

Investigations into potential material savings in multi-span arch bridges through the use of tendons

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

DIPLOMARBEIT

Untersuchungen zur potenziellen Materialeinsparung bei mehrfeldrigen Bogenbrücken durch den Einsatz eines Zugbandes

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

von

Lucas Trabusiner, BSc

Matr.Nr.: 01208614

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. **Georg Gaßner, BSc**

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

Wien, im Oktober 2020

Vorwort

In erster Linie möchte ich Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger für die Gelegenheit danken, eine detaillierte Untersuchung zu diesem Thema verfassen zu dürfen.

Des Weiteren bin ich Dipl.-Ing. Georg Gaßner zu großem Dank verpflichtet, der mich im Zuge dieses stark iterativen Prozesses stets mit fachlichem Rat unterstützt und meine wissenschaftliche Herangehensweise deutlich geschärft hat.

Kurzfassung

Integralbrücken erleben seit einigen Jahrzehnten eine Renaissance im Bauwesen. Das schlanke Erscheinungsbild sowie die geringeren Lebenszykluskosten der monolithischen Bauweise, die auf Lager und Dehnfugen verzichtet, tragen zur steigenden Nachfrage bei. Die optisch ansprechende Dimensionierung wird durch einen hohen Grad der statischen Unbestimmtheit erreicht, wodurch jedoch Systemverformungen reduziert und Zwangsspannungen vermehrt aufgebaut werden.

Charakteristisch für integrale Bauwerke in Form von langen, mehrfeldrigen Bogenbrücken ist der einwirkende Bogenschub, welcher sowohl während der Herstellung als auch im Endzustand abgeleitet werden muss. Bei klassischen Bogenbrücken wird die Horizontalkraft durch entsprechend dimensionierte Widerlager in das Erdreich abgeleitet. Die hohe Beanspruchung in den Randbereichen erhöht nicht nur die Abmessungen der Randpfeiler, sie stellt ebenso eine Gefahr für die Redundanz des Bauwerks dar. Bei Totalausfall eines Feldes wirkt der abzutragende Bogenschub auf die angrenzenden (unterdimensionierten) Pfeiler, welche gegebenenfalls über ihre Tragfähigkeit beansprucht werden und somit ein progressives Versagen der gesamten Bogenbrücke verursachen können.

Am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien wurde ein neues Verfahren zur Optimierung solcher Integralbrücken entwickelt. Die Innovation besteht im Einsatz hochfester Zugbänder zwischen den Bogenfußpunkten eines jeden Brückenfeldes. Im Gegensatz zu klassischen Bogenbrücken werden auftretende Horizontalkräfte dabei größtenteils durch ein oder mehrere an den Widerlagern und den Bogenfußpunkten verankerte Zugbänder aufgenommen, wodurch ein gänzlich anderes Tragsystem entsteht.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde, unter weitgehender Bewahrung der realen Bauteilabmessungen, ein Finite-Elemente-Modell der Vorlandbrücke *De Oversteek* aus Nijmegen, Niederlande erstellt [1]. In weiterer Folge wurde eine Zugbandbrücke nach Überlegungen des neuen Verfahrens modelliert und beide Systeme normativ belastet. Das Ziel bestand darin, Betongemetrie sowie Spannglied des Zugband-Modells so zu dimensionieren, dass eine ähnliche Beanspruchung wie beim Referenzmodell aus Nijmegen vorliegt. Mittels numerischer Berechnungen wurden Variantenstudien durchgeführt, um das Tragverhalten der Zugband-Brücke zu ergründen, wobei der eigentliche Fokus letztendlich auf der potenziellen Materialeinsparung und der entsprechend höheren Wirtschaftlichkeit des neuen Verfahrens lag.

Abstract

Integral bridges have been experiencing a renaissance in construction for several decades. Above all, the slim appearance of the monolithic construction, which dispenses with bearings and expansion joints, contributes to the increasing demand. The visually appealing dimensions are achieved through a high degree of static indeterminacy, whereby system deformations are largely restricted and constrained stresses are increased.

Characteristic of integral structures such as long, multi-span arched bridges is the arching thrust. Classic arch bridges deflect the horizontal force into the ground by bending stress in the abutments. The great bending moment in the edge areas not only increases the geometry of the edge pillars, it also poses a threat to the redundancy of the bridge. In the event of a total failure of a field, the arch thrust acts on adjacent (undersized) pillars, which can usher in a progressive failure of the entire bridge.

At the Institute of Structural Engineering, Department for Structural Concrete Solid at the Vienna University of Technology, a new method for optimizing such integral bridges has been developed. The innovative approach to this problem is the use of high-strength tendons between the base points of each arch. In contrast to classic arch bridges occurring horizontal forces are mainly passed on by tendons connected in series, which creates a completely different static system.

As part of this work, a finite-element-model of the foreland bridge *De Oversteek* from Nijmegen, the Netherlands, was created while maintaining real component dimensions. Subsequently, a tendon bridge was modeled based on the new method to compare both systems under normative loads. In a next step the dimensions of both the concrete structure and the tendons were downscaled until strength and stability of the new model were very similar to the reference model from Nijmegen. Variant studies were carried out using numerical calculations to get a deep understanding of the load-bearing behavior of the tendon-bridge, whereas the main focus lays on potential material savings and consequently higher cost-effectiveness of the new construction method.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG: ZUGGLIEDER IM BRÜCKENBAU	1
1.1	ARTEN VON ZUGGLIEDERN	1
1.2	ANWENDUNGSBEISPIEL SCHRÄGKABEL	4
1.2.1	<i>Allgemeines</i>	4
1.2.2	<i>Seilanschluss</i>	4
1.2.3	<i>Dämpfung</i>	4
1.3	ANWENDUNGSBEISPIEL: EXTERNE VORSPANNUNG	5
1.3.1	<i>Entwicklung des Spannbetons</i>	5
1.3.2	<i>Arten der Vorspannung</i>	5
1.3.3	<i>Wirkungsweise der externen Vorspannung</i>	6
1.3.4	<i>Ausführung</i>	6
1.3.5	<i>Anwendungsvoraussetzungen</i>	9
1.4	SONDERFALL: FASERVERBUNDWERKSTOFFE	9
1.4.1	<i>Allgemeines</i>	9
1.4.2	<i>Verankerung</i>	10
1.4.3	<i>Bemessung</i>	11
1.4.4	<i>Anwendung</i>	11
2	MOTIVATION	12
3	DEFINITION DES REFERENZSYSTEMS	14
3.1	EINLEITUNG	14
3.2	<i>DE OVERSTEEK</i> IN NIJMEGEN	14
3.3	VEREINFACHUNGEN GEGENÜBER DER ORIGINALKONSTRUKTION	15
3.3.1	<i>Allgemeines</i>	15
3.3.2	<i>Bogengeometrie</i>	15
3.3.3	<i>Querschnitt</i>	15
3.3.4	<i>Pfeiler und Widerlager</i>	16
3.3.5	<i>Fundierung</i>	17
3.3.6	<i>Vergleich: Realität – Referenzsystem</i>	18
3.4	EINWIRKUNGEN AUF DAS REFERENZSYSTEM	19
3.4.1	<i>Ständige Lasten</i>	19
3.4.2	<i>Verkehrslasten</i>	20
3.4.3	<i>Schwinden</i>	26
3.4.4	<i>Temperatur</i>	28
4	BERECHNUNG DES REFERENZSYSTEMS	29
4.1	EINLEITUNG	29
4.2	LASTKOMBINATIONEN	29
4.3	STATISCHE BERECHNUNG	30
4.3.1	<i>Schnittgrößen</i>	31
4.3.2	<i>Spannungen</i>	34
4.3.3	<i>Ausnutzung</i>	39
4.3.4	<i>Verformungen</i>	43
5	NEUES VERFAHREN: REFERENZSYSTEM MIT ZUGBAND	44
5.1	EINLEITUNG	44
5.1.1	<i>Eigenschaften einer Bogenbrücke mit Zugband</i>	44
5.2	DEFINITION DES ZUGBAND-MODELLS	45
5.3	STATISCHE BERECHNUNG	47
5.3.1	<i>Optimierung der Betonquerschnitte</i>	47
5.3.2	<i>Interpretation der Ergebnisse</i>	57

5.3.3	<i>Wirtschaftlichkeit</i>	59
5.4	UNTERSUCHUNG ZUM EINFLUSS DER ZUGBAND-STEIFIGKEIT: OPTIMIERTES ZUGBANDSYSTEM.....	61
5.4.1	<i>Lasten</i>	62
5.4.2	<i>Oberer Grenzwert</i>	65
5.4.3	<i>Unterer Grenzwert</i>	65
5.4.4	<i>Zugbandvarianten</i>	66
5.5	STATISCHE BERECHNUNG.....	67
5.5.1	<i>Vergleich der Ausnutzung</i>	67
5.5.2	<i>Verformungen</i>	74
6	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	75
7	VERWEISE	77
A	ANHANG	79

1 Einleitung: Zugglieder im Brückenbau

Das Prinzip der Abspannung von Bauteilen mittels Zugelementen (Stabelemente, Seile, Schrägseile) hat seinen Ursprung im Brückenbau. Seit jeher war es naheliegend, weite Räume mit zugfesten Materialien zu überspannen. Das älteste System einer weitgespannten Brücke, die Hängebrücke, wurde bereits vor über 3000 Jahren in China, in Form einer Ketten-Hängebrücke, realisiert.

Erst Mitte des 20. Jahrhunderts wurde die erdverankerte Hängebrücke durch eine neue Brückenart fast vollständig ersetzt – die Schrägseilbrücke. Hochfeste Zugglieder sorgen hierbei für eine deutlich größere Steifigkeit und Stabilität. Außerdem zeichnet sich diese Brückenart durch eine wesentlich einfachere Herstellung gegenüber der Hängebrücke aus [2].

Einen weniger offensichtlichen Einsatz von Zuggliedern stellen Spannbetonbrücken dar. Seit den 1930er Jahren werden vorgespannte Brücken mit sofortigem Verbund, ohne Verbund sowie mit nachträglichem Verbund hergestellt. Aufgrund der finanziellen Situation nach dem zweiten Weltkrieg ist vor allem die externe Vorspannung wegen der dominanten Materialkosten zunehmend in den Hintergrund gerückt.

In den letzten Jahren erfahren mit externen Zuggliedern vorgespannte Brücken eine Renaissance, was vor allem steigenden Anforderungen, welche Kontrolle sowie Austauschbarkeit der Spannglieder betreffen, zu schulden ist [3], [4].

1.1 Arten von Zuggliedern

- Parallelseile mit Litzen oder Drähten (aus der Vorspanntechnik)
- Vollverschlossene Seile (aus dem Stahlbau)
- Spannstab Bündel oder Einzelstäbe

Sowohl geschlagene Seile als auch Paralleldrahtseile bestehen meist aus Einzeldrähten mit einem höheren Kohlenstoffanteil als Baustahl und weisen eine dementsprechend höhere Festigkeit auf. Dies bringt jedoch den negativen Effekt einer geringeren Duktilität mit sich, wodurch die Bruchdehnung abnimmt.

Vollverschlossene Seile sind in der Herstellung sehr aufwändig und besitzen eine geringere Dauerhaftigkeit aufgrund allmählicher Ablösung beziehungsweise Versprödung der Beschichtung, weshalb der Einsatz solcher Systeme im Brückenbau mittlerweile rückläufig ist [5].

Hochfeste Zugglieder sind heutzutage vorwiegend als Bündel von parallelen Drähten oder Litzen aufgebaut. Der Spannstaht ist dabei wesentlich empfindlicher gegenüber Korrosion als übliche Bau- und Betonstähle und bedarf schon während des Bauvorgangs besonders sorgfältiger Behandlung.

Monolitzen weisen nach Abb. 1.1 meist einen doppelten Korrosionsschutz auf. Die Spannlitzen sind dabei von einem dichten Plastikhüllrohr, vorwiegend aus HDPE (High Density Polyethylene), ummantelt und der restliche Spannkanaal wird mit einer korrosionsschützenden Fettschicht verpresst.

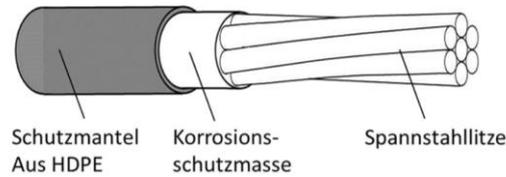


Abb. 1.1: Aufbau einer Monolitze [6]

Werden solche Monolitzen zusätzlich in einem äußeren Hüllrohr eingebaut und der Zwischenraum mit Korrosionsschutzmasse oder Mörtel verpresst (Abb. 1.2), weisen sie eine noch höhere Sicherheit gegen Rostbildung auf.

Im Falle von Zugseilen, wie sie z.B. bei Schrägseilbrücken Anwendung finden, werden die Spannstahllitzen ungeordnet in ein Hüllrohr geführt und gleichermaßen durch Verpressen vor Korrosion geschützt (Abb. 1.2, Mitte).

Ein sogenanntes CMM-Band besitzt neben der inneren PE-Hüllrohre, die jenen der Monolitzen gleichen, zusätzlich äußere HDPE-Hüllrohre, welche die entsprechenden Litzenreihen rechtwinkelig umgeben. Wie in Abb. 1.2, rechts veranschaulicht, können bis zu vier Litzen durch einen Polyethylene-Steg miteinander verbunden werden. CMM-Bänder stellen übereinandergestapelt ein gebrauchsfertiges Spannglied mit rechtwinkeligem Querschnitt dar und bedürfen im Gegensatz zu Monolitzen keiner nachträglichen Injektion [6].

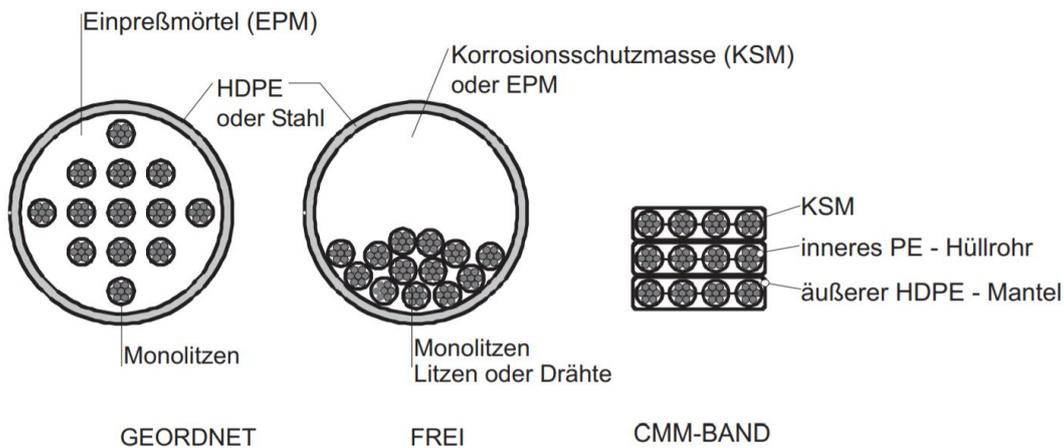
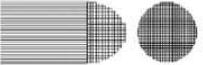
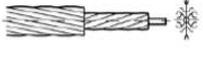


Abb. 1.2: v.l.n.r.: geordnet verpresste Monolitzen, freie verpresste Monolitzen, CMM-Band mit drei Vierlingslitzen [6]

Weitere am Markt erhältliche Systeme sind in Tab. 1.1 und Tab. 1.2 erläutert.

Tab. 1.1: Übersicht gebräuchlicher Zugglieder (Fortsetzung auf nächster Seite) [5]

Kabelart		Skizze	Richtgrößen Max - Ø *) [mm]	Bruchlast **) [kN]	E-Modul [$\cdot 10^4$ N/mm ²]	Korrosionsschutz	Anwendung
Parallelseile	Geschlagene Seile (Spiralseile)						
Parallellitzen-seile	Rundlitzen-seile		160	30000	19	- Permanent Litzen gefettet, gewachst in engextrudierter HDPE-Ummantelung lose in HDPE-Hüllrohr eingezogen	- Haupttragseile
Paralleldraht-seile	Rundlitzen-seile		160	25000	20	- Temporär: Drähte gefettet, gewachst - Permanent: HDPE-Hüllrohr ausgepresst mit plastischer Masse auf Wachsbasis	
	Vollverschlossene Spiralseile		167	25500	16	- Mechanischer Schutz durch verzinkte Z-Drähte - Innere Drähte in Zinkstaub / Aluminiumpulver - Äussere Drähte mit Anstrich	- Haupttragseile
	Offene Spiralseile		110	9700	15	- Verzinken - Anstrich - HDPE eng-extrudiert	- Hilfsabspannung - Zugseile für die Montage

Tab. 1.2: Übersicht gebräuchlicher Zugglieder (Fortsetzung) [5]

Stabspannstahl	Einzelstäbe		26-32		20	- Anstrich	- Haupttragseile
	Stabbündel aus Einzelstäben		250	15000		- In Hüllrohr aus PE oder Stahl mit Zement injiziert	

1.2 Anwendungsbeispiel Schrägkabel

1.2.1 Allgemeines

Schrägkabel sind die wesentlichen Zugelemente einer Schrägkabelbrücke, welche maßgebend die Systemsteifigkeit sowie die Systemdämpfung beeinflussen. Dabei hängt die Steifigkeit nicht nur vom E-Modul der Litzen ab, sondern wird auch durch deren Durchhang entscheidend beeinflusst. Sämtliche Seilsysteme aus Kapitel 1.1 können als Schrägkabel eingesetzt werden, jedoch werden im Regelfall fabrikmäßig vorgefertigte Kabel, bestehend aus Litzenbündel und Verankerungskopf (inkl. Korrosionsschutz) verbaut [5].

1.2.2 Seilanschluss

Das Zugglied besteht aus dem Seil sowie den beiden Verankerungsköpfen und muss grundsätzlich austauschbar sein. Häufig wird das Brückenkabel aufseiten des Pylons in einen Festanker eingehängt und am Versteifungsträger mit einem Spannanker lagegesichert und nachfolgend angespannt. Idealerweise sollte die Verankerung am Querträger möglichst nah an den Stegen erfolgen, um eine kurze direkte Krafteinleitung zu ermöglichen (Abb. 1.3) [7].

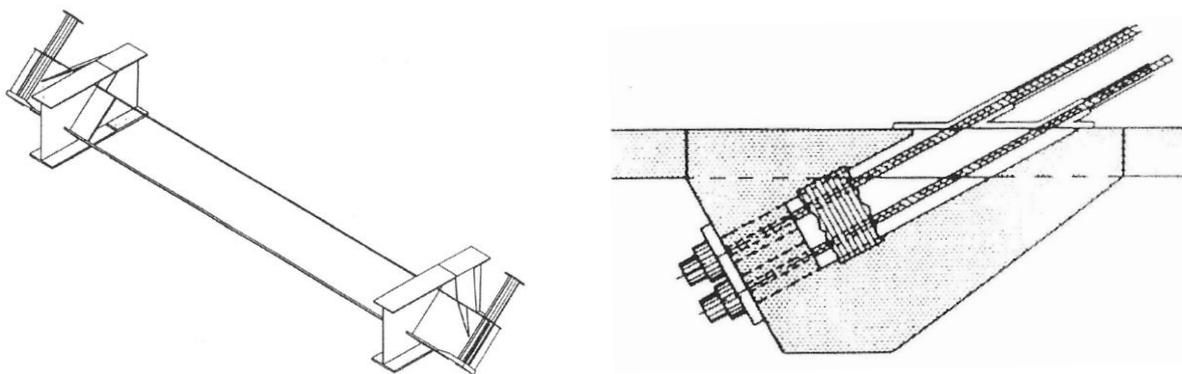


Abb. 1.3: links: Versteifungsträger mit stegnahem Seilanschluss, rechts: Verankerung mittels Betonkonsole [8]

1.2.3 Dämpfung

Schrägseile unterliegen hohen Beanspruchungen durch Witterungseinflüsse und neigen infolge Nutz- sowie Windlasten zu einem ausgeprägten Schwingverhalten. Das ungedämpfte Seil kann vor allem im Resonanzbereich bedenklich große Amplituden erreichen. Somit muss das Kabel neben der statischen

Festigkeit insbesondere eine ausreichende dynamische Ermüdungsfestigkeit aufweisen. Eine Dämpfung der Zugglieder kann folgendermaßen erreicht werden [5]:

- Verpressen des HDPE-Hüllrohres mit Zementmörtel
- Stoßdämpfer im Verankerungsbereich des Fahrbahnträgers
- Zur Fahrbahn abgehängte Stabilisierungsseile

1.3 Anwendungsbeispiel: Externe Vorspannung

„Das Prinzip der Vorspannung ist das bedeutendste neue Konzept im konstruktiven Ingenieurbau in der zweiten Hälfte des zwanzigsten Jahrhunderts“ – David Billington [„Historical Perspective on Prestressed Concrete“, 2004]

1.3.1 Entwicklung des Spannbetons

Die erste schriftliche Erwähnung Beton vorzuspannen, geht auf das Jahr 1886 zurück, als P.H. Jackson das Anspannen von Stahlstäben mittels Gewindeschrauben zur Aufnahme des Horizontalschubs von Gewölben patentierte. Nach dem ersten Weltkrieg folgten vermehrt Versuche und Anwendungen von hochfesten und dementsprechend hoch vordehnbaren Stählen sowie kriecharmer Betonmischungen. Dank maßgebender wissenschaftlicher Arbeiten von Eugene Freyssinet in den 1920er Jahren, wurde das Kriech- und Schwindverhalten des Betons ergründet, wodurch 1928 bereits Spannglieder auf über 400 N/mm² angespannt werden konnten. Knapp zehn Jahre später wurde Deutschlands erste Brücke mit externer Vorspannung gemäß einem Patent von Franz Dischinger aus dem Jahre 1934 fertiggestellt. Vor allem die Verknappung des Betonstahls infolge des zweiten Weltkrieges begünstigte materialeffiziente Spannbetonbrücken und verhalf folglich dieser Bauweise zum Durchbruch [9].

1.3.2 Arten der Vorspannung

Mit der serienmäßigen Herstellung hochfester Zugglieder haben sich im Laufe der Zeit verschiedene Vorspannsysteme entwickelt. Mittlerweile lässt sich die Vorspannung nach Tab. 1.3 unterteilen.

Tab. 1.3: Arten der Vorspannung mit Spanngliedern [10]

	Vorspannung			
Verbundeigenschaften	mit Verbund		ohne Verbund	
Zeitpunkt der Vorspannung	sofort	nachträglich	nachträglich	
Lage der Spannglieder im Querschnitt	intern	intern	extern	intern
Bezeichnung	Vorspannung mit sofortigem Verbund (Spannbettvorspannung)	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Externe Vorspannung	Interne verbundlose Vorspannung

1.3.3 Wirkungsweise der externen Vorspannung

Bei der externen Vorspannung liegen die Spannglieder außerhalb des eigentlichen Betonquerschnitts und interagieren lediglich punktuell (über Endverankerungen, Umlenksattel, Querträger) mit dem restlichen Tragwerk (Abb. 1.4). Mit Ausnahme dieser konzentrierten Umleitungen verlaufen externe Spannglieder auf freier Strecke stets geradlinig. Der Verlauf der Spannglieder wird zumeist polygonzugartig an den Momentenverlauf der ständigen Belastung angepasst, um diesen zu kompensieren und etwaige Betonzugspannungen zu reduzieren.

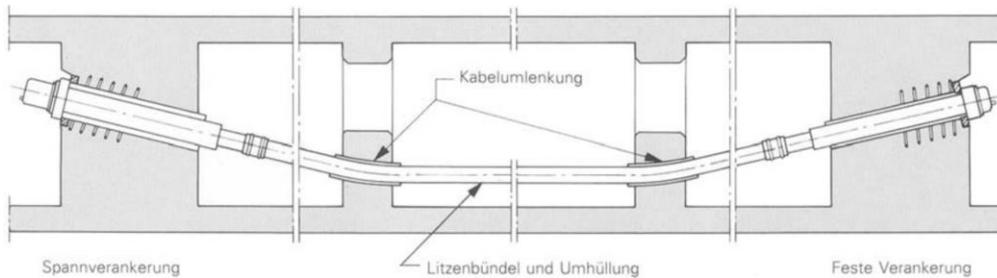


Abb. 1.4: Prinzip der externen Vorspannung [5]

Diese Charakteristik bringt im Vergleich zu anderen Vorspannungsarten folgende Eigenschaften mit sich:

Vorteile

- Sehr guter Korrosionsschutz der Zugglieder (siehe Kapitel 1.1)
- Gute Inspizierbarkeit der Spannglieder auf freier Strecke
- Möglichkeit des Nachspannens und Auswechselns der Spannglieder
- Nachträglicher Einbau von Spanngliedern als Sanierungsmaßnahme möglich
- Kleinere Betonquerschnitte, da die Spannglieder außerhalb liegen
- Wegfall negativer Verbundeigenschaften (z.B. Wechselbeanspruchung im Spannstahl)

Nachteile

- Maßnahmen zum Schutz der Spannglieder vor Brand und Vandalismus erforderlich
- Verkleinerung der möglichen Schwerpunktabstände (Hebelarm) zwischen den Teilstrukturen
- Ausbildung von Verankerungszonen und Umlenksattel erforderlich
- Wegfall positiver Verbundeigenschaften (z.B. rissverteilende Wirkung des Spannstahls)

1.3.4 Ausführung

1.3.4.1 Verankerung

Bei der externen Vorspannung erfolgt die Krafteinleitung des Zugglieds in den Beton über eine Verankerung. Die Übertragung der Vorspannkraft erfolgt entweder über eine direkt auf dem Betonbauteil angeordnete Ankerplatte oder mittels trichterförmigen Einbauteilen, welche die Vorspannkraft in mehreren Ebenen an den Beton abgeben (Abb. 1.5). Sogenannte Mehrflächenverankerungen ermöglichen eine unproblematische Einbringung des in späterer Folge hoch beanspruchten Betons.

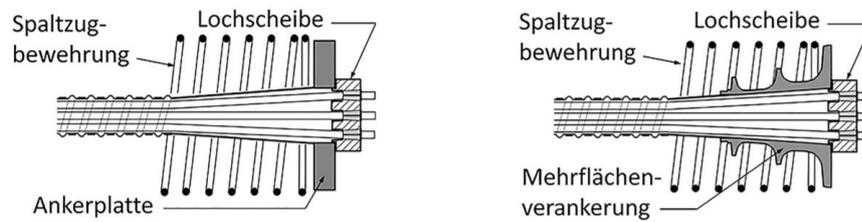


Abb. 1.5: links: Ankerplatte, rechts: Mehrflächenverankerung [10]

Eine aktuelle Entwicklung im Zusammenhang mit Verankerungen stellen „Hybridanker“ dar, die aus umschürtem, ultrahochfestem Beton hergestellt werden. Die Druckspannungen aus der Spanngliedverankerung werden hierbei auf größere Flächen des Betonbauteils verteilt. Zudem weist die Hybridverankerung ein deutlich geringeres Gewicht auf als eine statisch äquivalente Stahlplatte [10].

1.3.4.2 Koppelstellen

Spanngliedkopplungen sind erforderlich, wenn das Spannglied nicht in der nötigen Länge eingebaut werden kann oder das Bauwerk abschnittsweise hergestellt und vorgespannt wird. Dabei können prinzipiell zwei Typen von Kopplungen unterschieden werden. Im ersten Fall (Abb. 1.6, unten) muss sich die Kopplung frei bewegen können, da sie sich beim nachträglichen Anspannen relativ zum Bauwerk verschiebt. Im zweiten Fall (Abb. 1.6, oben) ist die Kopplung in der Arbeitsfuge angeordnet und bildet einerseits den Spannanker für das zuerst hergestellte Spannglied, andererseits stellt sie den Festanker für das anschließend herzustellende Spannglied dar, wodurch die Vorspannung einseitig erfolgt.

