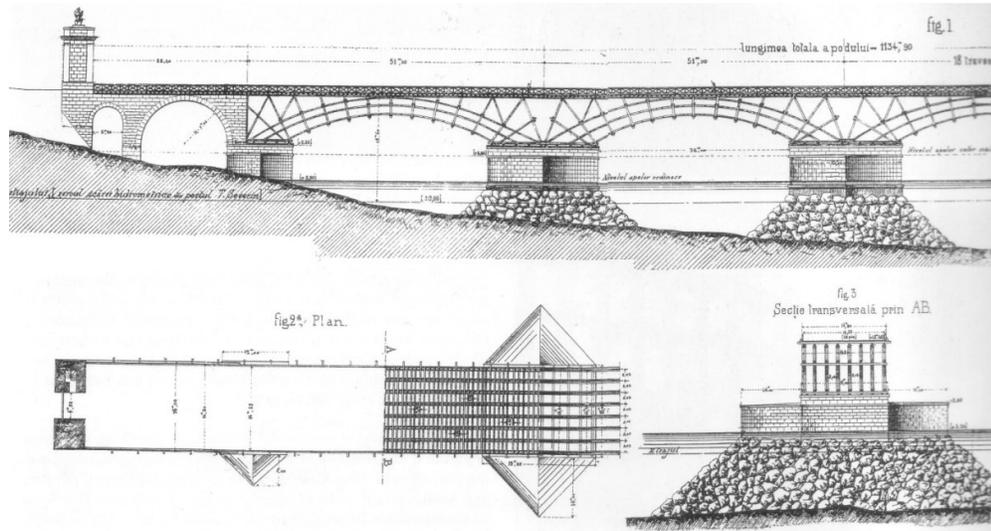


Abbildung 1.8 römisch antike Holzbrücke (Dietrich, 1998)

Ähnliche Brückenkonstruktionen aus Holz fanden sich im ganzen Römerreich, so wie die Rheinbrücke vor Köln, die Konstantin der Große Anfang des 4. Jhdts n. Chr. errichten ließ.

### 1.3 Brückenbau im Mittelalter

Mit den kriegerischen Auseinandersetzungen während der Völkerwanderung gingen viel Wissen und auch viele Bauten verloren. Erst im Hochmittelalter kam der Brückenbau wieder in Schwung. Handel und Gewerbe in den Städten erforderten gute Infrastrukturen und somit auch Brücken. Die steinerne Brücke von Avignon aus dem 12. Jhdts, die leider nicht mehr vollständig vorhanden ist, gilt als Beispiel mittelalterlicher Brückenbaukunst. Sie war 900 m lang, hatte 23 Öffnungen mit 30 m weit gespannten Segmentbögen.

Während sich in der Gotik bei den Kathedralen und Häusern die für die Zeit charakteristischen Spitzbogengewölbe durchsetzten, wurden bei den Brücken

weithin die Rundbögen bevorzugt. Die Regensburger Donaubrücken von 1146 und die Prager Karlsbrücke von 1357 weisen keine Spitzbögen auf.

Der berühmte Ponte Vecchio in Florenz aus dem Jahre 1345 weist wie die übrigen sogenannten lebenden Brücken der damaligen Zeit flach gespannte Kreissegmentgewölbe auf. Viele der städtischen Brücken waren mit Häusern und Läden überbaut und stellten somit eine strukturelle Verbindung zwischen den Stadtteilen her. Die alte „Londonbridge“ aus dem Jahre 1177 war eine der berühmtesten lebenden Brücken, wurde aber im Jahre 1823 abgetragen und durch eine neue ersetzt, die wiederum 1972 abgerissen und durch einen wenig attraktiven Betonbau ersetzt wurde. Die 1972 abgebrochene Brücke hatte ein reicher Amerikaner Stein für Stein abrechen und nach Arizona bringen lassen, wo sie wieder aufgebaut wurde.

Zur Zeit der Gotik wurde auch viel mit Holz gearbeitet. Es entstanden die sogenannten „eingehausten Holzbrücken“. Die Einhausung garantierte eine lange Lebensdauer, so gibt es in der Schweiz noch solche alte eingehauste Brücken. In Anlehnung an das Balkenwerk der Dachstühle von Kathedralen wurden komplizierte Spreng- und Hängewerke konstruiert, welche in den Wänden des Brückenhauses lagen. Durch die Nutzung der Wandhöhe als statische Höhe, konnten weit gespannte Brücken verwirklicht werden. Allerdings war man noch nicht in der Lage eine systematische Theorie der Tragwerke zu erstellen. Man baute auf Erfahrungswissen und schöpferischer Intuition. Die wissenschaftliche Grundlage der Statik begann erst im 19. Jahrhundert.

#### **1.4 Das Zeitalter der Renaissance**

Das Zeitalter der Renaissance war geprägt von Vorbildern der Antike und von der Suche nach neuem Wissen. Begünstigt wurde diese Bewegung durch die Erfindung des Buchdruckes, wodurch das abendländische Wissen weiten Kreisen zugänglich wurde, durch die Abkehr vom theozentrischen Kosmos des Mittelalters und durch das Eintreten in eine anthropozentrische, perspektivische Weltansicht.

Die bekanntesten Brückenplaner und Bauer dieser Epoche waren Filippo Brunelleschi, Michelangelo Buonarotti, Leonardo da Vinci, Andrea Palladio, Galileo Galilei und Faustus Verantius.

Filippo Brunelleschi (1376-1446) Goldschmied, Bildhauer und Architekt wurde mit seiner kühnen Kuppel über den Dom von Florenz berühmt. Er trat als Planer auf und erstellte maßstabähnliche Pläne als genaue Vorgabe für das zu errichtende Bauwerk. Die Konstruktion ist das Ergebnis planerischer Überlegungen. Michelangelo Buonarotti (1475-1564), der sich als Bildhauer, Maler und Dichter betätigte, gilt als Prototyp des neuzeitlichen Architekten. Er entwickelte eine neue Auffassung von Raum und Baukörper und ein neues dynamisches Konzept der baulichen Komposition. Hervorzuheben ist sein Projekt für die Kuppel von St. Peter in Rom und die vielen Brückenprojekte für Rom, Florenz, Venedig und Konstantinopel. Leonardo da Vinci (1492-1519) war Künstler, Wissenschaftler, Ingenieur und Architekt und befasste sich mit dem Wesen und dem Wirken der Kräfte in Baukonstruktionen. In seinen Skizzenbüchern finden sich Brückenkonstruktionen mit Schrägseilen, hölzerne Bogenbrücken und vieles mehr. Andrea Palladio (1508-1580) kann als der erfolgreichste Architekt aller Zeiten genannt werden. Die von ihm in Bassano del Grappa erbaute überdachte Brücke (1569) besteht heute noch. Sie ist recht einfach mit Sprengwerken konstruiert, gut gestaltet und passt harmonisch in die städtische Umgebung (siehe Abb. 1.9).

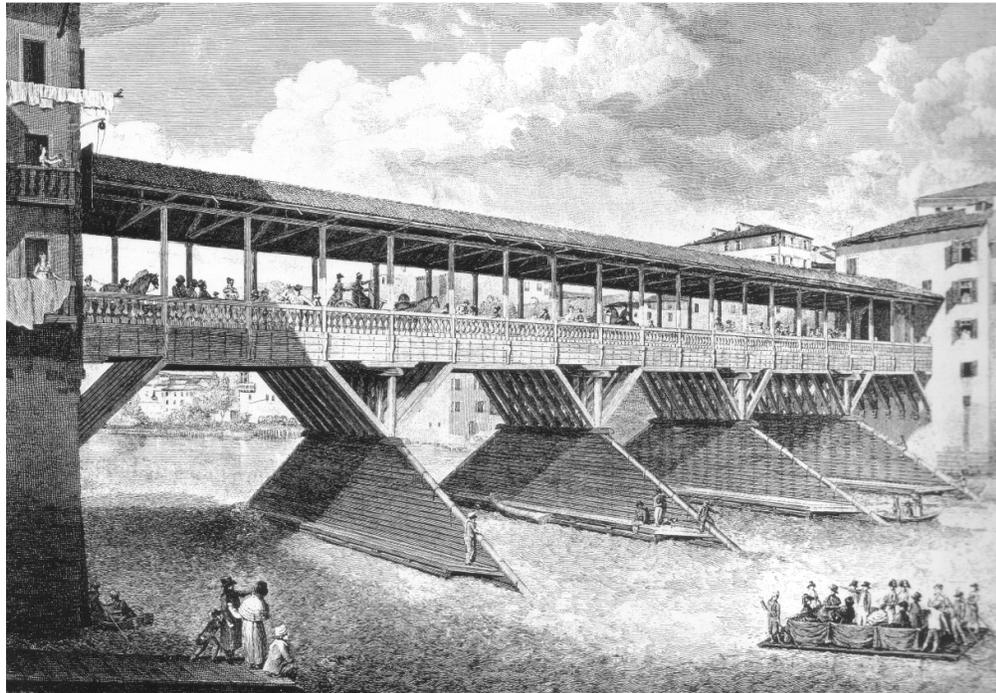


Abbildung 1.9 Brücke von Bassano (Dietrich, 1998)

Palladio verfasste vier Bücher zur Architektur. Darin zeigte er Pläne von Holzbrücken in regelrechter Fachwerkkonstruktion für große Spannweiten, weil er überzeugt war, dass mit diesem System größere Spannweiten überwindbar und Brücken ohne Pfeiler realisierbar sind. Galileo Galilei (1564-1642) wandte die bis dahin bekannten Gesetze der Mechanik auf die Bautechnik an und legte somit die Basis für die Wissenschaft der Statik. Faustus Verantius (1551-1617) aus Dalmatien war ein vielseitig gelehrter Mechanikus, Diplomat und Kirchenmann. Sein Buch „machinae novae“ zeichnete die damals bekannten Erfindungen, eine Art Typologie der Brückenbauwerke auf. Dadurch erfahren wir, dass wesentliche Tragwerksprinzipien schon damals bekannt waren wie Hängebögen, Druckbögen aus zusammengesetzten Balken, Stabbögen wie der in Zug- und Druckgurt ausgeglichene Linsenträger. Enthalten sind auch die Prinzipien der Hänge-Schrägseilbrücken.

In der Renaissance perfektionierte man vor allem den Brückenbau aus Stein mit immer weiter und flacher gespannten Bögen. Die Dreifaltigkeitsbrücke über den Arno in Florenz (1567) ist das hervorragendste Werk dieser Zeit, die vom Künstler und Baumeister Bartolomeo Ammanni errichtet wurde.

## 1.5 Zeitalter der Aufklärung

In Frankreich war es König Ludwig XIV (1638-1740), der mit seinem Schloss und den Gärten von Versailles neue Maßstäbe setzte und ein absolutistisches Herrschaftssystem errichtete. Der zentralistisch organisierte Staat benötigte aus politischen und wirtschaftlichen Gründen gute Straßen und Brücken.

Der Bau der Verkehrswege war Aufgabe der sogenannten „Genie-Offiziere“. Die Bezeichnung „Ingenieur“ führten schon früher die Erbauer von Befestigungsanlagen und Kriegsmaschinen, die direkten Vorfahren der Ingenieure waren aber die französischen „Genie-Offiziere“.

Der Leiter der ersten Ingenieurschule war Jean Rodolphe Perronet (1708-1794). Er hatte zum Ziel, den Schülern nicht nur eine solide Grundlage zu vermitteln. Er legte hohen Wert auf Präzision und Schönheit, wie aus seinen prachtvoll ausgestatteten Büchern entnommen werden kann. Die Seine-Brücke bei Neuilly, die leider nicht mehr besteht, war sein größtes Bauwerk. Im deutschsprachigen Raum kam es um dieselbe Zeit zu einem Bauboom im Holzbrückenbau, wirkliche Neuerungen gab es jedoch nicht. Die vom Schweizer Baumeister Hans Ulrich Grubenmann (1709-1783) errichtete Hänge-Sprengwerkbrücke über den Rhein in Schaffhausen (siehe Abb. 1.10) gilt als hervorragendes Beispiel jener Zeit.

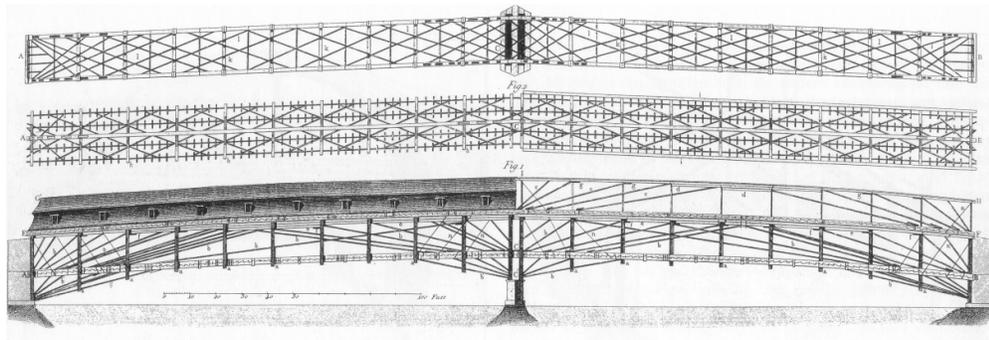


Abbildung 1.10 Hans Grubenmanns Rheinbrücke (Dietrich, 1998)

## 1.6 Eisenbahnbrücken

In Coalbrookdale in England wurde die erste eiserne Brücke gebaut (1779). Die Herstellung von Rohreisen mittels Steinkohle ermöglichte erst die Produktion von Eisen in großen Mengen zu günstigen Preisen. Der Architekt Thomas Pritchard aus Salisbury sah für die Brücke fünf parallele gusseiserne Stabwerkbogen mit 32 m Spannweite vor. Die Zapfen- und Pfeilverbindungen waren aus dem Holzbrückensystem abgeleitet, die Dimensionen der Gurtstäbe jedoch waren neu und von einmaliger Zierlichkeit. Der Prototyp der Eisenbrücken war geschaffen.

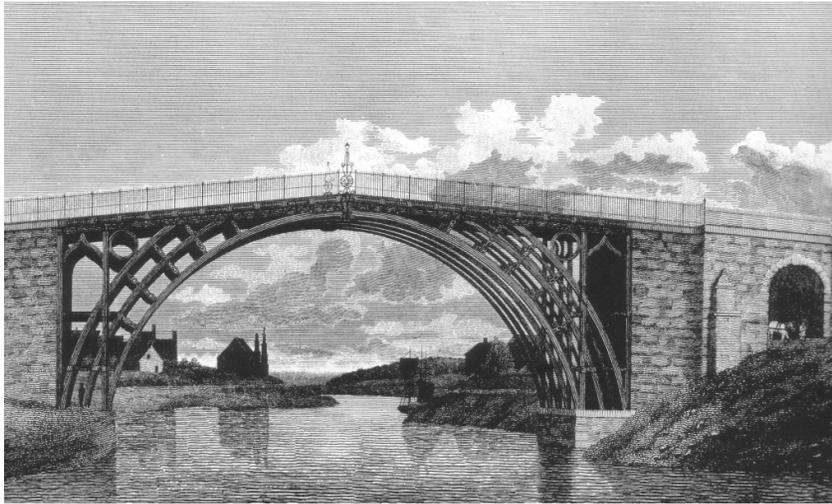


Abbildung 1.11 Erste eiserne Brücke-England (Dietrich, 1998)

Nun wurden zahlreiche Brücken gegossen und sogar bis nach Amerika verschifft. Über die Wear in Wearmouth bei Sunderland wurde eine gusseiserne Brücke mit einer Spannweite von 72 m gebaut (1996). Die erste gusseiserne und zugleich schönste Bogenbrücke war der Pont des Arts in Paris (1801-1803), die von Louis-Alexander de Cessart erbaut wurde (siehe Abb. 1.11). Die extrem filigranen Bögen mit je 17,3 m Spannweite ruhen auf sieben schlanken Pfeilern.

## 1.7 Das goldene Zeitalter der Brückenbaukunst

Das industrielle Zeitalter begünstigte die Entwicklung der Brückentragwerke in besonderer Weise. Es entstand ein wachsender Bedarf an Brücken, es entwickelten sich neue technische Möglichkeiten und es setzte die Berichtserstattung über die neuesten Errungenschaften auf diesem Sektor in Europa und Amerika ein. So entstand in Berlin die „Zeitschrift für das Bauwesen“, die regelmäßig und umfangreich über die neuesten Entwicklungen in der Welt berichtete und mit vielen Holzstichen, wie Konstruktions- Kupferstichen die Zeitschrift bereicherte.

Trotz des Baustoffes Eisen spielte das Holz immer noch die führende Rolle in der Entwicklung der Tragwerke. So baute Zimmermann Louis Wernwag eine gedeckte Holzbrücke (siehe Abb. 1.12) mit fachwerkartigem Tragwerk in den Wänden in Philadelphia mit 103 m Spannweite (Colossusbrücke genannt- 1912).

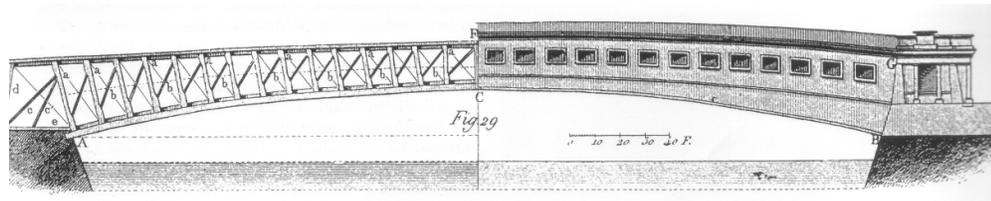


Abbildung 1.12 Colossusbrücke (Dietrich, 1998)

Eine Brücke mit 60 m weit gespanntem fachwerkversteiften Bogensehnenstragwerk baute Theodor Burr in Trenton. Hier wurde zum ersten Mal das später in Brückenbau viel verwendete Tragwerksystem, der Stabbogen, angewandt.

Der Baumeister Friedrich Arnold führte in seinem Buch „Die Lehre der Holzkonstruktion mit besonderer Rücksicht auf den Brückenbau“ erstmals den „unterspannten Träger“ an (1819). Mit diesem System, das auch heute noch viel verwendet wird, können wesentlich höhere Spannweiten überbrückt werden.

Bei den Brücken des königlich –bayrischen Generaldirektors Karl Friedrich Wiebeking (1762-1842) bestanden die tragenden Bogenbinder aus übereinander

geschichteten und miteinander verdübelten Balken, worauf die Brückentafel mit der Fahrbahn aufgeständert wurde. Damit konnte bei äußerst flacher Wölbung eine große Spannweite erreicht werden.

Das von Verantius bereits aufgezeigte Linsenträgersystem griff der Architekt Georg Friedrich Laves auf. Er konnte mit diesem System höchsteffiziente, leichte und materialsparende Träger herstellen. Auch die Eisenbahnpioniere Georg und Robert Stephenson verwendeten beim Bau der ersten Eisenbahnstrecke der Welt das Linsenträgersystem aus Gusseisen. Die Eisenbahn forcierte den Brückenbau, der vor allem schnell und kostengünstig zu erfolgen hatte, wobei als Baustoff das Holz sich lange Zeit bewährte.

## **1.8 Neue Fachwerksysteme aus Amerika**

In Amerika wurden die meisten der ersten Eisenbahnbrücken aus Holz gebaut. Der einfache Holzbrückentyp „Trestle Bridges“, war eine kurzgestützte gerüstartige Konstruktion aus standardisierten Balken, die von ungelernten Bauarbeitern schnell und kostengünstig zusammengesetzt werden konnten.

Während der Amerikaner Ithiel Town um 1820 einen sehr erfolgreichen Gitterfachwerkträger entwickelte, war es Colonel Stephen H. Long, der ein weitmaschiges Fachwerksystem aus gekreuzten und vertikalen Holzbalken erfand. William Howe aus Massachusetts baute auf ein standardisiertes Fachwerksystem mit gekreuzten Diagonalen aus Holz und vertikalen Stäben aus Schmiedeisen. Es entstand die Holz-Stahl-Verbundkonstruktion auch „Howe-Träger“ System genannt (1840).

Die Reinform des Fachwerksystems erfand der englische Kapitän Warren. Das Tragwerk war ein Strebenfachwerk mit nicht gekreuzten, sondern unter 60 Grad geneigten Stäben.

Der Eisenbahningenieur Albert Fink entwickelte ein extrem filigranes Tragwerksystem mit Zug- und Druckstäben aus Schweißeisen, das sogenannte

„Fink-Truss“ System. Die Eisenbahnbrücken erhielten damit eine unvorstellbare Leichtigkeit und Eleganz mit Spannweiten bis zu 60 m.

Isambard Kingdom Brunel, der Autodidakt war, verwendete für den Brückenbau Stein, Eisen und wegen der Wirtschaftlichkeit, Zweckmäßigkeit und leichter Verfügbarkeit vielfach Holz. Je nach Standortbestimmung verwendete er Spreng- und Hängewerke, Stabbögen, unterspannte Balken und Fachwerke und formte so immer kompliziertere und weiter gespannere Konstruktionen. Er setzte zum ersten Mal schichtverleimte Balken ein. Die „Great Western Railway“ gilt als berühmte, heute noch existierende Eisenbahnbrücke und als Glanzstück des englischen Eisenbahnbaues.

## 1.9 Die industrielle Revolution

Während die industriellen Revolutionäre nach neuen Techniken strebten, versuchten die Romantiker das verlorene Paradies zu verherrlichen.

Durch die Druckmedien, in denen kunst- und kulturgeschichtliche Forschungen aufgezeigt wurden, stand den Architekten und Bauherren erstmals in der Geschichte das ganze Spektrum der vergangenen Kulturen und Bauformen zur Verfügung.

Die Aufgabenteilung des Baumeisters in Architekt und Ingenieur wurde vollzogen, entsprechende Ingenieurschulen entstanden und im Brückenbau setzte sich das technisch orientierte Denken durch.

Einflussreich für diese Epoche war vor allem der königlich-bayrische Ingenieur Carl Culmann (1821-1881), der die Eisen- und Holzbrücken in England und Amerika studierte und neben mehreren Werken sein Hauptwerk „die graphische Statik“ hervorbrachte. Darin stellte er eine eigene Methode zur Ermittlung von Schnittkräften dar. In seinem Bericht über die hölzernen Brücken in Amerika verwies er auch auf das vom Amerikaner Remington angewandte neuartige Tragwerksystem, gemäß dem ein Band aus übereinandergeschichteten und

miteinander verbundenen Holzbrettern zwischen zwei Widerlagern aufgehängt und gespannt wird.

Der amerikanische Friedensrichter James Finley, der englische Schiffskapitän Samuel Brown, der Freiburger Emanuel Löscher, der Autodidakt Thomas Telford und der Schweizer General Guillaume Henri Dufour gaben neue Maßstäbe bei den zugbeanspruchten Hängebrücken vor. Es entstanden Kettenhängebrücken gemischt aus Holz, Gusseisen, Schweißeisen und Draht-Kabelbrücken.

Die vom Schweizer Joseph Chaley 1834 „Grand Pond Suspendu“ im schweizerischen Freiburg mit einer Länge von 273 m erbaute Drahtseilhängebrücke (siehe Abb. 1.13) wurde nach dem sogenannten „Luftspinnverfahren“, das C.S. Vicat erfand, gebaut.



Abbildung 1.13 Hängebrücke (Dietrich, 1998)

Der Deutsch- Amerikaner John Augustus Röbling perfektionierte das Luftspinnverfahren und errichtete ein eigenes Drahtseilbahnwerk. Er baute 1855 die gigantische 178 m weit gespannte Niagarabrücke und die alle Vorstellungen übersteigende Brooklyn Brücke in New York (1883). Sie war lange Zeit die

größte Brücke der Welt. Mit dieser Brücke war das Tor zum modernen Großbrückenbau mit Hängetragwerken geöffnet.

Die Hochblüte des Brückenzeitalters begann in den 50er-Jahren des 19. Jahrhunderts, bedingt durch die Errichtung von eigenen Brückenbauanstalten. Dadurch konnte die wachsende Nachfrage von Brücken mit rationalisierten und industrialisierten Methoden gefertigt werden. Großen Einfluss auf die Entwicklung hatte ebenfalls der Maschinenbau, der das Handwerkzeug und vor allem die zum Bau benötigte große Anzahl an Arbeitskräften ersetzte. In zentralen Werkstätten wurden die Brückenelemente maschinell hergestellt und an der Baustelle schnell und einfach montiert. Die industriellen Produktionsstätten verlangten aber immer höhere Investitionen und Kapital.

Die Deutsche Eisenwarenfabrikgesellschaft Harkort konnte mit einem Walzwerk im großen Stil Stahlbrücken vorfertigen. Die Herstellung von Baustahl konnte stets durch neue Verfahren verbessert werden und die ingenieurtechnische Wissenschaft schaffte neue Möglichkeiten für den Großbrückenbau. Die große Eisenbahnbrücke über die Isar bei Großhesselohe und jene über den Rhein bei Mainz mit vier Öffnungen von jeweils 104 m Spannweite (1865), die nach dem System eines Linsenträgers errichtet wurden (Ingenieur Heinrich Gerber, Ingenieur Friedrich August von Pauli), sind beeindruckende Zeugen der Brückenbautechnik jener Periode.

In Frankreich gründete Ingenieur Gustav Eiffel ein weltweit erfolgreiches Eisenbahnunternehmen und baute mit seinem Teilhaber Theophile Seyring (1877) die damals mit 160 m Spannweite größte Bogenbrücke der Welt, nämlich die Maria-Pia-Brücke über den Douro bei Porto. Eiffels berühmteste Brücke ist das Garabit Viadukt.

Ende des 19 Jhdts gab es auch einen neuen Anlauf für Auslegerbrücken. Heinrich Gerber gelang es die Zweckmäßigkeit dieser richtig zu erkennen und wissenschaftlich zu definieren. Als Beispiel dafür kann die Straßenbrücke über den Main bei Haßfurt von Heinrich Gerber (1867) und die gigantische

Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth in Schottland (siehe Abb. 1.14) nach den Plänen von Ing. Fowler und Baber (1889) genannt werden, die als die größte und bekannteste bezeichnet wird und zweimal stolze 125 m überspannte.

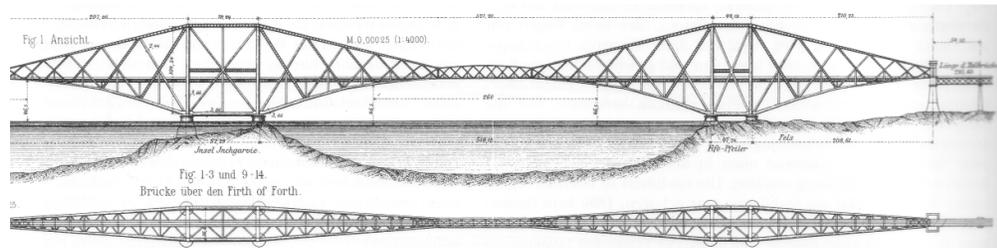


Abbildung 1.14 Firth-of-Forth-Brücke (Dietrich, 1998)

Zur Weltausstellung in Paris (1900) wurde der Pont Alexandre III, die größte und letzte gusseiserne Bogenbrücke der Welt mit einer Spannweite von 107,5m und 40 m Breite und schöner Dekoration eröffnet.

## 1.10 Das Zeitalter des Betons

Zu Beginn des 20. Jhdt. entwickelte sich der Stahlbeton als neuer Baustoff, der fortan die Bauwelt beherrschte. Dieser Baustoff schien dem neuen Zeitgeist des Materialismus zu entsprechen, Brücken wurden aus Beton erstellt, aber als reine Zweckbauten angesehen ohne großen Wert auf das Architektonische zu legen.

Der französische Gärtner Joseph Monier (1823-1906) erkannte, dass Stahleinlagen im Beton die Zugkräfte übernehmen und mit dem Beton einen festen Verbund eingehen. So erbaute er im Jahr 1875 im Schlosspark zu Chazelet des Marquis Tilier die erste Eisenbetonbrücke der Welt mit 16 m Spannweite.

Namhafte Konstrukteure leisteten bedeutende Beiträge zur Anwendung von Eisenbeton. So war es Francios Hennebique (1842-1921), der den Plattenbalken entwickelte und somit den Schlankheitsgrad der Brücken bedeutend steigern konnte. Die Risorgimentobrücke über dem Tiber (1911) wies bereits eine Schlankheit von Spannweite zu Pfeilhöhe von 1 / 10 auf (Blail, 2007).

Robert Maillart (1872-1940) verwendete ein Fachwerk als Rüstung für die Schalung und betonierte dieses mit ein. So konnte das Stahlgerüst auf das Gewicht des Konstruktionsbetons mit den hohen zulässigen Werten des Stahlbetons bemessen werden, während der Beton nur mehr Verkehrs- und Ausbaulasten zu ertragen hatte.

Das neue Material Stahlbeton verbreitete sich schnell auf der ganzen Welt. Mit Stahlbeton konnten größere Bogenspannweiten erzielt werden, als es mit Stein möglich war.

Bis zur Mitte des 20. Jhdts. waren Stahlbetonbalkenbrücken mit mittleren Brückenspannweiten vorherrschend. Eugene Freysinnet (1879-1953) beschäftigte sich ab 1928 mit dem vorgespannten Beton, womit größere Brückenspannweiten als mit Stahlbeton erzielt werden konnten. Die Allier-Brücke in Le Veudre, die eine 240 m lange Eisenbetonbrücke mit drei Dreigelenkbögen von einer Einzelspannweite von 72,5 m war, ist ein Zeugnis seiner schöpferischen Leistungen. Ein flaches Verhältnis Pfeilhöhe: Spannweite von 1:15 kennzeichnete den Bogen (Blail, 2007).

Um die Jahrhundertwende wusste man bereits, dass man Stahl vorspannen muss, um die Risse im Beton und unerwünschte Verformungen zu vermeiden. Vorgespannte Querschnitte weisen eine wesentlich höhere Steifigkeit als Stahlbetonquerschnitte auf. Die Anwendung der Vorspannung wirkt sich vorteilhaft auf die Dauerhaftigkeit der Tragwerke aus, ermöglicht eine minimale Bauhöhe, eine leichtere Einhaltung von Lichtraumprofilen und erfüllt ästhetische Ansprüche im höheren Masse.

Eugene Freysinnet gelang es durch den Einsatz von hochfesten Stählen und hochwertigen Beton die Einflüsse von Kriechen und Schwinden zu kontrollieren. Dem Stahl wurde bei entsprechender Vorspannung und Dehnung aufgezwungen, dass nach Kriechen und Schwinden noch genügend Dehnung und Vorspannkraft vorhanden war.

Maßgebend für den Brückenbau wurde jedoch die Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Die Kabel sind zunächst frei längsbeweglich, spannen sich gegen den bereits verhärteten Beton vor und werden erst anschließend mit der Konstruktion auf ihrer ganzen Länge verbunden. Die Spannglieder wurden durch die nachträglich aufgebraute Fahrbahndecke einbetoniert und waren so korrosionsgeschützt.

Der Spannbeton führte zu einer grundlegenden Veränderung der Situation im Brückenbau. Die hervorragenden deutschen Konstrukteure Fritz Leonhardt und Ulrich Finsterwalder verhalfen dem Spannbetonbrückenbau zu einer führenden Rolle.

Bei der modernen, in Bogen, Fahrbanträger und Stützen aufgelösten Bogenbrücke aus Stahlbeton wird die Stabilisierung gegen einseitige Lasten durch die kombinierte Biegesteifigkeit des Bogens und des Trägers erzielt. Ein dickerer Bogen ermöglicht dünnere Querschnitte der Träger, ein schmaler Bogen hingegen erfordert größere Trägerquerschnitte. Der vorgespannte Träger kann zugleich als steifer und flexibler Hohlkasten ausgebildet werden. Dieser Hohlkasten unter der Fahrbahn angebracht bildet ein eigenes Tragwerk.

Das von Christian Menn 1962 fertiggestellte Brückenpaar an der Südseite des Bernardino bei Misox mit einer Spannweite von 100 Meter übertraf alle seiner Vorbilder, auch jenes des Robert Maillart.

Die von Christian Menn konstruierte Rheinbrücke Reichenau stellt die erste Bogenbrücke mit teilweiser Vorspannung dar. Ein dünner Bogen braucht einen relativ dicken Träger, einen Versteifungsträger wie die Umkehrung der Stabbogenbrücke, die Hängebrücke. (siehe Abb. 1.15) Der Vorteil eines von Maillart und Menn verwendeten dünnen Stabbogens ist, dass der Aufwand für das Gerüst zum Herstellen des Bogens gering bleibt und gleichzeitig eine ihr Umfeld nicht belastende, sondern bereichernde neue Form entsteht (Blail, 2007).



Abbildung 1.15 Rheinbrücke Reichenau (Widmer, 2004)

„Denn was bleibt ist nicht die Abrechnungssumme, sondern die Brücke in ihrer Beziehung zur Zeit und zur Landschaft, in die sie hineingebaut wurde“, so ein Zitat von Christian Menn.