Üblicherweise werden die Litzen kraftschlüssig über Klemmkeile in der Lochscheibe lagegesichert. Bei externen Spanngliedern sind Kopplungen bei abschnittsweiser Herstellung und Vorspannung auch in Form eines Übergreifungsstoßes (z. B. an den Querträgern) herzustellen [10].

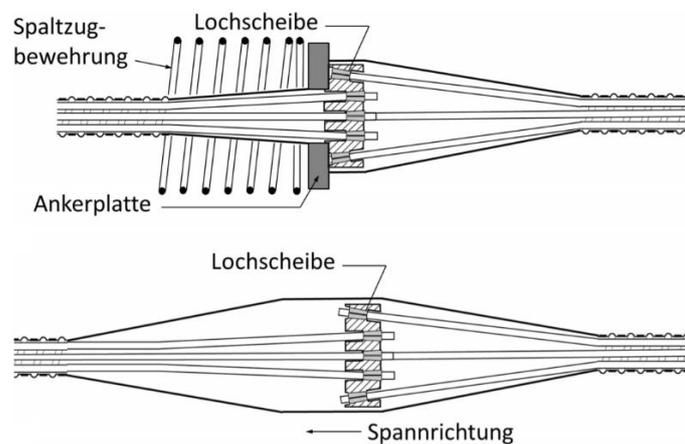


Abb. 1.6: oben: Feste Kopplung mit Fest-/Spannanker, unten: bewegliche Kopplung mittels Übergreifungsstoß [10]

1.3.4.3 Umlenkungen

Das Zugelement der externen Vorspannung interagiert lediglich punktuell an sogenannten „Umlenkpunkten“ mit dem Betontragwerk. Zur grundsätzlichen Ausbildung dieser hochbeanspruchten Bereiche gibt es mehrere Möglichkeiten (Abb. 1.7):

- Mantelrohr wird durch Formteile gekrümmt
- Vorgekrümmter Kasten oder Rohr
- Halbseitig offener Sattel/Umlenksattel (Abb. 1.8)

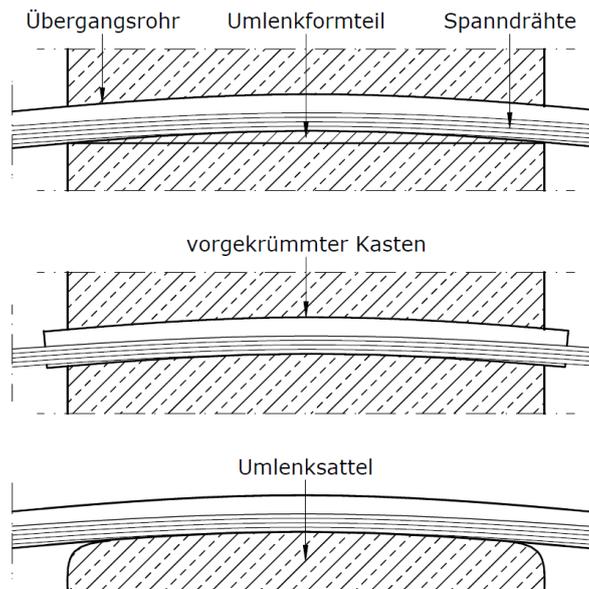


Abb. 1.7: v.o.n.u.: Durch Formteile gekrümmtes Mantelrohr, Vorgekrümmter Kasten, Umlenksattel in Anlehnung an [7]

Da die Umlenkung der Vorspannkraft auf einer sehr kleinen Fläche (Abb. 1.9) erfolgt, wirken an diesen Stellen sehr große Spannungen zwischen Spannglied und Bauteil. Neben den vertikalen Umlenkkräften werden ebenso horizontale Reibungskräfte in die Konstruktion eingeleitet, woraufhin Relativverschiebungen zwischen Zugglied und Bauteil entstehen. Dadurch wird insbesondere speziell an den Kanten der Umlenkung die HDPE-Schutzhülle hoch beansprucht, welche regelmäßiger Kontrollen bedarf [7].



Abb. 1.8: Umlenksattel: Aufgrund hoher Anforderungen an die Geometrie erfolgt die Herstellung zunehmend über automatisch gesteuerte CNC-Fräsen [11]

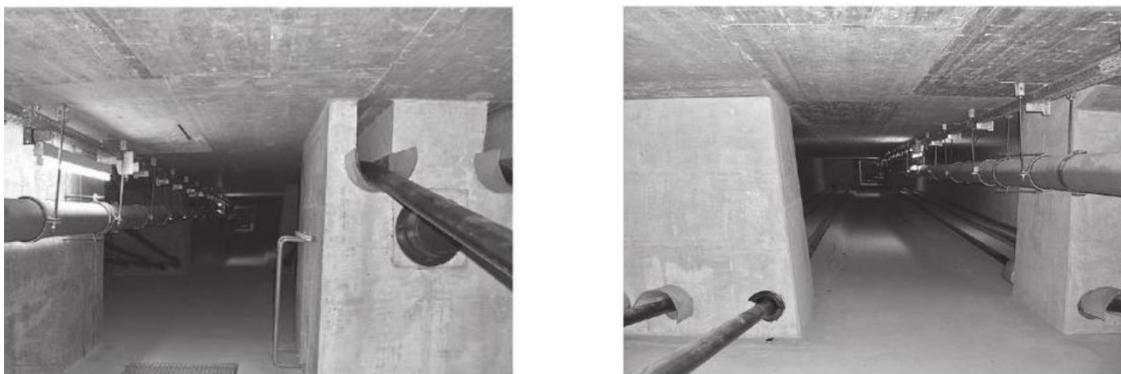


Abb. 1.9: Externe Vorspannung im Hohlkasten einer Straßenbrücke [7]

1.3.5 Anwendungsvoraussetzungen

In Österreich müssen Verankerungen und Spanngliedkopplungen nach EN 1992-1-1 [12] eine europäische technische Zulassung besitzen. Der nationale Anhang ÖNORM B 1992-1-1 [13] beschreibt darüber hinaus keine weiteren Voraussetzungen [10].

Im Falle der Betonkonstruktion ist neben dem Grunddokument ÖNorm EN 1992-1-1 [12] sowie dem zugehörigen nationalen Anhang ÖNorm B 1992-1-1 [13] des Weiteren die ÖNorm B 4759 [14] zu beachten, welche Anforderungen für die Spannverfahren festlegt [10]. Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Betonbrücken sind überdies in den beiden Dokumenten ÖNorm EN 1992-2 [15] und ÖNorm B 1992-2 [16] geregelt.

1.4 Sonderfall: Faserverbundwerkstoffe

1.4.1 Allgemeines

Die Entwicklung hochfester Faserverbundstoffe wurde etwa vor 25 Jahren in die Wege geleitet. Ausschlaggebend dafür waren regelmäßig in der Praxis aufgetretene Schäden des korrosionsempfindlichen Spannstahls. Aus einer Vielzahl natürlicher und chemischer Fasern haben sich im Bauwesen mittlerweile Kohlenstofffasern etabliert, welche sich durch eine langfristige Alkalibeständigkeit auszeichnen. Durch Einbindung der Fasern in eine Kunststoffmatrix (z.B. Epoxidharz) entsteht ein Faserverbundwerkstoff von hoher Festigkeit und Steifigkeit.

Der mit Kohlenstofffasern verstärkte Kunststoff (CFK) besitzt nicht nur eine deutlich höhere Festigkeit als Spannstahl, sondern weist obendrein ein geringeres Gewicht auf. Dank dieser Werkstoffeigenschaften ist die Reißlänge von CFK (über 160 km) etwa sechsmal größer als die von Spannstahl [17].

Abhängig von der Herstellung können CFK-Zugglieder in drei verschiedene Verfahren eingeteilt werden (Abb. 1.10).

- Pultrudierte Kompaktquerschnitte (Lamelle und Rundstab)
- Parallel angeordnete, gegebenenfalls laminierte CFK-Bänder (Strangschlaufe)
- Zu einem Stabbündel zusammengefasste Stäbe (verseilte Rowings)

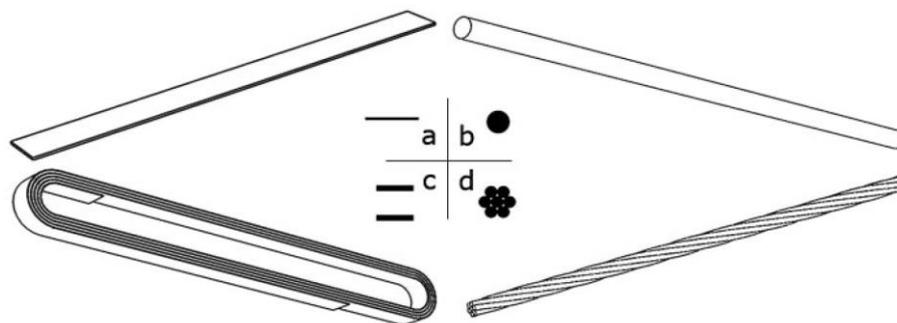


Abb. 1.10: Ausbildungsformen von CFK-Zuggliedern.

a) Lamelle, b) Rundstab, c) Strangschlaufe, d) Stab aus verseilten Rowings [17]

1.4.2 Verankerung

1.4.2.1 Vergussverankerung

Fasern eines CFK-Zugglieds reagieren im Gegensatz zu Spannstahl sehr empfindlich auf Beanspruchungen in Querrichtung. Somit sind die für hochfeste Stahlzuglieder traditionell verwendeten Keilverankerungen ungeeignet für Zugelemente aus CFK. Um schädliche Schubspannungen beziehungsweise Querpressungen innerhalb des Verankerungsbereiches zu vermeiden, empfiehlt sich eine gleichmäßige Einleitung der Zugkraft.

Bleibt die Steifigkeit der Verankerung über die Länge konstant (Abb. 1.11a), wird in diesem Bereich die Dehnung des Zugelements verhindert und Schubspannungsspitzen gegen Ende der Verankerung aufgebaut. Im Falle einer veränderlichen Steifigkeit (Abb. 1.11b) wird die Zugkraft gleichmäßiger über eine größere Länge eingeleitet, wodurch niedrigere Radialspannungen resultieren. Wächst die Steifigkeit der Verankerung näherungsweise kontinuierlich mit der Verankerungslänge an (Abb. 1.11c), erfolgt die Krafteinleitung weitgehend konstant [17].

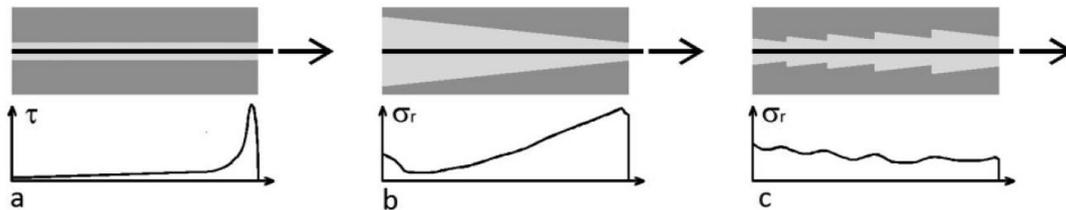


Abb. 1.11: Schub- und Radialspannungen in verschiedenen Verankerungskörpern für Stäbe:
a: zylindrische Vergussverankerung, b: konische Vergussverankerung,
c: invers segmentierter Konus [17]

1.4.2.2 Verankerung durch Umlenkung

Die Verankerung von CFK-Bandpaketen kann ebenso durch die Umlenkung um einen Bolzen erfolgen (Abb. 1.12). Geschieht die Kraftübertragung zwischen den einzelnen Bändern über Reibung, spricht man von nichtlamierten Strangschlaufen. Hierbei können sich die einzelnen Bänder unter Belastung relativ zueinander verschieben und Spannungsspitzen verringert werden. Bei laminierten Schlaufen treten hingegen hohe Spannungen am Umlenkpunkt auf, weil sich aufgrund des kraftschlüssigen Verbundes kein gleichmäßiger Dehnungszustand einstellen kann.



Abb. 1.12: links: nichtlamierte Strangschleife, rechts: laminierte Strangschleife [17]

1.4.2.3 Klemmverankerung

Klemmkeilverankerungen von CFK-Stäben/-Bändern sind denen von Spannstahlilitzen sehr ähnlich. Ein großer Unterschied ergibt sich allerdings angesichts der hohen Faserempfindlichkeit in Querrichtung. Bei Spanngliedern aus CFK darf der Keil deswegen nicht direkt auf das Zugelement pressen, sondern lediglich auf eine weichere Hülse (z.B. aus Kupfer, Aluminium), welche zwischen Zugglied und Keil geschoben wird (Abb. 1.13).

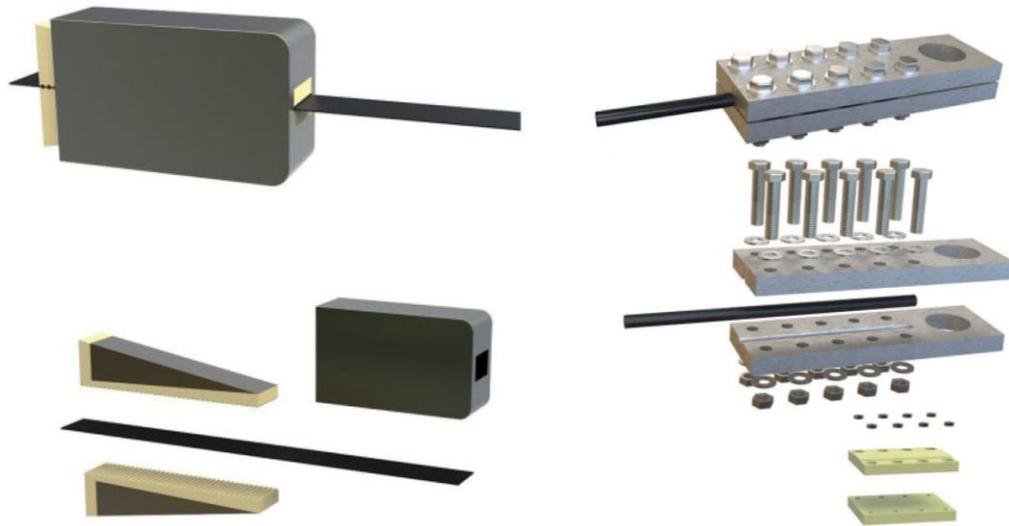


Abb. 1.13: links: Keilverankerung mittels Zweikomponentenkeil
rechts: Verankerungskörper mit vorgespannten Schrauben [17]

Analog zur Vergussverankerung kann innerhalb der Klemmverankerung ebenfalls eine veränderliche Steifigkeit über vorgespannte Schrauben hergestellt werden. Anstelle der konischen Vergussform kommen bei der Klemmverankerung Schrauben mit unterschiedlicher Vorspannung zum Einsatz. Mit einer Abnahme der Vorspannkraft über die Länge der Klemmverankerung werden ebenfalls Spannungsspitzen in den Zuggliedern auf ein Minimum reduziert (vgl. Abb. 1.11a, Abb. 1.11b).

1.4.3 Bemessung

Die Bemessung von faserverstärkten Kunststoffen gestaltet sich schwierig, zumal die Bewertung verschiedener tragfähigkeitsmindernder Einflüsse nicht tiefreichend ergründet ist. Alterungseffekte, Ermüdungsverhalten sowie Sensitivität gegenüber Feuchtigkeit beziehungsweise Temperatur bilden dabei die maßgebenden Faktoren. Außerdem ist die werksmäßige Vorfertigung kohlenstoffverstärkter Kunststoffe problematisch hinsichtlich des Transportes und Einbaus. Neben bereits genannten Nachteilen konnten sich die empfindlichen Zugelemente aus folgenden Gründen im Neubau noch nicht durchsetzen [10].

- Hohe Querdruckempfindlichkeit
- Langfristige Auswirkungen von Verarbeitung und Entsorgung auf die menschliche Gesundheit sowie auf die Umwelt sind ungewiss
- Keine ausreichende Robustheit für den Baustellenbetrieb
- Temperaturendeckungsverhalten von Beton und CFK unterscheidet sich deutlich ($\alpha_C \cong 10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$, $\alpha_{CFK,axial} \cong 0,2 \cdot 10^{-6} K^{-1}$, $\alpha_{CFK,quer} \cong 30 \cdot 10^{-6} K^{-1}$)

1.4.4 Anwendung

Erste Anwendungen von CFK sind auf die 1990er Jahre zurückzuführen, wobei Zugelemente aus Bündeln von CFK-Stäben in Form von Schrägseilen verbaut wurden. Heutzutage wird kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff vermehrt als ergänzende Maßnahme zur Sanierung und Verstärkung von Bauteilen aus Stahlbeton eingesetzt. An der Oberfläche angebrachte CFK-Zugelemente fungieren beispielsweise als Verstärkung der Zugzone oder dienen zur Erhöhung des Schubwiderstandes.

Ferner werden ebenso Brettschichtholzträger, Mauerwerk und Fachwerkskonstruktionen mit CFK verstärkt [17].

2 Motivation

Integralbrücken erfahren seit einigen Jahrzehnten große Beliebtheit. Dies ist vor allem der schlanken, monolithischen Bauweise zu verdanken, welche gänzlich ohne Lager und Dehnfugen auskommt. Dadurch ist das System hochgradig statisch unbestimmt und in seinem Verformungsverhalten stark eingeschränkt, wodurch vermehrt Zwangsspannungen aufgebaut werden. Integral ausgeführte Bogenbrücken sind in der Lage, temperaturinduzierte Zwänge durch eine Vertikalverformung der Bogenscheitel zwängungsarm abzubauen. Dabei werden Längenänderungen des Überbaus großteils in Form von Hebungen (hohe Temperaturen) und Senkungen (niedrige Temperaturen) der Brückenfelder abgebaut.

Nachteilig für Bogenbrücken im herkömmlichen Sinne ist der einwirkende Bogenschub, der sowohl bei der Herstellung als auch im Endzustand ins Erdreich abgetragen werden muss. Die Horizontalkräfte werden durch Biegung der entsprechend dimensionierten Widerlager in den Untergrund eingeleitet. Die große Beanspruchung in den Randbereichen erhöht die Abmessungen der Randpfeiler und stellt gleichermaßen eine Gefahr für die Redundanz der Brücke dar. Bei Totalausfall eines Feldes wirkt der abzutragende Bogenschub auf die angrenzenden (unterdimensionierten) Pfeiler, welche gegebenenfalls ein progressives Versagen des gesamten Bauwerks verursachen können.

Am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien wurde ein neues Verfahren zur Optimierung solcher Integralbrücken entwickelt [18]. Die Innovation besteht im Einsatz hochfester Zugbänder zwischen den Bogenfußpunkten eines jeden Brückenfeldes. Im Gegensatz zu klassischen Bogenbrücken werden auftretende Horizontalkräfte dabei großteils durch ein oder mehrere an den Widerlagern und den Bogenfußpunkten verankerte Zugbänder aufgenommen, wodurch die Pfeiler entlastet werden. Einen weiteren Vorteil bietet das neue Verfahren im Falle außergewöhnlicher Lastsituationen. Beispielsweise begünstigt der Einsatz von Zugbändern bei Ausfall eines oder mehrerer Felder die Entstehung von in sich stabilen Teilsystemen. Nach der neuen Bauweise ist prinzipiell jedes einzelne Bogenfeld unabhängig vom nächsten tragfähig, wonach sich die Herstellung solch einer Zugband-Bogenbrücke denkbar einfach gestaltet.

Der Bauablauf beginnt mit der Betonage der Pfeiler beziehungsweise jener der Bögen eines Brückenfeldes. Vor dem Entfernen der Bogenschalung erfolgt bereits der Einbau des ersten Zugbandes, das anschließend soweit angespannt wird, bis die Vorspannkraft ungefähr der horizontalen Einwirkung des Bogenschubs unter Eigengewicht entspricht. Nachfolgend wird die Schalung des Betonbogens entfernt und das nächste Brückenfeld kann betoniert werden. Im Rahmen des Vorspannvorgangs des zweiten Brückenfeldes wird eine kraftschlüssige Verbindung zum Ersten hergestellt, indem beide Zugbänder gekoppelt werden. Die Herstellung weiterer Brückenfelder erfolgt analog zu erwähnter Vorgehensweise und endet mit der Verbindung des letzten Bogens sowie Zugbandes mit dem zweiten Widerlager.

Die Motivation dieser Arbeit rührt von der Fragestellung her, inwiefern sich das Tragverhalten einer langen, mehrfeldrigen Bogenbrücke durch den Einbau von Zuggliedern zwischen den Bogenfußpunkten verbessern lässt. Die Grundlagen wurden aus der Diplomarbeit „Integrale Bogenbrücke mit Zugband: Alternativentwurf für eine mehrfeldrige Vorlandbrücke“ von Michael Rath [19] entnommen, welche hauptsächlich das progressive Versagen solch einer Brücke behandelt. Der Fokus dieser Arbeit zielt jedoch

auf die potenzielle Materialeinsparung im Rahmen des neuen Verfahrens ab, wobei besonderes Augenmerk auf die Auswirkung der Zugelemente im Falle von asymmetrischer Belastung gelegt wurde, wie sie beispielsweise infolge Straßen- oder Bahnverkehr auftritt.

In Kapitel 3 wurde mit dem Statikprogramm RFEM der Dlubal Software GmbH ein Finite-Elemente-Modell erstellt, um Variantenstudien zu ermöglichen und somit ein besseres Verständnis für das Tragverhalten des Bauwerks zu erhalten. Die Modellierung der Brücke erfolgte auf Basis der realen Bogenbrücke *De Oversteek* aus Nijmegen, Niederlande, wobei sämtliche Bauteilgeometrien weitgehend vom realen Vorbild übernommen wurden [1]. Im Verlauf der Arbeit wird dieses System als *Referenz-Modell* bezeichnet und für verschiedene Vergleiche mit dem neuen Verfahren herangezogen.

Anschließend folgt in Kapitel 4 die statische Berechnung des Referenz-Modells mit Veranschaulichung der entsprechenden Schnittgrößen, welche in weiterer Folge in Bauteilspannungen umgerechnet werden, um eine Aussage zur Ausnutzung des Bauwerks zu erhalten.

In Kapitel 5 wurde ein *Zugband-Modell* nach Überlegungen des neuen Verfahrens modelliert und ebenfalls durch dieselben Lastkombinationen beansprucht. Von besonderem Interesse war dabei die Reaktion des Bauwerks auf asymmetrische (Verkehrs-)belastungen. In RFEM wurden sowohl Lasten durch Straßenverkehr als auch jene des Bahnverkehrs angesetzt, um den Einfluss der Zugbänder auf die Tragfähigkeit der neuen Integralbrücke zu ergründen und etwaige Unterschiede der beiden Verkehrsbelastungen festzustellen. Analog zu Kapitel 4 wurden sämtliche Lastkombinationen numerisch ausgewertet und die resultierenden Schnittgrößen, Spannungen sowie Ausnutzungsgrade bauteilspezifisch festgehalten.

Das Ziel dieser Arbeit bestand darin, Betongeometrie sowie Spannglied des Zugband-Modells so zu dimensionieren, dass unter der maßgebenden Lastkombination eine vergleichbare Beanspruchung wie beim Referenzmodell aus Nijmegen vorliegt. Abschließend wurde das optimierte Zugband-Modell mit dem Abbild von *De Oversteek* punktweise verglichen und mögliche Materialeinsparungen quantitativ erläutert, um das ökologische sowie wirtschaftliche Potenzial des neuen Verfahrens zu bewerten.

3 Definition des Referenzsystems

3.1 Einleitung

Um eine Brücke nach dem neuen Verfahren zu simulieren, wurde zunächst ein Finite-Elemente-Modell auf Basis einer realen, mehrfeldrigen Bogenbrücke erstellt. Im Zuge der Modellierung wurden verschiedene Vereinfachungen getroffen, um den Fokus auf die wesentlichen Eigenschaften der Integralbrücke zu lenken. In weiterer Folge wurden die Belastungen auf eine entsprechende Straßen- beziehungsweise Bahnbrücke ermittelt und auf das Modell normativ angesetzt.

3.2 *De Oversteek* in Nijmegen

De Oversteek (zu Deutsch: *Die Überquerung*) ist eine 2013 hergestellte Vorlandbrücke in Nijmegen, Niederlande (Abb. 3.1). Das Herzstück stellt eine Netzbogenbrücke aus Stahl dar, welche beidseitig als integrale, mehrfeldrige Bogenbrücke aus Beton weitergeführt wird. Im Bereich der beiden Betonbrücken wird bewusst auf wartungsintensive Brückenaufleger sowie Fahrbahnübergangskonstruktionen verzichtet, wodurch die Erhaltungskosten maßgeblich reduziert werden. Lediglich im Anschlussbereich zur Netzbogenbrücke kommen Dehnfugen zum Einsatz. Dank der bogenförmigen Geometrie erfährt die Integralbrücke infolge Temperatureinwirkung kaum Verformungen in Längsrichtung. Vielmehr bauen sich temperaturinduzierte Zwängungen durch Hebungen beziehungsweise Senkungen der Brückenfelder ab, woraufhin Dehnfugen obsolet wären. Dieser Vorgang wird umgangssprachlich als *Atmen* der Bögen bezeichnet. Die Integralbrücke *De Oversteek* setzt sich aus jeweils 42,5 m langen Bogenfeldern aus Beton zusammen und besitzt eine Regelbreite von 25,0 m. Der nördliche Brückenabschnitt bildet dabei mit einer Gesamtlänge von 637,5 m (15 Felder) eine der weltweit längsten Integralbrücken [1].



Abb. 3.1: Ansicht *De Oversteek* © Dipl.-Ing. Georg Gaßner

3.3 Vereinfachungen gegenüber der Originalkonstruktion

3.3.1 Allgemeines

Um den Blick auf die wesentlichen Tragmechanismen des integralen Bauwerks zu schärfen, wurden einige geringfügige Vereinfachungen gegenüber der Originalkonstruktion getroffen. Während *De Oversteek* im Grundriss gebogen ist, wurde ein Stabwerksmodell mit geradlinigem Streckenverlauf angenommen, um dreidimensionale Einflüsse gezielt auszuschließen. Außerdem wurde eine integrale Bogenbrücke mit lediglich acht Feldern (anstatt 15) modelliert (Abb. 3.2), damit Variantenstudien mit rechnerisch überschaubarem Aufwand durchführbar sind und infolgedessen ein tieferes Verständnis für das Tragverhalten der Brücke gewonnen werden kann.

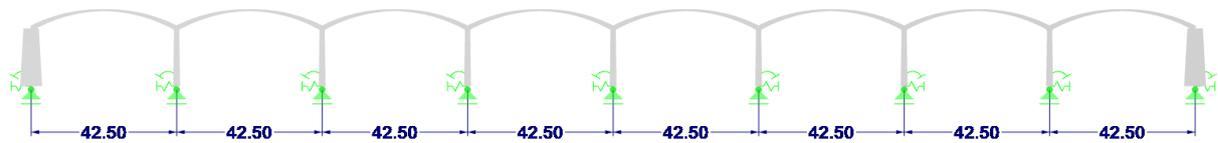


Abb. 3.2: Ansicht FE-Modell, Abmessungen [m]

3.3.2 Bogengeometrie

Die Geometrie des Finite-Elemente-Modells wurde in großen Zügen vom realen Vorbild in Nijmegen übernommen (Abb. 3.3). Die Bogendicke beträgt im Scheitelpunkt $0,5\text{ m}$ und wächst im Bereich der Kämpfer auf $1,5\text{ m}$ an. Der Bogenstich wurde mit $5,32\text{ m}$ angesetzt und die Feldlänge zwischen den Kämpfern misst $42,5\text{ m}$. Das Querschnittsmaterial wurde mit der Betongüte C25/30 definiert.