Die 1971/72 ausgeführte Mainbrücke Hoechst (D) gilt als die erste Schrägseilbrücke der Welt in Spannbetonausführung. Diese wurde unter Anwendung eines Vielseilsystems in Harfenform erbaut. Die Entwicklung geht eindeutig zu Systemen mit vielen Kabeln (siehe Abb. 1.16).



Abbildung 1.16 Beispiel Schrägseilbrücke (Gotsch, 2008)

Bei der von Santiago Calatrava erbauten Wettsteinbrücke (siehe Abb. 1.17) in der Schweiz (1988) kombiniert das Stabwerk schlanke Hauptstützbögen, die das Eigengewicht der Brücke tragen und durch ihre Ausschragung das Volumen der Brücke reduzieren. Ein flacher Fahrbahnquerschnitt mit zwei zur mittleren Fahrbahn auskragenden Gehbahnen entsteht. Streben führen nach oben zur Fahrbahnplatte aus Stahlbeton. Ähnlich dem Konzept von Robert Maillarts Projekten trennte auch Calatrava bei der Wettsteinbrücke die Wirkung des Tragbogens von den sekundären Trägern. Durch die Tetraederträger unterhalb der Fahrbahn wurde die Längssteifigkeit gewährleistet und die Einzellasten konnten sich somit gleichmäßig in den Stützlinien der Bögen ausbreiten.



Abbildung 1.17 Wettsteinbrücke Calatrava (Struder, 2003)

Die Wettsteinbrücke zeigt deutlichen Bezug zum mitteleuropäischen Brückenbau und erinnert auf Grund der Durchbildung aus Stahl an Wiener und vielleicht auch an Pariser Vorgänger.

## Kapitel 2

### Die Andelsbachtalbrücke

Das Andelsbachtal befindet sich in Baden Württemberg im Landkreis Sigmaringen, in der Mitte der Strecke zwischen Stuttgart und dem Bodensee. Der Andelsbach ist ein Nebenfluss der Ablach, die später bei Mengen in die Donau mündet (Wikipedia, 2008). Im Zuge des Neubaus der A98.7 Hochrhein Autobahn zwischen Weil am Rhein und Waldshut soll eine Überführung über das Andelsbachtal errichtet werden. Das Brückenbauwerk befindet sich in dem Bauabschnitt Murg -Laufenburg –Hauenstein von km 39+274 bis 39+824, somit einer Gesamtlänge von 550m, die durch ein sechsfeldiges Tragwerk überspannt werden.

In dieser Arbeit wird der Sondervorschlag der gevouteten Spannbetonbrücke (siehe Abb. 2.1) des Technischen Büros Leonhardt, Andrä und Partner für die Baufirma Züblin (Strabag) mit einem Alternativentwurf nach dem Brückenklappverfahren verglichen (siehe Abb. 2.1). Dabei sollen besonders die verschiedenen Bauverfahren betrachtet werden und die daraus resultierende Form mit den jeweiligen Massen.

Um einen besseren Vergleich zu bekommen wurde zuerst versucht so viel wie möglich von dem Sondervorschlag zu übernehmen. Die Trassenführung, Spannweiten der Felder, Fahrbahnbreite, Pfeilerdimensionen, Fundamentplatten und Unterbauten wurden für den Entwurf nach dem Brückenklappverfahren beibehalten. Die Massensparnis kommt aus den stark reduzierten Querschnittsabmessungen des Brückenträgers, die wiederum aus den verkürzten lichten Weiten abgeleitet wird. Die Achsen der Pfeiler haben in der Mitte einen

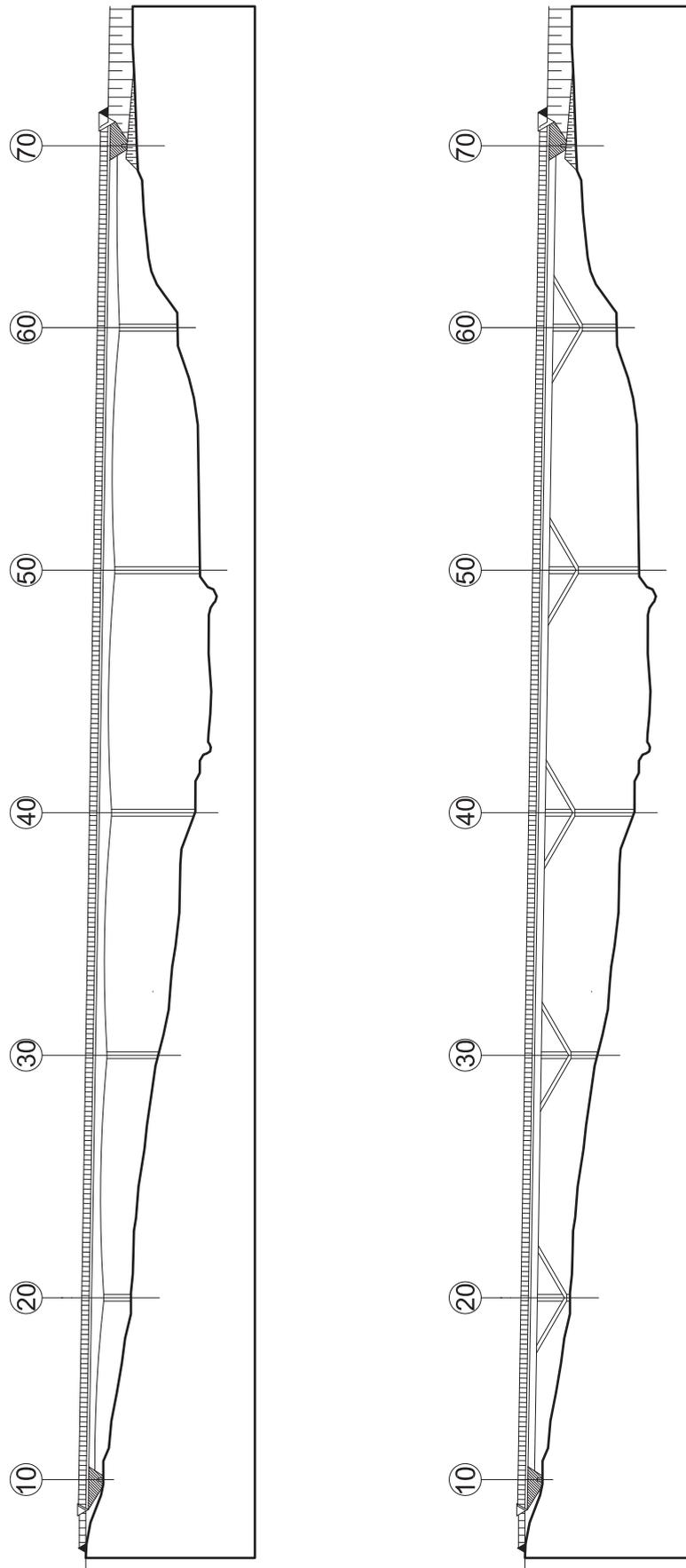


Abbildung 2.1 Ansicht der Andelsbachtalbrücke nach dem Verfahren des Freivorbaus und des Brückenklappens

Abstand von 100 Metern. Die Formgebung der Brücke nach dem Brückenklappverfahren reduziert die lichte Weite auf 55,3 m.

## 2.1 Sondervorschlag Leonhardt, Andrä und Partner

Die sechsfeldrige Spannbetonbrücke wurde nach der Deutschen Betonbaunorm DIN 1045 und dem Fachbericht DIN FB 102 ausgelegt. Der Sondervorschlag hat einen Hohlkastenquerschnitt, der mit Spanngliedern verstärkt ist. Die Konstruktionshöhen des gevouteten Trägers variieren von 3m in Feldmitte bis 5m über der Stütze. Die Kastenquerschnitte, die in Spannbeton Mischbauweise hergestellt werden, haben Spannglieder mit nachträglichem Verbund in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte des Querschnittes. Dazu werden noch sechs externe Spannglieder benötigt, die auf beiden Seiten gleichmäßig verteilt sind. *Die externen Spannglieder werden einmal in den Seitenfeldern, über den Stützen und einmal in den Innenfeldern umgelegt. An den Umlenkstellen in den Innenfeldern werden jeweils 2x1 externe Spannglieder durch Übergreifung gestoßen und somit die maximale zulässige Spanngliedlänge ( $l_{max} \sim 200m$ ) eingehalten. Im Stützbereich sind zusätzliche Zulagen aus externen Spanngliedern erforderlich. Der nachträgliche Einbau von 2x2 Vorspanngliedern ist berücksichtigt, wobei auch die Möglichkeit einer feldweisen Verstärkung gegeben ist* (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006).

Die schlaff bewehrte Fahrbahnplatte in Querrichtung hat im Stützbereich eine Dicke von 0,52 m, um am Anschnitt Fahrbahnplatte Steg die Grenzspannungen einzuhalten. Dabei wird diese Dicke auch für die Anzahl der Spannglieder im Verbund gebraucht, aber nur im Stützbereich, denn in Feldmitte sinkt die Fahrbahndicke auf 0,30 m ab, da auch dort weniger Spannglieder vorhanden sind und die Spannungen geringer sind. Die Stegdicke variiert zwischen 0,50 m im Bereich der Stützen und 0,40 m Feldbereich, während die Stegneigung über den gesamten Querschnitt konstant bleibt. Die Voutung des Brückenträgers hat an der Unterkante einen konstanten Radius von ca. 2300m. Die Dicke der Bodenplatte verändert sich je nach den statischen Erfordernissen von 1,50m im Innenstützenbereich auf 0,32m im Feldbereich.

Der Überbau stützt auf die Pfeiler, die unterschiedlich miteinander gekoppelt sind. Die Achsen 10, 20, 30, 60 und 70 sind mit Gleitlagern verbunden, während der Überbau in den Achsen 40 und 50 monolithisch, somit biegesteif gekoppelt ist. Die Lagerverhältnisse der Pfahlgründungen kann man als starr annehmen, es werden keine weiteren Setzungen erwartet. Diese vorteilhaften Eigenschaften sind aus dem geotechnischen Gutachten ersichtlich. Die Längskräfte des Überbaues werden durch die biegesteif gelagerten Achsen 40 und 50 auf den jeweils 2 Pfeilern verteilt eingeleitet, welche diese wiederum in die Pfeilergründungen ableiten. Je nach Auflagerreaktion werden die Pfähle in Anzahl und Dimension adaptiert und damit auch die Pfahlkopfplatte.

Die Herstellung der Spannbetonbrücke erfolgt im klassischen Freivorbau. Dieses Verfahren wurde von U. Finsterwalder entwickelt, der es 1950 bei der 62 m langen Spannbetonbrücke über die Lahn bei Balduinstein einsetzte. Die lehrgerüstlose Methode wird von einem Pfeiler aus hergestellt. Ein Vorbauwagen fährt auskragend von beiden Seiten des Pfeilers voran, bis er die Feldmitte erreicht. Der Vorbauwagen übernimmt die Schalung und Rüstung eines jeden Bauabschnittes, welcher nach dem Erhärten des Betons an den vorherigen Betonierabschnitt abgespannt wird. Während des Bauzustandes ist der Überbau ein Kragträger, der nach Finsterwalder die Form eines Hohlkastenquerschnittes haben sollte. Die Unterkante des Trägers sollte seine Höhe verändern, um entlang des Kragarmes einen linearen Zug- und Druckkräftefluss zu haben. Dadurch bleiben auch die Querkraftbeanspruchungen konstant, welche es ermöglichen die Stegbreite und dessen Bewehrung schlank zu halten. Besonders ist auf die Verformungen des Kragarmes nach jedem Bauabschnitt zu achten, denn in Feldmitte muss er mit dem gegenüberliegenden Kragarm zu einem Rahmentragwerk monolithisch kurzgeschlossen werden (Blail, 2007).

Der Überbau wird während der Herstellung durch jeweils 4 Stützen an den Pfahlkopfplatten lagegesichert. Die 75 Meter langen Seitenfelder können entweder nach der Freifeldmethode ausgeführt werden, wobei 20 m vor dem Endwiderlager eine Hilfsstütze eingesetzt wird, oder die Endfelder teils auf Lehrgerüst gebaut werden (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006).

## 2.2 Brückenklappverfahren

Das Brückenklappverfahren ist eine Weiterentwicklung des Bogenklappverfahrens. 1943 haben die Ingenieure, Breiffel, Gaston Le Marec und Medotte, das Lehrgerüst des Bogens der Bogenbrücke eingeklappt. Der erste der den Bogen einklappte war Riccardo Morandi bei der Lussia Fußgängerbrücke in Italien. Aufbauend auf diese Meister jener Zeit wurde das Brückenklappverfahren entwickelt.

Das Brückenklappverfahren ist für fast jede Art von Überbrückungen nutzbar. Es gibt verschiedene Methoden mit denen man Brücken über tiefe Täler sowie deren Vortal mit einer filigranen Tragstruktur erstellen kann. Nach den geografischen Gegebenheiten des Andelsbachtals ist das Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode von Vorteil gegenüber der Zugstrebenmethode, die ihre Stärken bei höheren Pfeilern und längeren Spannweiten hat. (siehe Abb. 2.2)

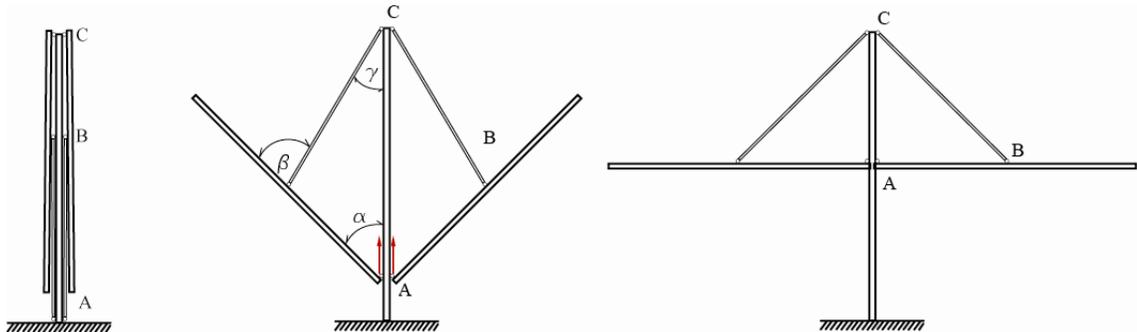


Abbildung 2.2 Brückenklappverfahren nach der Zugstrebenmethode

In der Mitte des Tales, bei Achse 40 und Achse 50, wird das einfache Druckstrebenverfahren angewendet (siehe Abb.2.3), während in den Achsen 20, 30, und 60 die Weiterentwicklung der Druckstrebenmethode, das Druckstrebenverfahren mit Hilfspfeiler, von Vorteil ist (siehe Abb. 2.4).

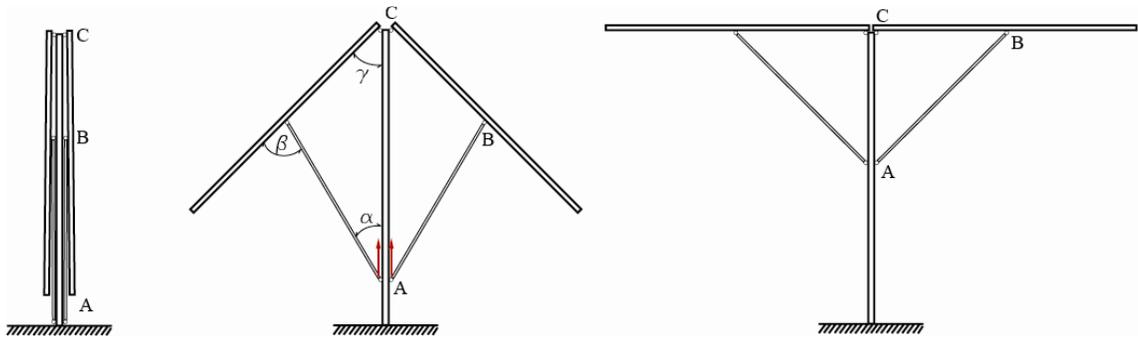


Abbildung 2.3 Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode (Balance lift method - a new bridge construction method, 2008)

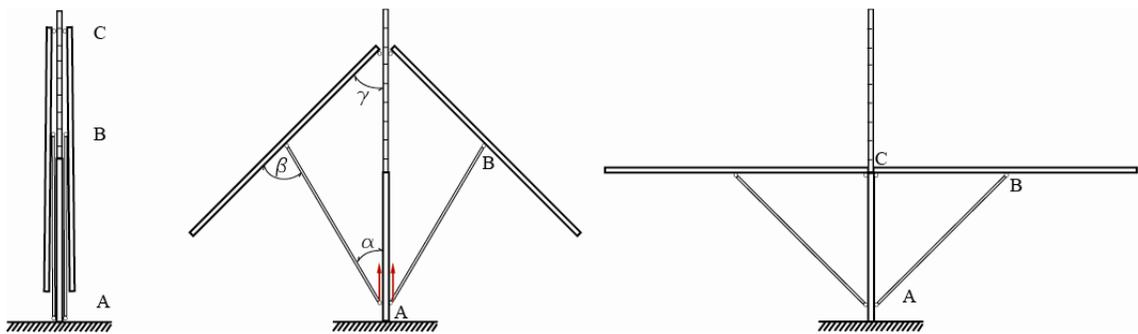


Abbildung 2.4 Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode mit Hilfs Pfeiler

Das Besondere an diesem Verfahren ist, dass zuerst die Pfeiler und Träger vertikal gebaut werden und mit einfacher Hebetechnik die Brücke in den Endzustand gehoben wird. Die statischen Beanspruchungen während des senkrechten Bauvorganges sind so gut wie nebensächlich, da keine Biegebeanspruchungen, wie etwa beim Freivorbau auftreten. Nicht nur der Pfeiler, sondern auch die Druckstreben und der Überbau werden mit einer Kletterschalung gebaut. Alle drei Bauteile werden zur gleichen Zeit in die Höhe gebaut, wobei alle 2 Tage ein Takt von bis zu 4m möglich ist. Das bringt vor allem den Vorteil, dass die Arbeitsbühnen für die Schalungen miteinander gekoppelt werden und sich damit eine große Arbeitsfläche ergibt um eine optimale Taktgeschwindigkeit einzuhalten, welche ein wesentlicher Faktor für Produktivität und Kostensenkung ist. Nach der senkrechten Bauweise unterscheiden sich die beiden Methoden für die Hebetechnik welche in den nächsten beiden Abschnitten behandelt wird.

## 2.2.1 Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode

Für die Achsen 40 und 50 wird das Druckstrebenverfahren angewendet. Der Achsabstand beträgt 100 Meter, aus der Trassenführung der Brücke und aus den geografischen Gegebenheiten sieht man, dass die Pfeiler eine Höhe von ungefähr 40 m haben. Die Länge der Spannweiten ist bei der Druckstrebenmethode von der Höhe der Pfeiler abhängig, da sich der Trägerhochpunkt am Pfeilerkopf abrollen muss.

Geometrische Beschränkungen:

1.  $a + b \leq h$
2.  $a + d = \frac{l}{2}$        $\frac{l}{2} \equiv$  halbe lichte Weite

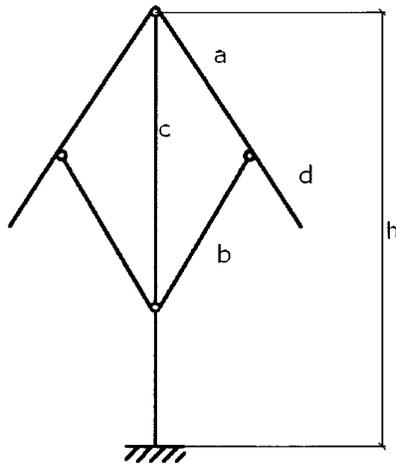


Abbildung 2.5 Geometrische Beschränkungen (Espinosa Ortega, 2007)

Für die Andelsbachtalbrücke wurde von der Achse 50 ausgegangen, um den Entwurf für die gesamte Brücke zu beeinflussen.

Aus dem Sondervorschlag von Leonhardt, Andrä und Partner beträgt die Höhe von der Oberkante des Fundamentes bis zur Oberkante des Straßenbelages 43,52 m für die Achse 50. Von dieser Höhe werden die Dicke des Straßenbelages und

die gewählte Höhe des Überbaues von 3 m abgezogen, sodass sich eine Pfeilerhöhe von 40,44 m ergibt. Abhängig davon wurde versucht die lichte Weite des Feldes möglichst zu verkürzen. Bei einem gewählten Öffnungswinkel  $\alpha$  von 30 Grad zwischen dem Überbau und der Druckstrebe wurde ersichtlich, dass sich die optimale Länge vom Schwerpunkt der Pfeilerachse bis zum Schnittpunkt der Schwerlinie der Druckstrebe und des Kastenträgers nicht größer als 21,50 m sein kann. Nun war die Basis für die Geometrie der Brücke geschaffen, denn die Länge der Druckstreben und deren Winkel wurden für jede Achse übernommen.

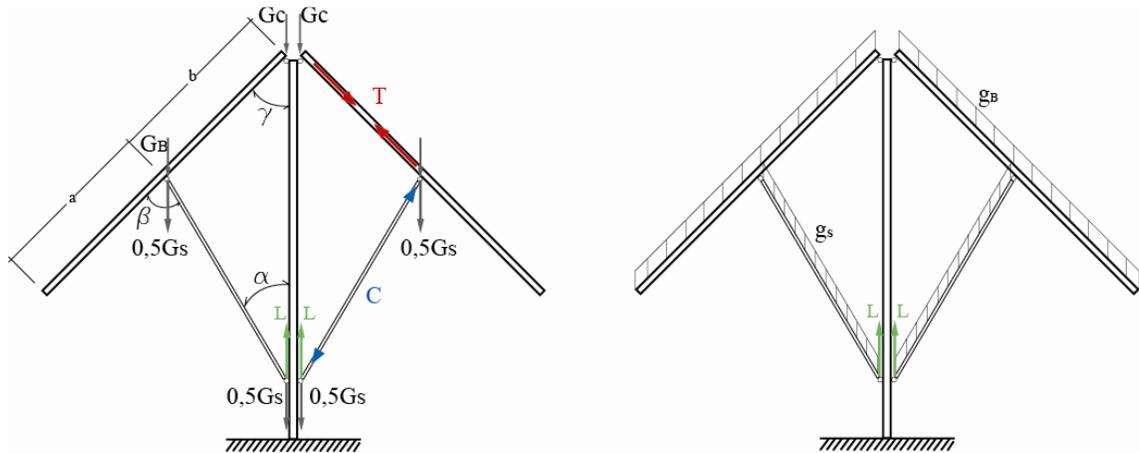


Abbildung 2.6 Kräfte während des Aufklappvorganges (Balanced Lift Method for Bridge Construction, 2008)

Aus der geringen Pfeilerhöhe wurde ersichtlich, dass die aufzuklappenden Träger in Achse 50 eine Länge von 42 m nicht überschreiten würden und damit verbunden der Lückenschluss im Feld zwischen Achse 40 und 50 ca.13m beträgt. Um den Lückenschluss zu verringern wird neben dem Fundament eine 2 m tiefe Grube ausgehoben und der Träger 2 m verlängert. Damit verringert sich der Lückenschluss in der Mitte des Feldes nach dem Aufklappvorgang auf 9 m.

Nachdem der vertikale Bau der Pfeiler, der Druckstreben und der Träger abgeschlossen sind, beginnen die Installationen für den Aufklappvorgang. Die Spannglieder in den Trägern, welche die Momente während des Aufklappvorganges aufnehmen sollen, werden eingefädelt und angespannt. Auf den Pfeilerkopf wird eine Vorrichtung, die ratschenartig funktioniert, für die Annäherung der Träger an den Pfeiler aufgestellt. Mit einfachen Gewindestangen,

die Festhaltungen am Träger und Pfeiler haben, können die Träger in eine geneigte Lage gebracht werden. Bevor der Träger den Pfeiler berührt, müssen die Spannglieder für den Abrollvorgang des Trägers am Pfeilerkopf verlegt werden. Jetzt liegt der Träger auf den Spanngliedern am Pfeilerende auf. Diese Spannglieder werden in den Lisenen am Trägerhochpunkt verspannt (siehe Abb 2.15 / 2.16).

Die Installation der Hebetchnik beginnt, indem am Pfeilerkopf ein Stahlträger mit 8 Hydraulikpumpen montiert wird (siehe Abb. 2.9 / 2.10). Die Litzen werden von der Unterkante der Druckstreben bis zu den Pressen geführt.

Die jeweils zwei verankerten Spannglieder verlaufen vom Ende der Außenkante der Streben spiralförmig bis zum Kreismittelpunkt der Außenfläche der Streben. Im Detail (siehe Abb. 2.13) sieht man, wie die Spannglieder in allen drei Dimensionen verlaufen. Am Anfang liegt die Verankerung orthogonal zum Spannglied, während am Ende des Aufklappvorganges die Verankerung und die Spannkabel eine Gerade bilden. Anhand der Hebetchnik müssen die Druckstreben ihre Position einnehmen. An der Unterseite berühren sich die beiden Druckstreben jeweils, während sich an der Oberseite die Druckstrebe an den Halbdrehzylinder des Trägers legt (siehe Abb. 2.14). Damit die Druckstreben und der Anschlusspunkt des Trägers die hohen Hertz'schen Pressungen aufnehmen können, werden sie an den Abrollflächen mit einem Stahlblech verkleidet. Die exakte Lage der einzelnen Komponenten der Brücke ist von enormer Wichtigkeit, denn von ihnen hängt der reibungslose Aufklappvorgang ab. Nun werden die Pressen in Kraft gesetzt und die Träger können ihren Endzustand erreichen. Das statisch bestimmte System verändert seine Geometrie mit dem Hochheben des Punktes A. Während des Aufklappvorganges verändert sich die Geometrie des Dreiecks ABC und deren Winkel  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $\gamma$ . Der Winkel  $\alpha$  wächst von beinahe  $0^\circ$  zu  $60^\circ$ ,  $\beta$  von ca.  $0^\circ$  auf  $150^\circ$  und  $\gamma$  von ca.  $90^\circ$  auf  $0^\circ$  (siehe Abb. 2.3).

Aus den Gleichgewichtsbedingungen können die einzelnen Auflagerreaktionen während des Aufklappvorganges errechnet werden. Das Eigengewicht  $g_B$  des Trägers wird über das Gelenk am Pfeilerkopf, Punkt C, und dem Punkt B der

Druckstreben abgeleitet. Das Gewicht der Druckstreben  $g_S$  belastet die Punkte A und B (siehe Abb. 2.6).

Die Analyse der Kräfte beim Aufklappvorgang ergibt:

$$(1) \quad T = (G_B + 0,5 G_S) \frac{\sin \gamma}{\sin (\alpha+\gamma)}$$

$$(2) \quad C = (G_B + 0,5 G_S) \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha+\gamma)}$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung entsteht die Hubkraft L im Punkt A

$$(3) \quad L = 0,5 G_S + (G_B + 0,5 G_S) \frac{\sin \alpha \sin \gamma}{\sin (\alpha+\gamma)}$$

Als Beispiel für den Verlauf der Zug-, Druck- und Hubkräfte während des Aufklappvorganges wird die Achse 40 hergenommen. Das Eigengewicht des Trägers beträgt  $g_B=205,5$  kN/m, jenes der einzelnen Druckstrebe  $g_S=37,5$  kN/m.

Am Ende wird der Pfeiler verbreitert, damit die beiden Druckstreben fest gestützt werden und die Spanngliedlizen abmontiert werden können (siehe Abb. 2.12). Es folgt das Betonieren der Lückenschlüsse und das Einfügen der Spannkabel für den Endzustand. Die Abrollgelenke werden vergossen, um ein steiferes System und eine bessere Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse zu haben.



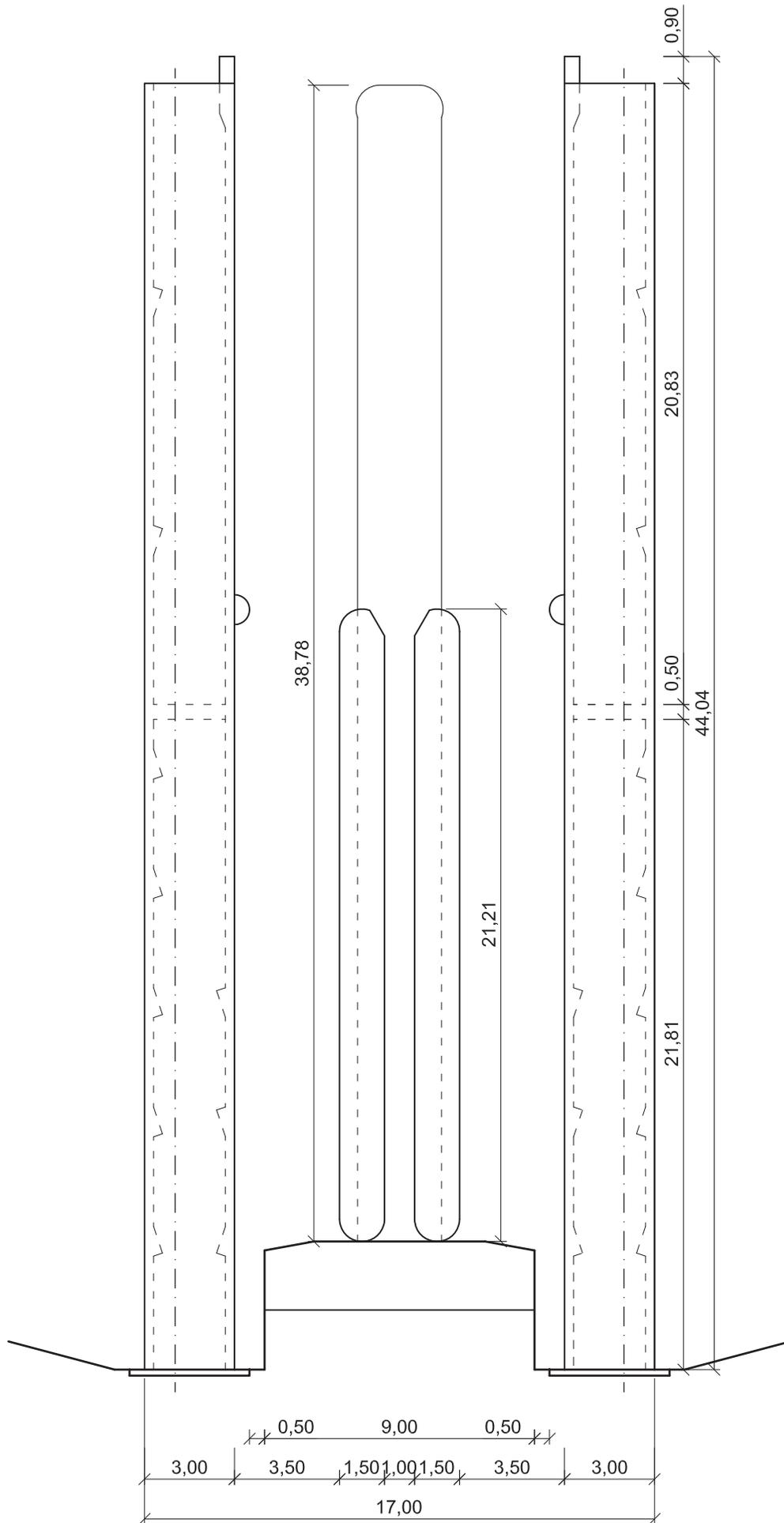


Abbildung 2.8 Achse 50: Ansicht vertikale Bauphase 1:200, Maße in m

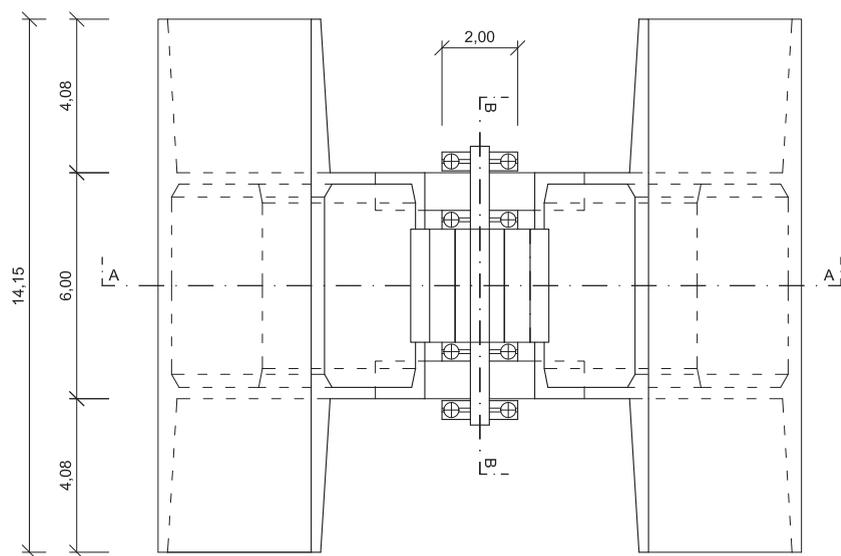


Abbildung 2.9 Achse 50: Draufsicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