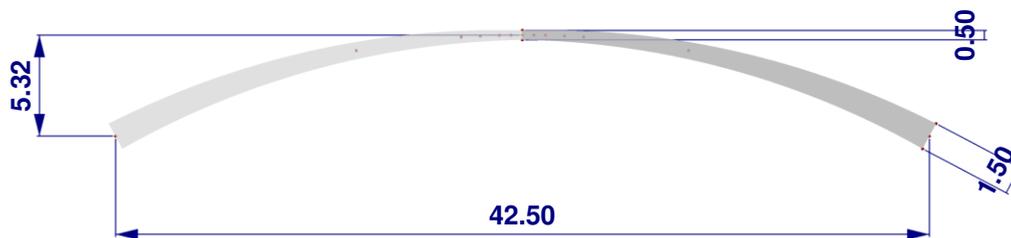


Abb. 3.3: Bogenabmessungen des FE-Modells [m]

3.3.3 Querschnitt

Die tatsächliche Regelbreite von *De Oversteek* beträgt $25,0\text{ m}$, jedoch wurde im Rahmen dieser Arbeit die Breite deutlich verringert. Ziel war es, einen ausreichend breiten Querschnitt für den beispielhaften Neubau einer zweigleisigen Bahnbrücke beziehungsweise einer zweispurigen Straßenbrücke inklusive Geh-/Radwege zu entwerfen. Der vereinfachte Querschnitt der Straßenvariante ist in Abb. 3.4 dargestellt.

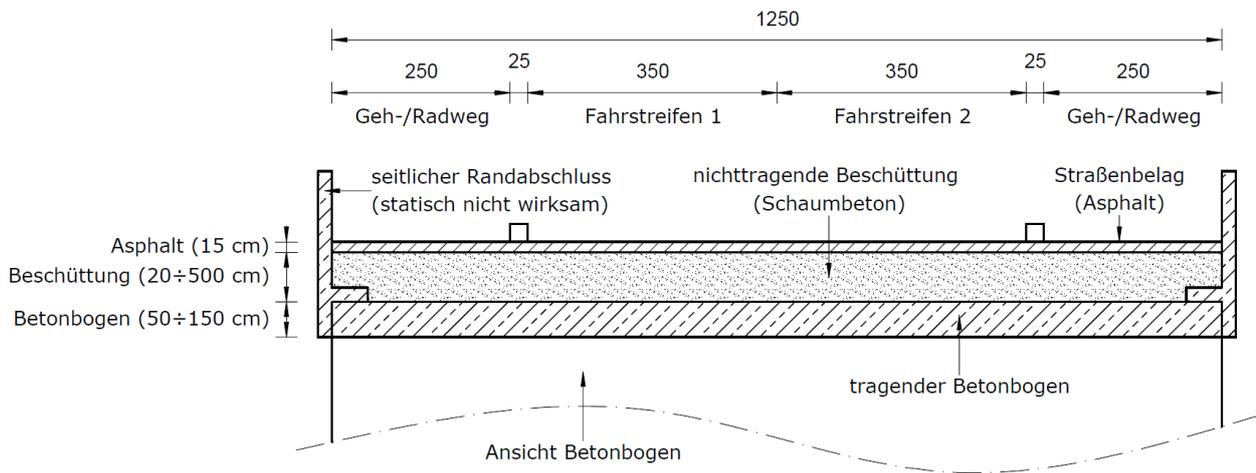


Abb. 3.4: Vereinfachter Brückenquerschnitt [cm]

3.3.4 Pfeiler und Widerlager

Bei der Integralbrücke in Nijmegen stehen je Kämpfer zwei Pfeiler zur Verfügung. Diese sind in Querrichtung $21,0\text{ m}$ voneinander entfernt und weisen aufgrund der hydraulischen Anforderungen im Flussbereich einen ellipsen- beziehungsweise tropfenförmigen Querschnitt auf (Abb. 3.5). Während der Pfeilerquerschnitt in Brückenlängsrichtung konstant $2,0\text{ m}$ beträgt, ändert sich die Querschnittsbreite linear über die Pfeilerhöhe von $6,0\text{ m}$ auf $4,0\text{ m}$, was in Abb. 3.6 (links) ersichtlich ist [19].

Die an den Brückenenden befindlichen Widerlager leiten den gesamten Bogenschub in das Erdreich ein und besitzen daher eine dementsprechend größere Kubatur als die vorwiegend normalkraftbeanspruchten Pfeiler.



Abb. 3.5: Pfeilergeometrie © Dipl.-Ing. Georg Gaßner

Im Rahmen der Diplomarbeit von Michael Rath [19] wurde bereits ein ähnliches Brückenmodell erstellt. Der Schwerpunkt seiner Arbeit richtet sich auf die einzelnen Bauphasen der feldweisen Herstellung sowie der Simulation von Versagensszenarien einzelner Bogenfelder. Um den Blickpunkt auf das Tragverhalten zu lenken, wurden für die Unterbauten, anstatt der tropfenförmigen Pfeilerquerschnitte, statisch ähnliche Rechtecksquerschnitte mit beidseitig angeschlossenen Halbkreisen gewählt.

Zur Erstellung des Finite-Elemente-Modells wurden in dieser Arbeit die Geometrien der Pfeiler und Widerlager auf Grundlage von [19] erneut vereinfacht und sind nun als statisch hinreichend vergleichbare Rechtecksquerschnitte ausgebildet (Abb. 3.6).

Entsprechend [19] wurde die Höhe sämtlicher Unterbauten auf 17 Meter vereinheitlicht und analog zu den Bögen eine Betongüte von C25/30 definiert.

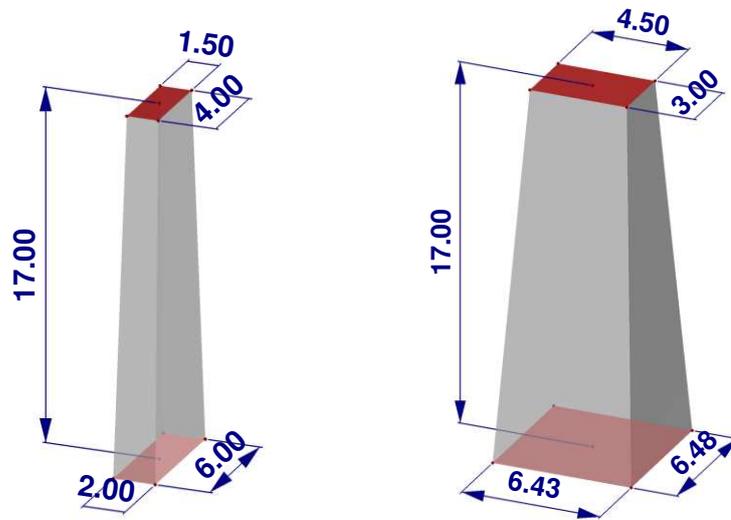


Abb. 3.6: Geometrie der Unterbauten [m]: links: Pfeiler, rechts: Widerlager

3.3.5 Fundierung

Auftretende Lasten werden bei der realen Integralbrücke in Nijmegen über kombinierte Pfahl-Platten-gründungen in das Erdreich eingeleitet. Zur Modellierung der Gründungsverhältnisse wurden in RFEM nach [19] (Kapitel 2.2.1.4 *Pfahlkopflatten*) statisch äquivalente Pfähle mit Federsteifigkeiten eingeführt, welche die Tragwirkung der Originalfundamente weitgehend widerspiegeln.

In einem weiteren Schritt wurden die aus [19] elastisch gelagerten Pfähle durch eine einzige Weg- beziehungsweise Drehfeder ersetzt. Um die Steifigkeit dieser einzelnen Weg- beziehungsweise Drehfeder zu bestimmen, wurde die Verformung des neuen Systems an jene aus [19] angepasst. In Abb. 3.7 sind die Verformungen der Unterbauten, jeweils unter Kraft- oder Momentenbeanspruchung, zu sehen.

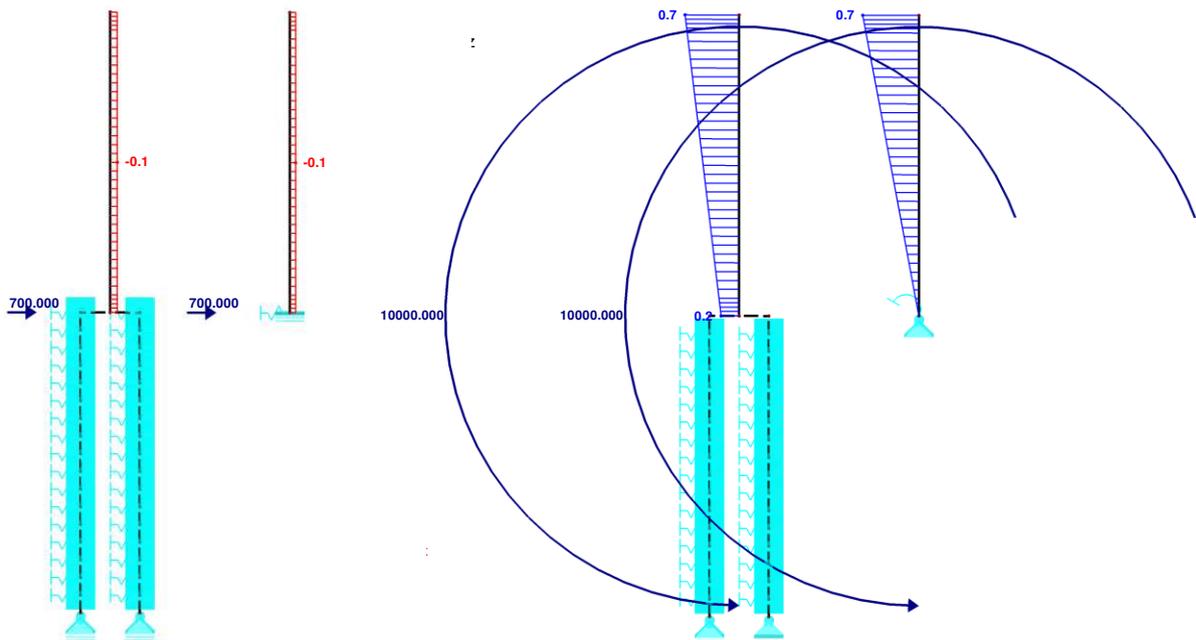


Abb. 3.7: Pfeilverformungen [mm]. Links: Wegfeder unter Kraftbeanspruchung [kN], rechts: Drehfeder unter Momentenbeanspruchung [kNm]

Im Zuge der Vereinheitlichung aller Unterbauten auf eine Höhe auf 17 Meter wurde im Gegensatz zu [19] ebenso die Widerlagerhöhe reduziert. Um dennoch ein ähnliches Tragverhalten zu simulieren, wurden die Federsteifigkeiten nach Abb. 3.8 iterativ angepasst, sodass beide FE-Modelle annähernd idente Maximalverformungen aufweisen.

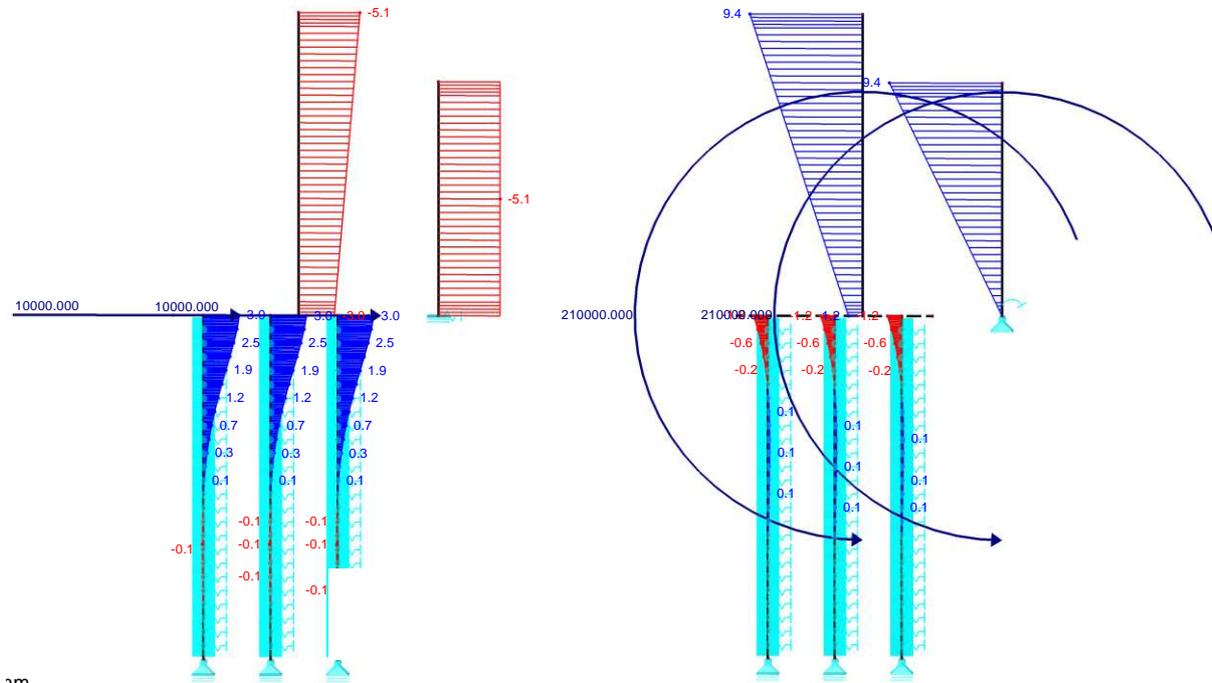


Abb. 3.8: Widerlagerverformungen [mm]: links: Wegfeder unter Kraftbeanspruchung [kN], rechts: Drehfeder unter Momentenbeanspruchung [kNm]

3.3.6 Vergleich: Realität – Referenzsystem

Eine Gegenüberstellung der geometrischen Unterschiede zwischen dem realen Bauwerk in Nijmegen und dem FE-Modell ist in Tab. 3.1 aufgelistet.

Tab. 3.1: Vergleich der Geometrien zwischen realem Bauwerk und FE-Modell

		De Oversteek	Referenzsystem
Feldanzahl		15	8
Feldlänge		42,5	42,5
Regelbreite		25,0	12,5
Bogen (Rechteck-QS)	QS _{Anfang} (b/h)	25,0/1,5	12,5/1,5
	QS _{Scheitel} (b/h)	25,0/0,5	12,5/0,5
	Bogenstich	5,32	5,12
Pfeiler (Rechteck-QS)	QS _{unten} (b/h)	6,0/2,0	6,0/2,0
	QS _{oben} (b/h)	4,0/2,0	4,0/1,5
	Höhe	≥ 17,0	17,0
Widerlager (Rechteck-QS)	QS _{unten} (b/h)	unbekannt	6,48/6,43
	QS _{oben} (b/h)		3,0/4,5
	Höhe	20,0	17,0

3.4 Einwirkungen auf das Referenzsystem

3.4.1 Ständige Lasten

Die ständige Belastung der Brücke resultiert aus dem Eigengewicht, das sich aus Geometrie und der entsprechenden Wichte des jeweiligen Bauteils beziehungsweise Aufbaus zusammensetzt. Nach Eingabe dieser beiden Faktoren wird in RFEM das Eigengewicht von Bögen, Pfeiler und Widerlager automatisch berücksichtigt und als Streckenlast auf den entsprechenden Stab angesetzt. Die unterschiedlichen Wichten der Bauteile wurden dabei wie folgt angenommen:

- Bögen: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^2$
- Pfeiler: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^2$
- Widerlager: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^2$
- Schaumbeton: $\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Straßenaufbau (Asphalt): $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^2$

Da nicht alle Bauteile einen über die Stabachse konstanten Querschnitt aufweisen, zeigen die zugehörigen Gleichlasten zufolge Eigengewicht in Längsrichtung einen veränderlichen Verlauf. Der Schaumbeton gleicht den Höhenunterschied zwischen Bogentragwerk und Fahrbahn kraftschlüssig aus, wodurch ein parabolisches Lastbild entsteht. Im Gegensatz dazu wurde der Straßenasphalt als konstante Linienlast in Rechnung gestellt. Die Ermittlung sämtlicher ständiger Lasten erfolgt in den Gleichungen (3.1) bis (3.3).

$$g_{\text{Schaumbeton,max}} = \gamma_{\text{Schaumbeton}} \cdot b \cdot h = 5,0 \cdot 12,5 \cdot 5,0 = 312,5 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

$$g_{\text{Schaumbeton,min}} = \gamma_{\text{Schaumbeton}} \cdot b \cdot h = 5,0 \cdot 12,5 \cdot 0,2 = 12,5 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

$$g_{\text{Asphalt}} = \gamma_{\text{Asphalt}} \cdot b \cdot h = 24,0 \cdot 12,5 \cdot 0,2 = 60,0 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

Das symmetrische Lastbild infolge ständiger Belastung ist in Abb. 3.9 verdeutlicht.

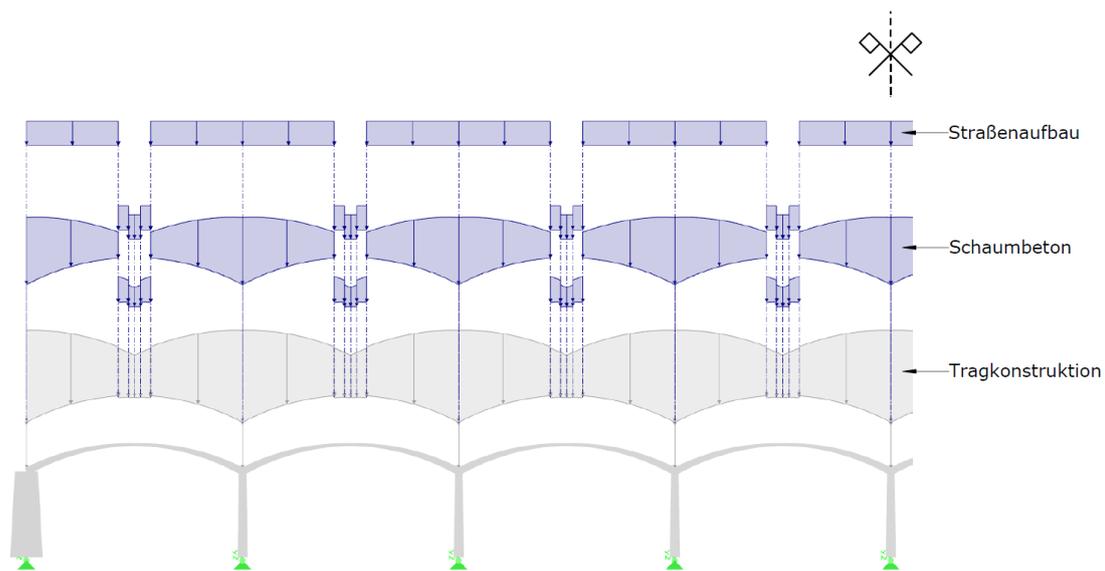


Abb. 3.9: Ständige Lasten des Referenzmodells

3.4.2 Verkehrslasten

Wie bereits in Kapitel 2 erwähnt, kommen im Rahmen dieser Arbeit zwei verschiedene Lastmodelle zum Einsatz. Einerseits wurde das für Straßenbrücken konzipierte Lastmodell 1 (LM1) behandelt und andererseits das Lastmodell 71 (LM71), welches die äußeren Einwirkungen von Bahnbrücken abbildet.

Mittels RFEM wurden verschiedene Lastkombinationen zufolge Straßen- beziehungsweise Bahnverkehr untersucht und anschließend in Microsoft Excel ausgewertet. Insbesondere die Spannungen und vereinfachten Ausnutzungsgrade der einzelnen Betonbauteile (Widerlager, Pfeiler und Bögen) wurden für sämtliche Lastkombinationen berechnet (siehe Kapitel 4), um in weiterer Folge den Einfluss des Zugbandes zu bestimmen.

3.4.2.1 Lastmodell 1 (LM1)

Die Verkehrslasten für Straßenbrücken wurden nach Lastmodell 1 gemäß EN 1991-2 [20] berechnet, wonach die meisten der Einwirkungen aus LKW- sowie PKW-Verkehr abgedeckt werden. LM1 setzt sich laut [20] aus zwei unterschiedlichen Belastungen zusammen.

Zum einen gibt es das UDL-System, das den Straßenverkehr durch eine ungünstig zu positionierende und gleichmäßig verteilte Belastung auf die Fahrbahn simuliert. Zum anderen kommt das Tandem-System zum Einsatz, welches die Doppelachse eines über die Brücke fahrenden Kraftfahrzeugs berücksichtigt und somit als Kombination mehrerer Punktlasten modelliert wurde. Diese Achslasten sind hierbei einmalig an der ungünstigsten Stelle des Tragwerks anzusetzen.

Beim Referenzmodell nach dem Vorbild von *De Oversteek* ergeben sich für die beiden Systeme folgende Lasten:

- UDL-System
 - Fahrstreifen 1: $q_{k,1} = 9,0 \text{ kN/m}^2$
 - Fahrstreifen 2: $q_{k,2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
 - Geh-/Radweg: $q_{k,3} = q_{k,2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (angenommener Wert aus [19])
- Tandem-System
 - Fahrstreifen 1: $P_{k,1} = 300 \text{ kN}$
 - Fahrstreifen 2: $P_{k,2} = 200 \text{ kN}$

Abhängig von der Breite des jeweiligen Fahrstreifens, lassen sich oben genannten Flächenlasten (UDL) in entsprechende Linienlasten in Brückenlängsrichtung umrechnen:

$$q_{k,1,linie} = q_{k,1} \cdot b_{\text{Fahrstreifen 1}} = 9,0 \cdot 3,5 = 31,5 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

$$q_{k,2,linie} = q_{k,2} \cdot b_{\text{Fahrstreifen 2}} = 2,5 \cdot 3,5 = 8,75 \text{ kN/m} \quad (3.5)$$

$$q_{k,3,linie} = q_{k,3} \cdot b_{\text{Geh-/Radweg}} = 2 \cdot 2,5 \cdot 3,5 = 17,5 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

Die resultierende Linienlast erhält man durch Aufsummieren der Gleichungen (3.4) bis (3.6):

$$q_{k,gesamt,linie} = q_{k,1,linie} + q_{k,2,linie} + q_{k,3,linie} = 31,5 + 8,75 + 17,5 = 57,75 \text{ kN/m} \quad (3.7)$$

In Abb. 3.10 ist die Verkehrsbelastung unter LM 1 über den gesamten Brückenquerschnitt aufgeführt.

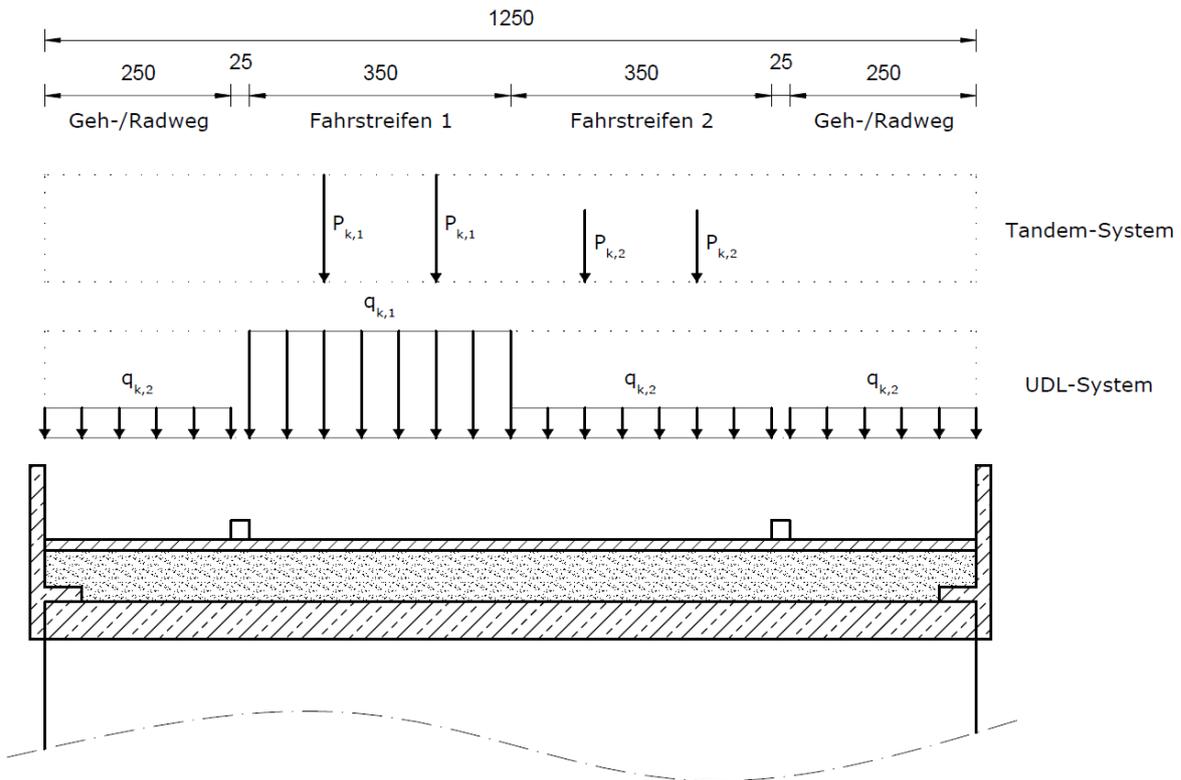


Abb. 3.10: Verkehrsbelastung nach LM 1 [cm]

Um die lastverteilende Wirkung des Betons/Asphaltes in Rechnung zu stellen, wurden die Punktlasten $P_{k,1}$ und $P_{k,2}$ in weiterer Folge ebenfalls auf eine Linienlast in Brückenlängsrichtung umgelegt. Nach EN 1991-2:2012-03-01 [20] beträgt der normative Achsabstand in Brückenlängsrichtung zwischen den Achslasten $1,20\text{ m}$. Stellvertretend für das restliche Tragwerk wurde an der dünnsten Stelle des Bogens, dem Scheitelbereich, die Lastverteilung ermittelt (Abb. 3.11 und Abb. 3.12).

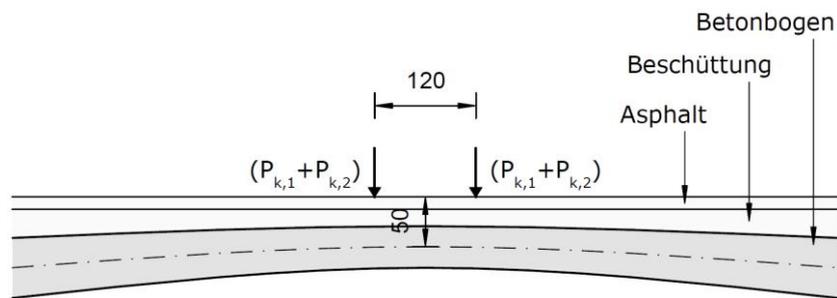


Abb. 3.11: Tandem-System unter LM 1 [cm] – Achslasten

Ausgehend von der minimalen Tragwerksdicke im Bogenscheitel von $0,5\text{ m}$ und einem Lastausbreitungswinkel von 45° im Betonbogen sowie in den darüberliegenden gebundenen Schichten, ergeben sich quantitativ folgende Streckenlasten (Abb. 3.12).

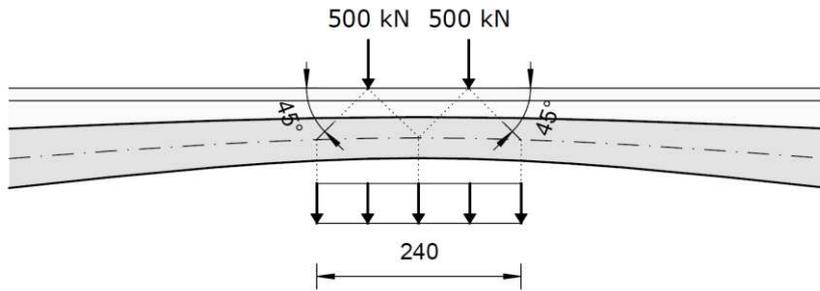


Abb. 3.12: Tandem-System unter LM 1 [cm] – Streckenlasten

$$p_k = \frac{2 * 500}{2,4} = 416,7 \text{ kN} \quad (3.8)$$

Die in Gleichung (3.8) ermittelte Streckenlast wirkt im FE-Modell über eine Länge von 2,40 m direkt an der Stabachse des Bogens (Abb. 3.13).

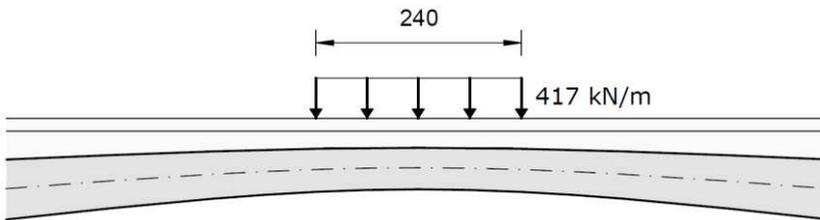


Abb. 3.13: Tandem-System unter LM 1 [cm] – Gesamtlast

Um für das Gesamtsystem ungünstige Lastkombinationen zu ergründen, wurden in RFEM unterschiedliche Belastungskombinationen sowohl für das Tandem- als auch das UDL-System simuliert. Bezogen auf die Tragfähigkeit, hat sich beim Tandem-System das Endfeld der Integralbrücke als ungünstigster Lastangriffspunkt herausgestellt, während die maximalen Schnittgrößen beim UDL-System unter Belastung sämtlicher Brückenfelder auftreten. In Abb. 3.14 ist das Lastbild der ungünstigsten Kombination unter LM1 zusammengefasst.

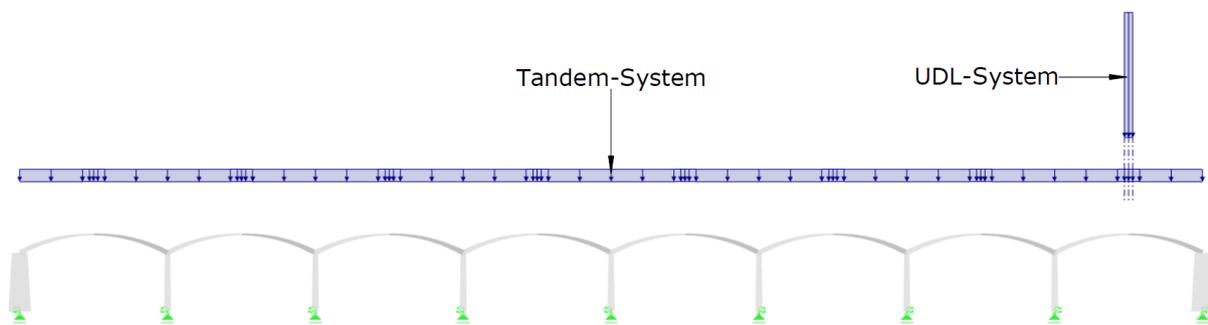


Abb. 3.14: Ungünstigste Lastkombination unter LM1

Um des Weiteren Aussagen zum Verformungsverhalten des FE-Modells zu treffen, wurden zwei weitere aussagekräftige Lastkombinationen unter LM1 untersucht. In beiden Varianten wurden stark asymmetrische Lastbilder angesetzt, welche die maximalen Verformungen des Bauwerks hervorrufen (Abb. 3.15).

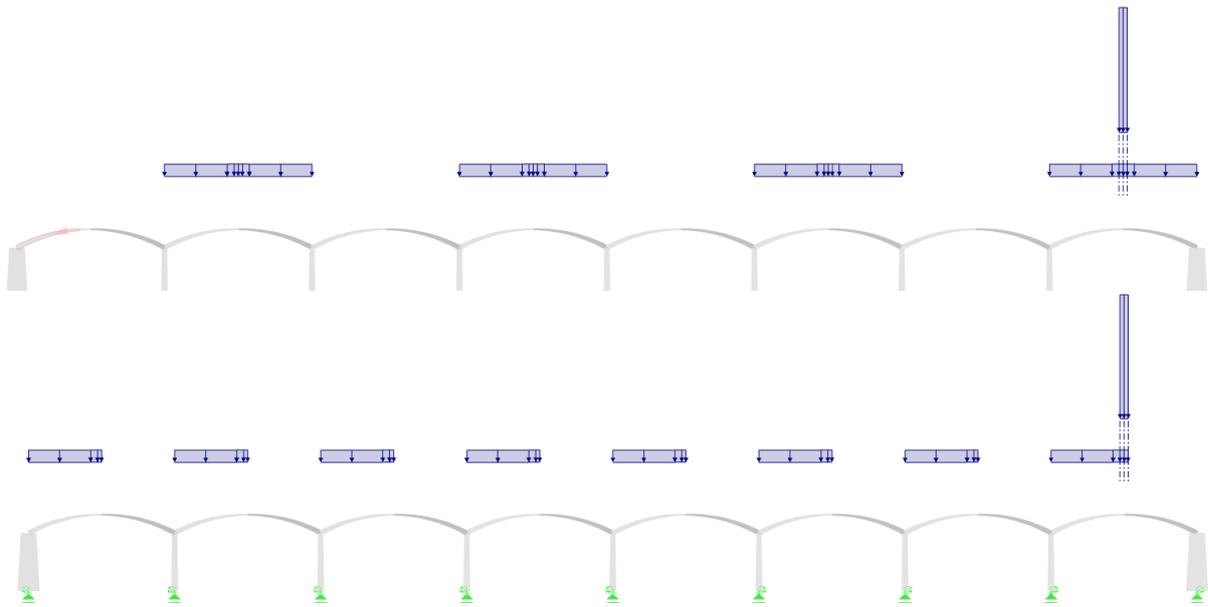


Abb. 3.15: Alternative Lastkombinationen unter LM1
oben: jedes zweite Feld belastet, unten: jedes Halfeld belastet

3.4.2.2 Lastmodell 71 (LM71)

LM 71 ist eines von fünf Modellen für Eisenbahnlasten und bildet den Regelverkehr auf Hauptstrecken gemäß [20] ab. Dieses Modell stellt den statischen Anteil der Bahnlasten dar und wirkt entsprechend LM1 lediglich als Vertikallast auf das Gleis. Das Lastbild besteht aus vier Punktlasten Q_{vk} , welche die Achslasten der Lok abbilden, und einer konstanten Gleichlast q_{vk} , die entlang des restlichen Gleises wirkt. In Abb. 3.16 ist das normative Lastbild in Längsrichtung für ein Gleis zu sehen.

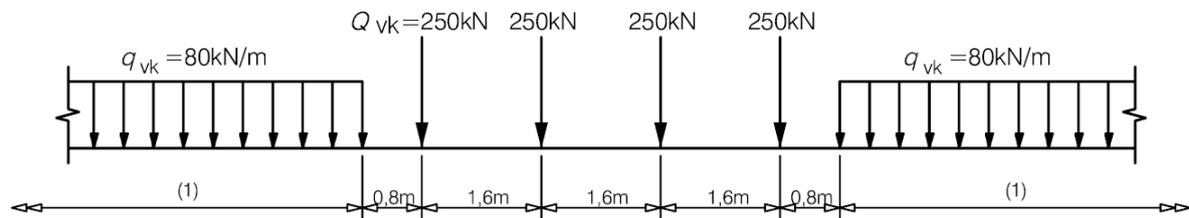


Abb. 3.16: Charakteristische Lasten unter LM71 nach EN 1991-2 [20]

Ausgehend von einer Schotterbett Ausbildung unter den Gleisschwellen, dürfen die Punktlasten Q_{vk} näherungsweise durch eine Gleichlast von $q^* = 156 \text{ kN/m}$ umschrieben werden.

Charakteristische Werte sind für Strecken mit einem gegenüber dem Regelverkehr schwereren oder leichteren Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren. Bei Neubauten der ÖBB wird beispielsweise die charakteristische Belastung um den Faktor $\alpha = 1,21$ erhöht. Im Rahmen dieser Arbeit wurde derselbe Faktor für die weitere Berechnung herangezogen.

$$q_{vk,ges} = q_{vk} \cdot \alpha = 80 \cdot 1,21 = 96,8 \text{ kN/m} \quad (3.9)$$

$$q_{k,ges}^* = q_k^* \cdot \alpha = 156 \cdot 1,21 = 188,8 \text{ kN/m} \quad (3.10)$$

Aufgrund der Tatsache, dass der Brückenquerschnitt zweigleisig ausgeführt wird, wurden die aus LM71 resultierenden Vertikallasten verdoppelt.

$$q_{vk,ges,zweigleisig} = q_{vk,ges} \cdot 2 = 96,8 \cdot 2 = 193,6 \text{ kN/m} \quad (3.11)$$

$$q_{k,ges,zweigleisig}^* = q_{k,ges}^* \cdot 2 = 188,8 \cdot 2 = 377,6 \text{ kN/m} \quad (3.12)$$

Bremsen und Anfahren

Im Gegensatz zu Straßenbrücken fallen Bremskräfte Q_{lak} und Anfahrkräfte Q_{lbk} bei der Bemessung von Bahnbrücken deutlicher ins Gewicht und müssen daher in Kombination mit den Vertikallasten berücksichtigt werden. Einwirkungen zufolge von Bremsen beziehungsweise Anfahren sind dabei gleichmäßig über eine zugehörige Einflusslänge $L_{a,b}$ für das jeweilige Bauteil anzunehmen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde von den normativen Grenzwerten $Q_{lak,max} = 1.000 \text{ kN}$ sowie $Q_{lbk,max} = 6.000 \text{ kN}$ ausgegangen und die Einflusslänge folgendermaßen berechnet:

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} \leq 1.000 \text{ kN} = Q_{lak,max} \quad (3.13)$$

$$L_{a,b} = \frac{1.000}{33} = 30,3 \text{ m} \quad (3.14)$$

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \leq 6.000 \text{ kN} = Q_{lbk,max} \quad (3.15)$$

$$L_{a,b} = \frac{6.000}{20} = 300,0 \text{ m} \quad (3.16)$$

Die Brückenlänge des Referenzmodells setzt sich aus acht Bogenfeldern mit einer Gleislänge von je $42,5 \text{ m}$ zusammen und beträgt insgesamt 340 m , wodurch die Bremswirkung von $q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$ über die maximale Einflusslänge angreifen kann. Da die resultierende Horizontalkraft des Bremsens quantitativ um ein Vielfaches größer ist als die des Anfahrens, werden in folgender Berechnung sämtliche Einwirkungen infolge Anfahrens vernachlässigt. Außerdem wird die maßgebende charakteristische Gleichlast q_{lbk} um den Beiwert für Neubauten im Sinne der ÖBB ($\alpha = 1,21$) erhöht.

$$q_{lbk}^* = q_{lbk} \cdot \alpha = 20 \cdot 1,21 = 24,2 \text{ kN/m} \quad (3.17)$$

Da auf dem Brückenquerschnitt zwei Gleise angenommen werden, wird ebenso die doppelte Bremslast in Rechnung gestellt.

$$q_{lbk,zweigleisig} = q_{lbk}^* \cdot 2 = 24,2 \cdot 2 = 48,4 \text{ kN/m} \quad (3.18)$$

Der Einfachheit halber wurde die horizontale Bremslast $q_{lbk,ges}$ über die gesamte Länge der Brücke, also über 340 m anstatt 300 m , angenommen. Des Weiteren wirken die Bremslasten nicht, wie in der Norm gefordert, auf der Gleisoberkante, sondern direkt an der Bogenstabachse des FE-Modells. Um in Summe die gleiche Horizontalkraft wie jene an der Gleisoberkante zu erhalten, wurde die Gleichlast auf die Gesamtbogenlänge $l_{Bögen} = 354,2 \text{ m}$ bezogen.

$$q_{lbk,Bögen} = \frac{q_{lbk,ges} \cdot l_{Fahrbahn}}{l_{Bögen}} = \frac{48,4 \cdot 340}{354,2} = 46,5 \text{ kN/m} \quad (3.19)$$

Abb. 3.17 zeigt das vollständige Lastbild für den Bahnverkehr.

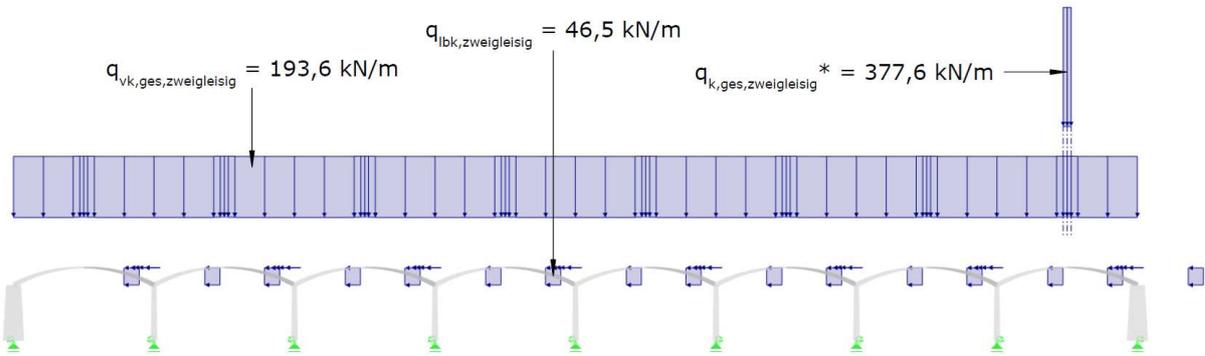


Abb. 3.17: Resultierendes Lastbild des zweigleisigen Bahnverkehrs

Entsprechend LM1 wurden ebenfalls stark asymmetrische Alternativlastfälle erzeugt, um die Horizontalverformungen der Bogenbrücke zu maximieren. Abhängig von der Fahrtrichtung der beiden Züge, wurde zwischen nach links orientierten Bremslasten (Abb. 3.18) und vice versa unterschieden.

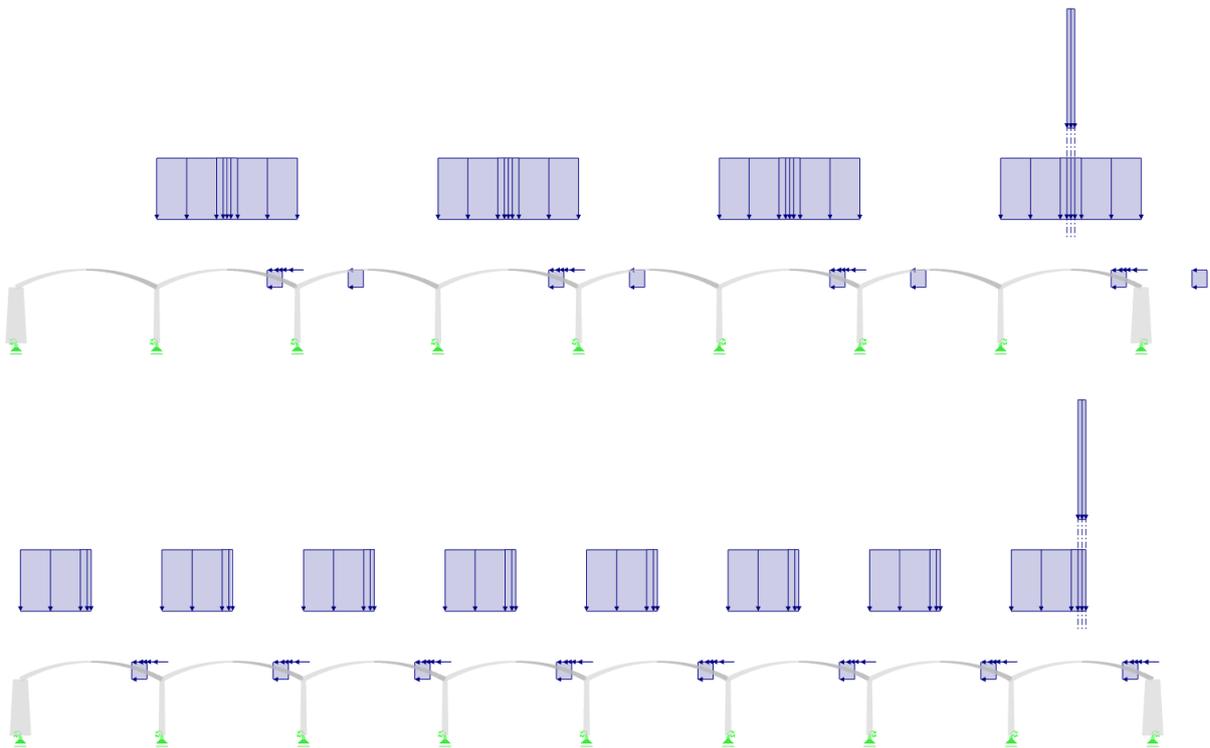


Abb. 3.18: Alternative Lastkombinationen unter LM71 und Bremswirkung (von rechts kommend)
oben: jedes zweite Feld belastet, unten: jedes Halbfeld belastet

Ergänzend sei festgehalten, dass laut EN 1991-2 [20] zu berücksichtigende Verkehrslasten wie Seitenstoß, Staudruck- und Sogkräfte sowie außergewöhnliche Verkehrseinwirkungen (z.B. Entgleisung) im Kontext dieser Arbeit außer Acht gelassen wurden.

3.4.3 Schwinden

Die Gesamtverkürzung infolge von Schwinden ε_{cs} setzt sich gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 [12] aus zwei Anteilen zusammen. Einerseits schwindet Beton aufgrund von Austrocknung (ε_{cd}), andererseits findet autogenes „inneres“ Schwinden statt (ε_{ca}). Autogenes Schwinden beschreibt ein chemisches Schrumpfen während der Zementhydratation und ist vor allem bei geringen W/B-Werten deutlich ausgeprägt. Im Unterschied zum Trocknungsschwinden ist autogenes Schwinden mit keinem Masseverlust verbunden und findet im gesamten Betonquerschnitt statt [21].

Trocknungsschwinden

Für die genaue Berechnung des Trocknungsschwindens ist entsprechend [13] zuerst die (zeitunabhängige) unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ nach folgenden Gleichungen zu bestimmen:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.20)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.21)$$

Dabei ist:

- f_{cm} Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm^2] (= 33 N/mm^2 für C25/30)
- f_{cm0} = 10 N/mm^2
- α_{ds1} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart (= 4 für Zement der Klasse N)
- α_{ds2} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart (= 0,12 für Zement der Klasse N)
- RH Relative Luftfeuchte der Umgebung [%] (= 80 %)
- RH_0 = 100 %

Nach Einsetzen der Variablen in die Gleichung (3.21) und (3.20) lässt sich die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung quantitativ ermitteln.

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,76 \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot e^{(-0,12 \cdot \frac{33}{10})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 0,76 = 2,87 \cdot 10^{-4} \quad (3.23)$$

Für eine Aussage bezüglich Trocknungsschwindens zum Zeitpunkt „ ∞ “ ist des Weiteren die rechnerische Größe der Querschnittsfläche h_0 von Bedeutung. Die Brückenbreite beträgt über die gesamte Länge konstant 12.500 mm, während die Bogenhöhe von 500 bis 1.500 mm variiert. Für die weitere Berechnung wird näherungsweise die gemittelte Querschnittshöhe von 1.000 mm in Rechnung gestellt.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot (12.500 \cdot 1.000)}{2 \cdot (12.500 + 1.000)} = 926 \text{ mm} \quad (3.24)$$

Dabei ist:

- A_c Querschnittsfläche
- u Umfang des Querschnittes

Wie in Tab. 3.2 zu sehen ist, kann anhand des Ergebnisses der Gleichung (3.24) der entsprechende Koeffizient k_h mit 0,70 bestimmt werden.

Tab. 3.2: k_h Werte gemäß ÖNorm EN 1992-1-1:2015 [12]

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

Schließlich ergibt sich die Verkürzung zufolge Trocknungsschwinden über einen endlos langen Zeitraum zu:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,70 \cdot 2,87 \cdot 10^{-4} = 2,01 \cdot 10^{-4} \quad (3.25)$$

Autogenes Schwinden

Autogenes Schwinden beschreibt eine Volumenverminderung chemischer Natur im Zusammenhang mit der Zementhydratation. Rechnerisch lässt sich $\varepsilon_{ca,\infty}$ folgendermaßen feststellen:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5} \quad (3.26)$$

Durch Aufsummieren der Werte für Trocknungsschwinden beziehungsweise autogenes Schwinden, ergibt sich letztendlich die Gesamtschwinddehnung zu:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 2,01 \cdot 10^{-4} + 6,25 \cdot 10^{-5} = 2,64 \cdot 10^{-4} \quad (3.27)$$

Abb. 3.19 veranschaulicht die symmetrische Einwirkung des Schwindens auf sämtliche Betonbauteile.

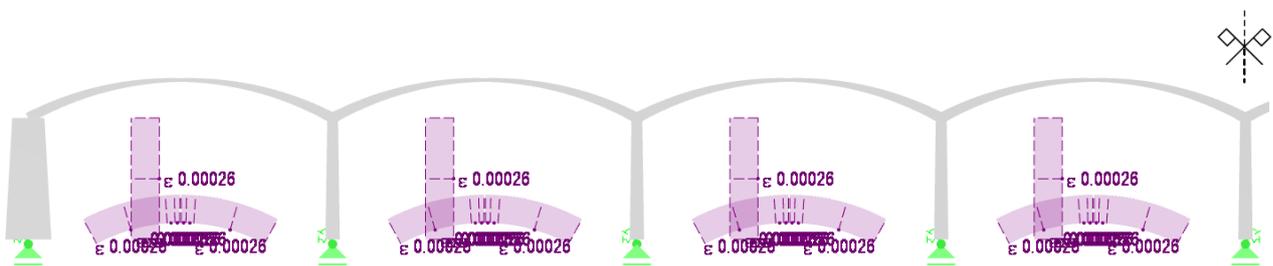


Abb. 3.19: Lastbild infolge Schwinden

3.4.4 Temperatur

Einwirkungen zufolge Temperatur betreffen sämtliche Bauteile des Brückenmodells: Widerlager, Pfeiler sowie Bögen. Mit steigender Temperatur erfolgt im Beton eine Volumenvergrößerung und umgekehrt. Aufgrund der integralen Bauweise können Verformungen nur bedingt stattfinden, wodurch das Tragwerk temperaturinduzierte Zwangsspannungen erfährt.

Unabhängig vom Brückenstandort wurden vereinfachend zwei konstante Temperaturänderungen ausgewertet, wobei $T_{min} = -30\text{ °C}$ den Temperatureinfluss im Winter und $T_{max} = +30\text{ °C}$ den Höchstwert des Sommers repräsentieren. Mit diesen Daten lässt sich in RFEM die entsprechende Reaktion des Bauwerks simulieren. Linear veränderliche Temperatureinflüsse gemäß EN 1991-1-5:2012-1-1 [22] wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt. Abb. 3.20 veranschaulicht die beiden Lastaufstellungen zufolge Temperatureinwirkung.

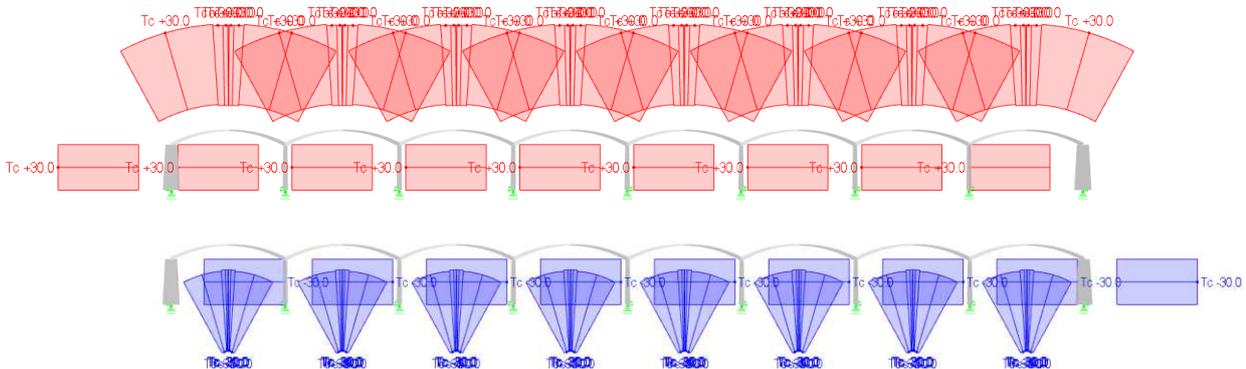


Abb. 3.20: Konstante Temperaturlasten, oben: Sommer (+30 °C), unten: Winter (-30 °C)

4 Berechnung des Referenzsystems

4.1 Einleitung

Die in Kapitel 0 dargelegten Lasten wurden für verschiedene Last- und Ergebniskombinationen in das Statik-Programm *RFEM* übertragen. Nach der linear-elastischen Berechnung der Schnittgrößen konnte in weiterer Folge mittels *Microsoft Excel* eine detaillierte Spannungsberechnung an ausgewählten Stellen des Bauwerks durchgeführt werden. Dieses Kapitel soll dazu dienen, das allgemeine Tragverhalten sowie typische Charakteristika mehrfeldriger Integralbrücken zu beschreiben. Insbesondere wird ein detaillierter Einblick auf Bauwerksreaktionen aufgrund asymmetrischer Verkehrslaskombinationen gegeben.

4.2 Lastkombinationen

Aus den errechneten Lastfällen wurden statisch aussagekräftige Lastkombinationen (LK) zusammengestellt. Beispielsweise wurde die Einwirkung infolge Schwinden unter anderem mit dem Lastfall für winterliche Temperaturen kombiniert, um die maximale Verkürzung des Tragwerks zu simulieren. In Tab. 4.1 sind alle betrachteten Kombinationen aufgeschlüsselt.

Tab. 4.1: Lastkombinationen

LK1	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2$
LK2	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus T^- \oplus E$
LK3	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus T^+$
LK4	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM1_{voll}$
LK5	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM1_{halb}$
LK6	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM1_{feldweise}$
LK7	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{rechts}^{voll}$
LK8	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{rechts}^{halb}$
LK9	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{rechts}^{feldweise}$
LK10	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{links}^{voll}$
LK11	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{links}^{halb}$
LK12	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus LM71_{links}^{feldweise}$
ULS	<i>Ergebniskombination aller LK*</i>

Dabei ist:

- g_0 *Eigengewicht der Tragstruktur*
- g_1 *Eigengewicht des Schaumbetons*
- g_2 *Eigengewicht der Asphaltsschicht*
- T^- *Max. Temperaturänderung im Winter*

- T^+ Max. Temperaturänderung im Sommer
- E Einwirkung infolge Schwinden
- * Ständige Lasten sowie Verkehrslasten wurden mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,35$ multipliziert.

4.3 Statische Berechnung

Um den Berechnungsaufwand überschaubar zu gestalten, wurde der Fokus der Spannungsermittlung auf zwei repräsentative Brückensegmente gelegt. Zum einen wurde der äußere Rahmen betrachtet, welcher durch den Bogenschub stark beansprucht wird, und zum anderen wurde ein mittlerer Rahmenausschnitt analysiert, dessen Belastung weitgehend symmetrisch ist (Abb. 4.1).