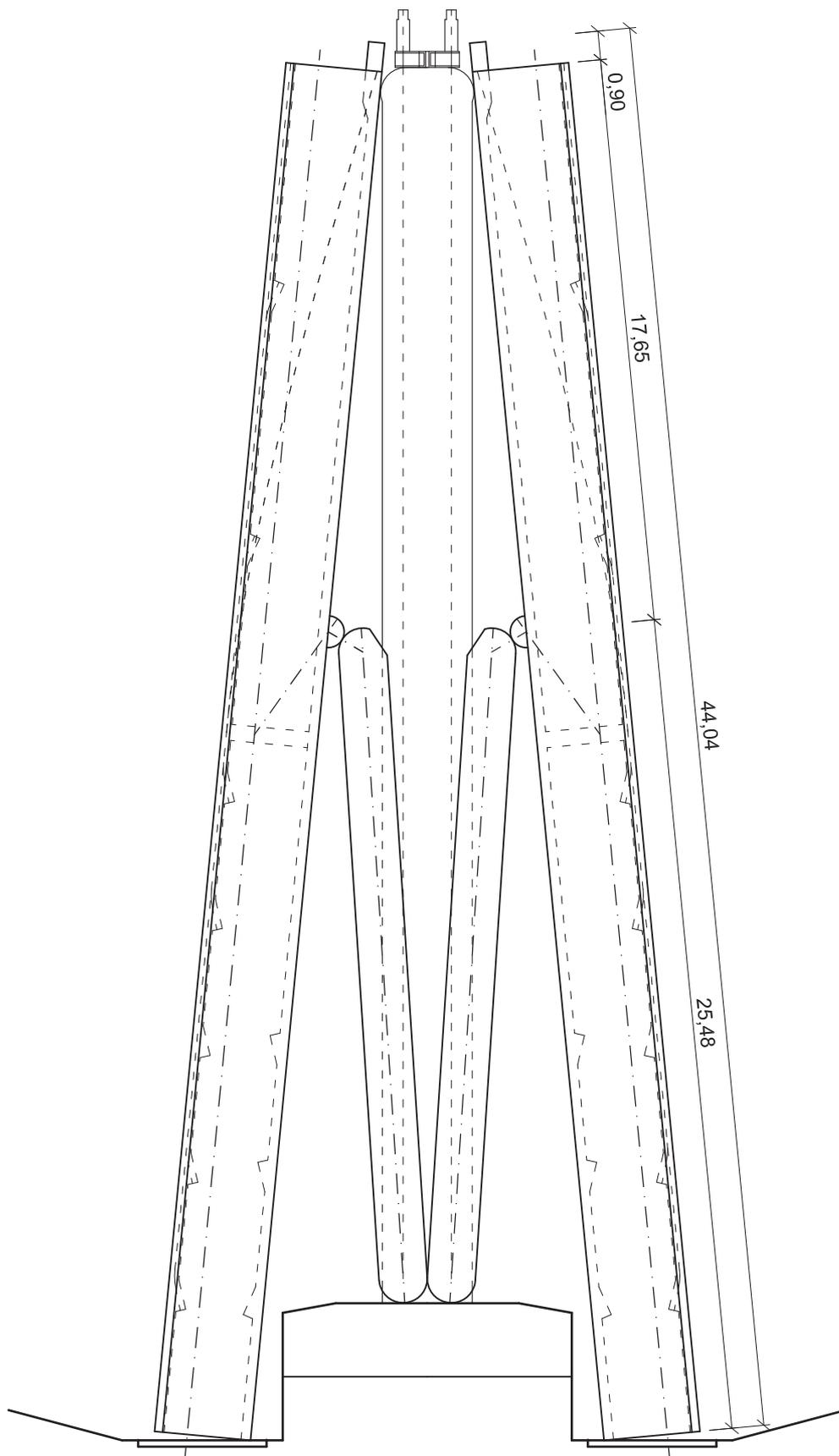


Abbildung 2.10 Achse 50: Ansicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

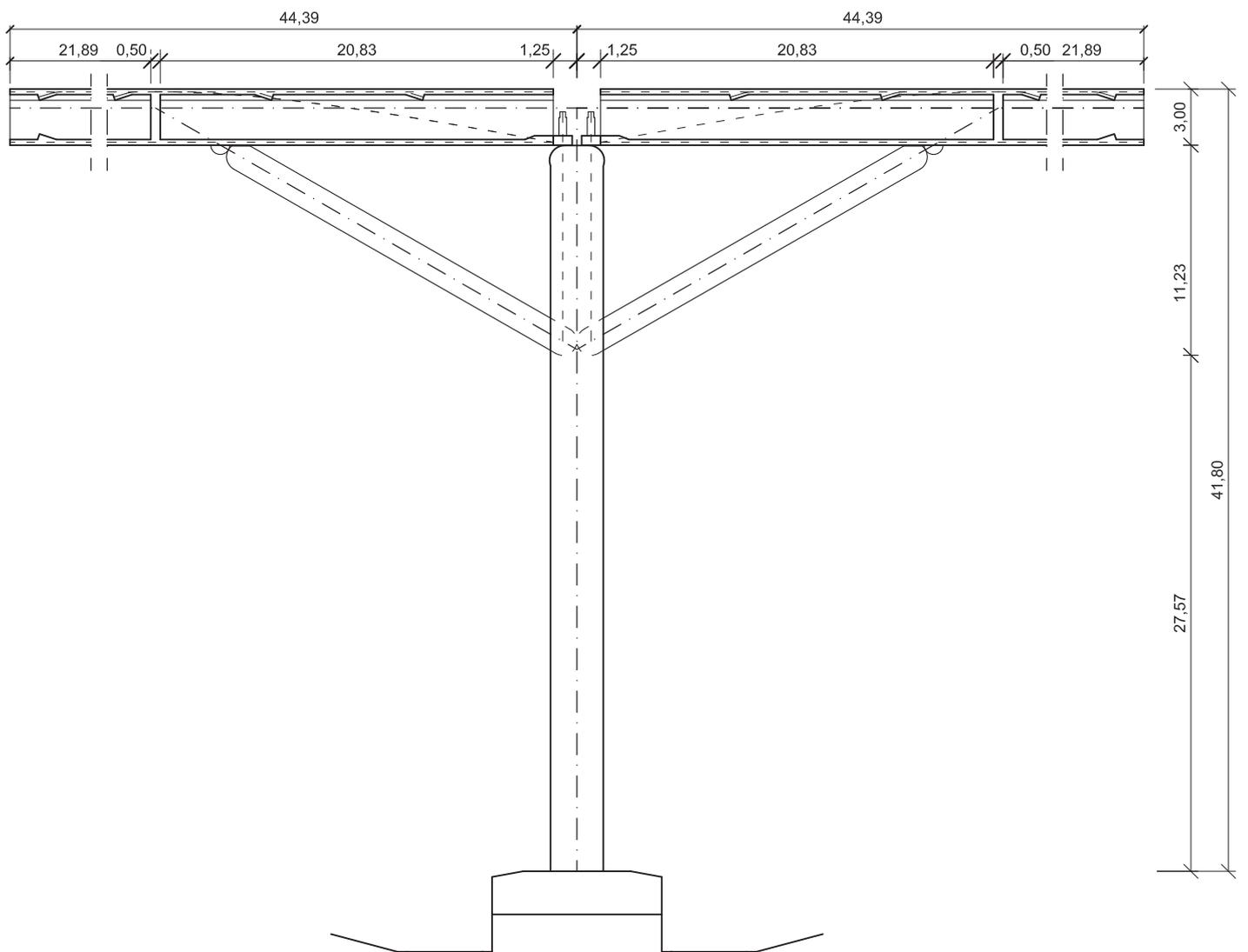
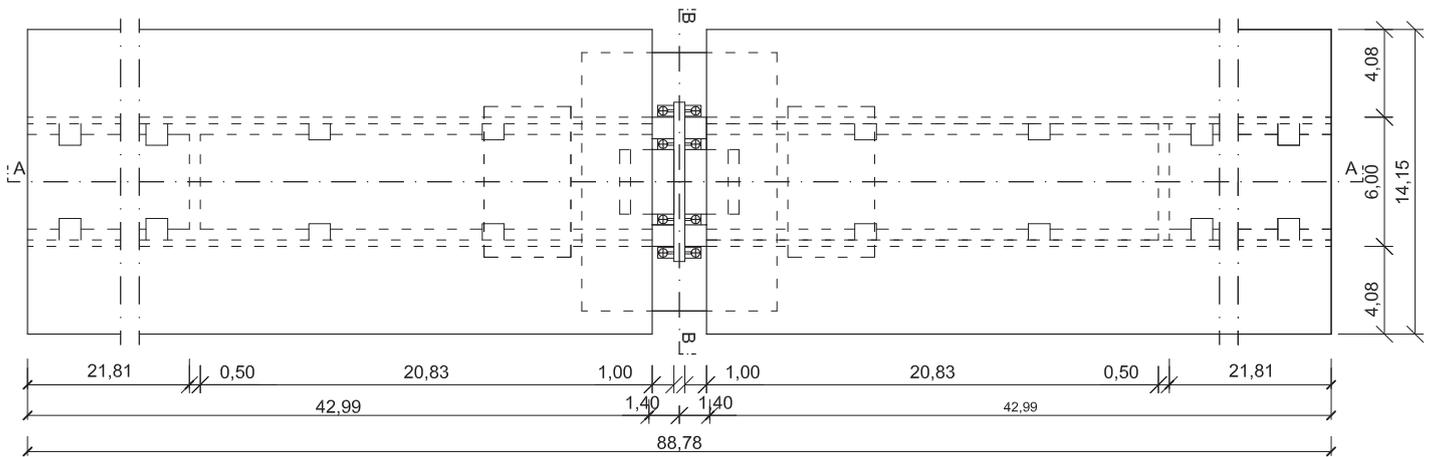


Abbildung 2.11 Achse 50: Draufsicht und Schnitt A-A am Ende des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

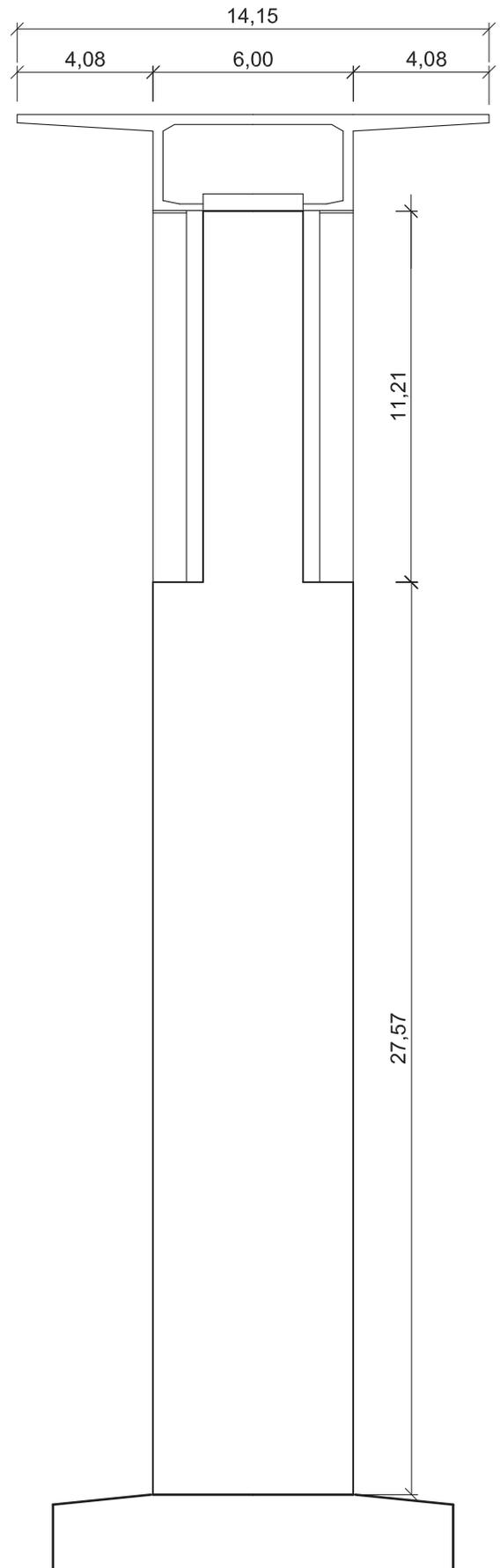
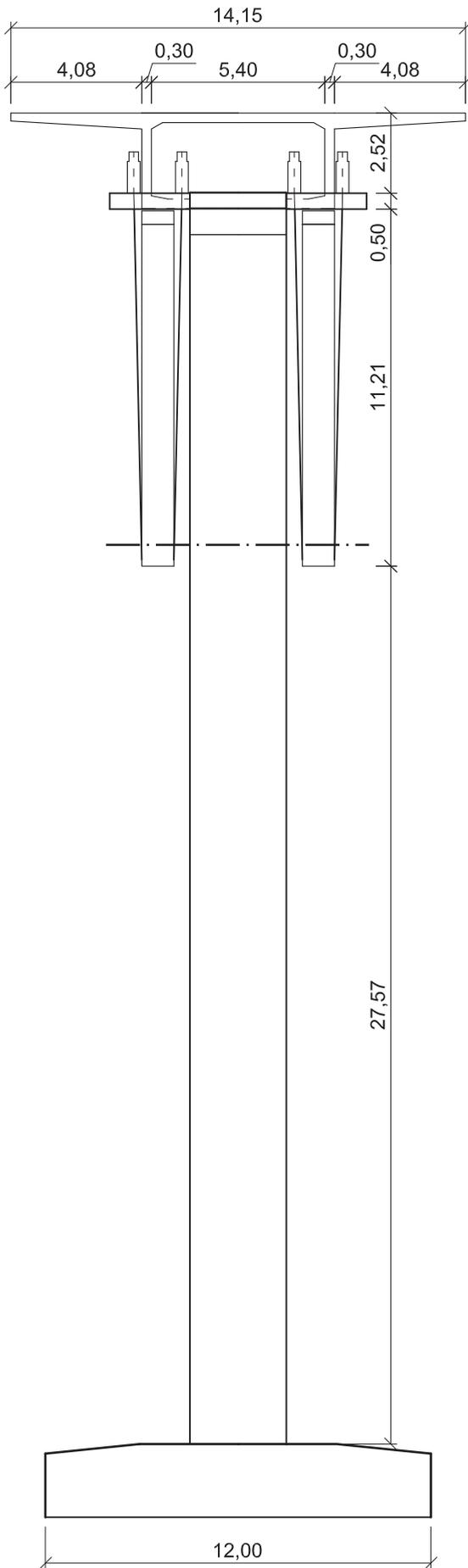


Abbildung 2.12 Achse 50: Schnitt B-B am Ende des Klappverfahrens und Endzustand 1:200, Maße in m

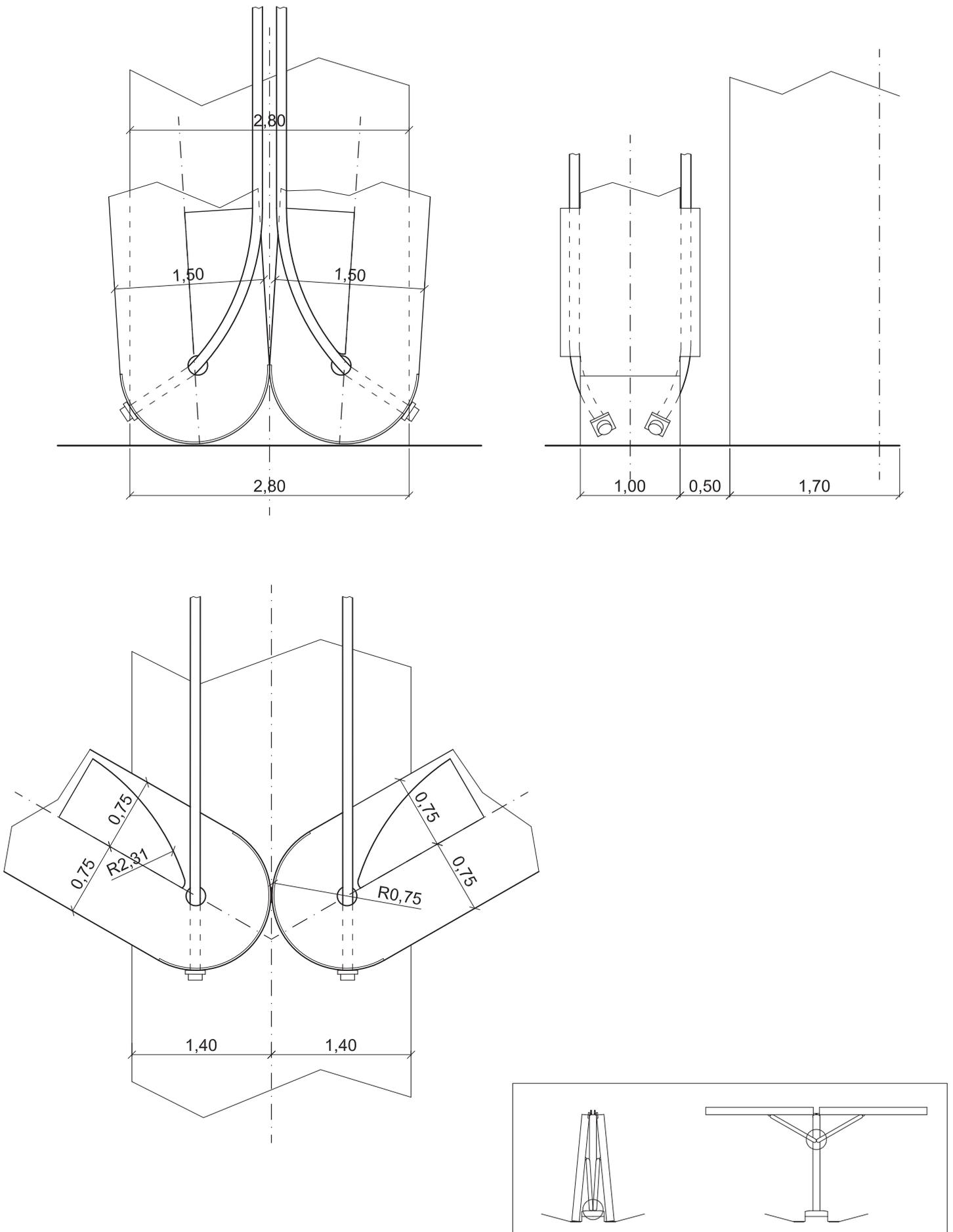


Abbildung 2.13 Details Knoten A 1:50, Maße in m

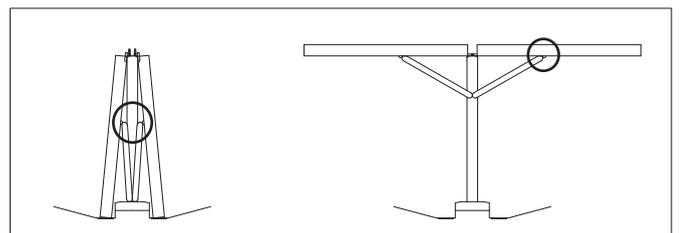
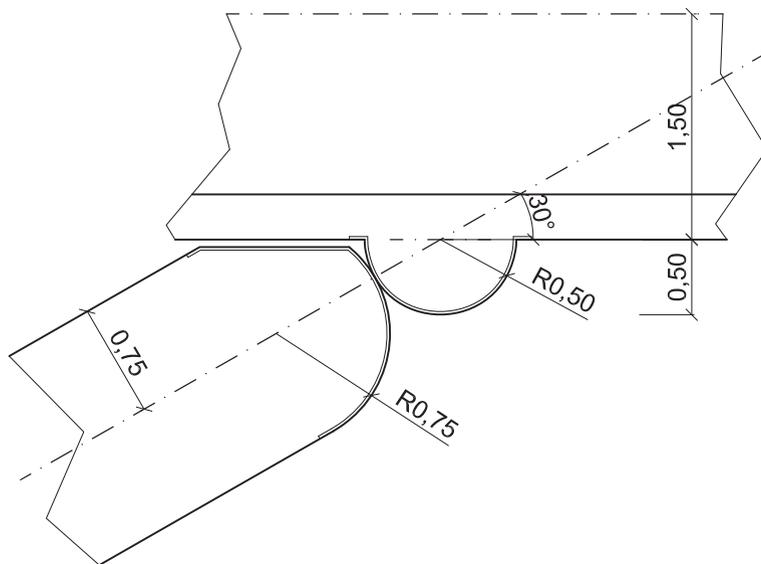
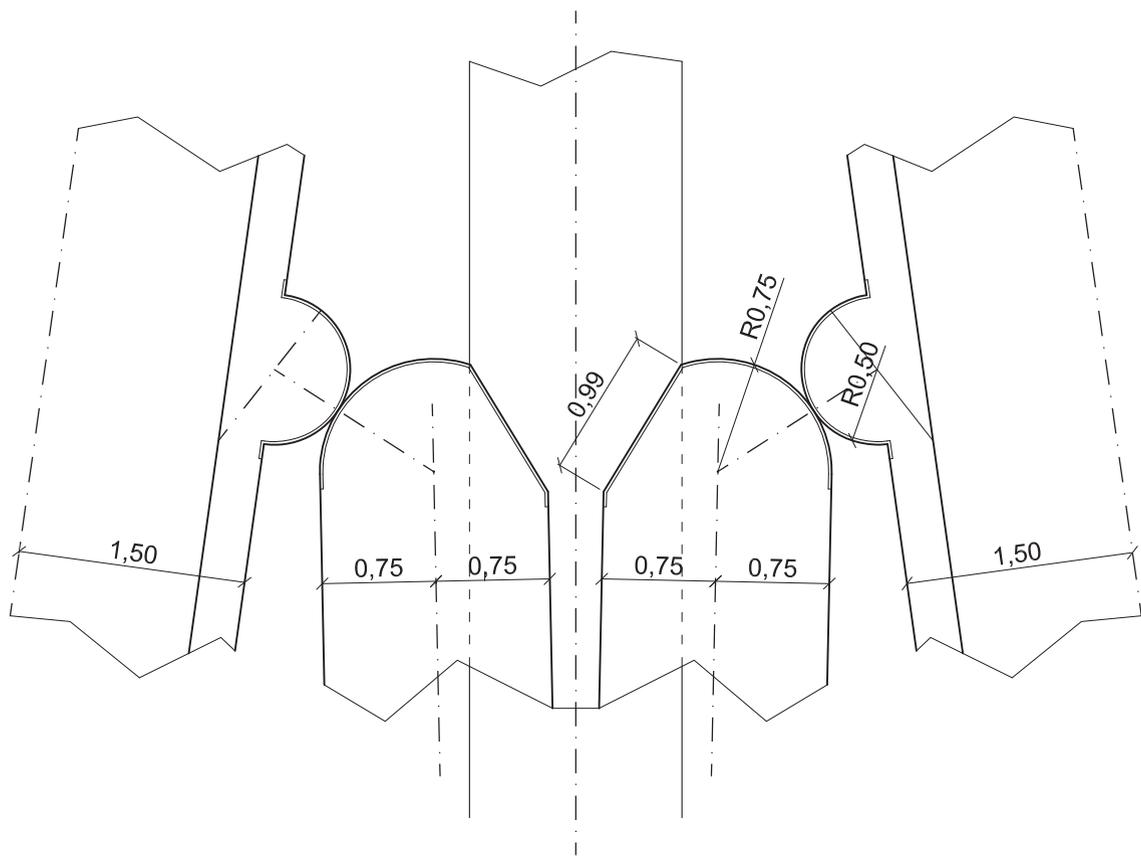


Abbildung 2.14 Details Knoten B 1:50, Maße in m

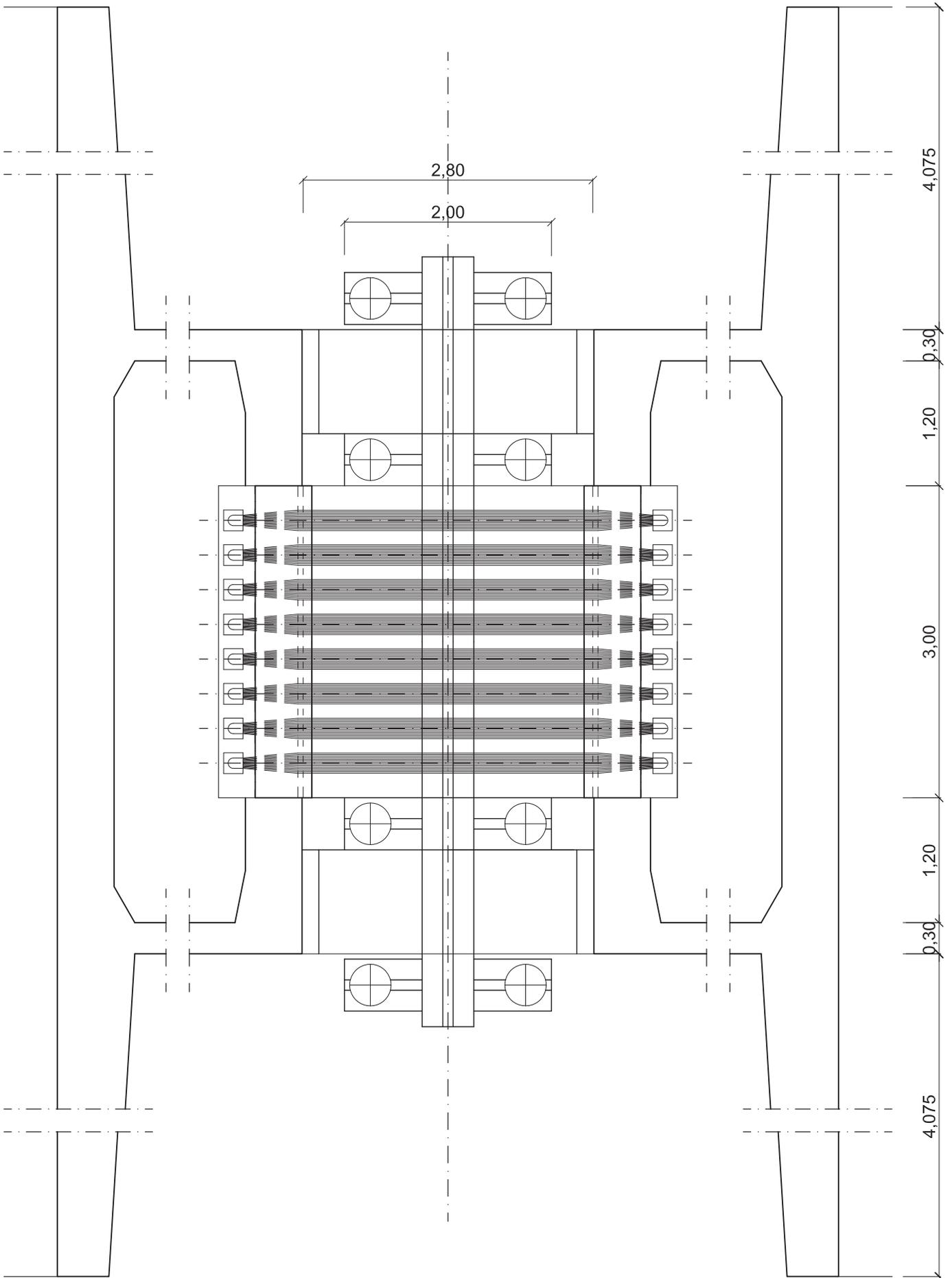


Abbildung 2.15 Draufsicht Knoten C 1:50, Maße in m

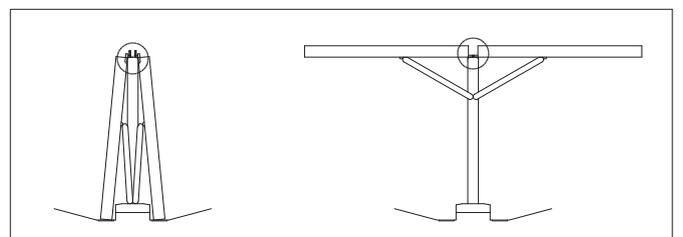
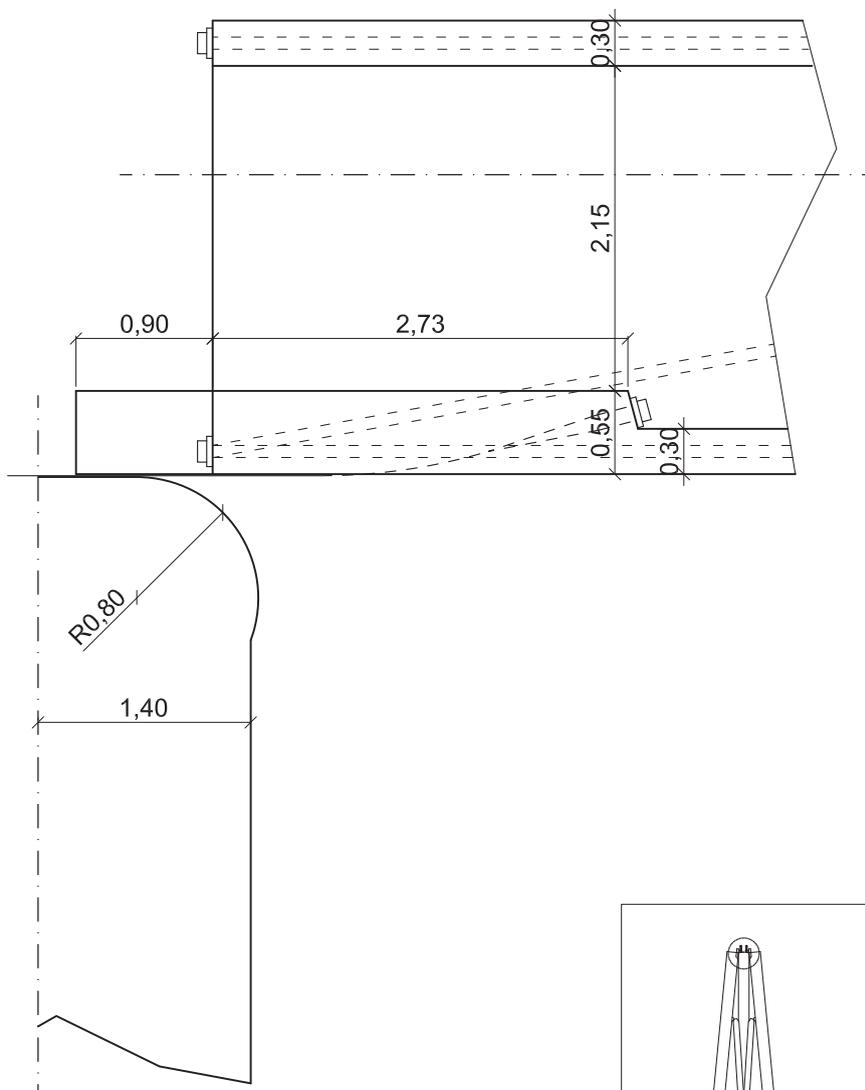
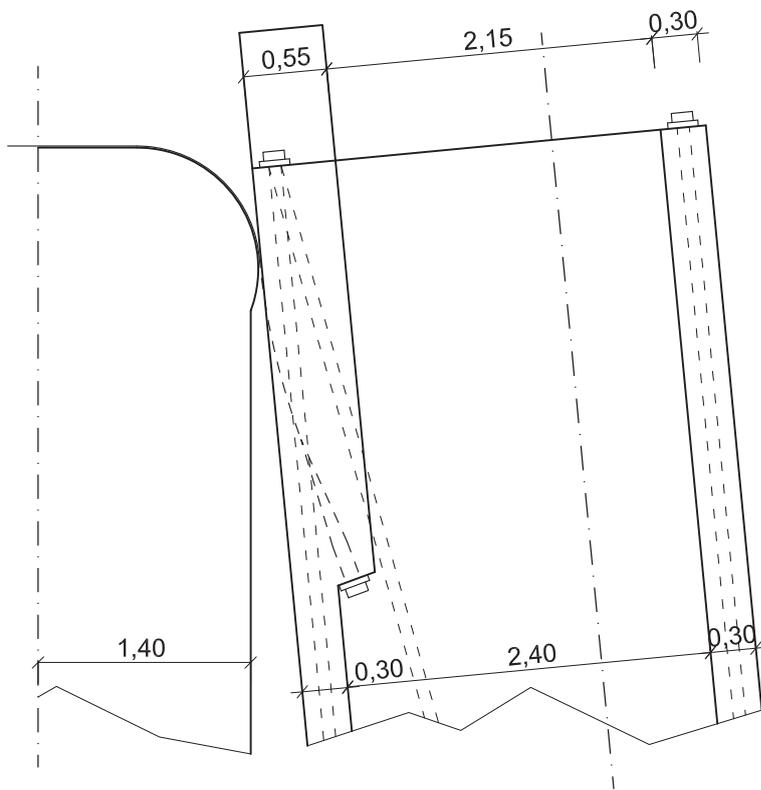


Abbildung 2.16 Details Knoten C 1:50, Maße in m



die Spannglieder nicht abknicken, müssen sie über einen Abrollsattel geführt werden, der einen Radius von 140 cm hat. Am Anfang des Aufklappvorganges befindet sich der Trägerhochpunkt anliegend am Hilfspfeiler, am Ende des Aufklappvorganges hingegen 1,4 m vom Hilfspfeiler entfernt. Diese Verschiebung ergibt sich aus der Geometrie des Abrollsattels.