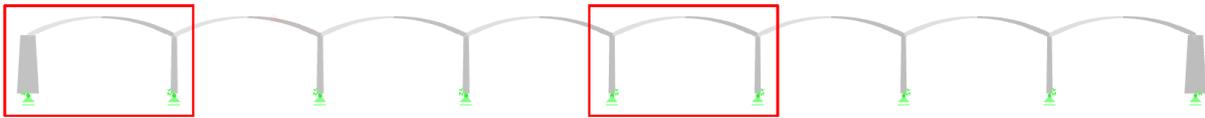


Abb. 4.1: Ausgewählte Bogensegmente der Spannungsberechnung

Innerhalb dieser beiden Teilsysteme wurden gezielt statisch relevante Punkte ermittelt, die einen guten Überblick über die Reaktionen des Tragsystems liefern. Außerdem wurde je Untersuchungsstelle zwischen Ober-/Unterseite beziehungsweise Innen-/Außenseite unterschieden, wodurch ein, über den Querschnitt lineares, Spannungsbild gewonnen wird. Folgende sieben Stellen wurden im Zuge der Spannungsermittlung für beide Brückenfelder untersucht (Abb. 4.2).

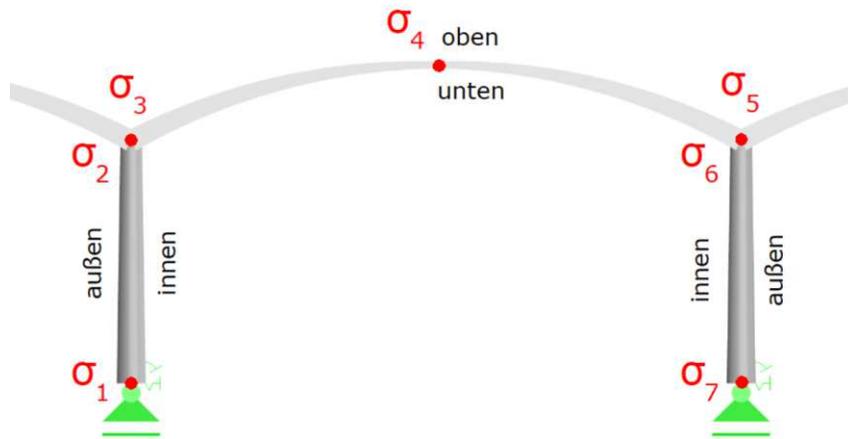


Abb. 4.2: Stellen der Spannungsberechnung (mittlerer Bogen)

4.3.1 Schnittgrößen

Für sämtliche in Tab. 4.1 genannten Lastfall- und Ergebniskombinationen wurden mittels RFEM die entsprechenden Schnittgrößen berechnet. In Abb. 4.3 ist der Verlauf von Normalkraft und Biegemoment beispielhaft für den Bemessungslastfall ULS zu sehen.

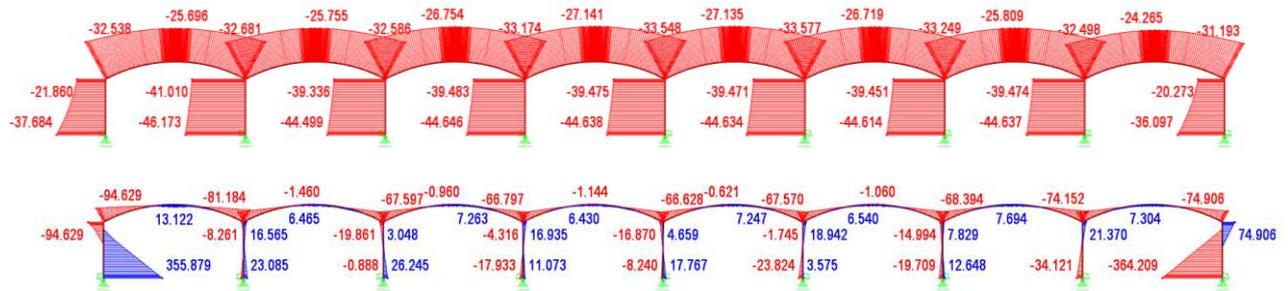
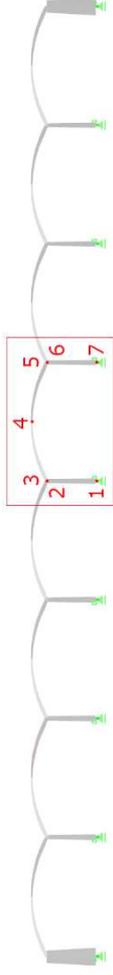


Abb. 4.3: Schnittgrößenverlauf im ULS. Oben: Normalkraft [MN], unten: Biegemoment [MNm]

Auffallend sind die ausgeprägten Biegemomente in den Widerlagern, welche vorwiegend den resultierenden Bogenschub in das umliegende Erdreich abtragen. Die restlichen Unterbauten sind weitaus weniger biegebeansprucht, jedoch weisen sie, trotz deutlich geringerem Eigengewicht, höhere Normalkräfte als die Widerlager auf. Dies ist durch den wesentlich größeren Einflussbereich der Pfeiler zu erklären, der sich näherungsweise über zwei Halbfelder erstreckt.

Aus den Schnittgrößenverläufen sämtlicher 13 Lastkombinationen (inkl. ULS) wurden Normalkräfte und Momente an den eingangs erwähnten sieben Stellen (Abb. 4.2) tabellarisch festgehalten. Tab. 4.3 veranschaulicht die Ergebnisse des äußeren Brückenfeldes und Tab. 4.2 jene des mittleren.

Schnittgrößen: Mittelbereich



Tab. 4.2: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes (Referenz-Modell)

E-Referenz	Mittelpfeiler						Bogen						Pfeiler					
	1		2		3		4		5		6		7					
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M				
LK1	-26,72	0,00	-22,89	0,00	-18,35	-16,56	-14,65	0,38	-18,37	-17,69	-22,87	1,12	-26,71	-3,31				
LK2	-26,75	0,00	-22,93	0,00	-12,66	-47,62	-8,19	4,53	-12,67	-48,03	-22,92	0,42	-26,75	-1,23				
LK3	-26,70	0,00	-22,87	0,00	-21,32	-0,12	-18,07	-1,91	-21,36	-1,61	-22,87	1,48	-26,69	-4,38				
LK4	-29,17	-0,61	-25,35	0,21	-21,01	-17,03	-17,04	0,59	-21,05	-18,67	-25,34	1,43	-29,16	-4,21				
LK5	-27,94	-0,19	-24,12	1,57	-19,50	-15,78	-15,87	0,46	-19,86	-18,97	-24,11	2,73	-27,94	-3,59				
LK6	-27,94	6,24	-24,12	-6,94	-20,33	-20,07	-16,26	1,36	-20,37	-21,82	-24,11	8,68	-27,94	-11,39				
LK7	-34,94	-6,25	-31,12	2,51	-26,77	-17,72	-22,31	1,08	-27,32	-21,77	-31,11	4,00	-34,94	-10,64				
LK8	-28,78	-5,15	-24,95	7,21	-20,18	-13,12	-16,54	0,70	-21,02	-22,56	-24,94	8,47	-28,77	-8,81				
LK9	-28,76	19,34	-24,94	-22,63	-21,38	-28,67	-17,28	3,75	-21,90	-31,88	-24,95	27,48	-28,78	-32,54				
LK10	-30,83	3,38	-27,00	-1,55	-22,78	-19,75	-18,31	1,14	-22,31	-20,73	-26,99	0,03	-30,81	-1,28				
LK11	-28,72	3,18	-24,90	4,26	-20,17	-14,58	-16,51	1,23	-20,51	-20,82	-24,88	3,33	-28,70	1,90				
LK12	-28,78	12,50	-24,96	-12,55	-21,79	-22,40	-17,21	2,02	-21,36	-24,50	-24,93	12,94	-28,75	-14,87				
ULS	-44,64	17,77	-39,48	-16,87	-32,83	-66,63	-27,10	7,25	-33,58	-67,57	-39,47	18,94	-44,63	-23,82				

Dabei ist:

- N* Einwirkende Normalkraft [MN]
- M* Einwirkendes Biegemoment [MNm]

Schnittgrößen: Randbereich



Tab. 4.3: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes (Referenzmodell)

E-Referenz	Widerlager						Bogen							Pfeiler		
	1		2		3		4		5		6		7			
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M
LK1	-23,43	188,67	-11,70	-30,75	-16,92	-30,75	-12,94	1,52	-16,68	-20,44	-22,86	-4,08	-26,69	12,44		
LK2	-23,26	76,39	-11,54	-52,15	-12,14	-52,15	-7,60	5,03	12,07	-49,33	-22,94	-1,28	-26,77	4,39		
LK3	-23,52	247,71	-11,79	-19,38	-19,43	-19,38	-15,70	-0,37	-19,10	-5,15	-22,82	-5,51	-26,65	16,64		
LK4	-25,22	228,90	-13,49	-38,37	-20,24	-38,37	-15,70	4,05	-19,94	-25,45	-25,78	-0,10	-29,61	8,73		
LK5	-24,25	222,80	-12,51	-34,09	-19,24	-34,09	-15,10	4,04	-19,32	-24,90	-24,62	2,29	-28,45	6,97		
LK6	-25,24	217,65	-13,51	-41,19	-19,82	-41,19	-15,21	4,53	-19,50	-27,17	-24,51	7,01	-28,33	0,62		
LK7	-28,89	298,32	-17,16	-54,43	-26,41	-54,43	-20,97	7,47	-26,47	-36,81	-32,22	6,52	-36,04	1,89		
LK8	-25,87	283,10	-14,13	-42,12	-23,55	-42,12	-19,12	7,27	-24,83	-35,82	-28,46	16,08	-32,28	-5,91		
LK9	-29,00	266,39	-17,27	-62,89	-25,25	-62,89	-19,59	8,95	-25,20	-40,98	-27,94	29,71	-31,76	-23,76		
LK10	-28,98	328,34	-17,23	-50,06	-27,78	-50,06	-21,98	6,94	-26,88	-31,50	-32,24	3,26	-36,06	8,96		
LK11	-25,95	308,34	-14,21	-37,81	-24,67	-37,81	-20,34	6,58	-25,00	-30,90	-28,48	12,97	-32,31	0,74		
LK12	-26,89	253,74	-15,16	-50,92	-22,94	-50,32	-17,62	6,89	-22,08	-33,18	-25,97	16,96	-29,80	-9,49		
ULS	-37,68	355,88	-21,86	-94,63	-32,54	-94,63	-25,70	13,12	-32,68	-81,18	-41,01	16,57	-46,17	23,09		

Dabei ist:

- N* Einwirkende Normalkraft [MN]
- M* Einwirkendes Biegemoment [MNm]

Interpretation der Schnittgrößen

Die Schnittgrößen der beiden Rahmen unterscheiden sich beispielsweise unter Betrachtung von Punkt 1 beziehungsweise Punkt 2 deutlich. Während das Widerlager allgemein die höchste Momentenbeanspruchung aufweist, fallen dazugehörige Normalkräfte sehr gering aus. Grund dafür ist die „Umlenkung“ des anfallenden Bogenschubs. Im Gegensatz zu den inneren Bögen besitzen die Widerlager lediglich ein einziges benachbartes Brückenfeld. Somit wirkt der Bogenschub im Randbereich in Form einer einseitigen Horizontalkraft, welche über Biegebeanspruchung in das Erdreich abgeleitet wird. Der Mittelpfeiler erfährt als Symmetrieachse des Bauwerks von allen Stützen das kleinste Biegemoment. Unter LK1, LK2 sowie LK3 zeigt dieser Pfeiler keinerlei Momentenbelastung, was dem ebenfalls symmetrischen Erscheinungsbild der ständigen Lasten als auch jenen zufolge Schwinden und Temperaturänderungen geschuldet ist. Im Widerlagerbereich weist auch der Bogen ein vergleichsweise hohes Biegemoment auf, die Bogennormalkraft ist jedoch in beiden Rahmen unter sämtlichen Lastkombinationen annähernd gleich. Die geringste Bogennormalkraft wurde in LK2 festgestellt, wobei die Verkürzung zufolge Schwindens sowie winterlicher Temperaturen eine Zugbeanspruchung im Beton verursacht. Dies senkt zwar die resultierende Normalkraft im Bogen, jedoch steigt dadurch die Momentenbeanspruchung, welche sowohl im Rand- als auch Mittelbereich unter LK2 am deutlichsten ausgeprägt ist. Der Grund hierfür liegt im Verformungsverhalten des Bogens, zumal eine Verkürzung der Bogenachse gleichermaßen mit einer Verkrümmung nach unten verbunden ist. Ständige Lasten rufen am Brückenmodell sehr ähnliche Bogendeformationen hervor, wodurch die Kombination beider Einwirkungen maximale Verkrümmungen und dementsprechend hohe Biegemomente im Bereich der Bögen erzeugen.

4.3.2 Spannungen

Die Schnittgrößenberechnung stellt die Grundlage für die linear-elastische Spannungsberechnung dar. Ausgehend von Moment und Normalkraft wurden die Normalspannungen nach den Gleichungen (4.1) und (4.2) ausgewertet. Im Kontext dieser Arbeit wurden lediglich ungerissene Betonquerschnitte betrachtet, um einen Vergleich der wesentlichen Charakteristika von Referenz- sowie Zugbandsystem zu ziehen.

$$\sigma_{oben/außen} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{unten/innen} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (4.2)$$

Dabei ist:

W	Widerstandsmoment in Brückenquerrichtung mit $W = \frac{b \cdot h^2}{6} [m^3]$
A	Querschnittsfläche $A = b \cdot h [m^2]$
N	Einwirkende Normalkraft [kN]
M	Einwirkendes Biegemoment [kNm]

Die hierfür nötigen Querschnittswerte rühren von der Geometrie der einzelnen Bauteile her und sind in Tab. 4.4 veranschaulicht.

Tab. 4.4: Querschnittswerte

QS Werte	Widerlager		Bogen			Pfeiler	
	1	2	3	4	5	6	7
b [m]	6,477	3	12,5	12,5	12,5	4	6
h [m]	6,432	4,5	1,5	0,5	1,5	1,5	2
A [m ²]	41,66	13,50	18,75	6,25	18,75	6,00	12,00
W [m ³]	44,66	10,13	4,69	0,52	4,69	1,50	4,00

Interpretation der Spannungen

Anhand der Extrema der positiven beziehungsweise negativen Spannungen (σ_{min} und σ_{max}) aus Tab. 4.5 und Tab. 4.6 lässt sich erkennen, dass das äußere Brückenfeld in sämtlichen Lastkombinationen höhere Absolutwerte aufweist und somit deutlich stärker beansprucht wird als der Mittelbereich. Die betragsmäßig größten Spannungen des Mittelfeldes sind in den Kombinationen zufolge an jedem zweiten Bogen wirkender Verkehrslast für Straßen- (LK9) als auch Bahnbrücken (LK12) zu finden. In beiden Fällen tritt der Extremwert am Stützenkopf des Pfeilers (Untersuchungspunkt 6) auf. Dies ist auf die besonders ungünstige Reaktion von durchlaufträgerähnlichen Systemen auf feldweise Belastungen wie beispielsweise Straßenverkehr zurückzuführen. Dadurch entsteht ein alternierender Momentenverlauf, welcher vor allem die Unterbauten des Brückenmodells wesentlich stärker beansprucht (Abb. 4.4, unten). Aufgrund der Tatsache, dass die Stützenköpfe eine kleine Querschnittsgeometrie vorzeigen, entstehen an diesen Stellen die ausgeprägtesten Normalspannungen. Ergänzend sind in Abb. 4.4 die quantitativen Momentenverläufe der isoliert betrachteten Verkehrslastfälle für Straßenbrücken nach LM1 veranschaulicht.

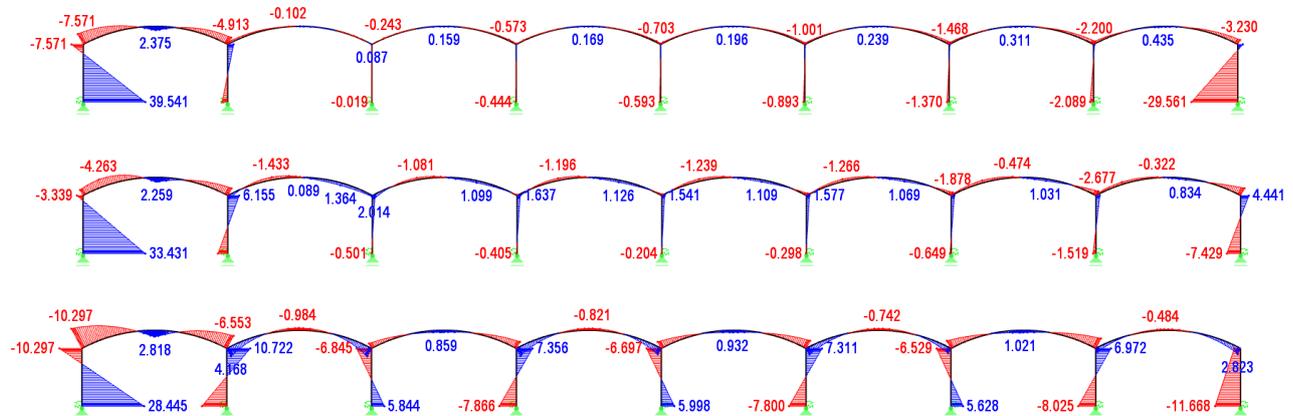


Abb. 4.4: Momentenverläufe [MN] infolge Verkehrslast nach LM1
oben: jedes Feld belastet, Mitte: jedes Halbfeld belastet, unten: jedes zweite Feld belastet

Von den untersuchten Lastkombinationen treten mit Ausnahme von LK9 sowohl im äußeren als auch mittleren Brückenfeld die höchsten Zugspannungen in Lastkombination 2 auf, welche unter anderem die Einwirkungen zufolge Schwinden beziehungsweise niedriger Temperaturen berücksichtigt (Abb. 4.5, oben und mitte). Die Ursache für die hohen Biegemomente wurde bereits in Kapitel 0 erläutert.

Umgekehrt zum temperatur- und schwindinduzierten Schrumpfen, dehnt sich der Beton im Falle sommerlicher Temperatureinwirkung aus, wodurch der resultierende Momentenverlauf, bei gleichbleibenden Absolutwerten einen Vorzeichenwechsel durchläuft (Abb. 4.5, unten).

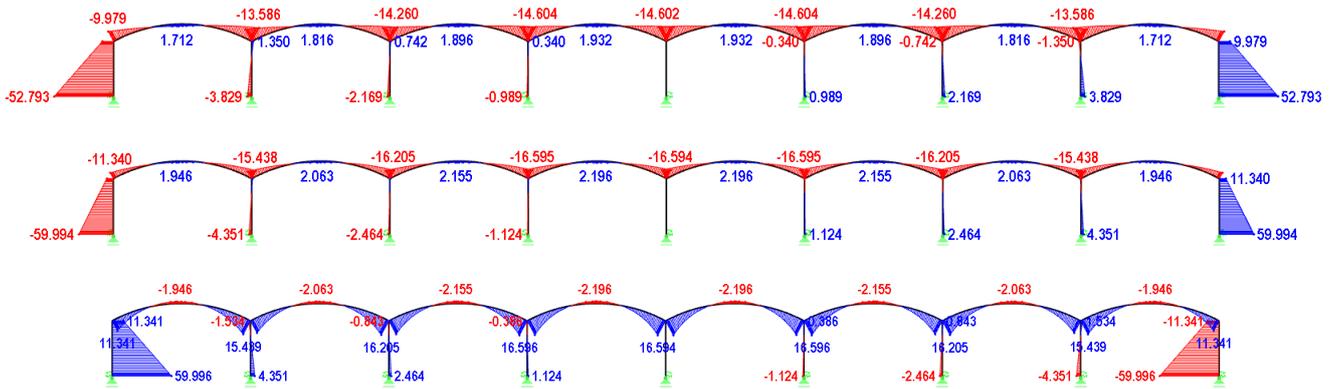
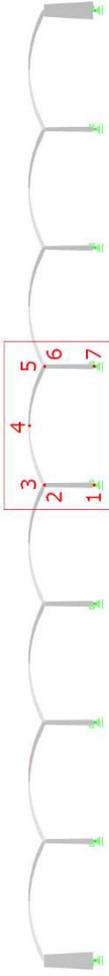


Abb. 4.5: Momentenverläufe [MNm] infolge Schwinden (oben), Temperaturabsenkung (mitte) und Temperaturerhöhung (unten)

Zusammenfassend wird der vergleichsweise steife Widerlagerbereich am meisten belastet, wobei der absolute Höchstwert der Spannungen im Bogenscheitel des Randfeldes in LK7 auftritt. Diese Lastkombination berücksichtigt unter anderem die auf jedes Brückenfeld einwirkenden Bahnlasten und stellt daher die größte vertikale Gesamtbelastung dar. Vor allem die im Endfeld der Brücke angesetzte Achslast von LM71 ist im Vergleich zu jener von LM1 deutlich stärker ausgeprägt (siehe Kapitel 3.4.2), wodurch der Widerlagerbereich, inklusive des schlank dimensionierten Bogenscheitels, ein hohes Biegemoment erfährt.



Spannungen: Mittelbereich

Tab. 4.5: Resultierende Spannungen [MN/m²] des mittleren Brückenfeldes (Referenz-Modell)

σ_{Referenz}	Mittelpfeiler		Bogen						Pfeiler						σ_{max}	σ_{min}
	2		3		4		5		6		7					
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}		
LK1	-2,23	-2,23	-3,82	-3,82	2,55	-4,51	-3,07	-1,62	2,79	-4,75	-3,06	-4,56	-3,05	-1,40	2,79	-4,75
LK2	-2,23	-2,23	-3,82	-3,82	9,48	-10,83	-10,02	7,39	9,57	-10,92	-3,54	-4,10	-2,54	-1,92	9,57	-10,92
LK3	-2,22	-2,22	-3,81	-3,81	-1,11	-1,16	0,78	-6,56	-0,80	-1,48	-2,82	-4,80	-3,32	-1,13	0,78	-6,56
LK4	-2,28	-2,58	-4,36	-4,09	2,51	-4,75	-3,86	-1,59	2,86	-5,11	-3,27	-5,18	-3,48	-1,38	2,86	-5,18
LK5	-2,28	-2,38	-5,06	-2,98	2,33	-4,41	-3,43	-1,65	2,99	-5,11	-2,20	-5,84	-3,23	-1,43	2,99	-5,84
LK6	-3,89	-0,77	0,60	-8,64	3,20	-5,37	-5,22	0,01	3,57	-5,74	1,77	-9,80	-5,18	0,52	3,57	-9,80
LK7	-1,35	-4,47	-6,86	-3,52	2,35	-5,21	-5,65	-1,49	3,19	-6,10	-2,52	-7,85	-5,57	-0,25	3,19	-7,85
LK8	-1,11	-3,69	-8,97	0,65	1,72	-3,87	-3,99	-1,30	3,69	-5,93	1,49	-9,80	-4,60	-0,19	3,69	-9,80
LK9	-7,23	2,44	10,93	-19,24	4,98	-7,26	-9,96	4,43	5,63	-7,97	14,16	-22,48	-10,53	5,74	14,16	-22,48
LK10	-3,41	-1,73	-3,47	-5,53	3,00	-5,43	-5,12	-0,74	3,23	-5,61	-4,48	-4,52	-2,89	-2,25	3,23	-5,61
LK11	-3,19	-1,60	-6,99	-1,31	2,03	-4,19	-5,01	-0,27	3,35	-5,53	-1,93	-6,36	-1,92	-2,87	3,35	-6,99
LK12	-5,52	0,73	4,20	-12,52	3,62	-5,94	-6,64	1,13	4,09	-6,37	4,47	-12,78	-6,11	1,32	4,47	-12,78
ULS	-8,16	0,72	4,67	-17,83	12,46	-15,97	-18,25	9,58	12,62	-16,21	6,05	-19,21	-9,68	2,24	12,62	-19,21

Definition:

Pos. (+) Zugspannung [MN/m²]

Neg. (-) Druckspannung [MN/m²]

Spannungen: Randbereich



Tab. 4.6: Resultierende Spannungen [MN/m²] des äußeren Brückenfeldes (Referenz-Modell)

σ_{Referenz}	Widerlager				Bogen						Pfeiler				σ_{max}	σ_{min}
	1		2		3		4		5		6		7			
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}		
LK1	-4,79	3,66	2,17	-3,90	5,66	-7,46	-4,99	0,85	3,47	-5,25	-6,53	-1,09	0,89	-5,34	5,66	-7,46
LK2	-2,27	1,15	4,30	-6,00	10,48	-11,77	-10,87	8,44	11,17	-9,88	-4,68	-2,97	-1,13	-3,33	11,17	-11,77
LK3	-6,11	4,98	1,04	-2,79	3,10	-5,17	-1,81	-3,21	0,08	-2,12	-7,48	-0,13	1,94	-6,38	4,98	-7,48
LK4	-5,73	4,52	2,79	-4,79	7,11	-9,27	-10,30	5,27	4,37	-6,49	-4,36	-4,23	-0,28	-4,65	7,11	-10,30
LK5	-5,57	4,41	2,44	-4,29	6,25	-8,30	-10,16	5,33	4,28	-6,34	-2,58	-5,63	-0,63	-4,11	6,25	-10,16
LK6	-5,48	4,27	3,07	-5,07	7,73	-9,84	-11,14	6,27	4,76	-6,84	0,59	-8,76	-2,21	-2,52	7,73	-11,14
LK7	-7,37	5,99	4,11	-6,65	10,20	-13,02	-17,70	10,99	6,44	-9,27	-1,03	-9,71	-2,53	-3,48	10,99	-17,70
LK8	-6,96	5,72	3,11	-5,21	7,73	-10,24	-17,02	10,90	6,32	-8,97	5,97	-15,46	-4,17	-1,21	10,90	-17,02
LK9	-6,66	5,27	4,93	-7,49	12,07	-14,76	-20,31	14,05	7,40	-10,09	15,15	-24,46	-8,59	3,29	15,15	-24,46
LK10	-8,05	6,66	3,67	-6,22	9,20	-12,16	-16,85	9,81	5,29	-8,15	-3,20	-7,55	-0,76	-5,25	9,81	-16,85
LK11	-7,53	6,28	2,68	-4,79	6,75	-9,38	-15,88	9,38	5,26	-7,92	3,90	-13,39	-2,51	-2,88	9,38	-15,88
LK12	-6,33	5,04	3,91	-6,15	9,51	-11,96	-16,05	10,41	5,90	-8,26	6,98	-15,64	-4,86	-0,11	10,41	-16,05
ULS	-8,87	7,06	7,73	-10,97	18,45	-21,92	-29,28	21,11	15,58	-19,06	4,21	-17,88	1,92	-9,62	21,11	-29,28

Definition:

Pos. (+) Zugspannung [MN/m²]

Neg. (-) Druckspannung [MN/m²]

4.3.3 Ausnutzung

Wie bereits in Kapitel 4.3.2 erwähnt, wurden sämtliche Schnittgrößen des FE-Modells linear-elastisch berechnet. Um eine Aussage zur Beanspruchung der einzelnen Bauteile zu treffen, wurden in einem weiteren Schritt die ermittelten Spannungen, unabhängig vom Vorzeichen, durch einen Absolutbetrag ersetzt und auf die entsprechende Druckfestigkeit von $f_{ck} = 25 \text{ MN/m}^2$ (C25/30) bezogen. Für die Ergebniskombination ULS wurde zudem der Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,5$ nach ÖNorm EN 1992-1-1:2015-02-15 [12] berücksichtigt. Die Bemessungsfestigkeit ergibt sich laut Gleichung (4.3) zu:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MN/m}^2 \quad (4.3)$$

Auf diesem Wege wurden für sämtliche Untersuchungsstellen beziehungsweise Lastkombinationen ausschließlich Ausnutzungsgrade im linear-elastischen Bereich bestimmt. Diese entsprechen zwar nicht der normgemäßen Bemessung, dennoch dienen die ermittelten Ausnutzungsgrade als Vergleichsbasis gegenüber den Werten des Zugband-Modell (siehe Kapitel 5.3.2).