Die Druckstreben rollen am unteren Ende, zum Unterschied der Methode in den Achsen 40 und 50 nicht an der gegenüberliegenden Druckstrebe ab, sondern an einen festem Rundkörper (siehe. Abb. 2.24). Die berührenden Flächen werden wiederum mit einem Stahlblech versehen, um die Kräfte besser aufnehmen zu können. Am Knoten B bleibt das Detail gleich wie bei der Druckstrebenmethode ohne Hilfspfeiler (siehe Abb. 2.25). Der Knoten C muss drei Funktionen übernehmen können. Einmal muss er die horizontale Zugkomponente aufnehmen, einmal die Vertikalkraft auffangen, um den Träger kontrolliert sinken zu lassen und einmal die abhebenden Kräfte am Ende des Klappvorganges regeln. Um den Träger kontrolliert in seine Endposition bringen zu können, müssen Spannkabel vom Pfeilerkopf bis zum Trägerhochpunkt geführt werden, die ein langsames Absenken ermöglichen. Diese werden auch über einen Abrollsattel geleitet, um keine all zu großen Querkräfte in den Spannlitzen zu erzeugen. Aus den Gleichgewichtsbedingungen entstehen am Ende des Aufklappvorganges Abhubkräfte. Hier werden statt eines weiteren Abrollsattels, die Spannlitzen durch eine vertikale Platte bis an die Trägeroberkante gestützt. Das Loch in der vertikalen Platte hat eine konische Form in Plattenlängsrichtung, um keine Knicke im Spannglied zu bekommen. Weiters wird an der Oberkante des Trägers die Hydraulikpumpe fixiert, welche die Spannglieder anzieht und den Träger in seine Endposition befördert. Die Spannlitzen und die Pressen werden erst montiert, wenn der Träger im Gleichgewicht steht, welches dann eintritt sobald die Absenk- und Hubkräfte  $L$  im Einklang sind. Es hängt von den geometrischen Abmessungen ab, für Achse 20 geschieht es jedoch wenn  $\beta = 145^\circ$  groß ist.

Nach dem Erreichen des Endzustandes können die Lückenschlüsse vervollständigt werden und dieser Brückenabschnitt monolithisch gekoppelt werden. Dies erfolgt durch das Einfügen der Spannglieder für den Endzustand. Auch hier wird die Verfügen der Gelenke vorgenommen, um ein steiferes System und einen höheren Schutz vor externen Einflüssen zu haben.

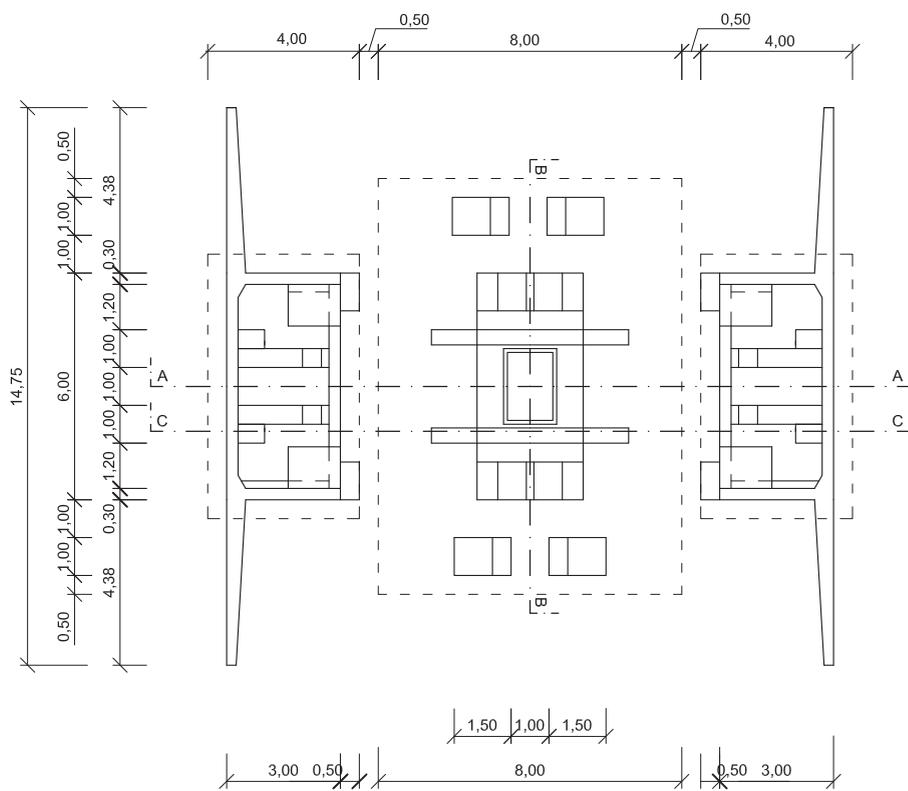


Abbildung 2.18 Achse 20: Draufsicht vertikale Bauphase 1:200, Maße in m

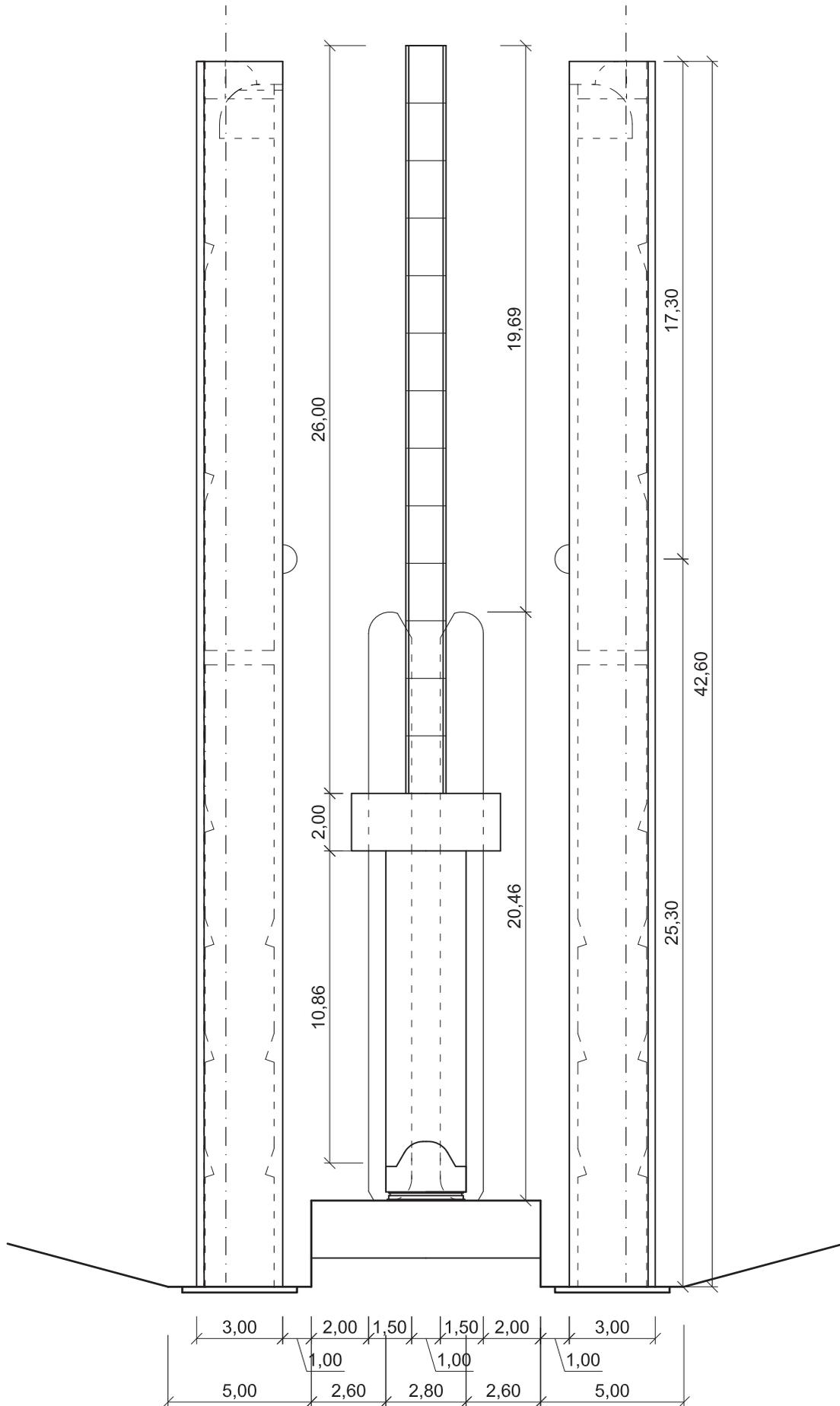


Abbildung 2.19 Achse 20: Ansicht vertikale Bauphase 1:200, Maße in m

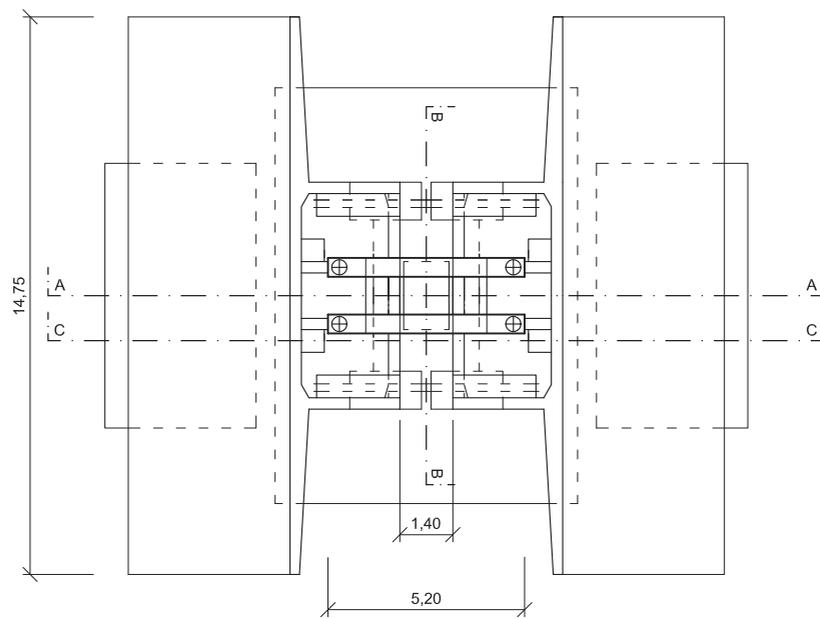


Abbildung 2.20 Achse 20: Draufsicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

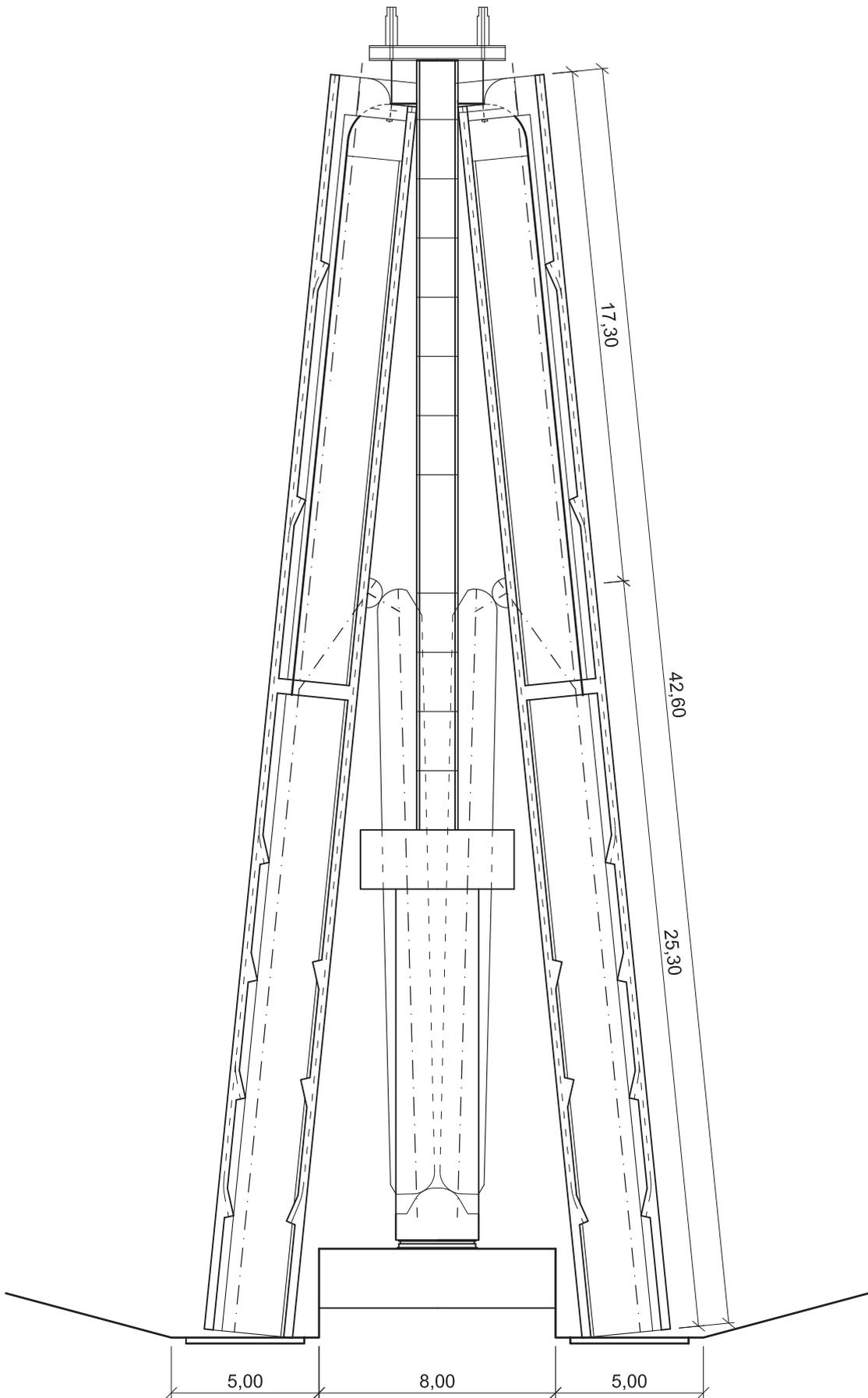


Abbildung 2.21 Achse 20: Schnitt A-A am Beginn des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

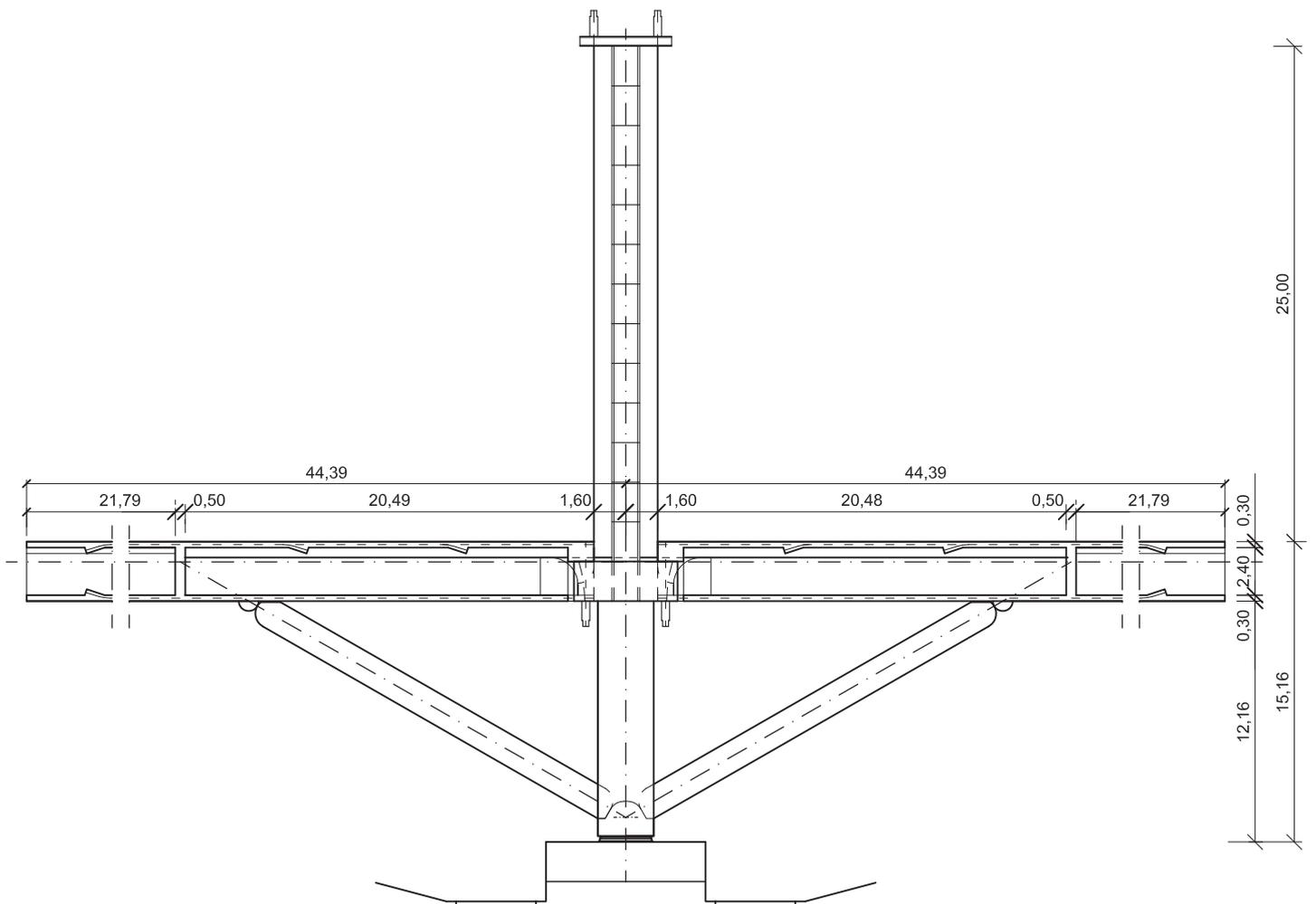
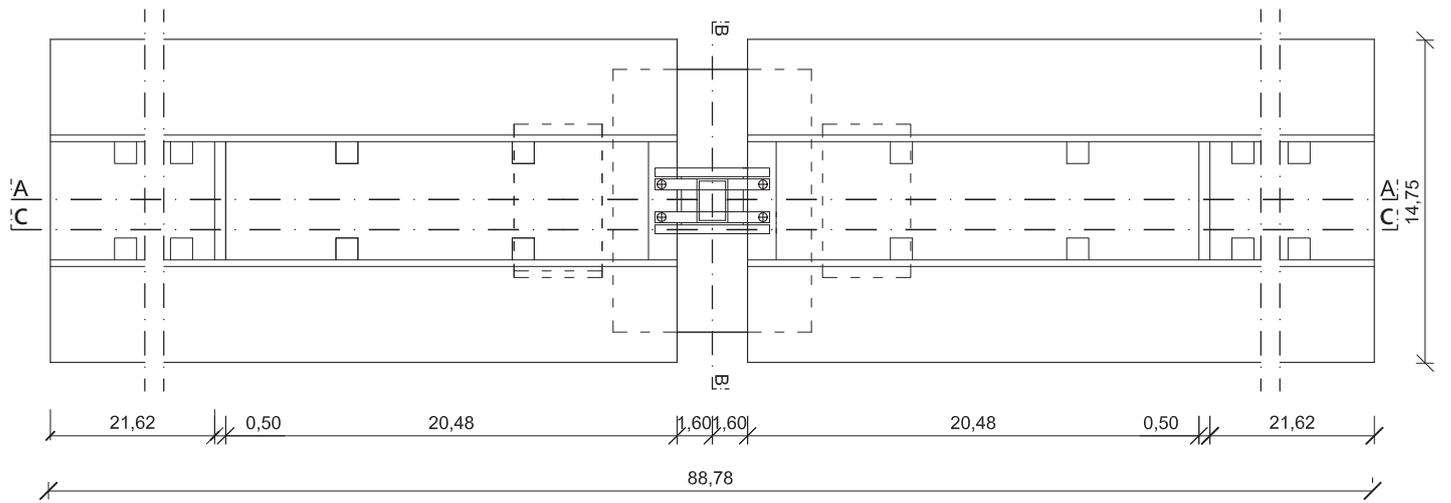


Abbildung 2.22 Achse 20: Draufsicht und Schnitt C-C am Ende des Klappverfahrens 1:200, Maße in m

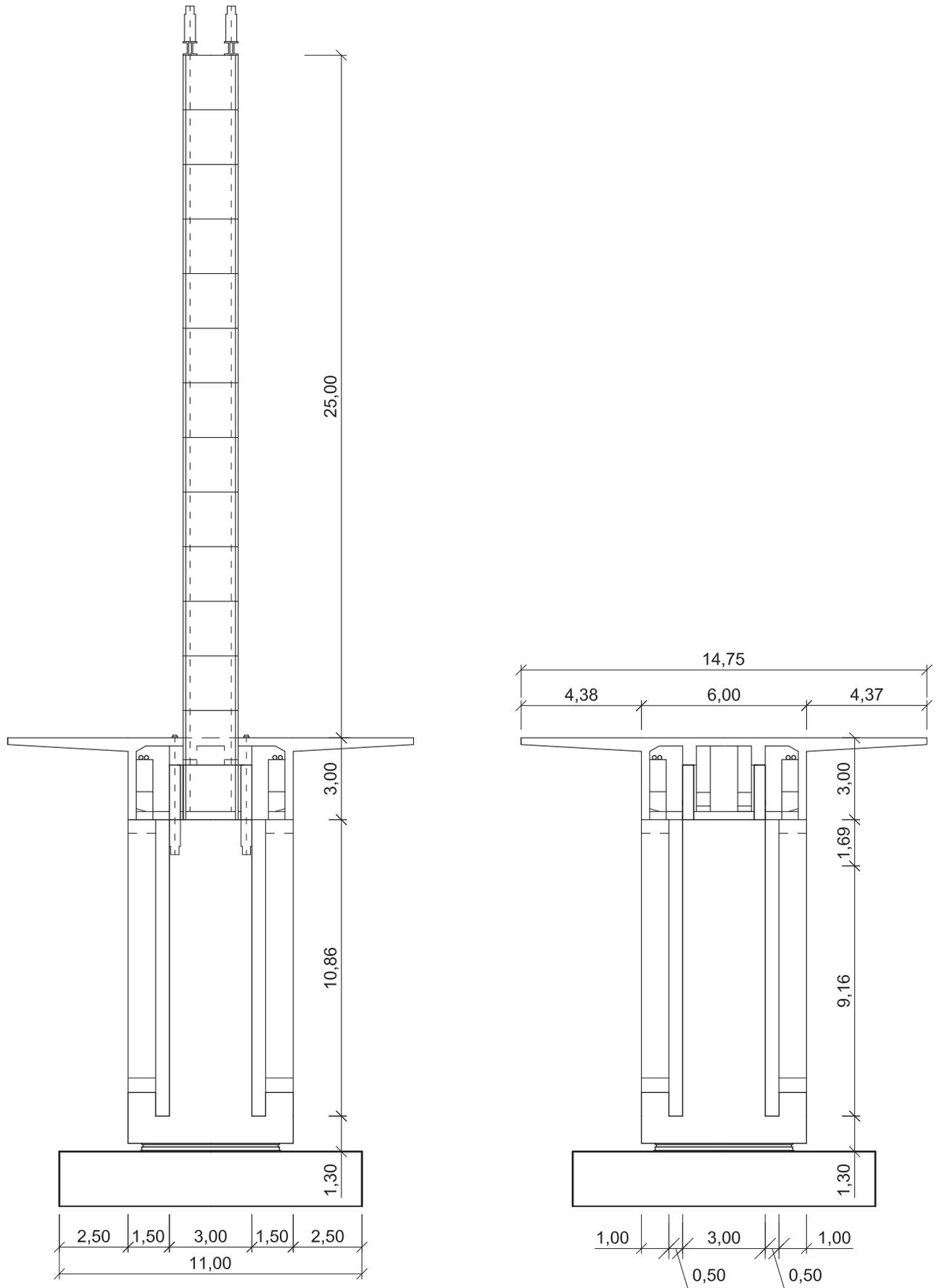


Abbildung 2.23 Achse 20: Schnitt B-B am Ende des Klappverfahrens und Endzustand 1:200

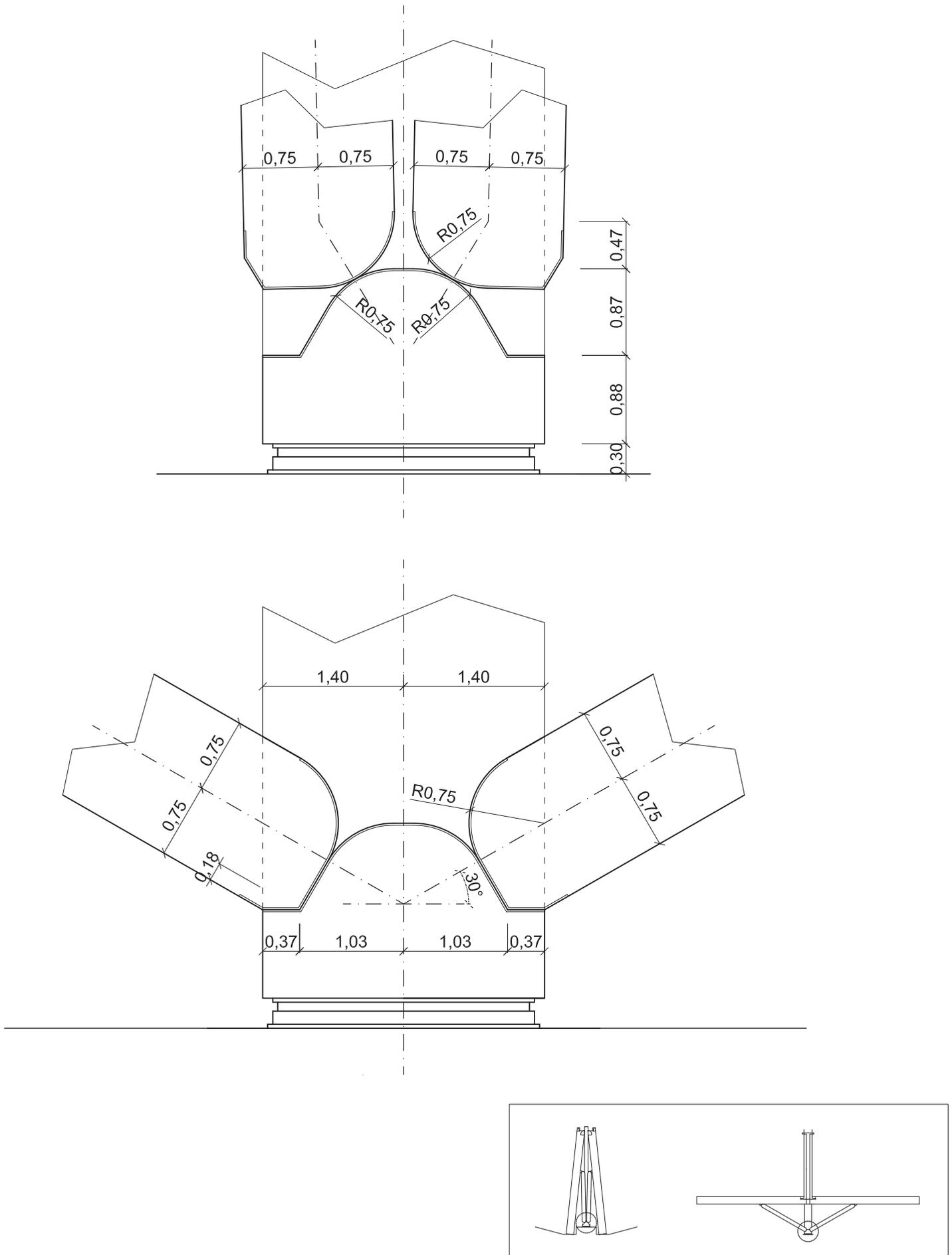


Abbildung 2.24 Details Knoten A 1:50, Maße in m

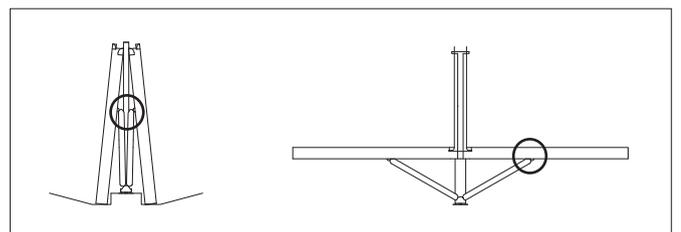
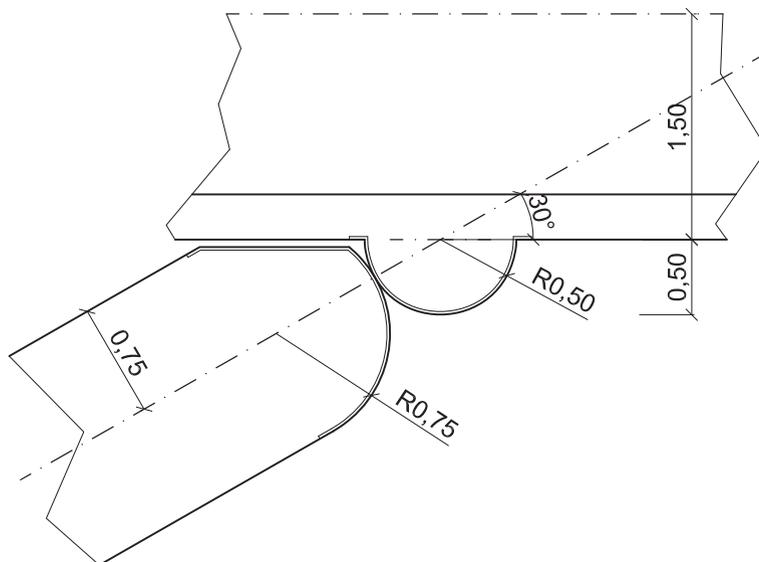
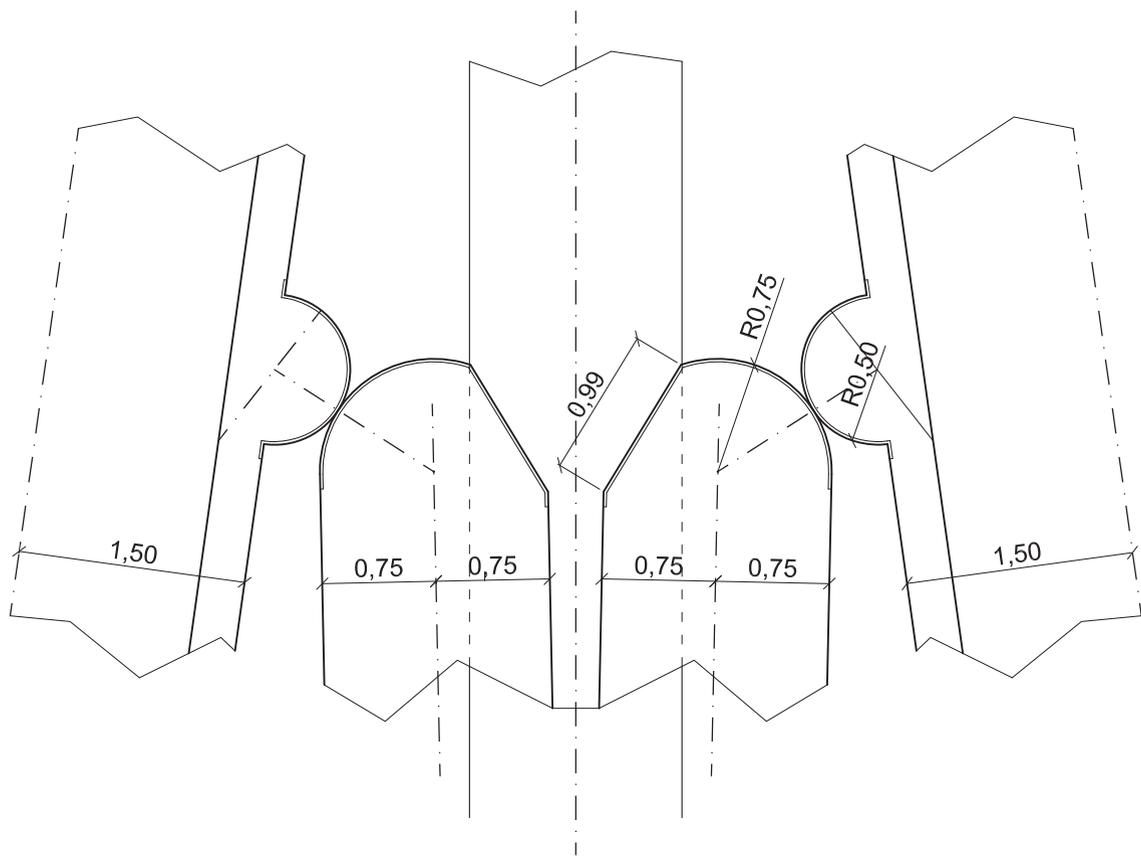


Abbildung 2.25 Details Knoten B 1:50, Maße in m

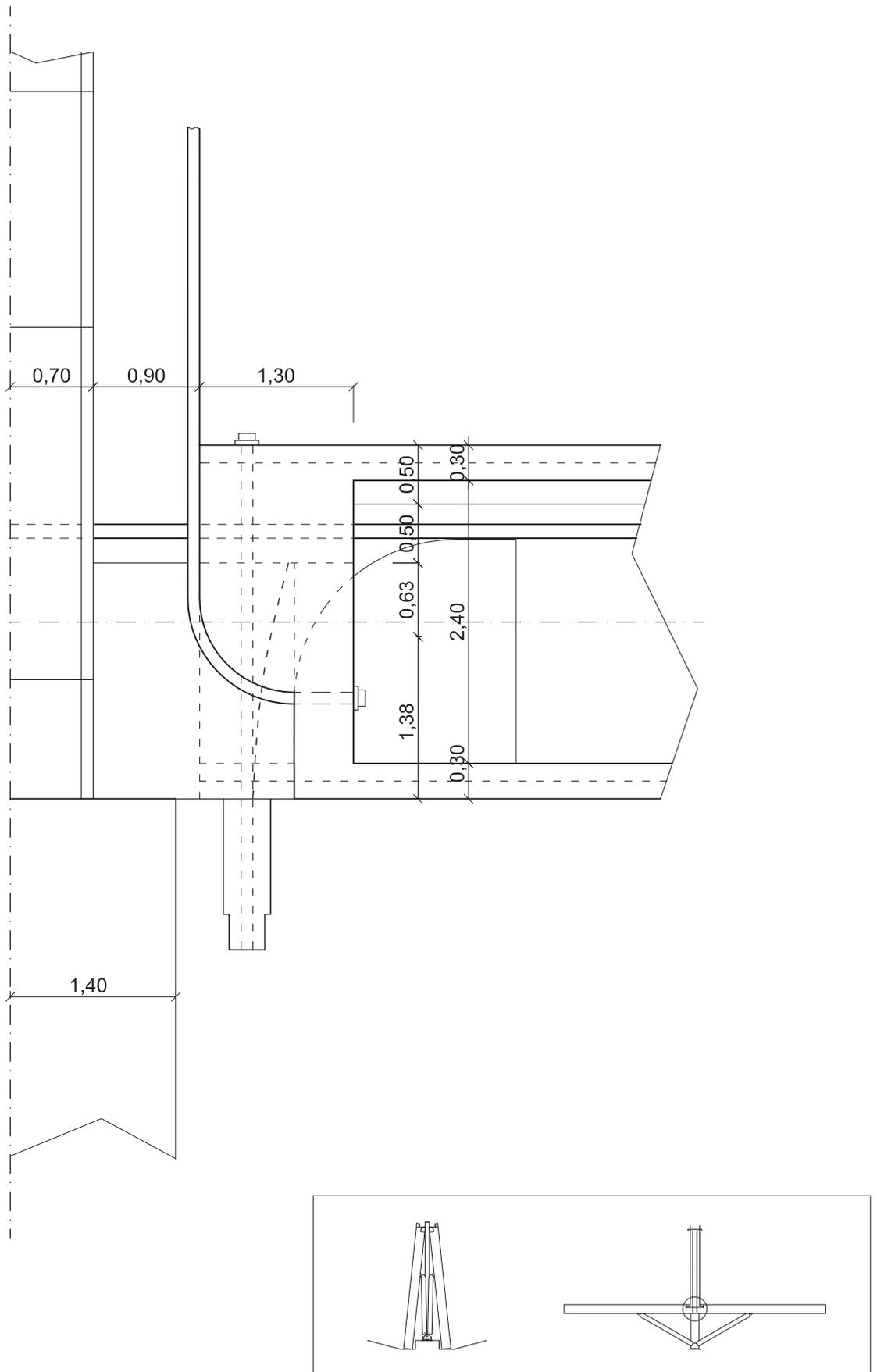
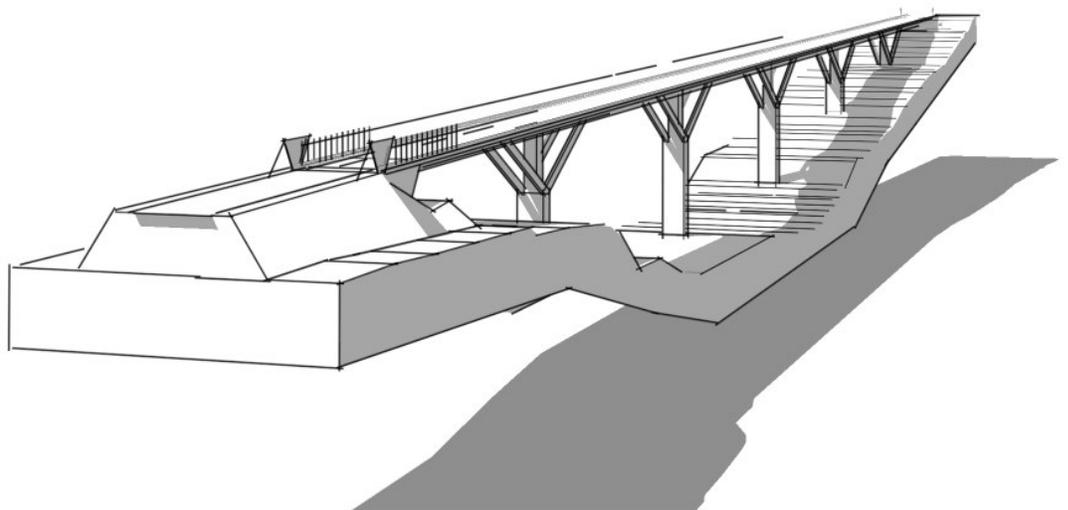
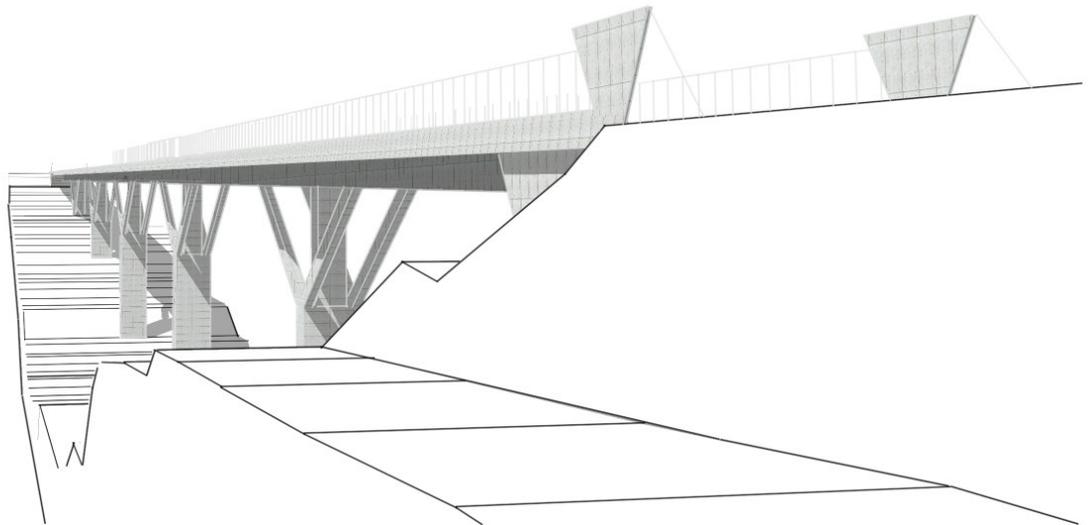
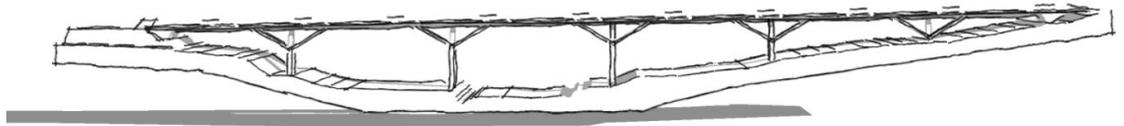
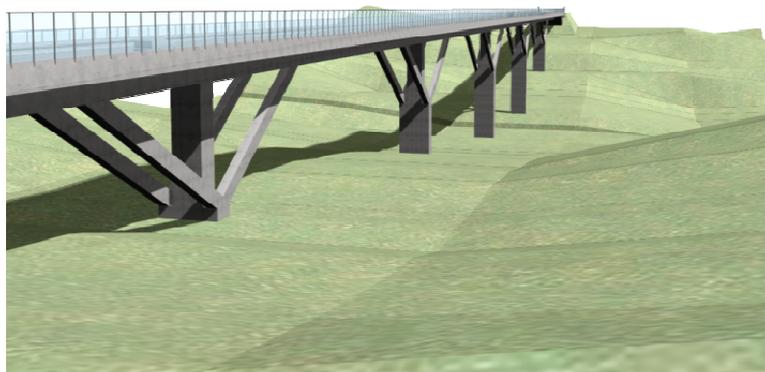
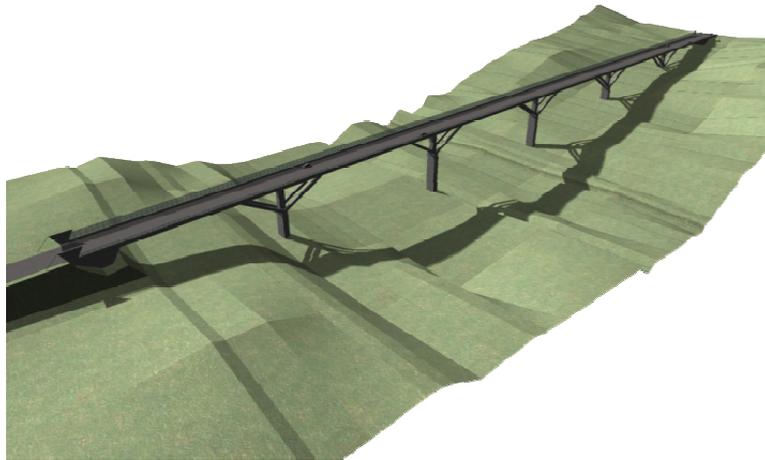
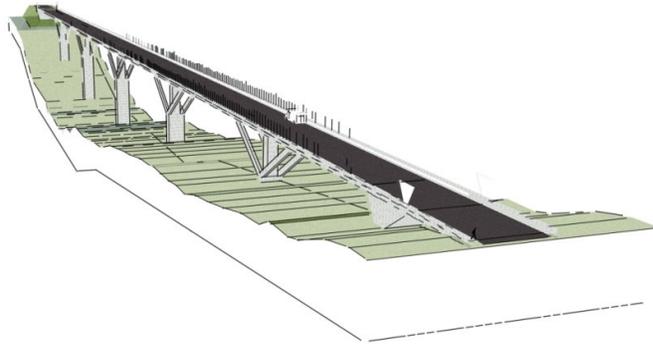


Abbildung 2.26 Detail im Schnitt A-A Knoten C 1:50, Maße in m

### 2.2.3 Dreidimensionale Ansichten der Andelsbachtalbrücke





Abbildungen 2.27 Dreidimensionale Ansichten der Andelsbachtalbrücke

## **Kapitel 3**

### **Berechnung der Andelsbachtalbrücke**

#### **3.1 Sofistik**

Für die Berechnung der Andelsbachtalbrücke im Endzustand wurde das Statikprogramm SOFISTIK verwendet. Dieses Programm wird zentral von einer Datenbasis gesteuert, auf die mehrere andere Programme und Module zugreifen. Als einheitliche Benutzeroberfläche dient das SOFISTIK Structural Desktop (SSD). Die Eingabe der Daten kann entweder über das grafische SOFIPLUS Modul erfolgen, das mit AutoCad verbunden ist, oder über eine parametrisierte Texteingabe mit dem Modul TEDDY (SOFISTIK, 2005). Über den SSD-Task „Stabbrücke“ wurde die Brücke möglichst nahe an der von uns geplanten Brücke generiert. Dabei werden Teile der Modellierung und die Lastannahmen vorgenommen. Um die vorhandenen Daten vollkommen dem vorgesehenen Model anzupassen, wurde über den TEDDY die Struktur angepasst sowie die Spannkabelverläufe präzise für die Andelsbachtalbrücke modelliert. Mit dieser Eingabe errechnet sich das Program die Schnittkräfte und führt damit die erforderlichen Nachweise und die Bemessungen durch.

#### **3.2 Statisches System**

##### **3.2.1 Druckstrebenanschluss**

Die Druckstreben werden vor Bauübergabe an den Gelenken vergossen, um einen steiferen Anschluss zu schaffen und um das Tragwerk vor äußereren Einwirkungen zu schützen. Da bei nachträglichem Verguss schwer ein biegesteifer Anschluss zu Stande kommt, ersichtlich aus der Detailausarbeitung der Druckstreben, wurde der Einfluss aus der gelenkig gelagerten Druckstreben

und des biegesteif gelagerten Anschlusses, durch die Verformung der Tragwerke verglichen. Das Ergebnis ist, dass die Verformung ähnlich aussieht und dass kein wesentlicher Vorteil für der biegesteif gelagerten Druckstreben ist (siehe Abb. 3.1/3.2).

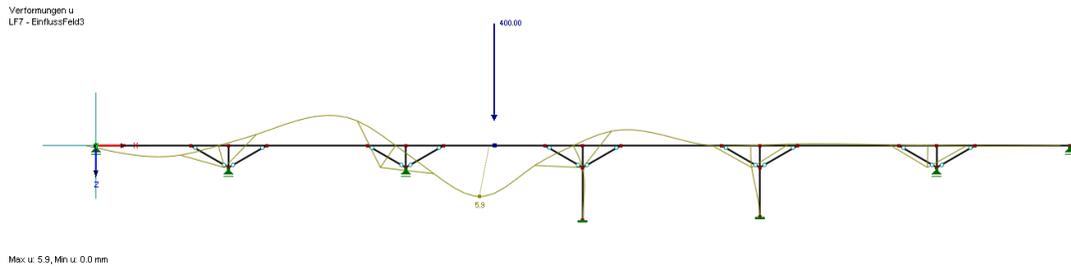


Abbildung 3.1 Verformungslinie mit gelenkig gelagerten Druckstreben

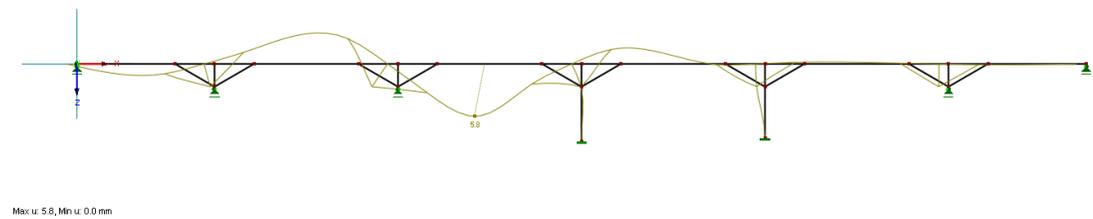


Abbildung 3.2 Verformungslinie mit biegesteif gelagerten Druckstreben

### 3.2.2 Einflusslinie

Die Einflusslinien zeigen uns, wo die beweglichen Verkehrslasten angesetzt werden müssen um Extremwerte zu berechnen. Auf Abb. 3.3 sieht man für Feld 3 das maximale Moment. Es ist für die Auswertung der Verkehrslasten sehr hilfreich und um die Schnittkräfte des Systems zu verstehen.

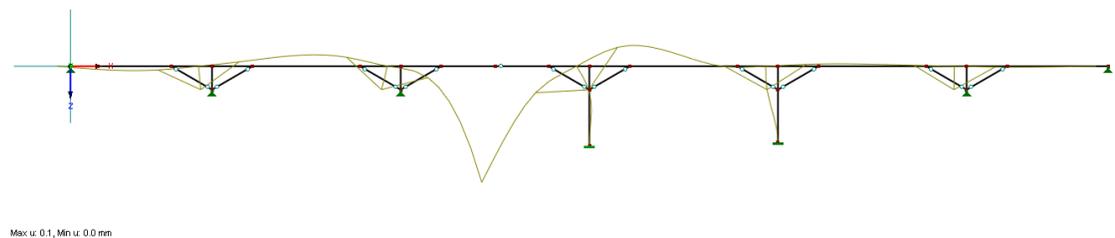


Abbildung 3.3 Momenteneinflusslinie

### 3.3 Lastannahmen

Die Lastannahmen wurden zur Gänze von Leonhardt, Andrä und Partner übernommen.

#### 3.3.1 Eigenlasten:

Die Eigenlasten werden automatisch von SOFISTIK berechnet durch die Definition der Querschnitte und Materialien über das gesamte Tragwerk.

#### 3.3.2 Ausbaulasten

Anteil	P [kN]	e <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]
Kappe, Sims links	17,35	7,18	-124,65
Kappe, Sims rechts	14,58	6,76	98,52
Belag	27,83	0,41	-11,41

Tabelle 3.1 Ausbaulasten

#### 3.3.3 Verkehrslasten

### Grundlast

Bereich	Breite [m]	e <sub>z</sub> [m]	p [kN/m <sup>2</sup> ]
1	5,41	-4,91	2,5
2	2,20	-1,10	2,5
3	2,20	1,10	2,5
4	5,21	4,81	2,5
Summe	15,02	-0,1	2,5

Tabelle 3.2 Grundlasten

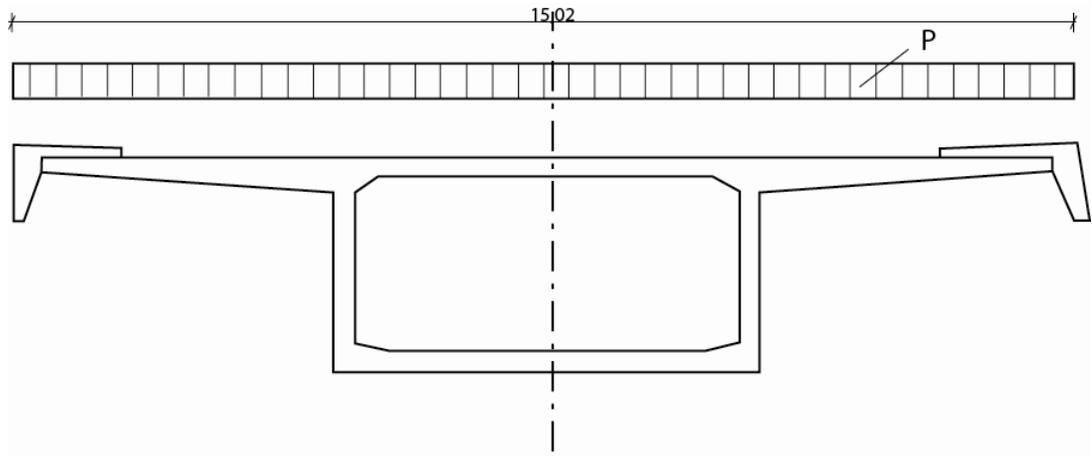


Abbildung 3.4 Grundlast

**Hauptspur - Überlast**

Bereich	Breite [m]	$e_z$ [m]	$p_{HS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Spur 1	3,00	4,66	6,5

Tabelle 3.3 Hauptspur Überlast

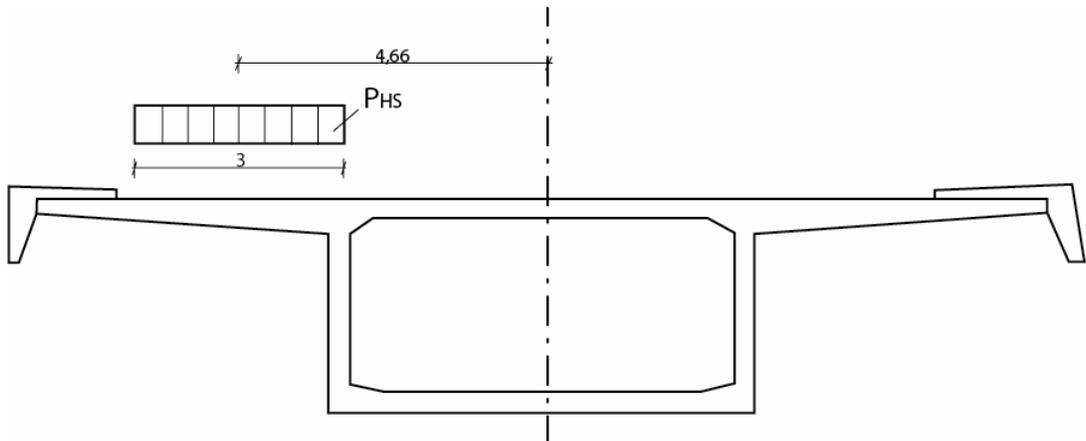


Abbildung 3.5 Hauptspur Überlast

## Radlasten Streifen 1 und 2

Radlast	Spur 1	
	P [kN]	$e_z$ [m]
P1	120	-5,66
P2	120	-3,66
P3	80	-2,66
P4	80	-0,66

Tabelle 3.4 Radlasten

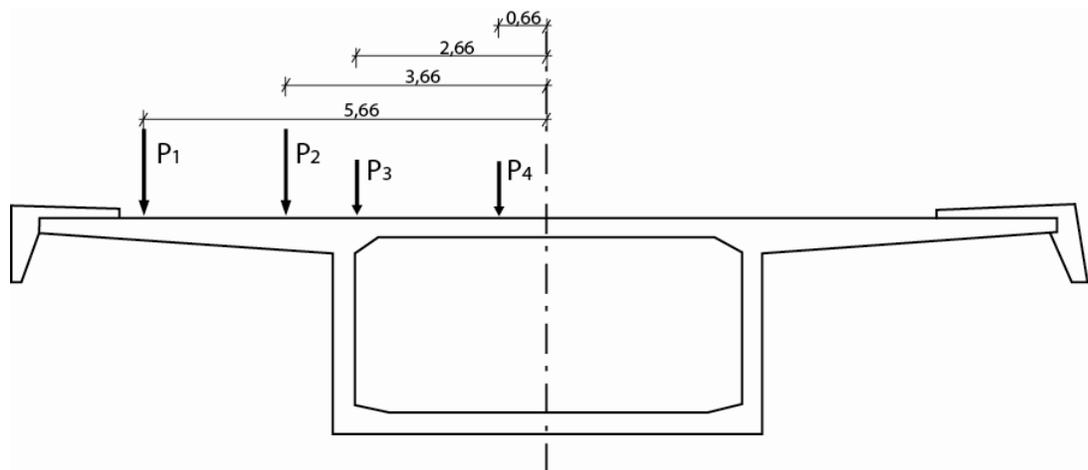


Abbildung 3.6 Radlasten

(Leonhardt, Andrä und Partner, 2006)

Um Maximalwerte für die Verkehrslasten zu bestimmen wurden die ein besseres  
Für ein besseres Verständnis für die Maximalwerte für die Verkehrslasten wurden  
die Einflusslinien für die Positionierung der Verkehrslasten kann über die  
Auswertung der Einflusslinien

### 3.3.4 Temperatureinwirkungen

- Schwankungen des konstanten Temperaturanteils (nach DIN FB 101, Kap.63.1.3)

Es wird eine Aufstelltemperatur für das Bauwerk  $T_0=10^\circ\text{C}$  angenommen. Für den Überbau ergeben sich Schwankungen des konstanten Temperaturanteils wie folgt.

$$\Delta T_{N,\text{neg}}=T_{e,\text{min}}-10=-27\text{K}$$

$$\Delta T_{N,\text{pos}}=T_{e,\text{max}}+10=+27\text{K}$$

- Linearer Temperaturunterschied in vertikaler Richtung (nach DIN FB 101, Kap.63.1.4)

Gemäß Tabelle 6.1 und 6.2 wird angesetzt

Für den Endzustand:  $\Delta T_{M,\text{pos}}=+15\text{K} * 0,82= 12,3 \text{ K}$

(Belagsdicke  $d=8\text{cm} \rightarrow K_{\text{sur}}=0,82$ )

$$\Delta T_{M,\text{neg}}=-8 * 1= 12,3 \text{ K}$$

Lineare Temperaturunterschiede in horizontaler Richtung werden nicht berücksichtigt.

- Gleichzeitige Betrachtung des konstanten Temperaturanteils und des linearen Temperaturunterschiedes:

**1.  $\Delta T_M+0,35 \Delta T_N$**

**2.  $0,75 \Delta T_M + \Delta T_N$**

(Leonhardt, Andrä und Partner, 2006)

### 3.3.5 Windlasten

Windlasten werden gemäß DIN-FB 101, Anhang N berücksichtigt

Höhe über Gelände:  $20 \text{ m} < z < 50 \text{ m}$ .

Bei Kombination mit Verkehr oder mit Lärmschutzwand:  
es gilt Tab. N1, Spalte6 des DIN- FB 101

Überbau

$$d = h_{\text{Träger}} + h_{\text{Fahrbahnschicht}} + h_{\text{Lärmschutzwand}} = 3,00 + 0,08 + 3,32 = 6,40 \text{ m}$$

$$b/d = 14,75/6,4 = 2,3 \quad w \approx 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_w = w \cdot d = 2,0 \cdot 6,4 = 12,8 \text{ kN/m}$$

Pfeilerstück zwischen den Druckstreben und dem Überbau

$$b/d = 3,00/2,80 = 1,07 \quad w \approx 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_w = w \cdot d = 2,4 \cdot 2,8 = 6,72 \text{ kN/m}$$

Pfeilerstück unterhalb der Druckstreben

$$b/d = 6,00/2,80 = 2,14 \quad w \approx 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_w = w \cdot d = 2,0 \cdot 2,8 = 5,6 \text{ kN/m}$$

Druckstreben

$$b/d = 1,00/1,50 = 0,66 \quad w \approx 2,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_w = w \cdot d = 2,6 \cdot 1,50 = 3,9 \text{ kN/m}$$

### 3.3.6 Vorspannung

Die Spannkabeltypen 1, 2, 3, und 4 werden bereits bei dem Einklappen des Trägers benötigt (siehe Abb. 3.16 bis 3.22)

Für die Vorspannung im Verbund werden folgende Spanngliedgrößen benutzt:

$$\text{VSL 6-12} \quad 12\text{-litziges Spannglied, } A_v = 18,00 \text{ cm}^2, \quad P_{0,\text{max}} = 2,43 \text{ MN}$$

$$P_{m0} = 2,30 \text{ MN}$$

Die Spannstahlspannung darf unmittelbar nach dem Absetzen der Vorspannkraft auf den Beton den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten:

$$\sigma_{pm0} < 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma}_{pm0} < 0,85 \cdot f_{pk} = 0,85 \cdot 1500 = \underline{1275 \text{ N/mm}^2}$$

Die Spannstahlspannung unmittelbar an der Presse darf auch bei einem notwendigen Überspannen den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten:

$$\sigma_{0,max} < 0,80 \cdot f_{pk} = 0,80 \cdot 1770 = 1416 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma}_{0,max} < 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 0,90 \cdot 1500 = \underline{1350 \text{ N/mm}^2}$$

Bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ist eine Überspannreserve vorzusehen, d.h. die rechnerischen Spannstahlspannungen unmittelbar an der Presse werden weiter begrenzt zu:

$$\sigma_{0,max} < 0,80 \cdot f_{pk} \cdot e^{-\mu\gamma(\kappa-1)}$$

$$\underline{\sigma}_{0,max} < 0,90 \cdot f_{pk} \cdot e^{-\mu\gamma(\kappa-1)}$$

Dabei ist

$\mu = 0,2$  Reibungswert nach bauaufsichtlicher Zulassung

$\gamma = \theta + kx$  Summe der planmäßigen und ungewollten Umlenkwinkel mit  $\theta$

Summe der

planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel

$kx$  Summe der ungewollten Umlenkwinkel

$\kappa = 1,5$  Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve

Die zulässigen Spannstahlspannung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  unter der quasi ständigen Lastfallkombination nach Abzug aller Spannkraftverluste durch Kriechen, Schwinden und Relaxation  $\sigma_{p\infty} \leq 0,65 \cdot f_{pk} = 0,65 \cdot 1770 = 1150$  sind so eingehalten.