In Tab. 4.7 und Tab. 4.8 ist die Ausnutzung für sämtliche Untersuchungspunkte aufgelistet.



Ausnutzung: Mittelbereich

Tab. 4.7: Ausnutzung des mittleren Brückenfeldes (Referenz-Modell)

η_{Referenz}	Mittelpfeiler				Bogen						Pfeiler				\bar{X}	\bar{X}_{Pfeiler}	\bar{X}_{Bogen}			
	1		2		3		4		5		6		7							
	$\eta_{\text{außen}}$	η_{innen}																		
LK1	0,09	0,09	0,15	0,15	0,10	0,18	0,12	0,06	0,19	0,11	0,19	0,12	0,18	0,12	0,06	0,12	0,06	0,124	0,121	0,129
LK2	0,09	0,09	0,15	0,15	0,38	0,43	0,40	0,30	0,38	0,38	0,44	0,14	0,16	0,10	0,08	0,10	0,08	0,235	0,121	0,388
LK3	0,09	0,09	0,15	0,15	0,04	0,05	0,03	0,26	0,03	0,03	0,06	0,11	0,19	0,06	0,05	0,13	0,05	0,103	0,121	0,079
LK4	0,09	0,10	0,17	0,16	0,10	0,19	0,15	0,06	0,11	0,11	0,20	0,13	0,21	0,06	0,06	0,14	0,06	0,135	0,133	0,138
LK5	0,09	0,10	0,20	0,12	0,09	0,18	0,14	0,07	0,12	0,12	0,20	0,09	0,23	0,06	0,06	0,13	0,06	0,129	0,127	0,133
LK6	0,16	0,03	0,02	0,35	0,13	0,21	0,21	0,00	0,14	0,14	0,23	0,07	0,39	0,02	0,02	0,21	0,02	0,155	0,156	0,154
LK7	0,05	0,18	0,27	0,14	0,09	0,21	0,23	0,06	0,13	0,13	0,24	0,10	0,31	0,22	0,01	0,22	0,01	0,161	0,162	0,160
LK8	0,07	0,12	0,26	0,07	0,09	0,17	0,15	0,06	0,13	0,13	0,22	0,04	0,29	0,15	0,04	0,15	0,04	0,133	0,131	0,136
LK9	0,18	0,01	0,12	0,46	0,15	0,24	0,27	0,05	0,17	0,17	0,26	0,22	0,56	0,28	0,09	0,28	0,09	0,219	0,241	0,190
LK10	0,15	0,05	0,13	0,23	0,12	0,21	0,18	0,05	0,12	0,12	0,21	0,19	0,16	0,10	0,11	0,10	0,11	0,145	0,141	0,149
LK11	0,11	0,08	0,22	0,11	0,09	0,18	0,13	0,08	0,12	0,12	0,21	0,11	0,22	0,10	0,09	0,10	0,09	0,132	0,131	0,135
LK12	0,23	0,04	0,18	0,51	0,15	0,25	0,27	0,05	0,17	0,17	0,26	0,17	0,50	0,24	0,05	0,24	0,05	0,220	0,240	0,192
ULS	0,49	0,04	0,28	1,07	0,75	0,96	1,09	0,57	0,76	0,76	0,97	0,36	1,15	0,58	0,13	0,58	0,13	0,657	0,513	0,849

Dabei ist:

Siehe Kapitel 5.3.1: Optimierung der Betonquerschnitte

\bar{X} Gemittelte Ausnutzung

$\bar{X}_{\text{Stützen}}$ Gemittelte Ausnutzung im Bereich der Pfeiler/Widerlager

\bar{X}_{Bogen} Gemittelte Ausnutzung im Bogenbereich

Ausnutzung: Randbereich



Tab. 4.8: Ausnutzung des äußeren Brückenfeldes (Referenz-Modell)

η_{Referenz}	Widerlager				Bogen				Pfeiler				\bar{X}	$\bar{X}_{\text{Stützen}}$	\bar{X}_{Bogen}		
	1		2		3		4		5		6					7	
	$\eta_{\text{außen}}$	η_{innen}				$\eta_{\text{außen}}$	η_{innen}										
LK1	0,19	0,15	0,09	0,16	0,23	0,30	0,20	0,03	0,14	0,21	0,26	0,04	0,04	0,21	0,160	0,142	0,184
LK2	0,09	0,05	0,17	0,24	0,42	0,47	0,43	0,34	0,45	0,40	0,19	0,12	0,05	0,13	0,253	0,129	0,417
LK3	0,24	0,20	0,04	0,11	0,12	0,21	0,07	0,13	0,00	0,08	0,30	0,01	0,08	0,26	0,132	0,154	0,103
LK4	0,23	0,18	0,11	0,19	0,28	0,37	0,41	0,21	0,17	0,26	0,17	0,17	0,01	0,19	0,212	0,157	0,285
LK5	0,22	0,18	0,10	0,17	0,25	0,33	0,41	0,21	0,17	0,25	0,10	0,23	0,03	0,16	0,201	0,148	0,271
LK6	0,22	0,17	0,12	0,20	0,31	0,39	0,45	0,25	0,19	0,27	0,02	0,35	0,09	0,10	0,224	0,160	0,310
LK7	0,29	0,24	0,16	0,27	0,41	0,52	0,71	0,44	0,26	0,37	0,04	0,39	0,10	0,14	0,310	0,204	0,451
LK8	0,23	0,18	0,10	0,17	0,25	0,33	0,40	0,20	0,18	0,27	0,07	0,27	0,04	0,16	0,204	0,152	0,274
LK9	0,22	0,17	0,13	0,22	0,33	0,42	0,41	0,21	0,20	0,29	0,09	0,43	0,12	0,07	0,237	0,181	0,311
LK10	0,25	0,20	0,09	0,18	0,25	0,34	0,25	0,04	0,13	0,22	0,36	0,00	0,09	0,30	0,193	0,184	0,205
LK11	0,25	0,20	0,09	0,17	0,24	0,33	0,43	0,22	0,17	0,26	0,07	0,27	0,03	0,17	0,207	0,156	0,276
LK12	0,23	0,18	0,12	0,21	0,31	0,40	0,39	0,19	0,18	0,27	0,05	0,38	0,08	0,11	0,223	0,171	0,292
ULS	0,53	0,42	0,46	0,66	1,10	1,31	1,75	1,26	0,93	1,14	0,25	1,07	0,12	0,58	0,828	0,511	1,252

Dabei ist:



Siehe Kapitel 5.3.1: Optimierung der Betonquerschnitte

\bar{X} Gemittelte Ausnutzung

$\bar{X}_{\text{Stützen}}$ Gemittelte Ausnutzung im Bereich der Pfeiler/Widerlager

\bar{X}_{Bogen} Gemittelte Ausnutzung im Bogenbereich

Interpretation der Ausnutzung

Mittelfeld

Eine isolierte Betrachtung der einzelnen Lastkombinationen des mittleren Brückenfeldes zeigt (Tab. 4.7), dass der gemittelte Ausnutzungsgrad für Stützen $\bar{X}_{Stützen}$ beziehungsweise Bögen \bar{X}_{Bogen} bis auf wenige Ausnahmen in derselben Größenordnung liegt. Dies spricht prinzipiell für eine ausgewogene Dimensionierung des Unter- als auch Überbaus.

Einer dieser Ausnahmefälle ist jedoch LK2 (Schwinden und niedrige Temperatur), unter welcher hauptsächlich die Bögen beansprucht werden (siehe Kapitel 4.3.2). Analog hierzu ist der Bogenbereich unter sommerlicher Temperatureinwirkung deutlich geringer belastet als die Unterbauten.

Weitere Lastkombinationen, bei denen $\bar{X}_{Stützen}$ und \bar{X}_{Bogen} auseinanderklaffen, stellen erneut die in jedem zweiten Feld angesetzten Bahnverkehrslasten (LK9 und LK12) dar, welche allen voran die mittleren Brückenpfeiler stark beanspruchen.

Randfeld

Anhand der Ausnutzungsgrade des äußeren Brückenfeldes (Tab. 4.8) lässt sich erkennen, dass die bauteilspezifischen Mittelwerte $\bar{X}_{Stützen}$ sowie \bar{X}_{Bogen} allgemein deutlichere Unterschiede zeigen als jene des Mittelfeldes. Im Endfeld der Brücke wird der Bogen wesentlich stärker belastet, da er biegesteif mit dem Widerlager verbunden ist und eine entsprechend höhere Biegebeanspruchung aufgrund des abzuleitenden Bogenschubs erfährt. Durch den Vergleich des mittleren Ausnutzungsgrads \bar{X} beider Brückenfelder lässt sich in jeder einzelnen Lastkombination eine etwas höhere Beanspruchung des Randbereichs der Brücke feststellen. Das Randfeld spiegelt somit den statischen Knackpunkt einer mehrfeldrigen Bogenbrücke wider.

Gesamtsystem

Bezogen auf die charakteristischen Lastkombinationen weist das Brückenmodell die geringsten Tragreserven in LK9 auf, welche neben der ständigen Belastung ebenso Bahnverkehrslasten auf sämtlichen Brückenfeldern simuliert. Wie bereits in Kapitel 4.3.2 behandelt, verursacht primär der hoch beanspruchte Bogenscheitel des Endfeldes eine dermaßen hohe gemittelte Ausnutzung von $\bar{X} = 0,310$.

Dabei ist eine deutliche Differenz zwischen den Ausnutzungsgraden von LK9 und LK12 zu bemerken, deren einziger Unterschied die Richtung der Bremskraft darstellt. Während die horizontale Verkehrslast von LK9 nach rechts wirkt, wurde jene von LK12 in die entgegengesetzte Richtung angesetzt. Nach Tab. 4.8 erzeugt die Bremslast zweier nach rechts fahrender Züge (LK9) merkbar ungünstigere Effekte auf das Bauwerk als umgekehrt, zumal sich der ans Endfeld angrenzende Pfeilerkopf in Fahrtrichtung der Züge verschiebt und somit die Bogenfußpunkte maximal voneinander entfernt. Deswegen ist in LK9 eine unverkennbar größere Verformung des Bogens zu sehen als in LK12 (Abb. 4.6).

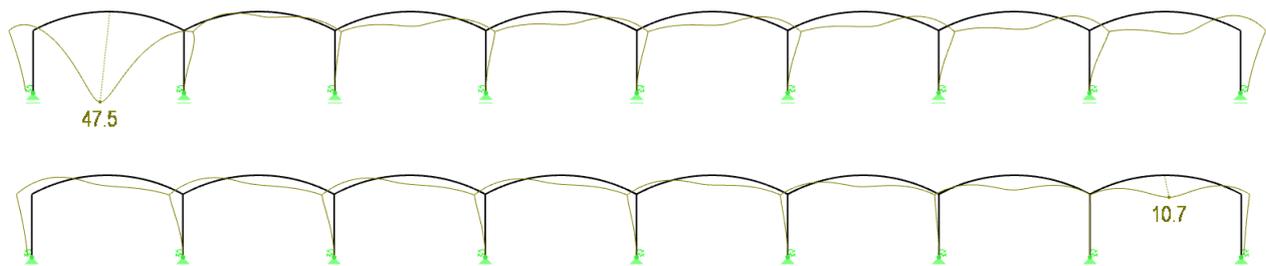


Abb. 4.6: Globale Verformungen des Referenzsystems [mm]: oben: LK9, unten: LK12

4.3.4 Verformungen

Die ausgeprägtesten Horizontalverformungen treten sowohl für Straßen- (LK4) als auch für Bahnbrücken (LK7 und LK10) in Kombination mit über sämtliche Brückenfelder angeordneter Verkehrslast auf und stellen infolgedessen die quantitativ größten Lastbilder dar. Dementsprechend sind an den Randfeldern des Tragsystems die horizontalen Verformungen am deutlichsten ausgeprägt (Abb. 4.7).



Abb. 4.7: Maximale Horizontalverformung des Referenzsystems (LK7) [mm]

LK2 (Schwinden sowie winterliche Temperaturen) zeigt die größten Verformungen in vertikaler Richtung. Dies ist durch die Volumenabnahme des Betons zu erklären, welche mit einer Verkürzung der Bogenachsen einhergeht und umgangssprachlich als „Atmen der Bögen“ bezeichnet wird. In Abb. 4.8 ist ebenfalls zu sehen, dass die Unterbauten durch Stauchung infolge Normalkraft im Vergleich zum unbelasteten System an Höhe verloren haben und die Bogenfußpunkte infolgedessen niedriger liegen.



Abb. 4.8: Max. Vertikalverformung des Referenzsystems (LK2) [mm]

5 Neues Verfahren: Referenzsystem mit Zugband

5.1 Einleitung

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurde ein Verfahren für Integralbrücken in Form von aneinandergereihten Betonbögen entwickelt [18]. Das Besondere des Konzeptes sind Zugbänder, welche zwischen den Fußpunkten eines jeden Bogens angebracht werden. Abb. 5.1 veranschaulicht diese Konstruktion eines Finite-Elemente-Modells.

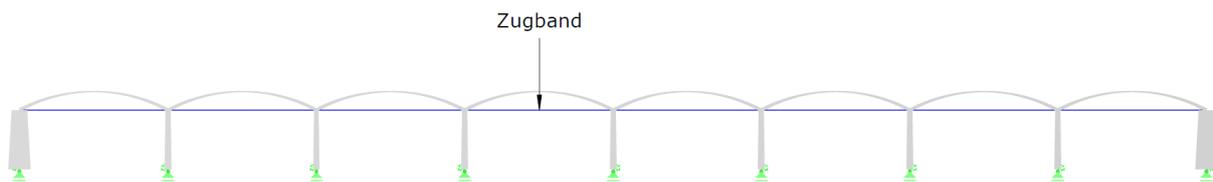


Abb. 5.1: Integralbrücke mit Zugband

Das aktuelle Kapitel beschreibt zwei verschiedene Untersuchungsstufen.

Erstens soll mittels numerischer Methoden ein Vergleich des neuen Zugband-Systems mit dem Referenzmodell gezogen werden. Auf Basis der Ausnutzungsgrade beider Brückensysteme wurde die Betondimensionierung des Zugband-Modells insofern verringert, bis es eine vergleichbare Beanspruchung wie das Referenz-Modell nach Vorbild von *De Oversteek* zeigte.

Im zweiten Schritt wurde an der bereits reduzierten Zugbandbrücke eine Variantenstudien des Zuggliedquerschnittes durchgeführt, um den Einfluss der Zugbandsteifigkeit auf das Gesamtsystem zu bewerten. Dadurch konnte ein aus wirtschaftlicher Sicht optimaler Bereich zur Dimensionierung der Querschnittsfläche gefunden werden. Anschließend galt es, charakteristische Unterschiede im Tragverhalten des zweifach reduzierten Modells festzustellen und die einhergehende Betoneinsparung quantitativ abzuschätzen.

Vor der Modellierung des Zugband-Modells werden jedoch einige allgemeine Charakteristika aufgezeigt, welche durch den Einsatz von Zugbändern bei mehrfeldrigen Bogenbrücken resultieren.

5.1.1 Eigenschaften einer Bogenbrücke mit Zugband

Redundanz

Zugglieder können bei entsprechender Dimensionierung eine Ausfallsicherheit gegen äußere Einwirkungen darstellen. Im Gegensatz zu klassischen Bogenbrücken werden auftretende Horizontalkräfte großteils durch ein oder mehrere an den Widerlagern und den Bogenfußpunkten verankerte Zugbänder aufgenommen, wodurch die Pfeiler entlastet werden. Im Falle außergewöhnlicher Lastsituationen, beispielsweise einer Explosion, begünstigt der Einsatz von Zugbändern bei Totallausfall eines oder mehrerer Felder die Entstehung von in sich stabilen Teilsystemen. Nach der neuen Bauweise ist prinzipiell jedes einzelne Bogenfeld, unabhängig vom nächsten, tragfähig.

Im Zusammenhang mit klassischen Bogenbrücken, kann der Ausfall eines Feldes zu einem progressiven Versagen der gesamten Tragstruktur führen, da die angrenzenden (unterdimensionierten) Pfeiler

vorrangig den aufzunehmenden Bogenschub erfahren und erwartungsgemäß zufolge Biegebeanspruchung versagen können [19].

Wirtschaftlichkeit

Der Einsatz von Zugbändern hat positive Auswirkungen auf die Lastableitung der Betonkonstruktion (siehe Kapitel 5.3), womit schlanker dimensioniert und daher Material eingespart werden kann. Folglich wird die Ausführung der Bogenbrücke geringfügig erleichtert, zumal der Schalungsaufwand ebenfalls mit geringerer Betonoberfläche abnimmt. Im Zusammenhang mit dem Bauablauf, bietet die feldweise Herstellung einen entscheidenden Vorteil, da während des Bauablaufs Spannglieder einen Großteil des kritischen Bogenschubs aufnehmen können und dadurch die unabhängige Herstellung einzelner Rahmen beziehungsweise Bögen ermöglicht [19]. Außerdem liegt es in der Natur von integralen Bauwerken, auf Dehnfugen sowie Brückenlager zu verzichten, womit abermals eine drastische Reduktion der Erhaltungskosten einhergeht.

Lichtraumprofil

Zugglieder zwischen den Bogenfußpunkten schränken die Lichtraumhöhe für den unterfahrenden Verkehr ein. Als Konsequenz daraus wird die umgebende Infrastruktur gestört, was vor allem in dicht besiedelten Gebieten Nachteile mit sich bringt. Daher ist diese Bauweise bevorzugt in Gebieten einzusetzen, in denen kein ausgiebiger Platz unter der Zugband-Brücke erforderlich ist.

5.2 Definition des Zugband-Modells

Wie in der Einleitung (siehe Kapitel 5.1) beschrieben, wurden im Rahmen der Modellierung des Zugband-Systems die Abmessungen der Betonbauteile geändert. Das Ziel bestand darin, eine Zugbandbrücke mit annähernd gleichem Ausnutzungsgrad wie das Referenzmodell nach *De Oversteek* zu erstellen. Mittels schrittweiser Abstufung wurden Widerlager, Pfeiler und Bögen so dimensioniert, dass das Zugband-Modell trotz kleinerer Betongeometrie eine ähnliche Beanspruchung aufweist wie das Modell nach *De Oversteek*. Dies bedeutete im Umkehrschluss, dass tatsächlich eine Masseneinsparung durch den Einsatz von Zugbändern erfolgte, welche quantitativ festgehalten wurde. Die detaillierte Berechnung hierzu ist in Kapitel 5.3.3 geschildert.

Die neu definierten Betonquerschnitte der Zugbandbrücke sind in Tab. 5.1 veranschaulicht. Im Zuge der Dimensionierung des Unterbaus wurde darauf geachtet, ausschließlich die Breite b der Querschnitte zu verringern, um den linearen Zusammenhang mit dem Widerstandsmoment (in Brückenquerrichtung) beizubehalten, dessen Wert mit der Höhe h potenziert wird. Der Bogenquerschnitt konnte aufgrund der festgelegten Brückenbreite von 12,5 Metern lediglich in seiner Höhe reduziert werden.

Tab. 5.1: Geometrischer Vergleich des reales Bauwerks und der FE-Modelle

		De Oversteek	ohne Zugband	mit Zugband
Feldanzahl		15	8	8
Feldlänge		42,5	42,5	42,5
Regelbreite		25,0	12,5	12,5
Bogen	QS _{Anfang} (b/h)	1,5/25,0	1,5/12,5	1,0/12,5
	QS _{Scheitel} (b/h)	0,5/25,0	0,5/12,5	0,35/12,5
	Bogenstich	5,32	5,12	5,12
Pfeiler	QS _{unten} (b/h)	6,0/2,0	6,0/2,0	4,0/2,0
	QS _{oben} (b/h)	4,0/2,0	4,0/1,5	2,5/1,5
	Länge	≥ 17,0	17,0	17,0
Widerlager	QS _{unten} (b/h)	unbekannt	6,48/6,43	3,0/6,43
	QS _{oben} (b/h)		3,0/4,5	1,0/4,5
	Länge	20,0	17,0	17,0

Im Kontext der Modellierung wurden als Zugbänder Spannstahlilitzen St 1660/1860 mit einem ideellen Gesamtdurchmesser von 320 mm erstellt [19]. Dies entspricht bei einem üblichen Litzenquerschnitt von 150 mm² gleich 536 Litzen. Innerhalb des Bauablaufs der Brücke werden die Zugbänder feldweise, näherungsweise mit derselben Kraft infolge des einwirkenden Bogenschubs, angespannt. Um diese Kraft in Rechnung zu stellen, wurde ein weiterer Lastfall (*P*) in RFEM erstellt und eine Zuggliedspannung von ungefähr 7.000 kN erreicht.

Diese Größenordnung stammt von ersten Überlegungen des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien im Zuge der Patentierung [23]. Hierbei wurde eine Spannung des Zugglieds im Bereich von ungefähr 100 MN/m² im fertigen Bauzustand anvisiert.

Der Normalkraftverlauf des hergestellten Bauwerks unter Vernachlässigung veränderlicher Einwirkungen sowie der Aufbauten (LKO) ist in Abb. 5.2 veranschaulicht.

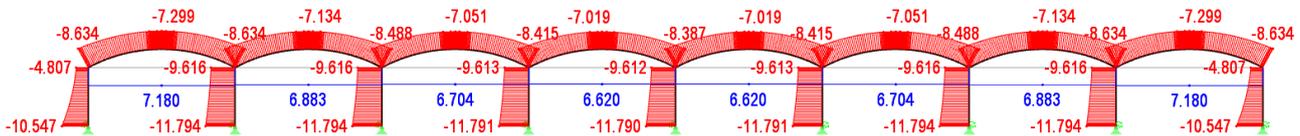


Abb. 5.2: Normalkraftverlauf [MN] des Zugband-Modells in LKO

Der symmetrische Schnittgrößenverlauf veranschaulicht Normalkräfte im Zugband (blau) im Bereich von $N_{min} = 6,620$ MN bis $N_{max} = 7,180$ MN. Die erreichten Normalspannungen im Spannglied errechnen sich mithilfe der kreisrunden Querschnittsfläche zu:

$$\sigma_{Zugband,min} = \frac{N_{min}}{A} = \frac{N_{min}}{\frac{d^2}{4} \cdot \pi} = \frac{6,620}{\frac{0,32^2}{4} \cdot \pi} = 82,3 \text{ MN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$\sigma_{Zugband,max} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{N_{max}}{\frac{d^2}{4} \cdot \pi} = \frac{7,180}{\frac{0,32^2}{4} \cdot \pi} = 89,3 \text{ MN/m}^2 \quad (5.2)$$

Die angestrebte Größenordnung wurde in hinreichendem Maße erreicht. Somit kann die erste Voraussetzung, bezüglich der Normalspannungen, als erfüllt betrachtet werden.

Ein weiteres Kriterium für die Wahl des Zugbandquerschnittes sowie der Vorspannkraft sind die horizontalen Verformungen im fertigen Bauzustand (LKO). Diese sollen nicht (deutlich) über den

Millimeterbereich hinausragen. Nach Abb. 5.3 ist im Spannglied-Modell eine horizontale Maximalverformung von $u_{h,max} = 9,6$ mm zu beobachten, womit die zweite Voraussetzung ebenfalls eingehalten ist.



Abb. 5.3: Horizontalverformung des Zugband-Modells unter LK0 [mm]

5.3 Statische Berechnung

Entsprechend der Berechnung des Referenzsystems (Kapitel 4.3), wurden für das Zugband-Modell im späteren Verlauf ebenfalls die dazugehörigen Schnittgrößen, Spannungen sowie Ausnutzungsgrade bestimmt. Dafür wurden vorerst sämtliche Lastkombinationen mit dem Lastfall des Anspannens (P) ergänzt (Tab. 5.2).

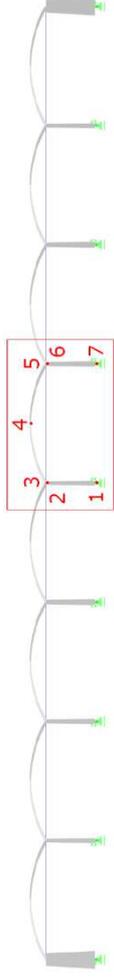
Tab. 5.2 Lastkombinationen des Zugband-Modells (zugehörige Legende in Tab. 4.1)

LK1	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P$
LK2	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^- \oplus E$
LK3	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^+$
LK4	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{voll}$
LK5	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{halb}$
LK6	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{feldweise}$
LK7	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{voll}$
LK8	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{halb}$
LK9	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{feldweise}$
LK10	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{voll}$
LK11	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{halb}$
LK12	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{feldweise}$
ULS	<i>Ergebniskombination aller LK*</i>

5.3.1 Optimierung der Betonquerschnitte

Im Zuge der in Kapitel 5.2 erwähnten Optimierung der Betonquerschnitte wurde die mögliche Materialersparnis, bezogen auf das Referenzsystem, untersucht. Dies geschah durch Abgleichen der Ausnutzung beider Brückentypen. Aufgrund der Tatsache, dass die verschiedenen Lastkombinationen, unabhängig vom System, sehr unterschiedliche Werte aufweisen (Tab. 4.7 und Tab. 4.8), wurde eine einzige Lastkombination als Basis des Vergleichs herangezogen. Von sämtlichen Lastkombinationen ist die Wahl auf LK7 gefallen, weil das Zugband-Modell in dieser Lastkombination die größte über beide Felder gemittelte Ausnutzung im Beton zeigt (Tab. 5.5 und Tab. 5.6). Auf Basis von LK7 wurde somit eine Brücke erstellt, die eine vergleichbare Beanspruchung wie jene ohne Zugbänder aufweist. Der Vergleich der Ausnutzungsgrade beider Systeme ist in Kapitel 5.3.1.2 zu sehen. Tab. 5.3 und Tab. 5.4 zeigen, ident zur Berechnung des Referenzmodells, die Schnittgrößen des Zugbandmodells.

Schnittgrößen: Mittelbereich



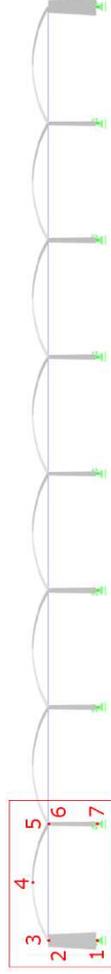
Tab. 5.3: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

E _{Zugband}	Mittelpfeiler						Bogen						Pfeiler			Zugband
	1		2		3		4		5		6		7		N	
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M		
LK1	-20,89	0,00	-18,71	0,00	-15,64	-8,84	-12,81	-0,38	-15,64	-9,12	-18,71	0,59	-20,89	-1,89	7,386	
LK2	-20,90	0,00	-18,73	0,00	-14,02	-17,96	-10,97	1,02	-14,02	-17,94	-18,73	0,14	-20,91	-0,21	11,064	
LK3	-20,88	0,00	-18,70	0,00	-16,39	-4,45	-13,66	-1,06	-16,41	-4,96	-18,70	0,96	-20,88	-3,26	3,522	
LK4	-23,34	-0,61	-21,16	0,16	-18,30	-8,96	-15,16	-0,25	-18,31	-9,50	-21,16	0,85	-23,34	-2,87	7,616	
LK5	-22,12	-0,50	-19,94	2,32	-16,79	-7,69	-13,97	-0,29	-17,15	-10,49	-19,94	2,95	-22,11	-2,54	7,488	
LK6	-22,12	0,63	-19,94	-0,95	-18,23	-9,33	-15,08	-0,15	-18,24	-9,93	-19,94	2,05	-22,12	-4,42	8,476	
LK7	-29,12	-5,55	-26,95	1,29	-24,39	-9,00	-20,80	0,15	-24,90	-10,65	-26,95	2,20	-29,12	-8,72	8,186	
LK8	-25,01	-3,38	-22,83	8,26	-19,50	-4,72	-16,75	0,89	-20,91	-13,83	-22,83	8,99	-25,00	-5,86	7,764	
LK9	-25,00	0,66	-22,82	-2,88	-24,17	-10,67	-20,54	0,50	-24,66	-11,70	-22,84	5,79	-25,02	-11,94	11,108	
LK10	-29,12	2,63	-26,95	-0,52	-24,83	-9,90	-20,75	0,19	-24,37	-10,25	-26,94	0,46	-29,12	-0,80	8,349	
LK11	-24,90	0,46	-22,73	7,34	-19,16	-5,53	-16,39	0,61	-20,09	-13,81	-22,70	8,01	-24,88	-1,61	7,487	
LK12	-22,96	2,67	-20,78	-1,94	-20,24	-9,51	-16,66	0,06	-19,80	-10,57	-20,76	2,68	-22,94	-4,51	9,207	
ULS	-36,75	8,13	-33,81	10,20	-30,39	-26,57	-25,25	2,34	-30,48	-28,94	-33,81	11,37	-36,75	0,89	19,115	

Dabei ist:

N Einwirkende Normalkraft [MN]

M Einwirkendes Moment [MNm]



Schnittgrößen: Randbereich

Tab. 5.4: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

E _{Zugband}	Widerlager				Bogen							Pfeiler							Zugband
	1		2		3		4		5		6		7		N	M			
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M					
LK1	-15,13	67,30	-9,39	-9,08	-15,88	-9,08	-13,06	-0,45	-15,85	-7,35	-18,72	-2,01	-20,89	5,69	8,413				
LK2	-15,07	-19,87	-9,33	-15,61	-14,43	-15,61	-11,46	0,72	-14,50	-16,51	-18,74	-0,54	-20,92	0,08	11,541				
LK3	-15,18	139,35	-9,43	-6,67	-16,51	-6,67	-13,74	-1,14	-16,44	-2,89	-18,70	-3,21	-20,88	10,30	5,019				
LK4	-16,88	104,13	-11,13	-9,59	-20,27	-9,59	-17,09	1,21	-20,23	-7,28	-21,65	-2,19	-23,83	6,07	10,328				
LK5	-15,90	101,40	-10,16	-5,85	-19,15	-5,85	-16,35	1,12	-19,48	-7,47	-20,49	0,18	-22,67	4,69	9,963				
LK6	-16,87	91,76	-11,13	-9,92	-20,19	-9,92	-17,01	1,29	-20,15	-7,83	-20,42	-0,56	-22,60	3,15	10,947				
LK7	-20,48	163,48	-14,73	-12,47	-28,58	-12,47	-24,84	3,15	-28,97	-8,69	-28,12	-2,26	-30,30	5,48	14,179				
LK8	-17,44	168,11	-11,69	0,54	-25,77	0,54	-23,04	3,34	-27,17	-8,38	-24,36	5,48	-26,54	1,80	13,116				
LK9	-20,48	130,49	-14,73	-13,20	-28,44	-13,20	-24,68	3,37	-28,83	-9,71	-24,00	2,93	-26,18	-3,02	15,91				
LK10	-20,54	204,20	-14,78	-10,26	-29,43	-10,26	-25,27	2,85	-28,88	-6,52	-28,14	-3,41	-30,32	11,15	12,842				
LK11	-17,47	185,68	-11,72	1,48	-26,05	1,48	-23,34	3,31	-26,98	-7,55	-24,37	4,96	-26,55	4,39	12,442				
LK12	-18,44	125,44	-12,69	-9,59	-24,75	-9,59	-21,09	2,67	-24,25	-7,76	-21,94	0,40	-24,12	1,87	13,325				
ULS	-26,46	264,76	-18,71	-27,57	-36,25	-27,57	-31,97	5,64	-35,60	-26,03	-35,42	12,10	-38,36	-20,97	24,044				

Dabei ist:

N Einwirkende Bemessungsnormalkraft [MN]

M Einwirkendes Bemessungsmoment [MNm]

5.3.1.1 Vergleich der Schnittgrößen

In Abb. 5.4 ist der Normalkraftverlauf beider Brücken in der Bemessungskombination ULS dargestellt. Sowohl Widerlager als auch Pfeiler profitieren von der schlanken Dimensionierung des Zugbandmodells und zeigen an sämtlichen Stellen eine geringere Normalkraft.

Die Bögen betreffend, zeigt der Vergleich beider Verläufe deutlich geringere Unterschiede. Die Zugbandvariante weist im Bereich der Widerlager vereinzelt sogar höhere Werte auf.

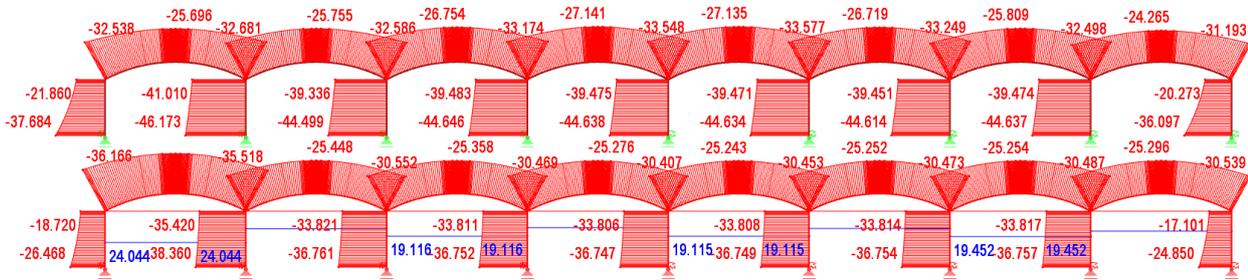


Abb. 5.4: Normalkraftverlauf im ULS. Oben: Referenzmodell, unten: Zugband-Modell

Abb. 5.5 zeigt die Momentenverläufe der beiden Brücken im Bemessungszustand. Auffallend ist die deutliche Reduktion der Momenteinwirkungen auf die Widerlager, zumal die Beanspruchung annähernd auf die Hälfte ihres Wertes reduziert wurde. Die Momente der restlichen Unterbauten haben sich ebenfalls ausnahmslos vermindert. Ausschlaggebend hierfür ist die unterschiedliche Reaktion auf den Bogenschub. Beim Referenzmodell wird die Horizontalkraft über eine Biegebeanspruchung des Widerlagers in das Erdreich abgeleitet, während der Bogenschub beim Zugband-Modell zum Teil über ein biegeweiches Zugelement zum nächsten Bogenfußpunkt weitergeleitet wird. Somit entsteht ein kurzgeschlossenes statisches System, wobei jeder Rahmen dank seines Zuggliedes ein in sich stabiles Teilsystem repräsentiert. Im Zwickelbereich der Bögen sind aus denselben Gründen ähnlich markante Verbesserungen zu beobachten.

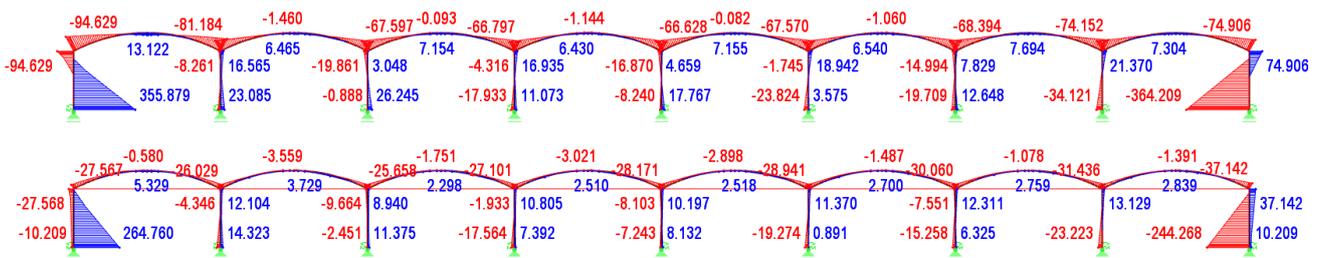


Abb. 5.5: Momentenverlauf im ULS. Oben: Referenzmodell, unten: Zugband-Modell

Ein Blick auf die vertikalen Lagerreaktionen im ULS (Abb. 5.6) veranschaulicht die markante Gewichtsreduktion des Zugband-Systems. Je Pfeiler konnte ein bemerkenswerter Teil der vertikalen Auflagerkraft eingespart werden.

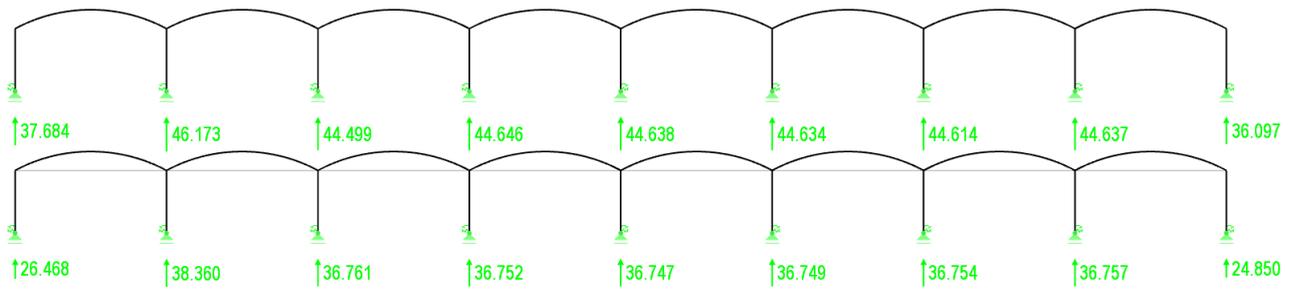


Abb. 5.6: Vertikale Lagerreaktionen im ULS. Oben: Referenzmodell, unten: Zugband-Modell

Die Kraftreduktion ist in horizontaler Richtung noch deutlicher ausgeprägt. Die Lagerreaktionen der Widerlager sinken fast auf die Hälfte ihres ursprünglichen Wertes, im Bereich der Innenpfeiler sind die quantitativen Unterschiede weniger stark ausgeprägt.

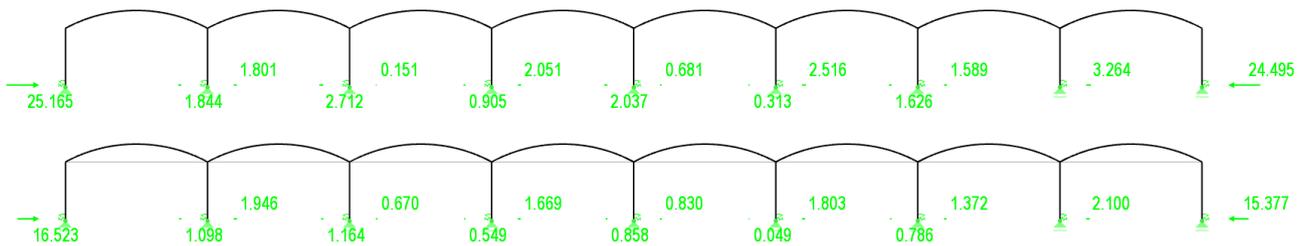


Abb. 5.7: Vertikale Lagerreaktionen im ULS. Oben: Referenzmodell, unten: Zugband-Modell

Zusammenfassend wirkt sich das Zugelement und die daraus resultierende Gewichtsreduktion des Bauwerks augenscheinlich sehr positiv auf die horizontalen sowie vertikalen Lagerreaktionen der Brücke aus.

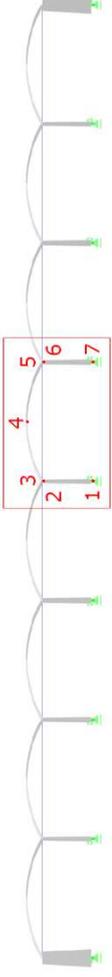
Mithilfe der Schnittgrößen des Zugband-Modells wurden erneut die dazugehörigen Spannungen sowie Ausnutzungsgrade für den äußeren beziehungsweise mittleren Rahmen bestimmt. Analog zur Berechnung der Bemessungsfestigkeit des Betons nach Gleichung (4.2) lässt sich die Design-Festigkeit des Spannstahls wie folgt ermitteln:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{1660}{1,15} = 1443 \text{ MN/m}^2 \quad (5.3)$$

An dieser Stelle wurde jedoch auf die Auflistung der Spannungen verzichtet (siehe Anhang A) und direkt die Ausnutzung in Tab. 5.5 und Tab. 5.6 präsentiert. Die grundlegende Lastkombination für die Abstimmung der beiden Systeme (LK7) ist farblich hervorgehoben.

Bemerkenswert an den Ausnutzungsgraden des Zugband-Modells sind die neuen Maximalwerte, die nicht mehr in den Lastkombinationen zufolge feldweise wirkender Bahnlast (LK9 und LK12) zu finden sind, sondern in LK7, welche die volle Verkehrslast auf sämtlichen Feldern der Bahnbrücke abbildet. Demnach kann bereits an dieser Stelle gesagt werden, dass sich Zugelemente äußerst positiv auf die für Durchlaufträger sehr ungünstig wirkende Belastung jedes zweiten Feldes auswirkt.

Ausnutzung: Mittelbereich



Tab. 5.5: Ausnutzung des mittleren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

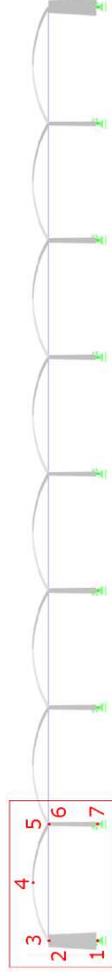
η_{Zugband}	Mittelpfeiler				Bogen				Pfeiler				\bar{X}_{Bogen}	\bar{X}_{Pfeiler}	\bar{X}_{Beton}	η_{Zugband}		
	1		2		3		4		5		6						7	
	$\eta_{\text{außen}}$	η_{innen}					$\eta_{\text{außen}}$	η_{innen}										
LK1	0,10	0,10	0,20	0,20	0,12	0,22	0,06	0,18	0,13	0,23	0,17	0,22	0,13	0,08	0,153	0,152	0,154	0,055
LK2	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30	0,39	0,26	0,06	0,30	0,39	0,19	0,19	0,11	0,10	0,208	0,152	0,283	0,083
LK3	0,10	0,10	0,20	0,20	0,03	0,14	0,04	0,29	0,04	0,15	0,16	0,24	0,15	0,06	0,136	0,152	0,115	0,026
LK4	0,11	0,13	0,23	0,22	0,11	0,23	0,10	0,18	0,12	0,24	0,19	0,26	0,16	0,07	0,168	0,171	0,164	0,057
LK5	0,10	0,12	0,31	0,11	0,09	0,20	0,08	0,17	0,15	0,26	0,09	0,34	0,15	0,07	0,160	0,162	0,159	0,056
LK6	0,12	0,10	0,17	0,25	0,12	0,24	0,11	0,16	0,13	0,25	0,13	0,30	0,18	0,04	0,165	0,162	0,169	0,063
LK7	0,06	0,23	0,34	0,23	0,09	0,25	0,21	0,17	0,12	0,28	0,19	0,38	0,28	0,01	0,205	0,217	0,189	0,061
LK8	0,07	0,18	0,60	0,11	0,03	0,15	0,29	0,01	0,20	0,33	0,14	0,63	0,21	0,04	0,214	0,246	0,170	0,058
LK9	0,13	0,12	0,12	0,37	0,13	0,28	0,27	0,11	0,15	0,30	0,00	0,49	0,30	0,05	0,202	0,199	0,206	0,083
LK10	0,19	0,11	0,27	0,31	0,11	0,27	0,22	0,16	0,12	0,27	0,27	0,31	0,16	0,13	0,206	0,217	0,192	0,063
LK11	0,13	0,12	0,56	0,07	0,04	0,17	0,25	0,05	0,20	0,33	0,10	0,58	0,15	0,10	0,204	0,226	0,174	0,056
LK12	0,15	0,07	0,14	0,30	0,12	0,25	0,16	0,14	0,14	0,27	0,11	0,34	0,18	0,05	0,173	0,168	0,179	0,069
ULS	0,46	0,09	1,19	0,11	0,62	0,91	0,89	0,20	0,69	0,98	0,19	1,27	0,26	0,30	0,582	0,482	0,714	0,143

Dabei ist:

\bar{X} Gemittelte Ausnutzung

$\bar{X}_{\text{Stützen}}$ Gemittelte Ausnutzung im Bereich der Pfeiler/Widerlager

\bar{X}_{Bogen} Gemittelte Ausnutzung im Bogenbereich



Ausnutzung: Außenbereich

Tab. 5.6: Ausnutzung des äußeren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

η_{Zugband}	Widerlager						Bogen						Pfeiler						\bar{X}_{Bogen}	η_{Zugband}	
	1		2		3		4		5		6		7		\bar{X}_{Beton}	\bar{X}_{Pfeiler}	η_{Zugband}				
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}							
LK1	0,16	0,10	0,02	0,19	0,12	0,23	0,05	0,19	0,09	0,19	0,19	0,09	0,19	0,29	0,11	0,02	0,19	0,139	0,135	0,145	0,063
LK2	0,01	0,07	0,10	0,27	0,25	0,35	0,22	0,01	0,27	0,36	0,22	0,01	0,36	0,22	0,18	0,10	0,11	0,180	0,132	0,243	0,086
LK3	0,30	0,24	0,00	0,16	0,08	0,18	0,05	0,30	0,00	0,11	0,34	0,06	0,11	0,34	0,06	0,05	0,26	0,153	0,177	0,121	0,038
LK4	0,24	0,17	0,01	0,21	0,12	0,25	0,35	0,03	0,08	0,20	0,32	0,14	0,03	0,32	0,14	0,03	0,21	0,168	0,166	0,171	0,077
LK5	0,23	0,16	0,02	0,16	0,05	0,17	0,32	0,03	0,08	0,21	0,21	0,23	0,04	0,21	0,23	0,04	0,18	0,150	0,155	0,144	0,075
LK6	0,21	0,14	0,02	0,22	0,13	0,26	0,36	0,05	0,09	0,21	0,24	0,19	0,07	0,24	0,19	0,07	0,16	0,167	0,156	0,181	0,082
LK7	0,36	0,27	0,02	0,28	0,15	0,33	0,72	0,27	0,07	0,26	0,40	0,20	0,07	0,40	0,20	0,07	0,23	0,259	0,229	0,300	0,106
LK8	0,36	0,29	0,11	0,10	0,09	0,07	0,73	0,31	0,07	0,25	0,03	0,49	0,11	0,03	0,49	0,11	0,16	0,227	0,205	0,255	0,098
LK9	0,29	0,21	0,03	0,29	0,16	0,34	0,75	0,30	0,09	0,28	0,13	0,38	0,18	0,13	0,38	0,18	0,09	0,252	0,199	0,323	0,119
LK10	0,44	0,35	0,01	0,25	0,10	0,29	0,68	0,22	0,03	0,22	0,45	0,15	0,02	0,45	0,15	0,02	0,32	0,252	0,248	0,256	0,096
LK11	0,40	0,32	0,12	0,09	0,11	0,05	0,73	0,31	0,06	0,23	0,05	0,47	0,07	0,05	0,47	0,07	0,20	0,229	0,214	0,249	0,093
LK12	0,28	0,20	0,00	0,23	0,10	0,26	0,61	0,23	0,07	0,23	0,22	0,25	0,09	0,22	0,25	0,09	0,15	0,209	0,178	0,250	0,100
ULS	0,65	0,53	0,01	0,38	0,15	0,44	1,01	0,32	0,05	0,33	0,21	1,34	0,76	0,21	1,34	0,76	0,18	0,455	0,508	0,384	0,207

Dabei ist:

\bar{X} Gemittelte Ausnutzung

$\bar{X}_{\text{Stützen}}$

Gemittelte Ausnutzung im Bereich der Pfeiler/Widerlager

\bar{X}_{Bogen}

Gemittelte Ausnutzung im Bogenbereich

5.3.1.2 Gegenüberstellung der Ausnutzung

Zur Reduktion der Querschnittsabmessungen des Zugband-Modells wurde unter Beibehaltung der gleichen Beanspruchung wie beim Referenz-Modell der Mittelwert \bar{X}_{Beton} der gelb hervorgehobenen Lastkombination herangezogen (Tab. 5.5 und Tab. 5.6). Dieser Wert beschreibt die gemittelte Ausnutzung aller 14 Stellen (Abb. 4.2) für den jeweiligen Rahmen. Anhand der markierten Tabellenwerte sind folgende Ausnutzungsgrade zu entnehmen.

$$\bar{X}_{\text{Zugband,Mittelfeld}} = 0,205$$

$$\bar{X}_{\text{Zugband,Randfeld}} = 0,259$$

Der aufgelisteten Ausnutzung des Referenzmodells nach Tab. 4.7 und Tab. 4.8 sind folgende Werte zu entnehmen:

$$\bar{X}_{\text{Referenz,Mittelfeld}} = 0,161$$

$$\bar{X}_{\text{Referenz,Randfeld}} = 0,310$$

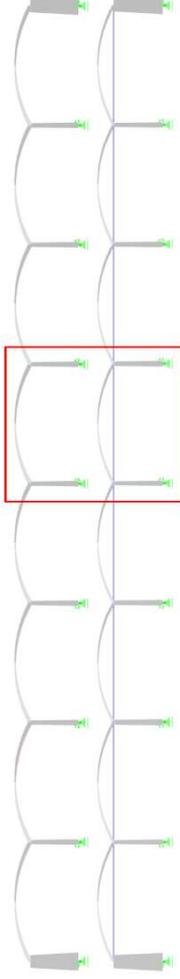
Da es sich bei den Modellen um zwei verschiedene statische Systeme handelt, konnten die Ausnutzungsgrade nicht exakt aufeinander abgestimmt werden. Während die Werte der Zugband-Variante mit $\bar{X}_{\text{Zugband,Mittelfeld}} = 0,205$ und $\bar{X}_{\text{Zugband,Randfeld}} = 0,259$ relativ ähnlich sind, ist beim Referenzmodell mit $\bar{X}_{\text{Referenz,Mittelfeld}} = 0,161$ und $\bar{X}_{\text{Referenz,Randfeld}} = 0,310$ eine wesentlich höhere Streuung der Ausnutzungsgrade zu erkennen. Dennoch weisen die unterschiedlichen Brücken im arithmetischen Mittel laut Gleichung (5.4) und (5.5) eine ausreichend große Ähnlichkeit auf.

$$\bar{X}_{\text{Zugband}} = \frac{\bar{X}_{\text{Zugband,Mittelfeld}} + \bar{X}_{\text{Zugband,Randfeld}}}{2} = \frac{0,205 + 0,259}{2} = 0,232 \quad (5.4)$$

$$\bar{X}_{\text{Referenz}} = \frac{\bar{X}_{\text{Referenz,Mittelfeld}} + \bar{X}_{\text{Referenz,Randfeld}}}{2} = \frac{0,161 + 0,310}{2} = 0,236 \quad (5.5)$$

Somit stimmt die Ausnutzung beider Modelle unter der ungünstigsten charakteristischen Lastkombination (LK7) für die daraus abgeleiteten Aussagen hinreichend überein.

Um ein tieferes Verständnis für das Tragverhalten der Brückentypen zu gewinnen, wurden die Spannungsänderungen beider Modelle gegenübergestellt. Tab. 5.7 und Tab. 5.8 zeigen, inwiefern sich die Beanspruchung durch den Einsatz von Zuelementen prozentuell verändert.



Spannungsänderung: Mittelbereich

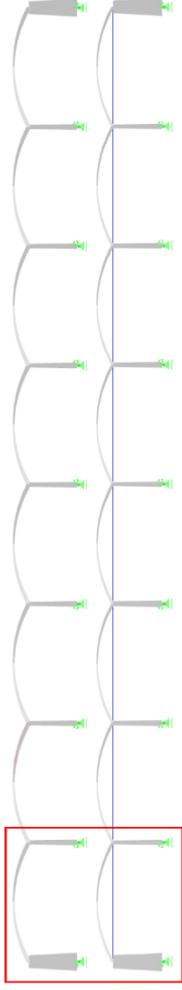
Tab. 5.7: Prozentuelle Spannungsänderungen des mittleren Brückenfeldes (Ausgangssituation = Referenz-Modell)

p [%]	Mittelpfeiler						Bogen						Pfeiler					
	1		2		3		4		5		6		7					
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}		
LK1	17,29	17,29	30,79	30,79	17,22	21,82	-52,97	172,37	11,88	18,41	42,42	23,22	8,70	36,08				
LK2	17,22	17,22	30,69	30,69	-20,92	-10,07	-35,22	-80,07	-21,74	-10,88	36,80	25,45	6,08	31,94				
LK3	17,30	17,30	30,80	30,80	-25,77	196,44	30,18	10,64	34,42	149,07	40,55	25,13	15,40	22,99				
LK4	17,99	21,80	33,36	33,83	12,77	21,21	-35,60	178,90	8,24	18,02	44,94	26,50	14,63	33,78				
LK5	13,05	24,16	53,74	-4,29	0,79	14,20	-39,57	161,76	22,51	25,41	-1,21	44,95	15,27	26,58				
LK6	-22,88	229,42	613,39	-26,79	-5,59	10,63	-45,26	37016,75	-7,42	8,38	77,34	-23,50	-14,56	112,89				
LK7	15,53	27,88	24,79	65,36	0,54	20,36	-5,38	178,82	-2,12	16,42	91,96	21,43	23,99	48,40				
LK8	67,41	19,20	66,08	317,33	-58,99	-1,24	83,53	-74,20	34,49	40,06	135,65	59,98	15,74	376,33				
LK9	-53,36	18,10	-72,47	-52,39	-35,89	-2,74	-33,08	-38,53	-35,34	-4,77	-99,38	-45,43	-27,82	-76,49				
LK10	35,60	53,82	90,99	40,02	-7,75	24,16	6,83	445,09	-8,12	22,41	49,52	69,82	36,46	48,55				
LK11	3,06	83,87	98,75	35,46	-44,86	0,06	22,66	390,85	50,06	48,82	28,77	129,36	93,79	-12,55				
LK12	-29,91	157,17	-17,49	-39,19	-18,56	4,10	-39,14	216,63	-14,60	4,61	-40,11	-34,33	-25,43	-10,86				
ULS	-6,35	113,88	326,19	-89,56	-17,16	-4,88	-18,25	-64,72	-9,27	0,77	-48,56	10,09	-55,98	120,34				

Dabei ist:

- Reduktion der Druckspannung
- Reduktion der Zugspannung
- Wechsel: Zug → Druck
- Zuwachs der Druckspannung
- Wechsel: Druck → Zug

Spannungsänderung: Außenbereich



Tab. 5.8: Prozentuelle Spannungsänderungen des äußeren Brückenfeldes (Ausgangssituation = Referenz-Modell)

p [%]	Widerlager				Bogen								Pfeiler			
	1		2		3		4		5		6		7			
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}
LK1	-15,66	-32,57	-72,24	22,32	-45,46	-24,61	-75,50	460,67	-34,92	-8,67	9,19	161,25	-46,21	-11,04		
LK2	-92,07	51,17	-40,56	11,55	-39,49	-26,53	-49,90	-97,51	-39,44	-8,07	19,23	48,75	128,39	-20,58		
LK3	23,10	19,42	-88,46	46,10	-39,33	-12,54	-26,26	136,88	-12,89	27,47	12,48	1109,10	-35,42	1,43		
LK4	3,10	-7,98	-86,83	10,99	-58,05	-32,82	-16,19	-84,55	-56,98	-21,24	85,90	-18,78	146,52	13,03		
LK5	2,79	-7,46	-78,57	-7,07	-79,57	-47,70	-20,23	-88,15	-52,62	-18,86	104,81	0,34	71,44	11,59		
LK6	-3,09	-16,54	-84,79	6,77	-59,29	-35,22	-19,64	-81,26	-54,88	-21,44	927,99	-44,68	-25,49	59,27		
LK7	21,58	14,29	-89,77	4,82	-63,77	-36,49	1,93	-39,18	-71,22	-29,96	866,11	-47,56	-31,51	68,03		
LK8	29,75	26,32	-11,36	-53,20	-69,95	-82,42	7,78	-28,38	-70,71	-30,88	-89,09	-20,18	-36,58	228,91		
LK9	10,64	-0,41	-87,08	-4,09	-66,36	-41,68	-7,23	-46,15	-68,15	-30,90	-78,41	-61,04	-48,71	-35,00		
LK10	35,90	32,31	-93,34	1,69	-72,04	-40,14	0,56	-45,09	-84,50	-33,28	248,37	-48,80	-48,76	51,97		
LK11	31,29	28,49	13,42	-54,78	-58,60	-85,37	15,35	-18,41	-72,10	-27,01	-69,03	-11,98	-33,34	72,58		
LK12	10,95	1,44	-99,48	-7,97	-72,43	-44,96	-4,85	-45,94	-69,77	-31,40	-22,17	-59,88	-52,33	3277,95		
ULS	23,25	24,68	-96,84	-42,31	-86,06	-66,79	-42,20	-74,45	-94,74	-71,46	-17,67	25,05	558,19	-68,09		

Dabei ist:

- Reduktion der Druckspannung
- Reduktion der Zugspannung
- Wechsel: Zug → Druck
- Zuwachs der Zugspannung
- Zuwachs der Druckspannung
- Wechsel: Druck → Zug

5.3.2 Interpretation der Ergebnisse

5.3.2.1 Allgemeines

Die aufgelisteten Werte beschreiben die relative Spannungsänderung bezogen auf das Referenzmodell und sind daher mit Vorsicht zu genießen. Beispielsweise ist beim Mittelfeld die untere Spannung des Bogenscheitels (Untersuchungspunkt 4) in LK6 von $\sigma_{\text{Referenz}} = 0,01 \text{ MN/m}^2$ auf $\sigma_{\text{Zugband}} = -4,04 \text{ MN/m}$ gestiegen, wodurch der Wert um irreführende 37.017 Prozent steigt. Unter Zuhilfenahme der zuvor ermittelten Spannungen des Referenzsystems (Tab. 4.5 und Tab. 4.6) sowie jene des Zugband-Modells (und Tab. A.2), konnten aus den prozentuellen Ergebnissen dennoch charakteristische Eigenschaften des Zugband-Modells abgeleitet werden.