Für die extreme Vorspannung wird die folgende Spanngliedgröße angenommen:

VSL 6-22 22-litziges Spannglied,  $A_v = 33,00 \text{ cm}^2$ ,

$$P_{0,max} = 4,45 \text{ MN}$$

$$P_{m0} = 4,21 \text{ MN}$$



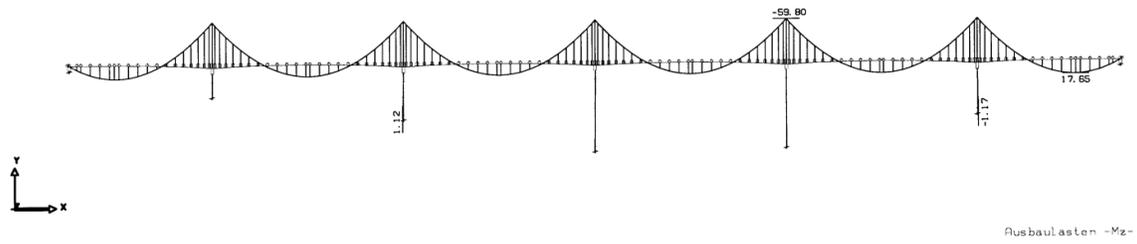


Abbildung 3.9 Moment der Ausbaulasten der Andelsbachtalbrücke nach LAP (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006)

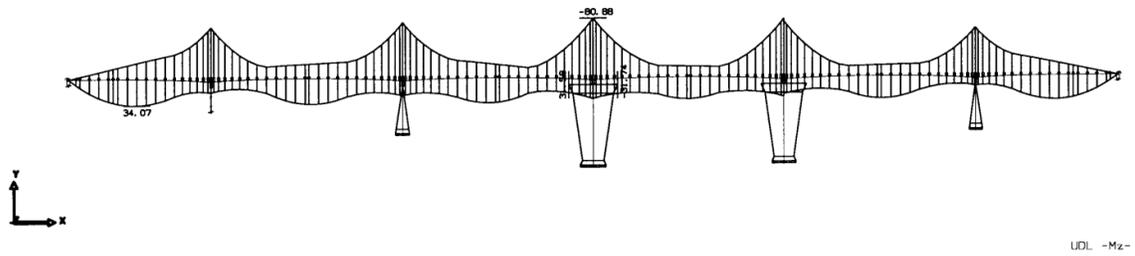


Abbildung 3.10 Momente der Gleichlasten der Verkehrslasten von LAP (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006)

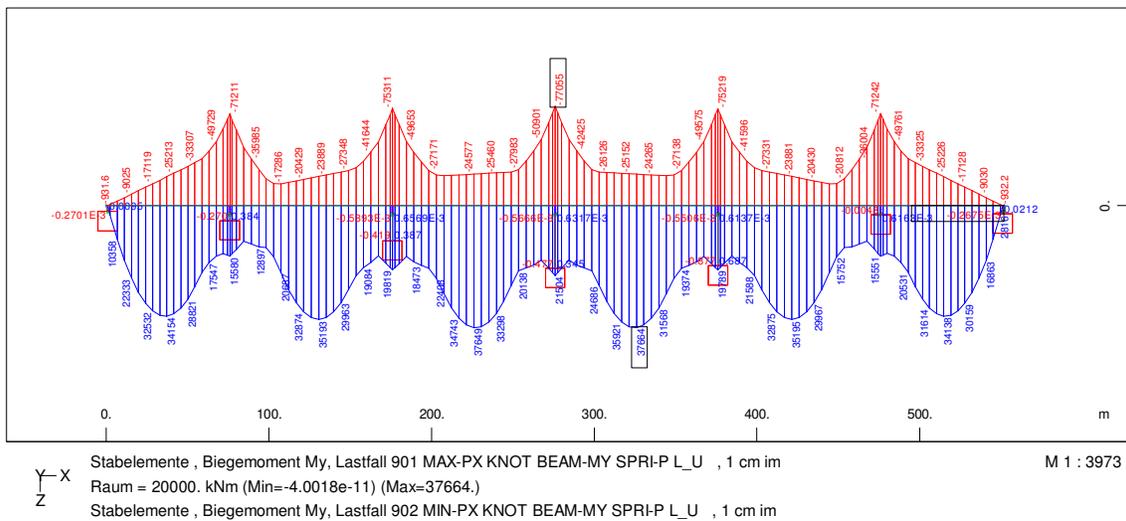
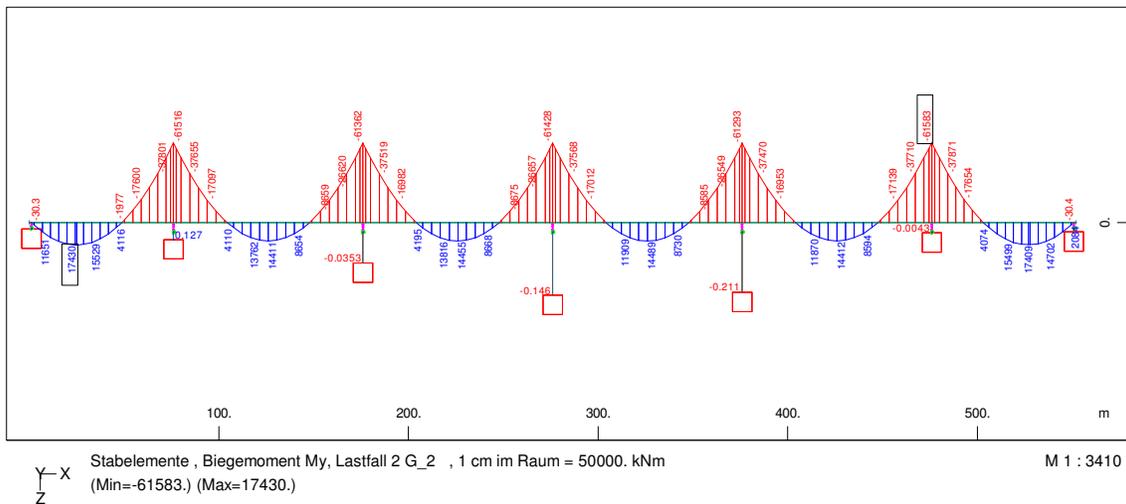
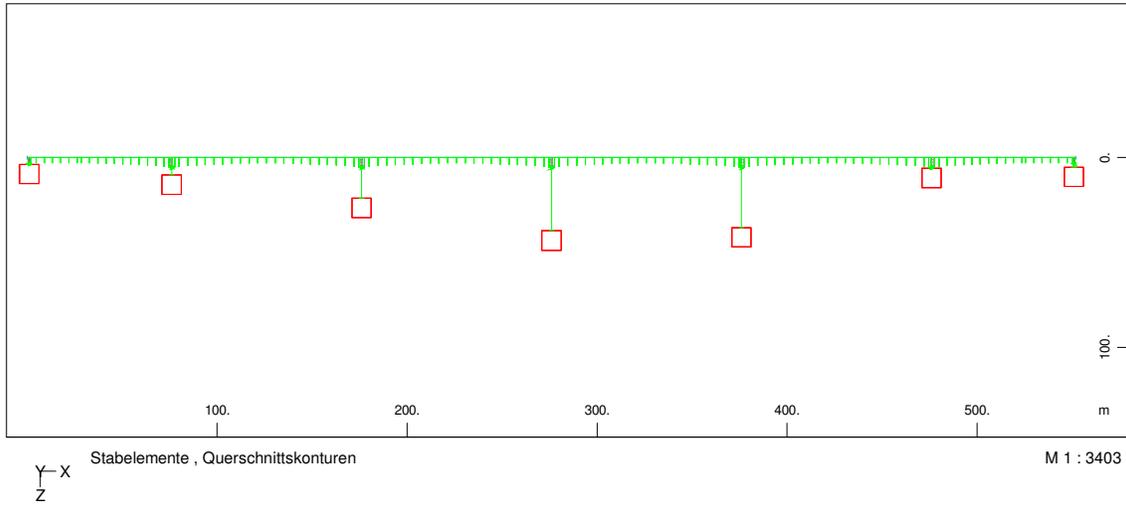
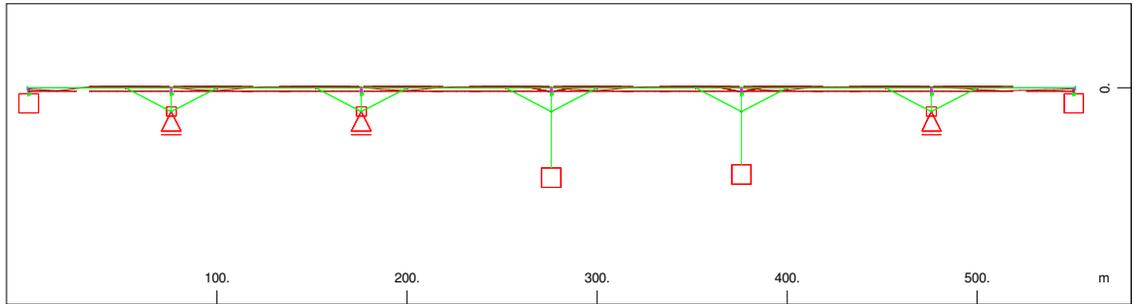


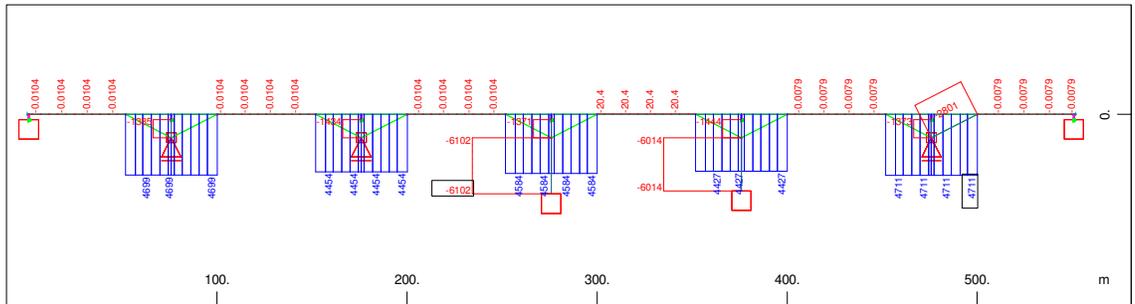
Abbildung 3.11 Struktur der Nachmodellierung, Momente der Ausbaulasten und der Überlagerung der Verkehrsleichlasten





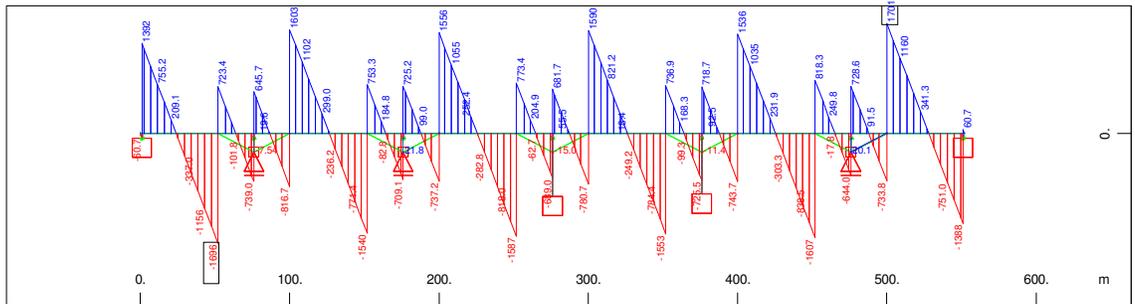
Struktur (Maximalwerte kubisch interpoliert)

M 1 : 3403



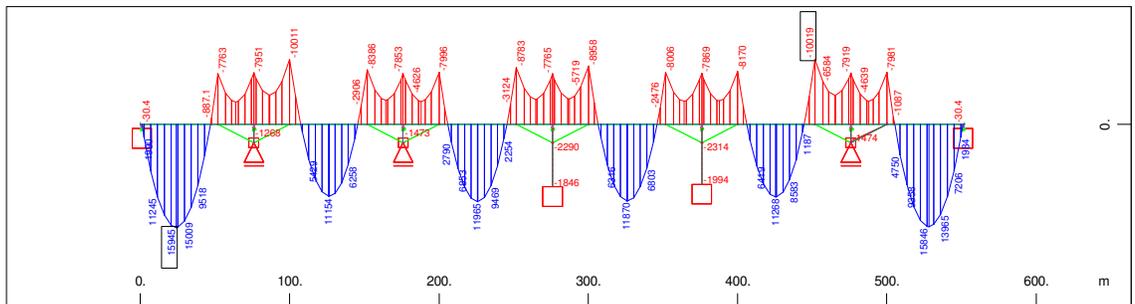
Stabelemente , Normalkraft Nx, Lastfall 2 G\_2 , 1 cm im Raum = 5000. kN (Min=-6102.) (Max=4711.)

M 1 : 3403



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 2 G\_2 , 1 cm im Raum = 1000. kN (Min=-1996.) (Max=1701.)

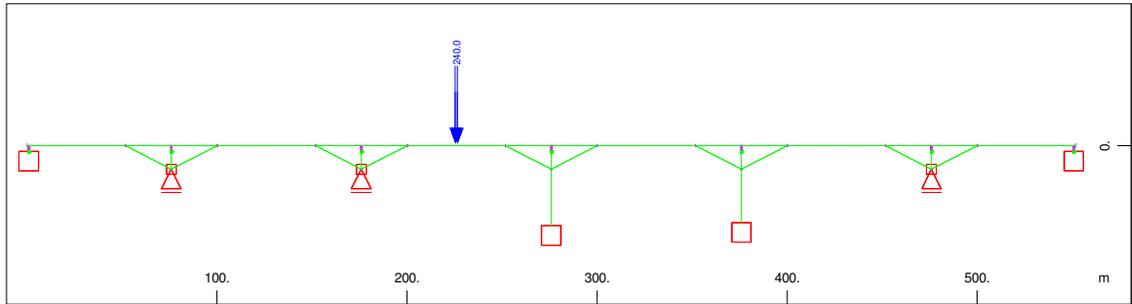
M 1 : 4332



Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 2 G\_2 , 1 cm im Raum = 10000. kNm (Min=-10019.) (Max=15945.)

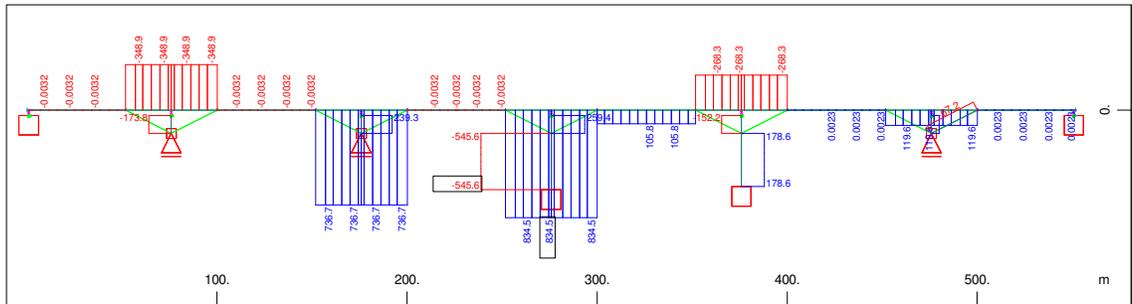
M 1 : 4332

Abbildung 3.13 Ausbaulasten



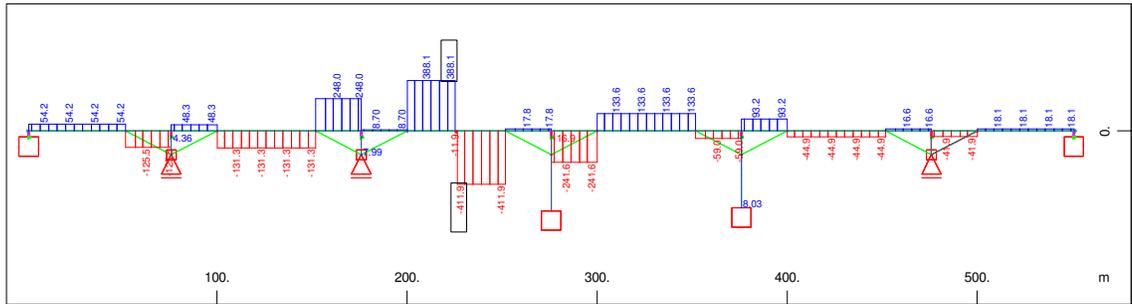
Alle Lasten, Lastfall 391 Tandem Achsen Feld 3 links , (1 cm im Raum = Unit)  
 Stabeinzellast (Kraft) Vektor (Unit=200.0 kN) (Max=240.0)

M 1 : 3403



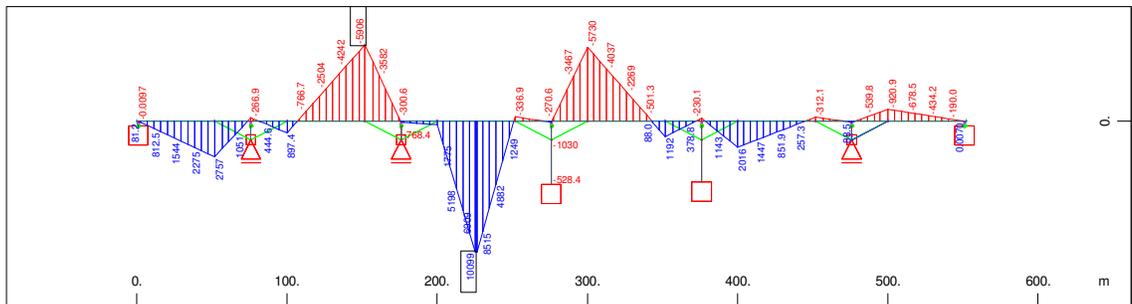
Stabelemente , Normalkraft Nx, Lastfall 391 Tandem Achsen Feld 3 links , 1 cm im  
 Raum = 500.0 kN (Min=-545.6) (Max=834.5)

M 1 : 3403



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 391 Tandem Achsen Feld 3 links , 1 cm im Raum  
 = 500.0 kN (Min=-411.9) (Max=388.1)

M 1 : 3403



Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 391 Tandem Achsen Feld 3 links , 1 cm im  
 Raum = 5000. kNm (Min=-5906.) (Max=10099.)

M 1 : 4305

Abbildung 3.14 Achslasten (TS)

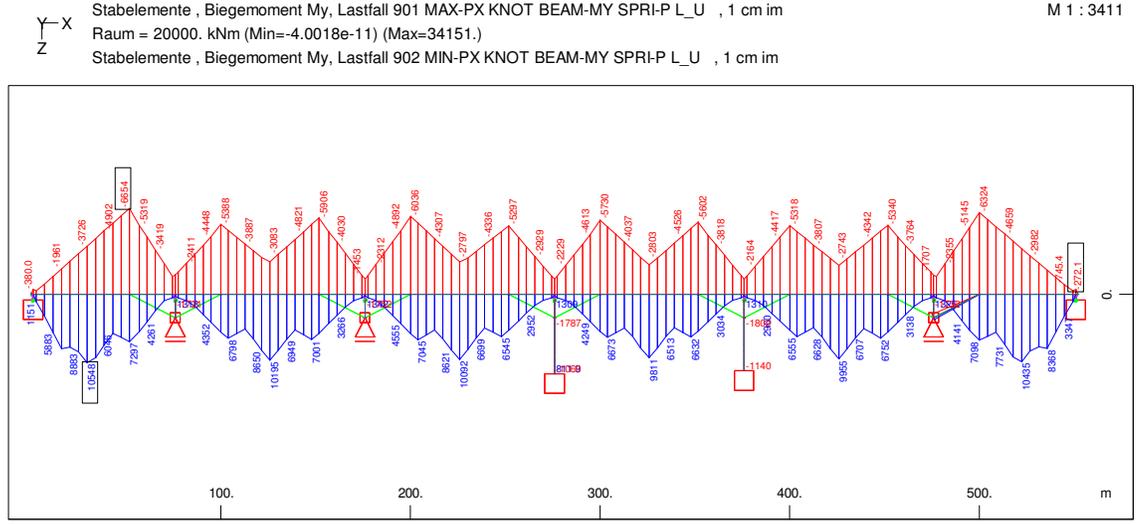
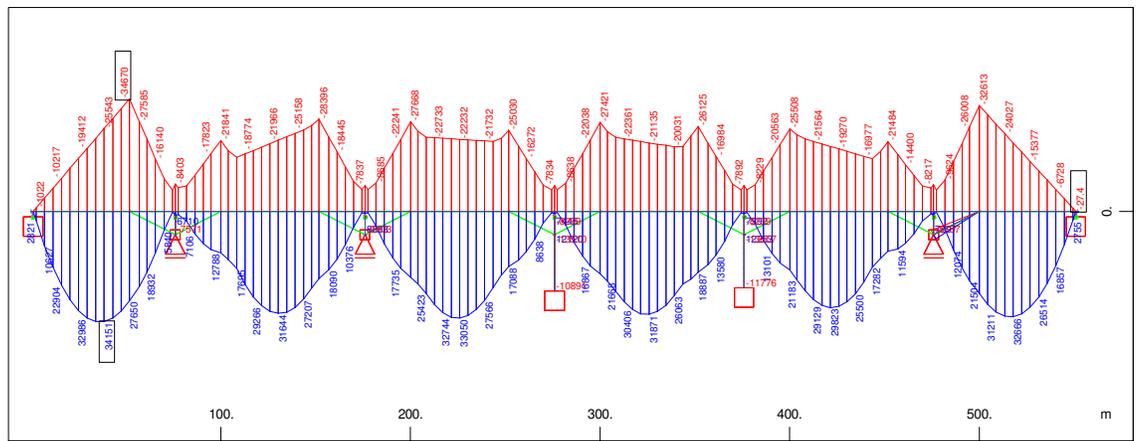
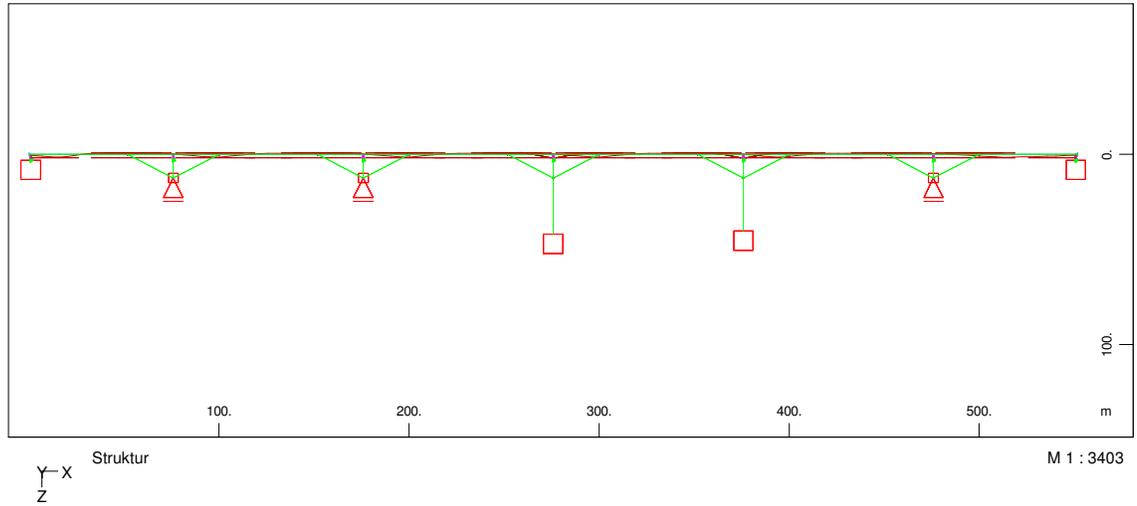
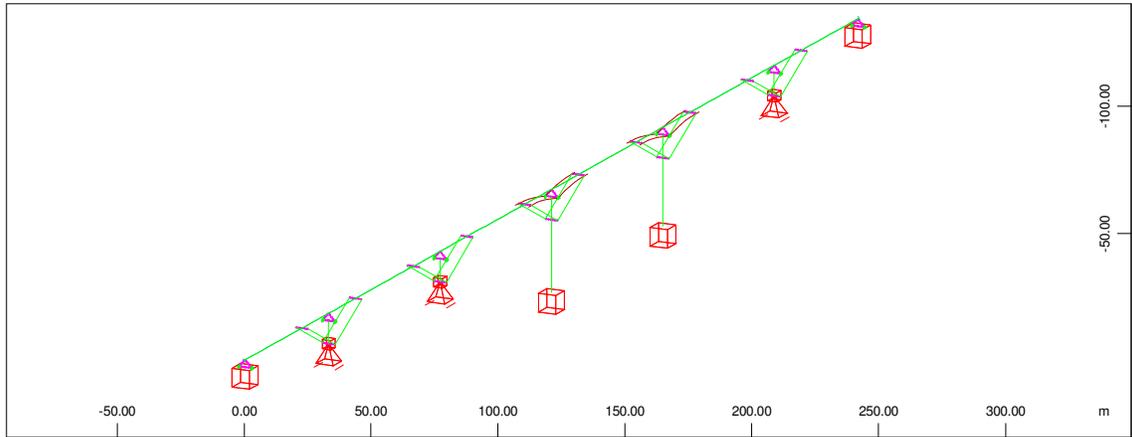
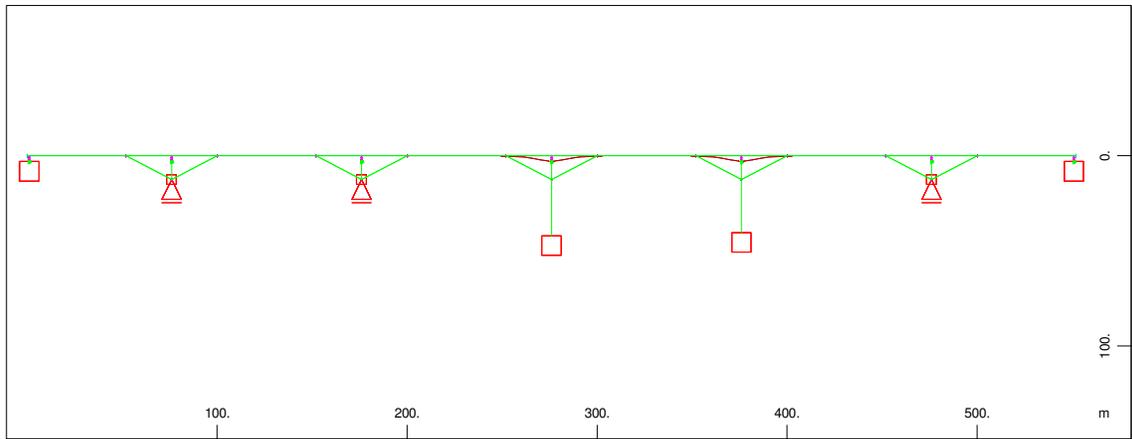


Abbildung 3.15 Maximale Momente der Verkehrsgleichlast und der Verkehrsachsenlasten



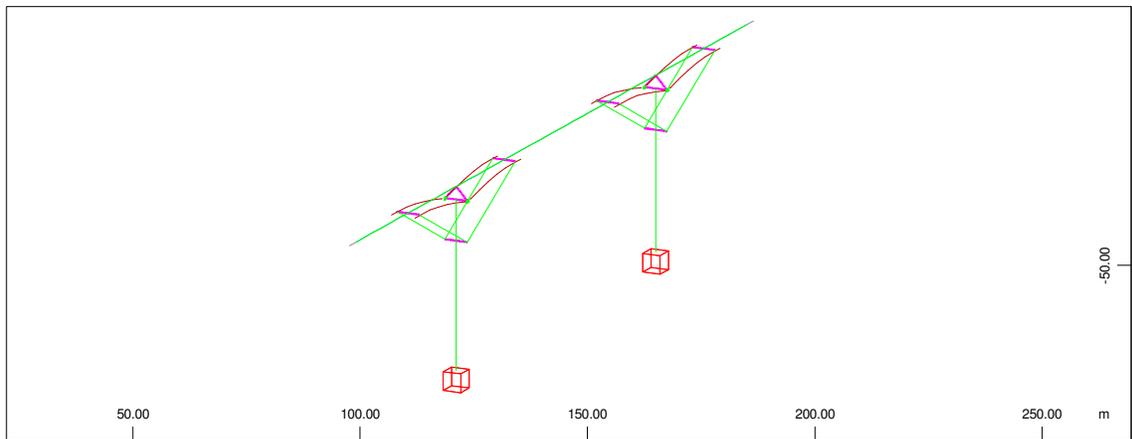
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

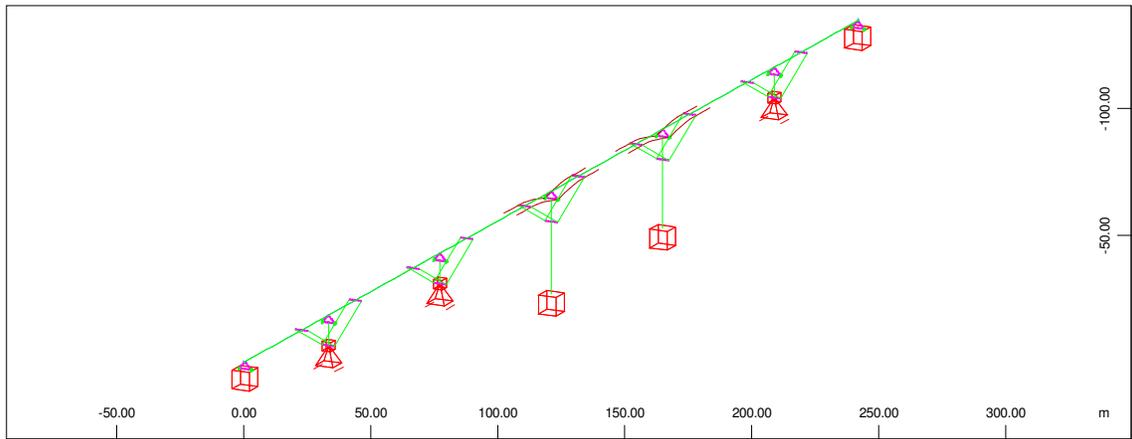
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

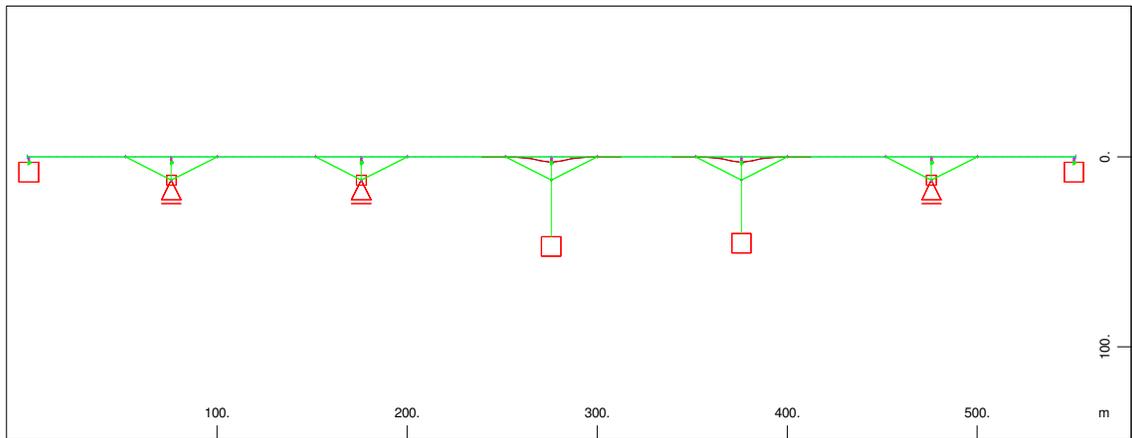
M 1 : 1422  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962

Abbildung 3.16 Spannkabelverlauf des Typs 1



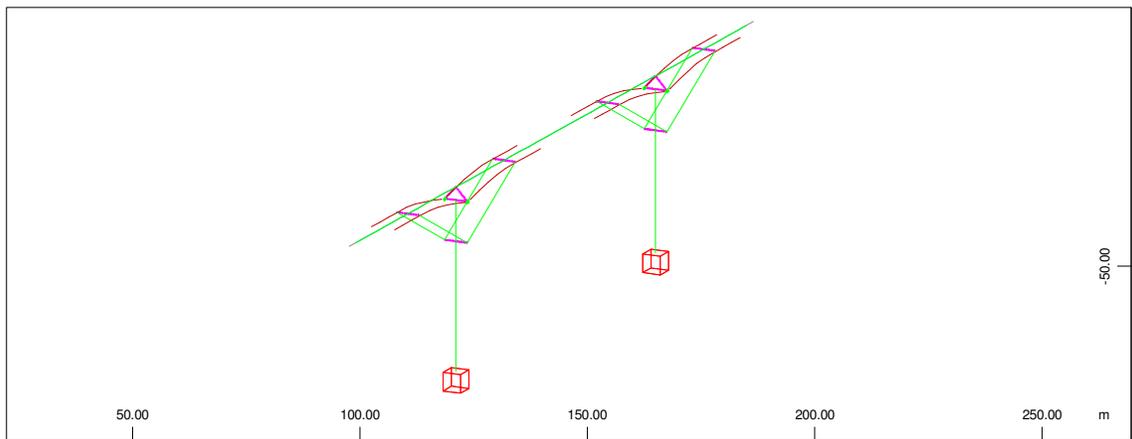
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

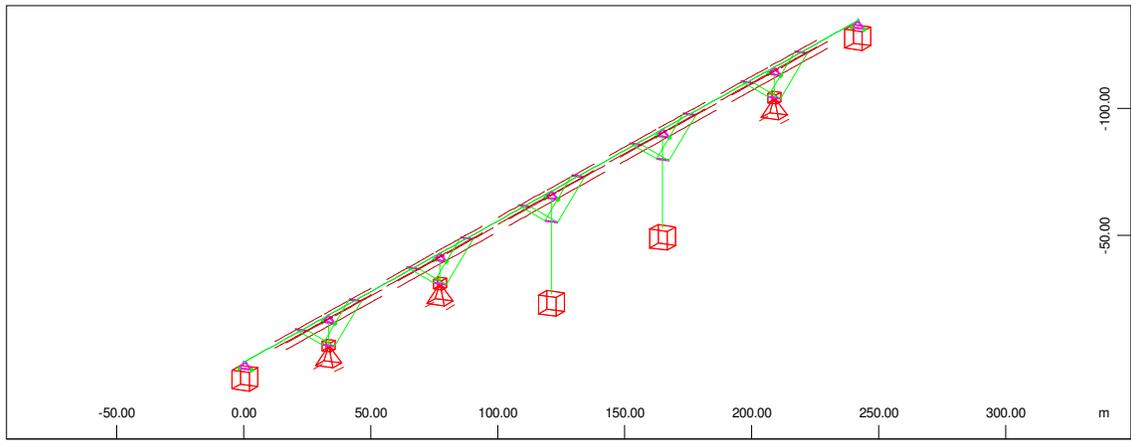
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

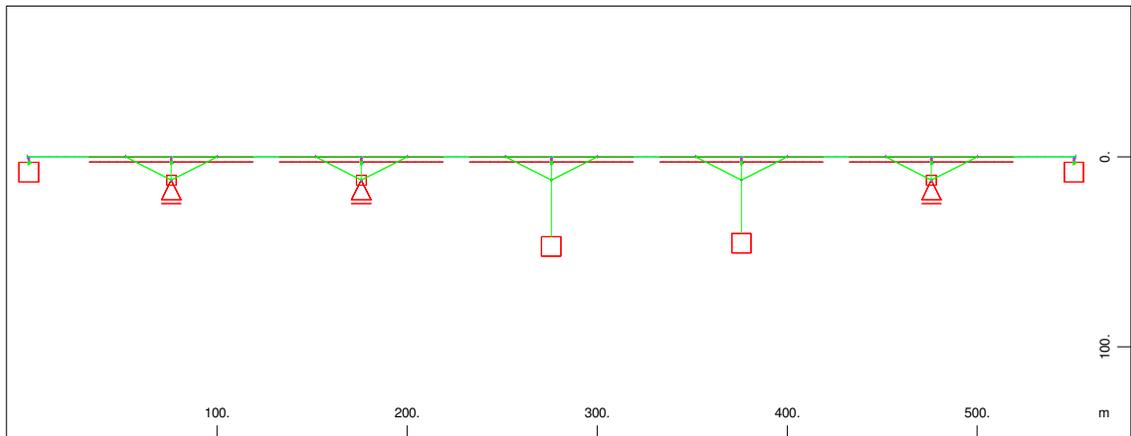
M 1 : 1422  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962

Abbildung 3.17 Spannkabelverlauf des Typs 2



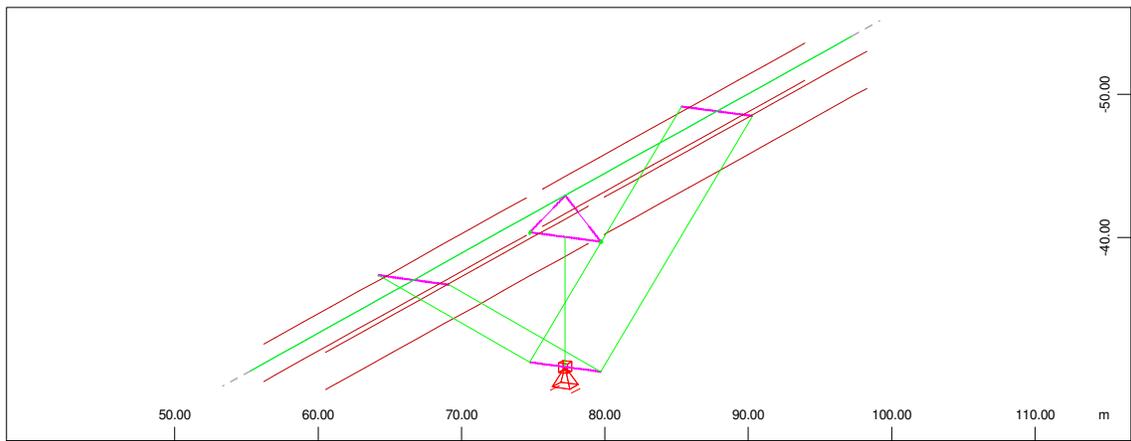
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

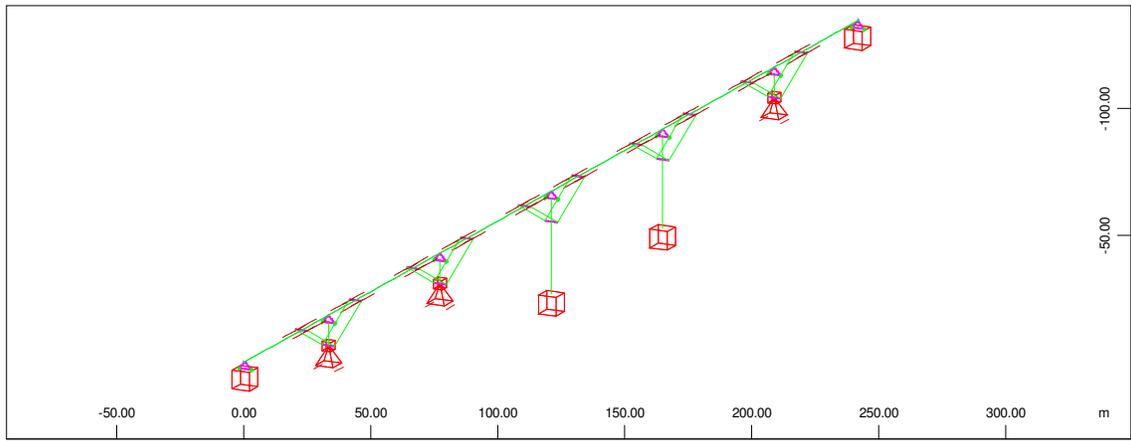
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

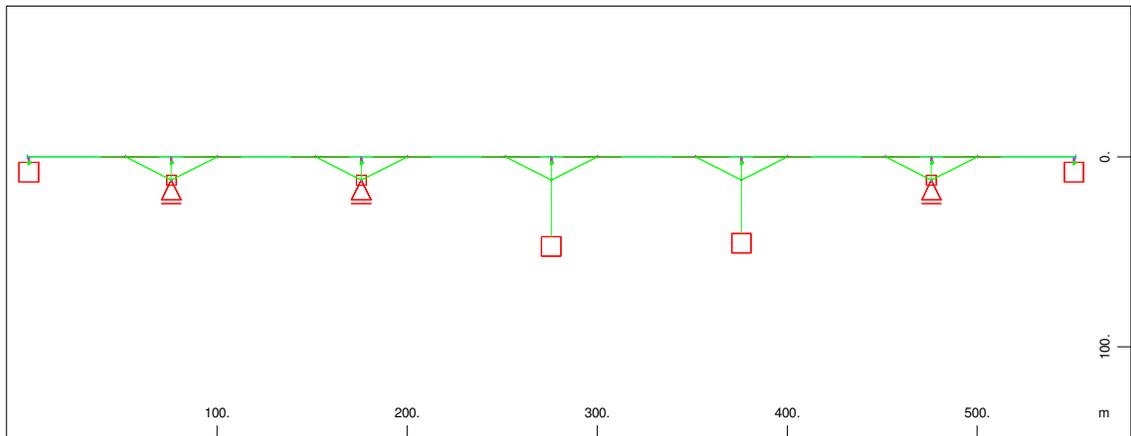
M 1 : 451  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962

Abbildung 3.18 Spannkabelverlauf Typ 3



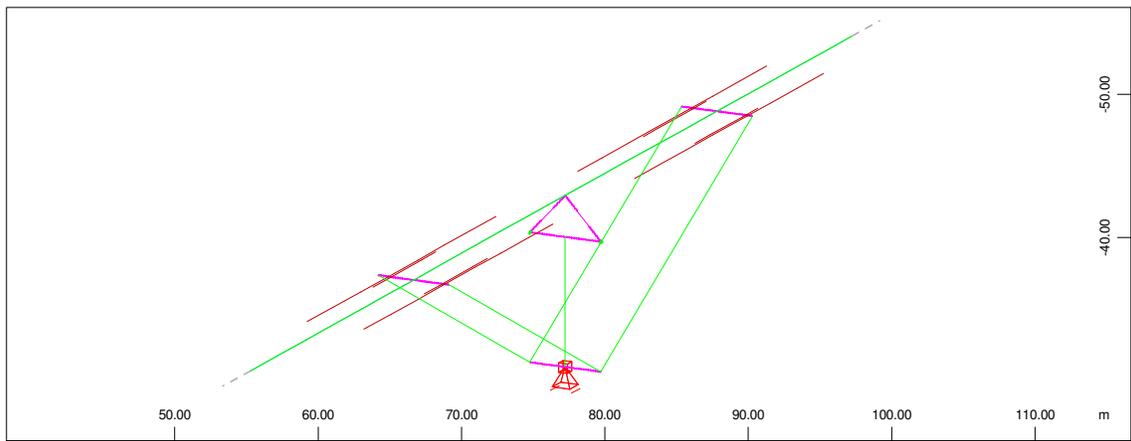
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

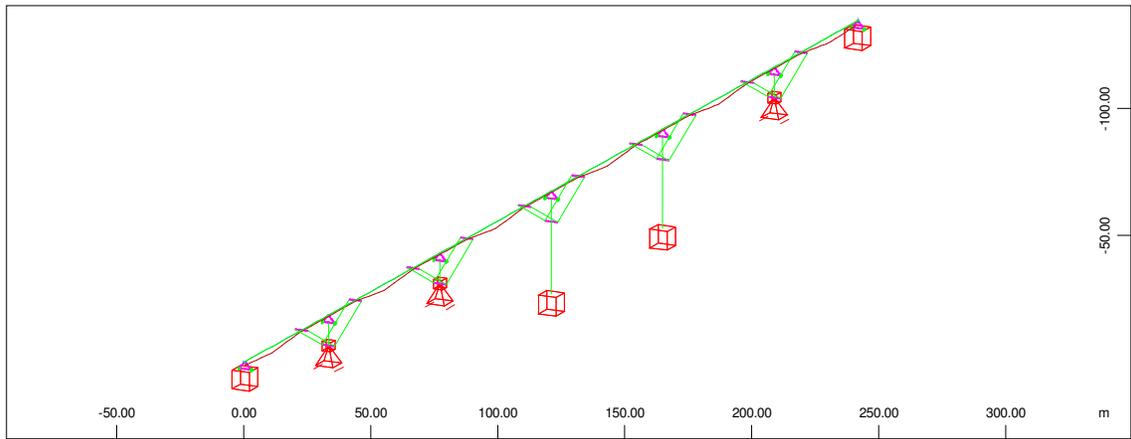
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

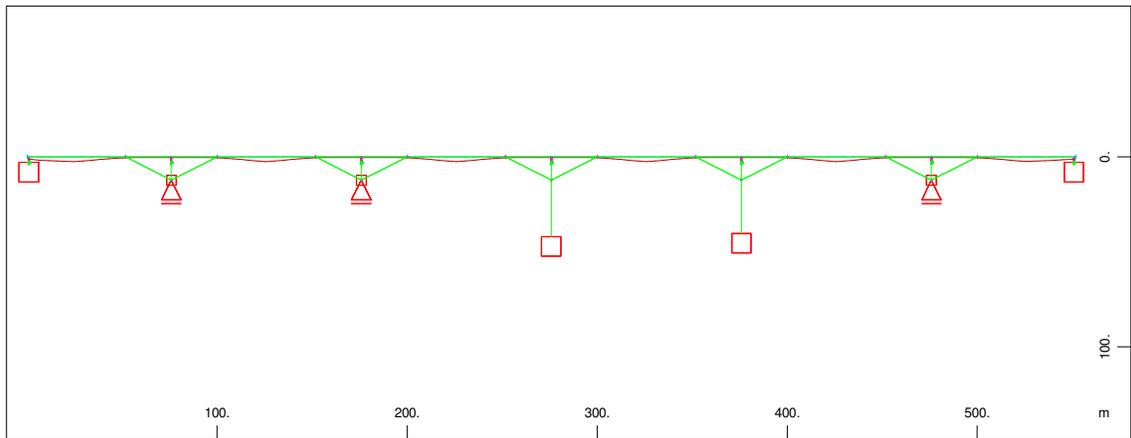
M 1 : 451  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962

Abbildung 3.19 Spannkabelverlauf des Typs 4



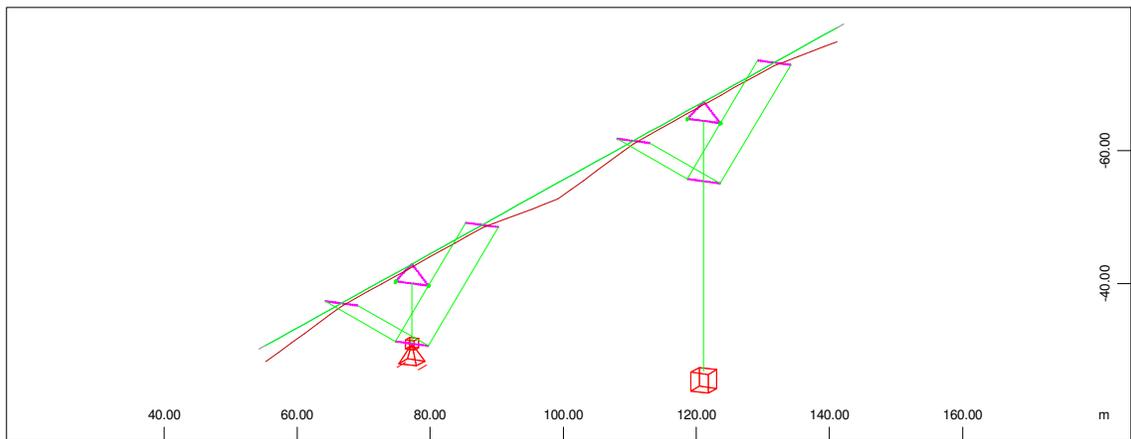
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

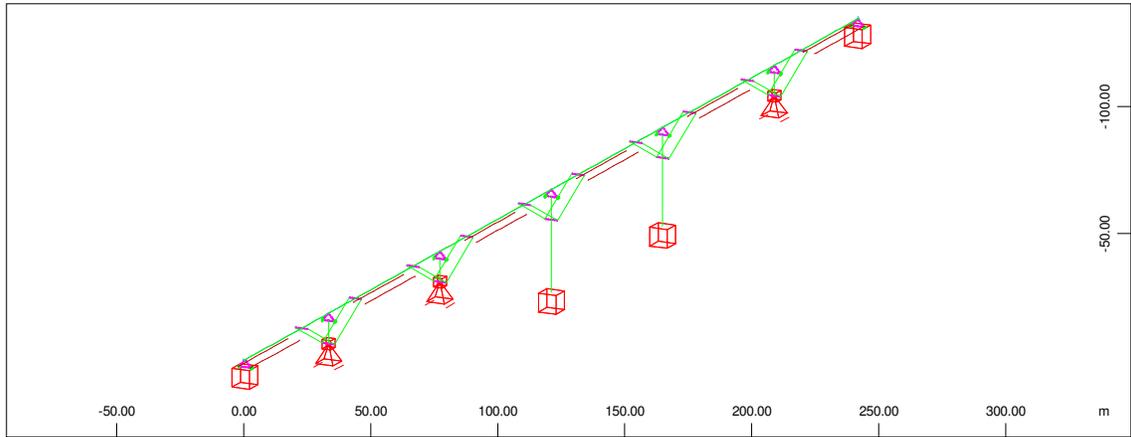
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

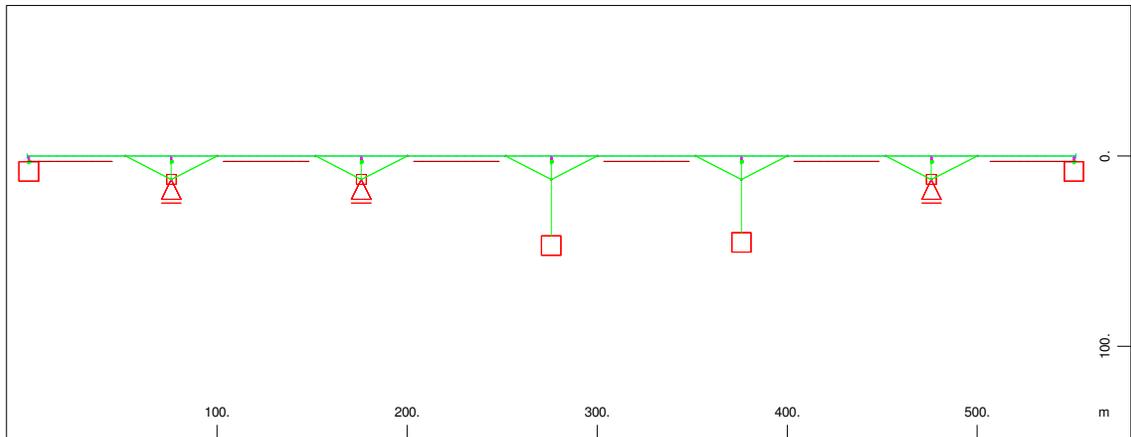
M 1 : 972  
 X \* 0.502  
 Y \* 0.906  
 Z \* 0.962

Abbildung 3.20 Spannkabelverlauf des Typs 5



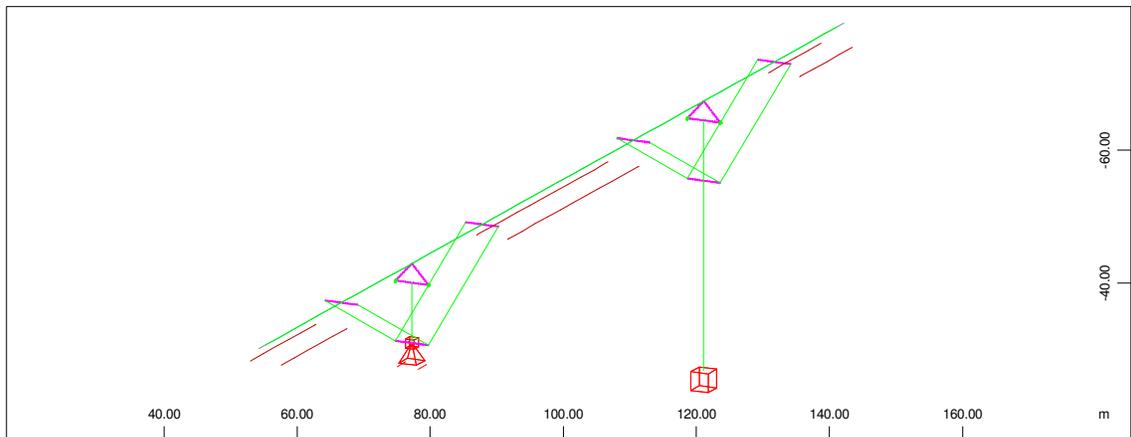
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

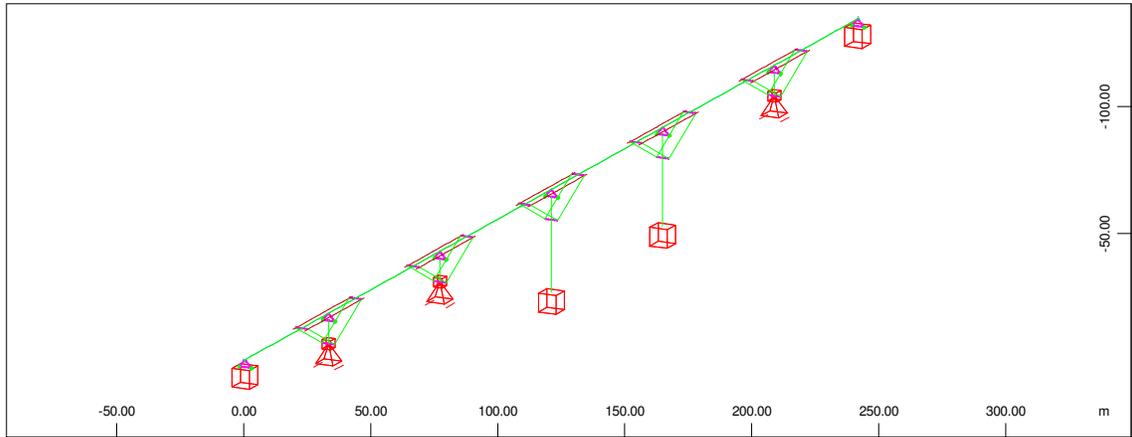
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

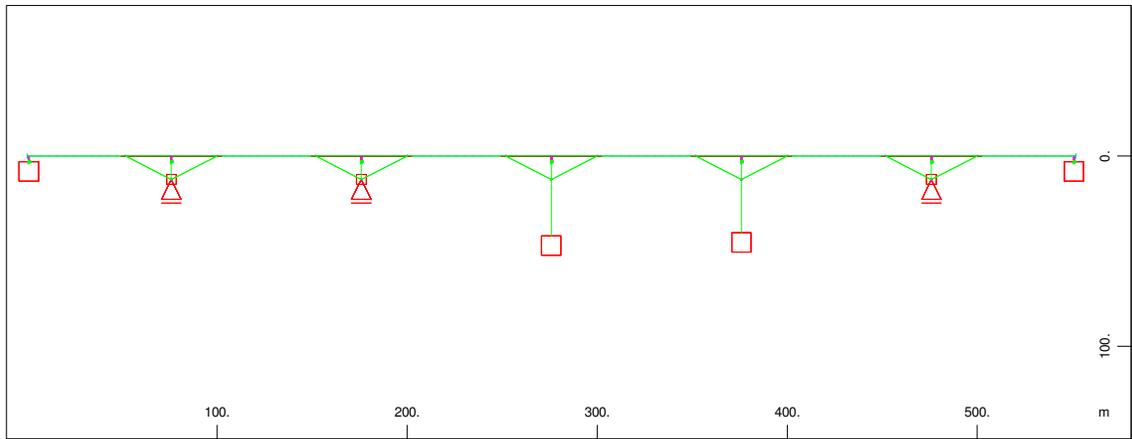
M 1 : 972  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962

Abbildung 3.21 Spannkabelverlauf des Typs 6



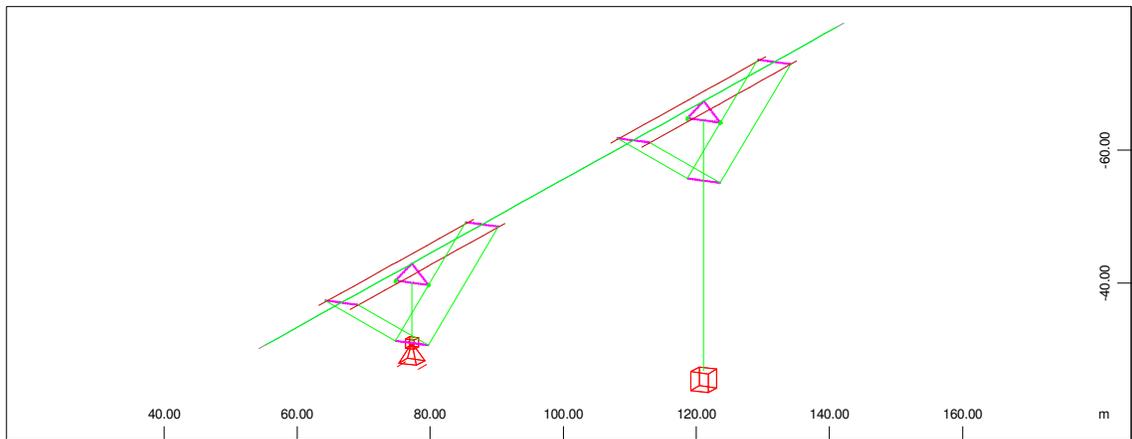
Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

M 1 : 2547  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962



Struktur  
 $\begin{matrix} Y \\ X \\ Z \end{matrix}$

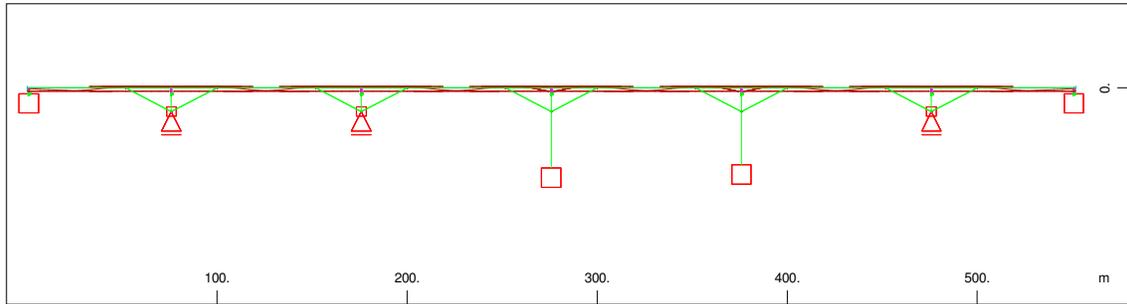
M 1 : 3403



Systemausschnitt  
 Struktur  
 $\begin{matrix} X \\ Y \\ Z \end{matrix}$

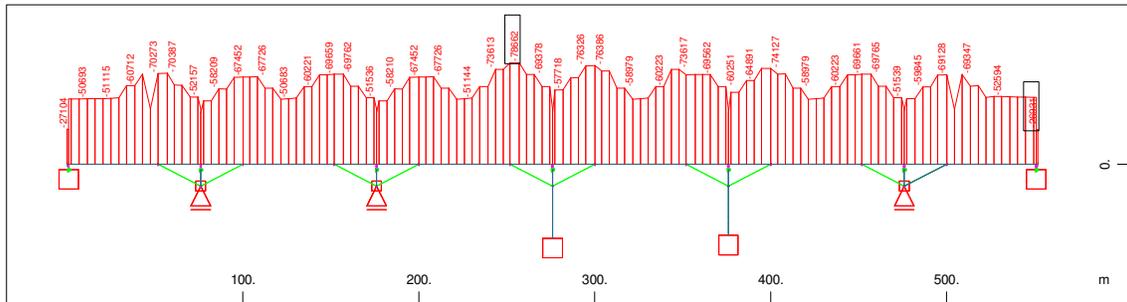
M 1 : 972  
 X\* 0.502  
 Y\* 0.906  
 Z\* 0.962

Abbildung 3.22 Spannkabelverlauf des Typs 7



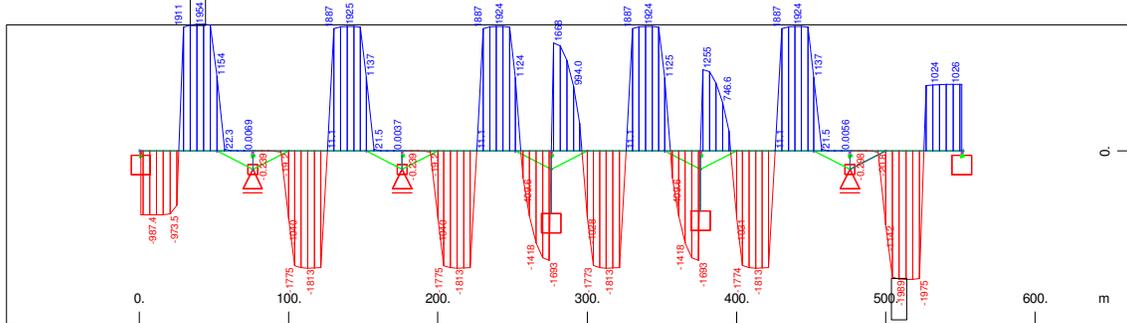
Struktur (Maximalwerte kubisch interpoliert)

M 1 : 3403



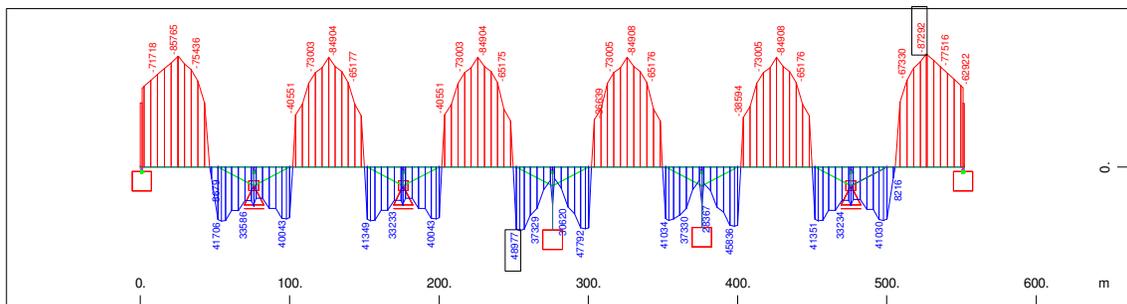
Stabelemente , Normalkraft Nx, Lastfall 31 V\_BESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum = 50000. kN (Min=-78662.) (Max=0)

M 1 : 3676



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 31 V\_BESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum = 1000. kN (Min=-1989.) (Max=1954.)

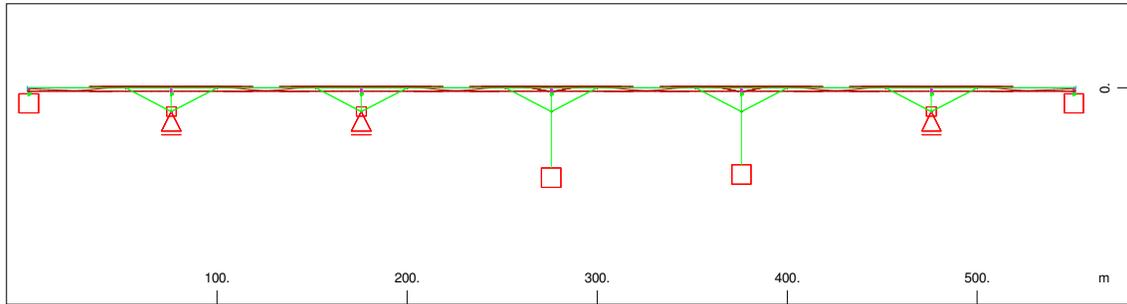
M 1 : 4332



Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 31 V\_BESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum = 50000. kNm (Min=-87292.) (Max=48977.)

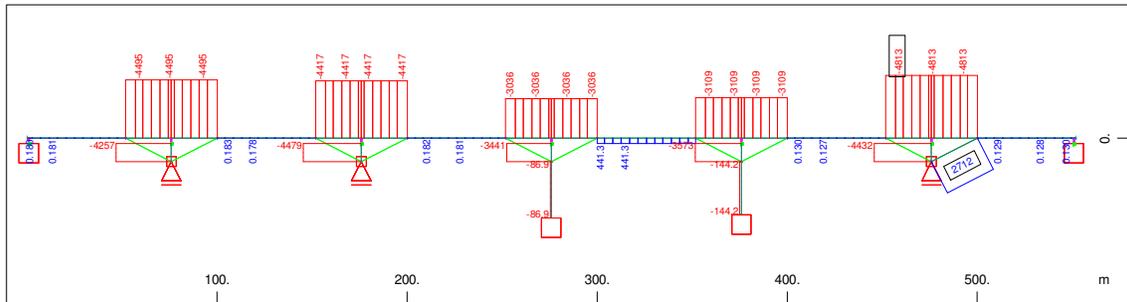
M 1 : 4332

Abbildung 3.23 Bestimmter Anteil der Spannglieder



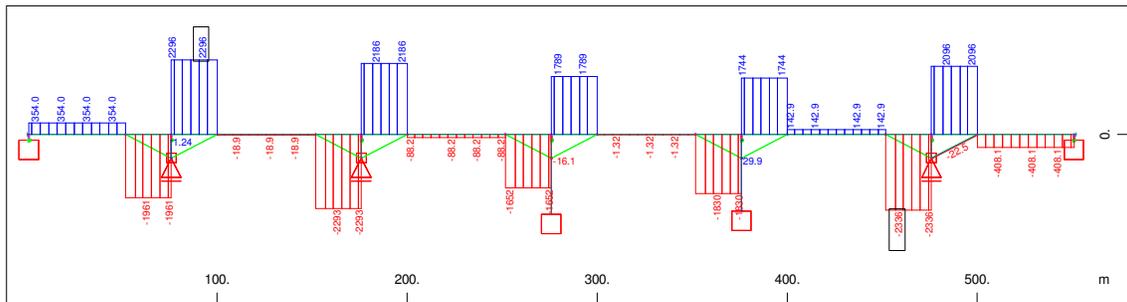
Struktur  
Y-X  
Z

M 1 : 3403



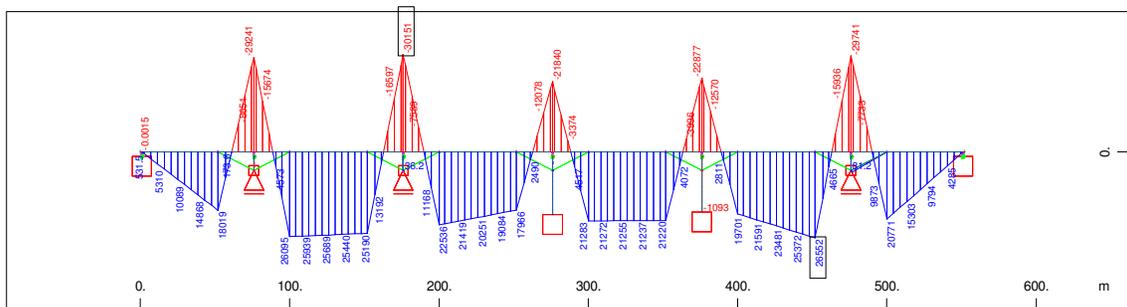
Stabelemente , Normalkraft Nx, Lastfall 32 V\_UNBESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum =  
5000. kN (Min=-4813.) (Max=2712.)

M 1 : 3403



Stabelemente , Querkraft Vz, Lastfall 32 V\_UNBESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum =  
2000. kN (Min=-2336.) (Max=2296.)

M 1 : 3403



Stabelemente , Biegemoment My, Lastfall 32 V\_UNBESTIMMTER\_ANTEIL , 1 cm im Raum =  
20000. kNm (Min=-30151.) (Max=26552.)

M 1 : 4332

Abbildung 3.24 Unbestimmter Anteil der Spannglieder

## 3.6 Gebrauchstauglichkeitsnachweis

### 3.6.1 Betonrandspannungen $\sigma_c$ unter der seltenen Einwirkungskombination

Nach Din FB 102, II 4.4.11(5) werden für die Berechnung der Spannungen die Querschnittswerte im gerissenen Zustand angenommen, wenn die im ungerissenen Zustand unter der seltenen Einwirkungskombination berechnete Zugspannung den Wert  $f_{ctm}$  (C45/55) = 3,8 MN/m<sup>2</sup> überschreitet (siehe Abb. 3.25).

Bei der Berechnung der Betonrandspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ist die Streuung der Vorspannkraft mit zu berücksichtigen (DIN FB 102, II 2.5.4.2)

Aus dem folgenden Spannungsverlaufen ergeben sich keine Überschreitungen der Randzugspannungen von 3,8 MN/m<sup>2</sup>. Somit ist es möglich für die Berechnung der Spannungen die Querschnittswerte im ungerissenen Zustand anzunehmen.

### 3.6.2 Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination:

Die folgenden Spannungsverläufe zeigen, dass die Betonrandspannungen  $\sigma_c$  an keiner Stelle und zu keinem Zeitpunkt den Wert  $0,6 * 45 = 27$  MN/m<sup>2</sup> überschreiten (siehe Abb. 3.25)

Für die Dekompressionsnachweise ist die Streuung der Vorspannkraft mit zu berücksichtigen. Unter der quasi- ständigen Einwirkungskombination sind die Dekompressionsnachweise im Feld erfüllt (siehe Abb. 3.25).

### 3.6.3 Begrenzung der Stahlspannungen

Die Zugspannungen in der Betonstahlbewehrung sind wie folgt zu begrenzen:

$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 500 = 400 \text{ N/mm}^2$  unter nicht-häufigen Lasten und den charakteristischen Werten der Vorspannung zum Zeitpunkt  $t=\infty$

Der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung im Verbund ist dabei als Vordehnung zu berücksichtigen.

Für das vorliegende Tragwerk- die Zugspannungen der Betonstahlbewehrung kann mit Querschnittswerten im ungerissenen Zustand berechnet werden- kann angenommen werden, dass dieser Nachweis erfüllt ist.

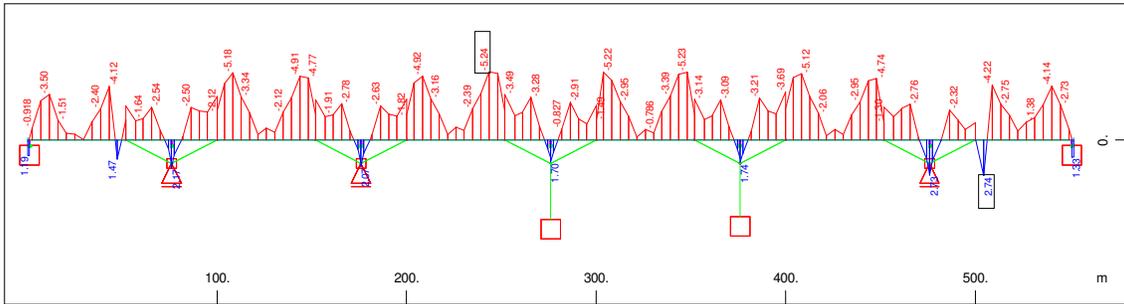
Die Zugspannungen im Spannstahl sind wie folgt zu begrenzen (siehe Abb. 3.25):

$\sigma_p \leq 0,65 \cdot f_{pk} = 0,65 \cdot 1750 = 1150 \text{ N/mm}^2$  unter quasi ständigen Lasten und dem Mittelwert der Vorspannung

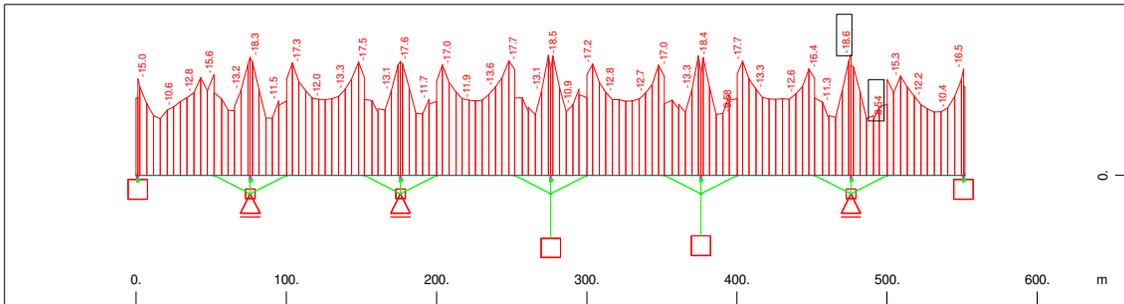
Hierbei sind Spannkraftverluste aus Keilschlupf, Reibung, Kriechen und Schwinden, Relaxation und die Spannungsänderungen im Spannstahl infolge äußerer Einflüsse zu berücksichtigen.

### 3.7 Tragfähigkeitsnachweis

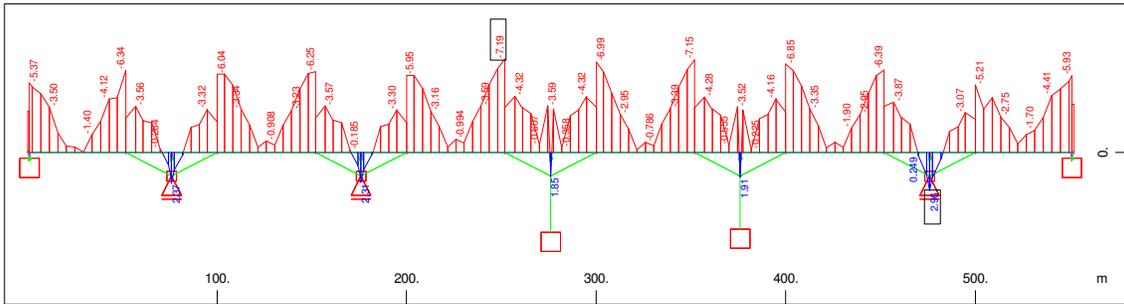
Die Tragfähigkeit der Bauteile auf Biegung und Längskraft ist überall gegeben. Die Querkraftnachweise ergeben dass man am Schnittpunkt der Druckstreben auf den Träger eine Stegverbreiterung von 0,3 auf 0,45 vornehmen müsste. In diesem Ort wird auch eine Scheibe für die Umlenksättel der Spannglieder eingebaut, der die Kräfte hilft abzuleiten. Für eine genauere Aussage bedürfte es einer genaueren Berechnung.



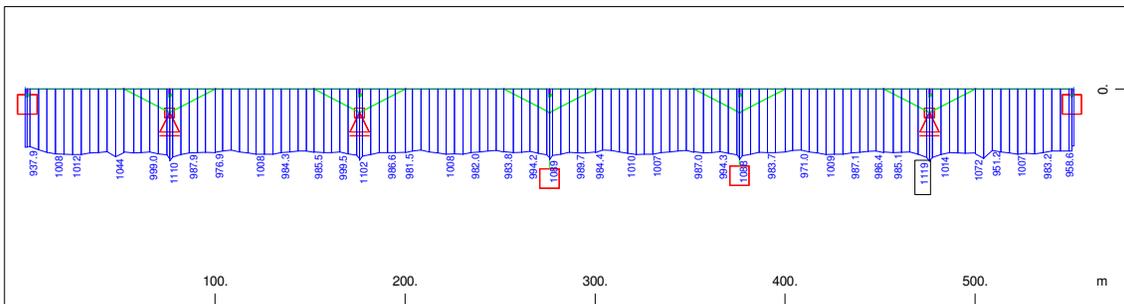
Stabelemente , Maximale Zugspannung, Bemessungsfall 9490 DECOMPRESSION+, Material 1 C 45/55 (DIN 1045-1) , 1 cm im Raum = 5.00 MPa (Min=-5.24) (Max=2.74) M 1 : 3411



Stabelemente , Maximale Druckspannung, Bemessungsfall 1107 VERKEHRSÜBERGABE+, Material 1 C 45/55 (DIN 1045-1) , 1 cm im Raum = 10.0 MPa (Min=-18.6) (Max=-8.54) M 1 : 4305



Stabelemente , Dekompressionsspannung, Bemessungsfall 9492 DECOMPRESSION+, Material 1 C 45/55 (DIN 1045-1) , 1 cm im Raum = 5.00 MPa (Min=-7.19) (Max=2.96) M 1 : 3411



Maximale Spannstahlspannung, Bemessungsfall 9495 QUASISTÄNDIG\_PK\_INF+, Material 8 St 1570 S (DIN 1045-1) , (1 cm im Raum = Unit) Stabelemente , Maximale Spannung (Unit=1000. MPa) (Max=1119.) M 1 : 3403

Abbildung 3.25 Gebrauchtauglichkeitsnachweise

### 3.8 Hertz'sche Pressungen in den Druckstreben

Die Spannungen, die in der Berührungslinie beider Drehzylinder entstehen werden Hertz'sche Pressungen genannt. Diese stellen ein maßgebliches Kriterium während und nach dem Aufklappvorgang dar. Einflussparameter für die Hertz'sche Pressung  $p_{\max}$  sind die Druckkraft  $F$ , welche die größte Lagerlast darstellt, der Elastizitätsmodul  $E$ , die Berührungslänge  $L$ , die Querdehnzahl  $\nu$ , sowie die Durchmesser  $d$  der Zylinder. Nach Formel (1) lassen sich die Hertz'schen Pressungen wie folgt berechnen:

$$(1) p_{\max} = \sqrt{\frac{F \cdot E}{\pi \cdot L \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} \right)}$$

Die größte Druckkraft in der Druckstrebe für ein 100 m Feld der Druckstrebenvariante im Andelsbachtal beträgt für den Endzustand 19937,63 N (siehe Abb. 3.26).

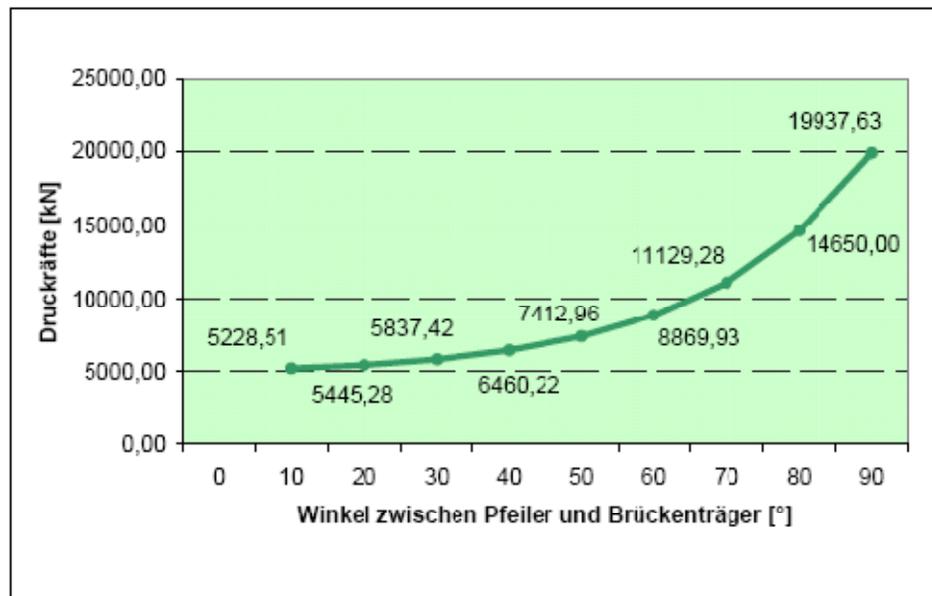


Abbildung 3.26 Druckstrebenkräfte zufolge Eigengewicht während des Aufklappens

In der obigen Abbildung sind die Kräfte für eine Seite, also für zwei Druckstreben berechnet. Eine Druckstrebe hat daher den Wert: 9968815 N.

$$F = 9968815 \text{ N}$$

Der Elastizitätsmodul wird für Stahl angenommen.

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 0,3$$

$$L = 1000 \text{ mm}$$

$d_1 = d_2 = 1500 \text{ mm}$  für die Endquerschnitte der Druckstreben, im Knotenpunkt A

Berechnung der Hertzschen Pressung im Knotenpunkt A siehe Formel (2):

$$(2) p_{\max} = \sqrt{\frac{9968815 \cdot \cos(30) \cdot 210000}{\pi \cdot 1000 \cdot (1 - 0.3^2)} \cdot \left( \frac{1}{1500} + \frac{1}{1500} \right)} = 919,54 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung der Hertzschen Pressung im Knotenpunkt B siehe Formel (3, 4):

$$(3) p_{\max} = \sqrt{\frac{F \cdot E}{\pi \cdot L \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left( \frac{1}{d_{1,2}} + \frac{1}{d_3} \right)}$$

$d_3 = 1000 \text{ mm}$  für den Drehzylinder am Brückenträger, im Knotenpunkt B

$$(4) p_{\max} = \sqrt{\frac{9968815 \cdot 210000}{\pi \cdot 1000 \cdot (1 - 0.3^2)} \cdot \left( \frac{1}{1500} + \frac{1}{1000} \right)} = 1104,74 \text{ N/mm}^2$$

## **Kapitel 4**

### **Vergleich der Bauverfahren**

#### **4.1 Vergleich der Schnittkräfte**

Die Schnittkräfte der Andelsbachtalbrücke mit den Bauverfahren nach der Brückenklappmethode sind um vieles kleiner, da sich die Feldweite sich auf 55,3 m verkürzt. Besonders sind die Schnittgrößen der Eigenlasten und Ausbaulasten verkleinert worden. Bei den Verkehrslasten ergibt sich immerhin auch einen verminderten Kraftfluss von 40%.

## 4.2 Massenvergleich

		Druckstrebenbrücke	Andelsbachtalbrücke	
Bauteil		[m³ bzw. to]	[m³ bzw. to]	Einsparungen
Betonmassen	Pfeiler	1900		
	Druckstreben	650		
	Summe Unterbau	2550	1850	+38%
	<b>Überbau</b>	<b>4900</b>	<b>7500</b>	<b>-35%</b>
	<b>Summe</b>	<b>7450</b>	<b>9350</b>	<b>-20%</b>
Stahlmengen	Überbau	588	1100	-46%
Spannstahlmengen	Vorspannung im Verbund	140	320	
	Externe Vorspannung	94	80	
	<b>Summe</b>	<b>234</b>	<b>400</b>	<b>-42%</b>

Tabelle 4.1 Massenvergleich

Fazit:

Durch die verkürzten Spannweiten sind Masseneinsparungen von 20-30% realistisch. Die für eine Spannbetonbrücke wichtigen Betonmassen sind im Überbau um 35% niedriger. Die Betonmassen der Pfeiler können für den Vorschlag noch um einiges optimiert werden, denn sie wurden kaum in Betracht gezogen. Für diese Machbarkeitsstudie wurde mit Rechteckvollquerschnitten gearbeitet und ohne Voutungen, damit ist noch viel Einsparungspotential vorhanden. Die Spannstahlmassen sind um 67% geringer. Dieser Wert ist auf die unterschiedlichen Herstellungsverfahren zurückzuführen und aus dem reduzierten Eigengewicht.

Die Massen von Leonhardt, Andrä und Partner wurden nachgerechnet und es ergab sich ein Zuschlag von ungefähr 8% um im sicheren Bereich zu liegen. Die errechneten Spannliedmassen in Tabelle 4.1 wurden somit auch um 8%. erhöht.

Vorspannung im Verbund		Länge [m]	Anzahl [St]	Laufmeter	Gewicht (t)
Spannliedart 1	Typ VSL 6-12	24	8	188,56	2,67
Spannliedart 2	Typ VSL 6-12	28	8	220,56	3,12
Spannliedart 3	Typ VSL 6-12	42	40	1680	23,79
Spannliedart 4	Typ VSL 6-12	13	40	502,8	7,12
Spannliedart 4	Typ VSL 6-12	29	40	1142,8	16,18
Spannliedart 6	Typ VSL 6-12	45	72	3240	45,88
Spannliedart 7	Typ VSL 6-12	53	40	2120	30,02
<b>Summe</b>				<b>9094,72</b>	<b>128,78</b>
Externe Vorspannung		Länge [m]	Anzahl [St]	Laufmeter	Gewicht (t)
Spannliedart 1	Typ VSL 6-22	555	6	3330	86,45

Tabelle 4.2 Summe der Spannlieder

Das SOFISTIK Programm gibt eine optimale Bewehrung mit 88 kg/m<sup>3</sup> an. Für den Massenvergleich wurde aber mit 120 kg/m<sup>3</sup> gerechnet, damit eine Toleranz für konstruktive Maßnahmen gegeben ist und damit man auf der sicheren Seite liegt.

#### 4.2.1 Abschätzung der Baumassen nach Menn

Um die errechneten Massen mit Überschlagsformeln kontrollieren zu können, wurde das Verfahren von Menn angewendet (Menn, 1986). Um den Massenaufwand abschätzen zu können sind die mittleren Spannweiten notwendig, die in dieser Arbeit aus dem geometrischen Mittel der Spannweiten der Mittelfelder errechnet wurden.

$$l_m = \frac{\sum l_i^2}{\sum l_i} = 55,3 \text{ m}$$

### Spannstahl Massen

$$m_p \approx 0,4 * l_m = 22,12 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

$$\text{vorh.: } 47,75 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

### Bewehrungsstahl

$$m_s \approx 90 + 0,35 * l_m = 109 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

$$\text{vorh.: } 120 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

Im Vergleich wurde auch der Sondervorschlag von LAP mit den Formeln nach Menn berechnet.

$$l_m = \frac{\sum l_i^2}{\sum l_i} = 100 \text{ m}$$

### Spannstahl Massen

$$m_p \approx 0,4 * l_m = 40 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

$$\text{vorh.: } 53 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

### Bewehrungsstahl Massen

$$m_s \approx 90 + 0,35 * l_m = 125 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

$$\text{vorh.: } 147 \text{ kg/m}^3 \text{ Beton}$$

### Fazit:

Die ermittelten Massen nach Menn sind um einige Prozente kleiner als die vorhandenen. Das ist auf die unterschiedlichen Normen und auf die größere Aufmerksamkeit auf die Gebrauchstauglichkeit heutzutage zurückzuführen.

### 4.3 Variante mit Kastenkernquerschnitt

Als Alternative zum gerechneten Kastenquerschnitt, hat man einen Kastenkernquerschnitt entwickelt, bei dem in einen zweiten Schritt die Fertigteil-Auskragungen und Druckstreben montiert werden. Während des Brückenklappens würde sich das Eigengewicht um 45% verringern, daraus folgen verringerte Kräfte während des Aufklappens. Der Rest der Fahrbahnplatte wird nach der Montage der Fertigteile vergossen, sodass kleine Unebenheiten im Lückenschluss ausgeglichen werden. Die Oberfläche müsste zuvor sandgestrahlt werden, damit eine schubsteife Verbindung ohne übergreifende Bewehrung hergestellt werden könnte. Die Druckstreben würden alle 4 m in Längsrichtung fixiert werden. Die Gesamtquerschnittsfläche verringert sich gegenüber den berechneten Verfahren von 8,22 m<sup>2</sup> auf 7,41 m<sup>2</sup>, das eine Verringerung der Querschnittsfläche im Überbau von 10% bedeutet. Verglichen zum Sondervorschlag von Leonhardt, Andrä und Partner ergeben sich im Überbau 41% weniger Betonmassen.

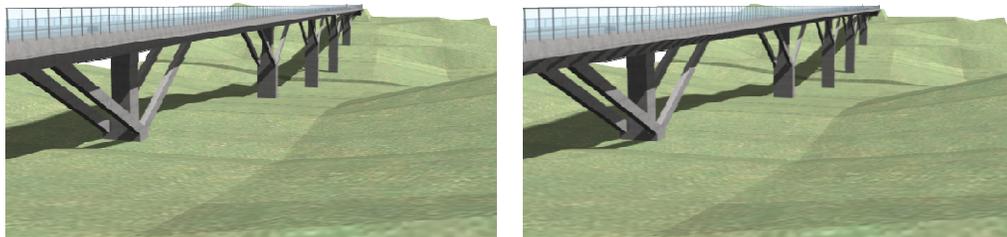


Abbildung 4.1 Vergleich der Ansicht der Andelsbachtalbrücke mit verschiedenen Querschnitten

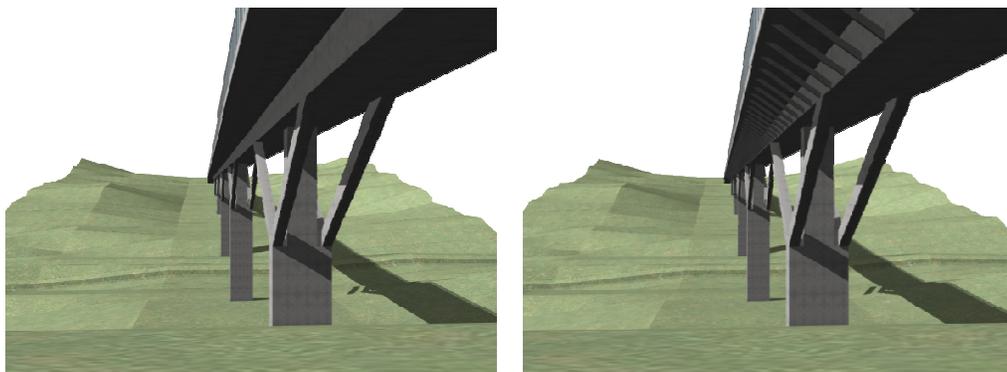


Abbildung 4.2 Vergleich der Ansicht der Andelsbachtalbrücke mit verschiedenen Querschnitten

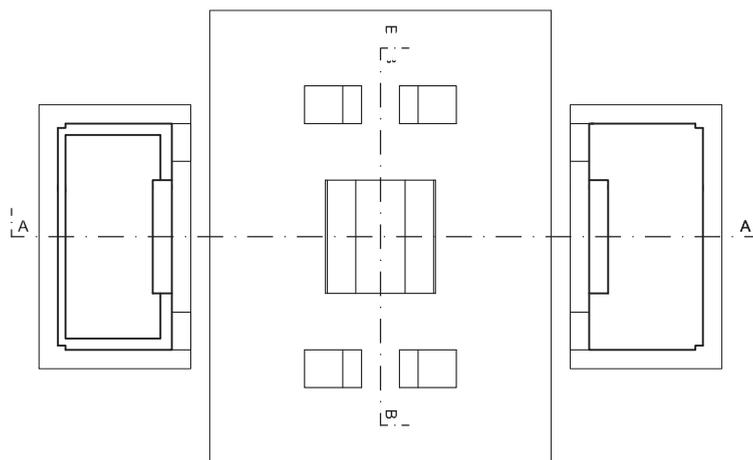
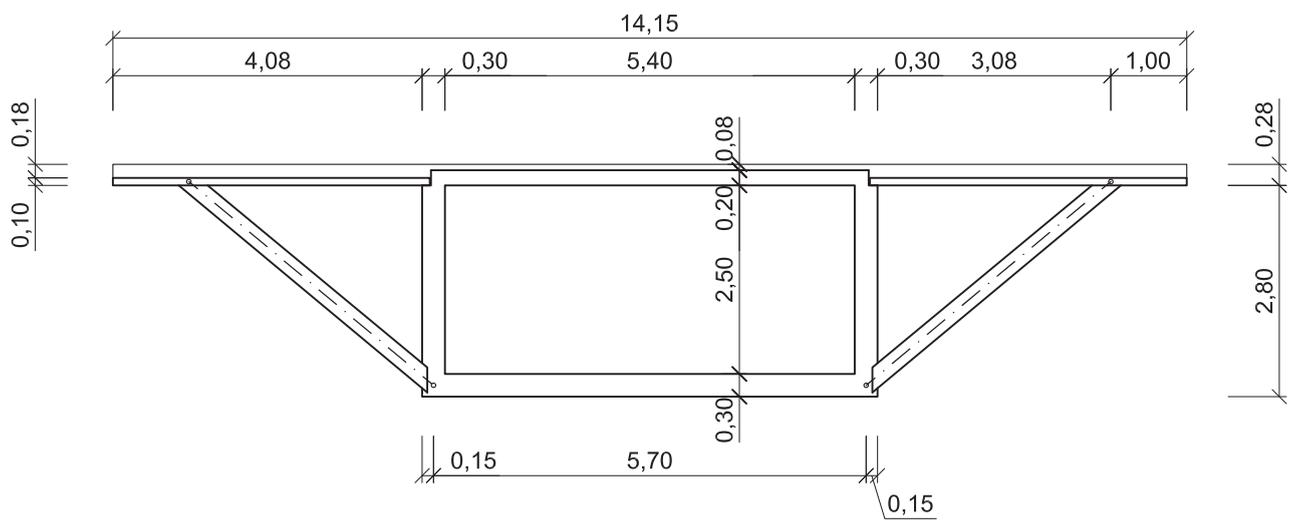


Abbildung 4.3 Kastenkerquerschnitt 1:100 und Draufsicht vertikale Bauphase mit Kastenkerquerschnitt 1:200, Maße in m

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1 Urbrücke .....	2
Abbildung 1.2 Sprengwerk .....	2
Abbildung 1.3 Hängewerk.....	2
Abbildung 1.4 Polygonaler Druckbogen.....	3
Abbildung 1.5 Auslegerbrücke (Dietrich, 1998) .....	3
Abbildung 1.6 Hängebrücke .....	4
Abbildung 1.7 Aquädukt von Segovia (Dietrich, 1998).....	5
Abbildung 1.8 römisch antike Holzbrücke (Dietrich, 1998) .....	6
Abbildung 1.9 Brücke von Bassano (Dietrich, 1998) .....	9
Abbildung 1.10 Hans Grubenmanns Rheinbrücke(Dietrich, 1998).....	10
Abbildung 1.11 Erste eiserne Brücke-England (Dietrich, 1998).....	11
Abbildung 1.12 Colossusbrücke (Dietrich, 1998) .....	12
Abbildung 1.13 Hängebrücke (Dietrich, 1998) .....	15
Abbildung 1.14 Firth-of-Forth-Brücke (Dietrich, 1998).....	17
Abbildung 1.15 Rheinbrücke Reichenau (Widmer, 2004) .....	20
Abbildung 1.16 Beispiel Schrägseilbrücke (Gotsch, 2008) .....	21
Abbildung 1.17 Wettsteinbrücke Calatrava (Struder, 2003) .....	22
Abbildung 2.1 Ansicht der Andelsbachtalbrücke nach dem Verfahren des Freivorbau und des Brückenklappens.....	24
Abbildung 2.2 Brückenklappverfahren nach der Zugstrebenmethode.....	27
Abbildung 2.3 Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode (Balance lift method - a new bridge construction method, 2008) .....	28
Abbildung 2.4 Brückenklappverfahren nach der Druckstrebenmethode mit Hilfspfeiler.....	28
Abbildung 2.5 Geometrische Beschränkungen (Espinosa Ortega, 2007).....	29

Abbildung 2.6 Kräfte während des Aufklappvorganges (Balanced Lift Method for Bridge Construction, 2008) .....	30
Abbildung 2.7 Achse 50: Draufsicht vertikale Bauphase 1:200.....	33
Abbildung 2.8 Achse 50: Ansicht vertikale Bauphase 1:200 .....	34
Abbildung 2.9 Achse 50: Draufsicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200.....	35
Abbildung 2.10 Achse 50: Ansicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200.....	36
Abbildung 2.11 Achse 50: Draufsicht und Schnitt A-A am Ende des Klappverfahrens 1:200 .....	37
Abbildung 2.12 Achse 50: Schnitt B-B am Ende des Klappverfahrens und Endzustand 1:200.....	38
Abbildung 2.13 Details Knoten A 1:50.....	39
Abbildung 2.14 Details Knoten B 1:50.....	40
Abbildung 2.15 Draufsicht Knoten C 1:50.....	41
Abbildung 2.16 Details Knoten C 1:50.....	42
Abbildung 2.17 Kräfte während des Aufklappvorganges .....	43
Abbildung 2.18 Achse 20: Draufsicht vertikale Bauphase 1:200.....	45
Abbildung 2.19 Achse 20: Ansicht vertikale Bauphase 1:200 .....	46
Abbildung 2.20 Achse 20: Draufsicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200.....	47
Abbildung 2.21 Achse 20: Ansicht am Beginn des Klappverfahrens 1:200.....	48
Abbildung 2.22 Achse 20: Draufsicht und Schnitt C-C am Ende des Klappverfahrens 1:200 .....	49
Abbildung 2.23 Achse 20: Schnitt B-B am Ende des Klappverfahrens und Endzustand 1:200.....	50
Abbildung 2.24 Details Knoten A 1:50.....	51
Abbildung 2.25 Details Knoten B 1:50.....	52
Abbildung 2.26 Details Knoten C 1:50.....	53
Abbildungen 2.27 Dreidimensionale Ansichten der Andelsbachtalbrücke.....	55
Abbildung 3.1 Verformungslinie mit gelenkig gelagerten Druckstreben .....	57
Abbildung 3.2 Verformungslinie mit biegesteif gelagerten Druckstreben.....	57
Abbildung 3.3 Momenteneinflusslinie .....	57
Abbildung 3.4 Grundlast .....	59
Abbildung 3.5 Hauptspur Überlast .....	59
Abbildung 3.6 Radlasten .....	60
Abbildung 3.7 Spannbetonbrücke LAP.....	64

Abbildung 3.8 Struktur Andelsbachtalbrücke Program RM7 (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006).....	64
Abbildung 3.9 Moment der Ausbaulasten der Andelsbachtalbrücke nach LAP (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006) .....	65
Abbildung 3.10 Momente der Gleichlasten der Verkehrslasten von LAP (Leonhardt, Andrä und Partner, 2006) .....	65
Abbildung 3.11 Struktur der Nachmodellierung, Momente der Ausbaulasten und der Überlagerung der Verkehrsgleichlasten .....	66
Abbildung 3.12 Eigenlasten.....	67
Abbildung 3.13 Ausbaulasten.....	68
Abbildung 3.14 Achslasten (TS).....	69
Abbildung 3.15 Maximale Momente der Verkehrsgleichlast und der Verkehrsachslasten.....	70
Abbildung 3.16 Spannkabelverlauf des Typs 1 .....	71
Abbildung 3.17 Spannkabelverlauf des Typs 2 .....	72
Abbildung 3.18 Spannkabelverlauf Typ 3.....	73
Abbildung 3.19 Spannkabelverlauf des Typs 4 .....	74
Abbildung 3.20 Spannkabelverlauf des Typs 5 .....	75
Abbildung 3.21 Spannkabelverlauf des Typs 6 .....	76
Abbildung 3.22 Spannkabelverlauf des Typs 7 .....	77
Abbildung 3.23 Bestimmter Anteil der Spannglieder .....	78
Abbildung 3.24 Unbestimmter Anteil der Spannglieder .....	79
Abbildung 3.25 Gebrauchstauglichkeitsnachweise .....	82
Abbildung 3.26 Druckstrebenkräfte zufolge Eigengewicht während des Aufklappens .....	83
Abbildung 4.1 Vergleich der Ansicht der Andelsbachtalbrücke mit verschiedenen Querschnitten .....	89
Abbildung 4.2 Vergleich der Ansicht der Andelsbachtalbrücke mit verschiedenen Querschnitten .....	89
Abbildung 4.3 Kastenkernquerschnitt 1:100 und Draufsicht vertikale Bauphase mit Kastenkernquerschnitt 1:200 .....	90

## Literaturverzeichnis

*Balanced lift method - a new bridge construction method.* **Blail, S. 2008.**  
Stuttgart : PHD Symposium, 2008.

*Balanced Lift Method for Bridge Construction.* **Kolleger, J. und S. Blail. 2008.**  
August, Zürich : Structural Engineering International, 2008, Vol. 18.3.

**Blail, Susanne. 2007.** *Machbarkeitsstudie für das Brückenklappverfahren.* Wien :  
TU Wien, 2007.

brueckenbau-links. [Online] [Cited: Juni 04, 2008.] [http://www.brueckenbau-links.de/bilder-db/GRASSL\\_M\\_3.jpg](http://www.brueckenbau-links.de/bilder-db/GRASSL_M_3.jpg).

**Dietrich, Richard J. 1998.** *Faszination Brücken.* München : Callway, 1998.

**Espinosa Ortega, Gonzalo. 2007.** *Feasibility Study for a New Bridge Constuction Method.* Wien : TU Wien, 2007.

**Gotsch, K. 2008.** *Brücken über den Rhein von Weil am Rhein bis Wiesbaden.*  
*Karl-Gotsch.* [Online] 2008. [Cited: Juni 04, 2008.] [http://www.karl-gotsch.de/Bilder/Kehl\\_Mimram.jpg](http://www.karl-gotsch.de/Bilder/Kehl_Mimram.jpg).

**Leonhardt, Andrä und Partner. 2006.** *Erläuterungsbericht zum Sondervorschlag.* Stuttgart : s.n., 2006.

**Menn, C. 1986.** *Stahlbetonbrücken.* Zürich : Springer-Verlag Wien New York, 1986.

**SOFISTIK. 2005.** *SOFISTIK Structural Desktop.* Oberschleissheim : SOFISTIK, 2005.

**Struder, G. 2003.** *Brückenweb.* [Online] 04 28, 2003. [Cited: Juni 04, 2008.]  
[www.brueckenweb.de/datenbank/bilder/bilder1/BAS1828\\_studer1.jpg&imgrefurl=http://www.brueckenweb.de/datenbank/bruecken/brueckenblatt.php%3Fbas%3D1828&h=441&w=588&sz=72&hl=de&start=20&um=1&tbnid=lSmexcmuC5vK2M:&](http://www.brueckenweb.de/datenbank/bilder/bilder1/BAS1828_studer1.jpg&imgrefurl=http://www.brueckenweb.de/datenbank/bruecken/brueckenblatt.php%3Fbas%3D1828&h=441&w=588&sz=72&hl=de&start=20&um=1&tbnid=lSmexcmuC5vK2M:&)

**Widmer, M. 2004.** Structurae. [Online] Nicolas Janberg, Juli 22, 2004. [Cited: Juni 5, 2008.] <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?JS=57352>.

**Wikipedia. 2008.** Andelsbach. [Online] Mai 6, 2008. [Cited: Mai 29, 2008.] <http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Andelsbach&stable=1>.