5.3.2.2 Mittelfeld

Im mittleren Brückenfeld sind unterschiedliche Ergebnisse zu sehen. Im Falle einer auf jedes Feld (LK4) beziehungsweise jedes Halbfeld (LK5) wirkenden Verkehrslast nehmen die meisten Untersuchungspunkte an Druckspannung zu, wobei im Bogenbereich vorhandene Zugspannungen teilweise geringfügig anwachsen. Die günstigste Spannungsentwicklung ist unter feldweisem Straßen- (LK6) beziehungsweise Bahnverkehr (LK9 und LK12) zu beobachten, unter denen die höchsten Pfeilmomente entstehen (siehe Kapitel 4.3.2). Während die Unterbauten des Referenzsystem Zugbeanspruchungen erfahren, sind jene des Zugband-Modells vollkommen frei von Zugspannungen.

5.3.2.3 Randfeld

Mit Blick auf das höher beanspruchte Brückenfeld lassen sich deutliche Verbesserungen in den Stützenköpfen festhalten, wobei insbesondere im Bogenbereich die meisten Druck- beziehungsweise Zugspannungen betragsmäßig gesunken sind. Allen voran zeigt jedoch der durch Verkehrslasten (LK7 bis LK12) stark beanspruchte Pfeilerkopf (Untersuchungspunkt 6) des Referenzmodells die positivste Änderung, zumal diese Stelle nun in sämtlichen Lastkombinationen vollkommen überdrückt ist, was die beträchtliche Verringerung der Ausnutzung in LK9 und LK12 erklärt und die äußerst günstige Wirkung der Zugelemente auf horizontale Lasteinwirkungen, wie beispielsweise Bremslasten, bestätigt.

Da die resultierenden Spannungen maßgebend von der Momenteneinwirkung abhängen, sollte dieser Schnittkraft die größte Aufmerksamkeit geschenkt werden. In Abb. 5.8 bis Abb. 5.10 sind beispielsweise die Momentenverläufe einiger Lastkombinationen zufolge Bahnverkehr veranschaulicht, je Lastkombination wurde das Referenz-Modell (oben) mit der neuen Bauweise (unten) gegenübergestellt.

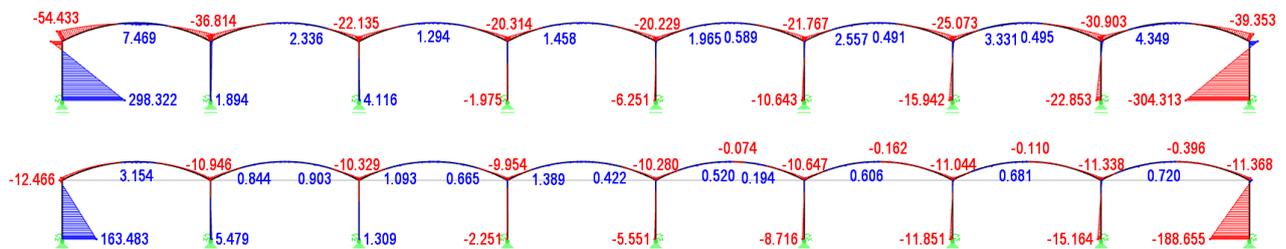


Abb. 5.8: Momentenverlauf zufolge LM71 und ständiger Belastung (LK7) – jedes Feld belastet
oben: Referenz-Modell, unten: Zugband-Modell

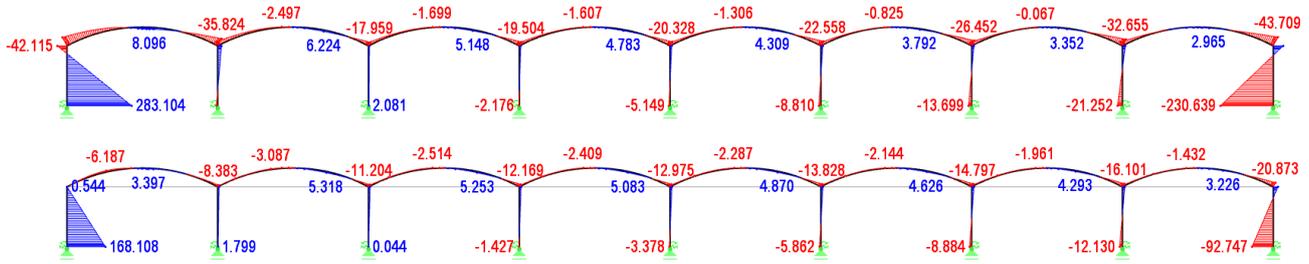


Abb. 5.9: Momentenverlauf zu Folge LM71 und ständiger Belastung (LK8) – jedes Halfeld belastet
oben: Referenz-Modell, unten: Zugband-Modell

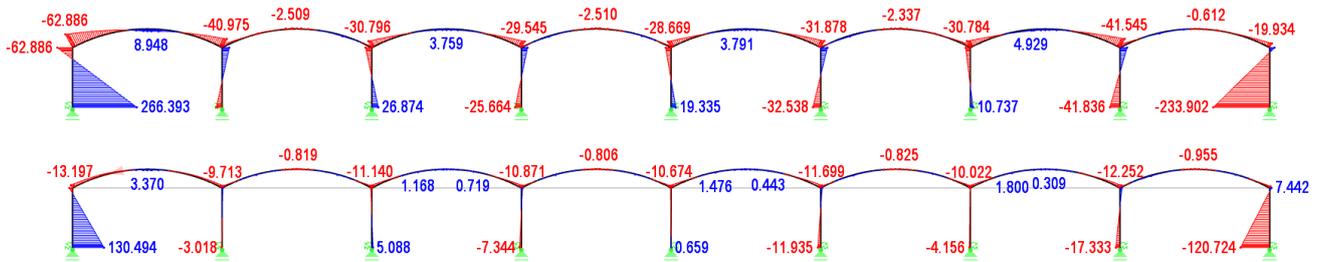


Abb. 5.10: Momentenverlauf zu Folge LM71 und ständiger Belastung (LK9) – jedes zweite Feld belastet
oben: Referenz-Modell, unten: Zugband-Modell

Die betragsmäßig größte Momentenreduktion ist dort vorzufinden, wo der Bogenschub die höchste Beanspruchung hervorruft, an den Fußpunkten der Widerlager. Eine nach dem neuen Verfahren hergestellte Brücke erfährt an diesen Stellen eine Abnahme der Momenteneinwirkung auf mindestens die Hälfte des ursprünglichen Wertes. Mit Ausnahme von LK8 (feldweise Bahnlast) nimmt das Verbesserungspotenzial des Unterbaus in Richtung der Symmetrieachse jedoch rasch ab.

Mit Blick auf die Zwickelbereiche der Bögen (Punkt 3 und 5) sind ebenfalls positive Effekte zu erkennen. Dabei nimmt das einwirkende Moment durchschnittlich um etwa 50% ab, je nach betrachteter Lastkombination. Die günstigen Auswirkungen auf die Bogenfußpunkte sind hierbei ebenfalls in LK8 zu finden.

5.3.2.4 Temperaturen und Schwinden

Sommerliche Temperaturen

Die Lastkombination zu Folge sommerlicher Temperatureinwirkung (LK3) ruft eine Verschlechterung im Bereich der Bögen hervor, welche insbesondere im mittleren Brückenfeld auftritt. Während die oberen Spannungen im Zwickelbereich (Punkt 3 und 5) des Mittelfeldes von Druck auf Zug wechseln, steigt zusätzlich die Zugspannung an der Oberseite des Bogenscheitels (Punkt 4). Im Brückenendfeld sind aufgrund der Zugelemente unterschiedliche Ergebnisse zu sehen. Der Großteil des Unterbaus scheint jedoch vom Zugband zu profitieren.

Der ausschlaggebende Grund für etwaige negative Effekte der neuen Bauart liegt in der Längsdehnung des Zuggliedes zu Folge steigender Temperaturen. Im Rahmen der Axialdehnung wird ein merkbarer Anteil der Vorspannung abgebaut und infolgedessen das Zugband weniger aktiviert. Anhand der Schnittgrößen des Zugband-Modells (siehe Kapitel 5.2) lässt sich ebenfalls beobachten, dass die mit Abstand geringste Zuggliednormalkraft in LK3 auftritt.

Winter und Schwinden

Die Kombination aus winterlichen Temperaturen und Schwindeinflüssen (LK2) beansprucht die Brücke bei weitem nicht so sehr wie LK3. In dieser Lastkombination sind sogar die größten Zugbandkräfte des mittleren Brückenfeldes zu finden, wodurch das System allgemein an Steifigkeit gewinnt. Bis auf den

temperaturinduzierten Vorzeichenwechsel der Spannungen im Widerlagerfußpunkt können durchwegs positive Effekte durch den Einsatz der Zugelemente festgestellt werden.

5.3.3 Wirtschaftlichkeit

Um einen Vergleich auf Basis der Wirtschaftlichkeit anzustellen, wurden Volumen, Masse und Oberfläche beider Modelle dokumentiert. Sämtliche Betonbauteile (Widerlager, Pfeiler, Bögen) besitzen einen über die Stablänge linear veränderlichen Rechteckquerschnitt, woraufhin die nötigen Vergleichswerte wie folgt ermittelt werden:

$$V_{\text{Bauteil}} = l_{\text{Bauteil}} \cdot \frac{b_{\text{Anfang}} + b_{\text{Ende}}}{2} \cdot \frac{h_{\text{Anfang}} + h_{\text{Ende}}}{2} \quad (5.6)$$

$$G_{\text{Bauteil}} = V_{\text{Bauteil}} \cdot \gamma_{\text{Stahlbeton}} \quad (5.7)$$

$$O_{\text{Bauteil}} = 2 \cdot l_{\text{Bauteil}} \cdot \left(\frac{b_{\text{Anfang}} + b_{\text{Ende}}}{2} + \frac{h_{\text{Anfang}} + h_{\text{Ende}}}{2} \right) \quad (5.8)$$

Ausgehend von diesen Bauteilparametern, konnte das Einsparungspotenzial des Zugband-Verfahrens bauteilspezifisch beschrieben werden (Tab. 5.9).

Tab. 5.9: Einsparungspotenzial des Zugband-Modells (Volumen und Oberfläche)

		Widerlager	Bogen	Pfeiler	Bauwerk
n _{Bauteil}		2	8	7	/
l _{Bauteil}	[m]	17,0	44,3	17,0	
V _{Referenz}	[m ³]	468,9	553,5	153,0	6436,7
V _{Zugband}		202,3	203,5	99,9	2731,8
ΔV		266,6	350,0	53,1	3705,0
G _{Referenz}	[t]	1172,2	1383,8	382,5	16091,8
G _{Zugband}		505,7	508,8	249,7	6829,4
ΔG		666,5	875,0	132,8	9262,4
p _{Ersparnis}	[%]	56,9	63,2	34,7	57,6
O _{Referenz}	[m ²]	347,0	1195,6	229,5	11864,9
O _{Zugband}		253,8	1166,8	170,0	11031,9
ΔO		93,1	28,8	59,5	833,0
p _{Ersparnis}	[%]	26,8	2,4	25,9	7,0

Durch den Einbau von Zugelementen konnte die Betonkubatur, bei ähnlicher Ausnutzung beider Brückentypen, um mehr als die Hälfte reduziert werden. Der Kostenvorteil beläuft sich hierbei nicht ausschließlich auf die einzubauende Betonmenge, sondern in weiterem Sinne auch auf den Transport des Materials sowie die wesentlich kürzere Bauzeit etc. (siehe Kapitel 5.1). Die Verringerung der Materialmenge geht des Weiteren mit einer Abnahme des Eigengewichts von 9262 Tonnen einher, wodurch die Fundierung schlanker ausgeführt werden kann.

Das neue Verfahren zeigt ebenso geringe positive Effekte, was die Betonoberfläche angeht. Im Bereich der Unterbauten ist die Gesamtoberfläche beziehungsweise die nötige Schalungsarbeit circa um ein Viertel abgeklungen, während die Bogenoberfläche ähnlich groß geblieben ist. Insgesamt wird der Bauablauf infolge einer Oberflächenreduktion von 7% geringfügig vereinfacht, womit erneut die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens steigt.

5.3.3.1 CO₂ – Emissionen

Allgemein ist der ökologische Fußabdruck der Baubranche gewaltig, wodurch die Nachhaltigkeit von Bauwerken definitiv zu den großen Zukunftstrends zählt. Die Herstellung von Zement ist sowohl ressourcen- als auch energieintensiv und steht im Zusammenhang mit einer hohen CO₂-Produktion. Dahingehend wurde der ökologische Aspekt des neuen Verfahrens über eine Betrachtung der CO₂-Emission zufolge der Zementproduktion verfolgt. Aufgrund der Tatsache, dass die Herstellung der Zugbänder ebenfalls mit CO₂-Emissionen verbunden ist, ist dieser Einfluss im Rahmen eines fairen Vergleichs genauso in Rechnung zu stellen.

Zementherstellung

Für die Herstellung des gebrannten Zementanteils, der Klinker, wird ein Rohstoffgemisch benötigt, womit etwa 1,5 Tonnen Rohmaterial zu einer Tonne Portlandzementklinker gebrannt werden. Abhängig von der Effizienz der Brennanlage, entstehen nach diesem Verfahren zwischen 730 und 1.000 Kilogramm CO₂ je Tonne Klinkermaterial [24].

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Klinkeranteil im Zement von 20 Prozent sowie ein Zementanteil im Beton von einem Fünftel angenommen, um die emittierende Menge CO₂ je Kubikmeter Beton zu bestimmen:

$$m_{CO_2} = m_{Beton,1m^3} \cdot 0,2 \cdot 0,2 = 2,5 \cdot 0,04 = 0,1 \text{ to}/m^3 \quad (5.9)$$

Mit Berücksichtigung der Gewichtseinsparung aus Tab. 5.9 folgt unter der Annahme einer sehr effizienten Zementproduktion (730 Kilogramm CO₂ je Tonne Klinkermaterial) eine CO₂-Reduktion von:

$$m_{CO_2,Beton} = m_{Beton,gesamt} \cdot 0,2 \cdot 0,2 = 9.262 \cdot 0,04 = 370,5 \text{ to} \quad (5.10)$$

Um sich einen Ausstoß von 370,5 to CO₂ vor Augen zu führen, wurde die zu fahrende Strecke eines PKW mit quantitativ gleichen CO₂ Emissionen bestimmt. Hierzu wurde die durchschnittliche CO₂-Belastung eines neuwertigen PKW (Stand 2018) von 125 Gramm CO₂ je gefahrenen Kilometer verwendet. Somit entspricht die Zementeinsparung zufolge der Zugbänder einer Einsparung von:

$$s_{PKW} = \frac{m_{CO_2,Beton}}{\varnothing_{Verbrauch}} = \frac{370,5}{0,000125} = 2.964.000 \text{ km} \quad (5.11)$$

Stahlherstellung

Auf Basis des idealisierten Zugbandquerschnittes mit Durchmesser $\varnothing 150 \text{ mm}$ und einer konstanten Feldlänge von jeweils 42,5 Metern, konnte das herzustellende Stahlvolumen der Zugelemente wie folgt festgehalten werden:

$$V_{Stahl} = \frac{d^2}{4} \cdot \pi \cdot l_{Feld} \cdot n_{Felder} = \frac{0,15^2}{4} \cdot \pi \cdot 42,5 \cdot 8 = 6,01 \text{ m}^3 \quad (5.12)$$

Unter Zuhilfenahme des Gesamtvolumens V_{Stahl} sowie der Wichte des Stahls $\gamma_s = 78,5 \text{ to/m}^3$ wurde dessen resultierendes Gewicht ermittelt.

$$m_{Stahl} = V_{Stahl} \cdot \gamma_s = 6,01 \cdot 78,5 = 471,8 \text{ to} \quad (5.13)$$

Die Betoneinsparung der optimierten Zugband-Brücke hat gleichfalls eine Reduktion der Bewehrung zur Folge. Ausgehend von einem Bewehrungsanteil von etwa 100 kg Betonstahl je Kubikmeter Beton, wurde die zusätzlich herzustellende Stahlmasse aus Gleichung (5.13) entsprechend angepasst.

$$m_{Stahl,gesamt} = m_{Stahl} - V_{Beton,gesamt} \cdot 0,1 = 471,8 - 3.705 \cdot 0,1 = 101,3 \text{ to} \quad (5.14)$$

Unter der Annahme von rund 1,7 Tonnen an CO₂-Emissionen je hergestellter Tonne Rohstahl [25], beläuft sich der CO₂-Ausstoß infolge der Stahlproduktion zu:

$$m_{CO_2,Stahl} = m_{Stahl,gesamt} \cdot 1,7 = 101,3 \cdot 1,7 = 172,2 \text{ to} \quad (5.15)$$

Analog zu Gleichung (5.11) ergibt sich der dazugehörige CO₂-Ausstoß nach einer gefahrenen Strecke eines neuwertigen PKWs von:

$$s_{PKW} = \frac{m_{CO_2,Stahl}}{\emptyset_{Verbrauch}} = \frac{172,2}{0,000125} = 1.380.000 \text{ km} \quad (5.16)$$

CO₂-Bilanz

Da die im Zuge der Betonreduktion eingesparte CO₂-Menge jene aufgrund der Stahlherstellung bei weitem überschreitet, kann für der Errichtung einer Integralbrücke nach dem neuen Verfahren eine durchwegs positive CO₂-Bilanz gezogen werden. Quantitativ lässt sich das Einsparungspotenzial wie folgt beschreiben:

$$m_{CO_2,Einsparung} = m_{CO_2,Beton} - m_{CO_2,Stahl} = 370,5 - 172,2 = 198,3 \text{ to} \quad (5.17)$$

5.4 Untersuchung zum Einfluss der Zugband-Steifigkeit: optimiertes Zugbandsystem

Um die Kosten sowie den Ressourcenverbrauch der Zugbänder so weit als möglich zu reduzieren, wird in diesem Kapitel, analog zur Optimierung der Betonquerschnitte (siehe Kapitel 5.3.1), ebenso der Einfluss des Zugbandquerschnittsfläche A_s beziehungsweise jener der Zugbandsteifigkeit $E_s \cdot A_s$ auf das Tragverhalten der Brücke untersucht. Das Ziel bestand darin, die Wirkung des idealisierten Zugbanddurchmessers auf das System festzuhalten und in weiterer Folge eine wirtschaftliche Dimensionierung zu finden, die sich durch eine gute Tragwirkung sowie durch ein geringes Stahlgewicht auszeichnet.

5.4.1 Lasten

Wie in Kapitel 5.2 beschrieben, wurde für die anfängliche Vorspannung ein Wert in der Größenordnung von 100 MN/m^2 unter LK1 (ständige Lasten und Vorspannung) angestrebt. Um jedoch die Ausnutzung des Zugbandes in einem breiten Bereich zu untersuchen, mussten verschiedene Variantenstudien durchgeführt werden.

Zur Erleichterung des Rechenaufwandes wurde die Anzahl zu berechnender Lastkombinationen auf wenige maßgebende reduziert. Von den Verkehrslastkombinationen (LK5 bis LK12) wurden nur jene berücksichtigt, die unter LM1 beziehungsweise LM71 die größte Ausnutzung des Gesamtsystems aufweisen (Tab. 5.10).

Tab. 5.10: Reduktion der Lastkombinationen zur Spannglieddimensionierung (zugehörige Legende in Tab. 4.1)

LK1	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P$
LK2	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^- \oplus E$
LK3	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^+$
LK4	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{\text{voll}}$
LK5	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{\text{halb}}$
LK6	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{\text{feldweise}}$
LK7	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{rechts}}^{\text{voll}}$
LK8	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{rechts}}^{\text{halb}}$
LK9	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{rechts}}^{\text{feldweise}}$
LK10	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{links}}^{\text{voll}}$
LK11	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{links}}^{\text{halb}}$
LK12	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{\text{links}}^{\text{feldweise}}$
ULS	Ergebniskombination aller LK*

Um den, lokal betrachtet, größten Einfluss der Zugbänder auf das Tragverhalten der Brücke zu erfassen, wurden, analog zu den bestehenden Verkehrslastkombinationen, weitere ergänzt. Ein sehr ungünstige Auswirkung zeigt die verkehrsweise Belastung eines einzelnen Brückenfeldes. Eine auf das jeweils betrachtete Feld wirkende Verkehrslast ruft in ebendiesem Bereich die höchsten lokalen Spannungen hervor und stellt daher das größte Verbesserungspotenzial für eine Integralbrücke mit Zugelementen dar. Abb. 5.11 zeigt beispielhaft das ungünstige Lastbild zufolge Bahnverkehr. Die Verkehrslasten der Straßenbrücke wurden im Zuge der Berechnung analog angesetzt.

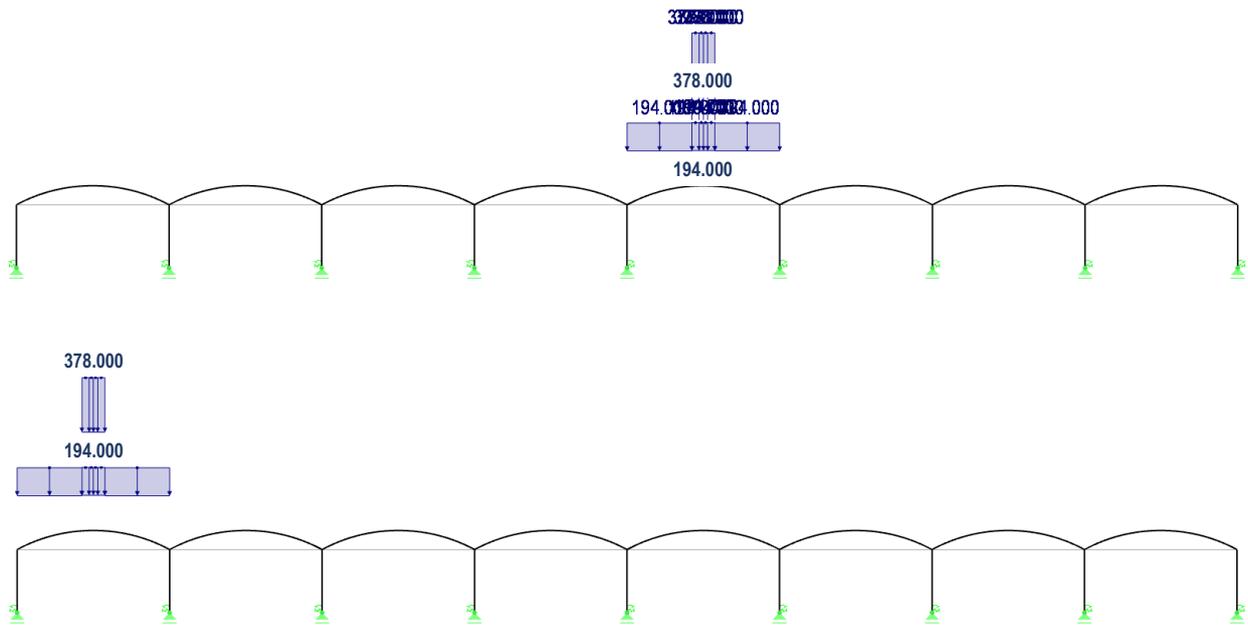


Abb. 5.11: Ungünstigster Verkehrslastfall für das mittlere (oben) beziehungsweise äußere Feld (unten) der Bahnbrücke

Mit den neuen Verkehrslasten wurden in RFEM zwei weitere normative Lastkombinationen des Straßen- (LK13) sowie Bahnverkehrs (LK14) erzeugt. Da die Belastung des Mittelfeldes (Abb. 5.11, oben) die Randbereiche der Brücke jedoch kaum beansprucht und vice versa (Abb. 5.11, unten), ist die gemittelte Ausnutzung \bar{X} in diesen beiden Kombinationen nicht sonderlich stark ausgeprägt. Um deutlichere Ergebnisse zu erhalten, wurde in LK13_{lokal} sowie LK14_{lokal} explizit die mittlere beziehungsweise äußere Lastaufstellung berücksichtigt. Je nach Betrachtung des Mittel- beziehungsweise Endfeldes der Brücke wurde die entsprechende Verkehrslast ausschließlich auf das untersuchte Feld angesetzt. Im Rahmen von LK13_{lokal} und LK14_{lokal} resultieren sämtliche Ergebnisse des mittleren Rahmens aus der Lastkombination zufolge mittig angeordneter Verkehrslast (Abb. 5.11, oben) und umgekehrt (Abb. 5.11, unten). Dank dieser lokalen Betrachtungsweise konnte die maximale Wirkung der neuen Bauweise in Erfahrung gebracht werden (siehe Kapitel 5.5.1).

5.4.1.1 Bauzustand

Das prinzipielle Ziel der Vorspannung (Anspannen der Zugelemente) besteht darin, den einwirkenden Bogen Schub zu kompensieren. Im Rahmen des Bauablaufs wird die anfängliche Vorspannkraft so weit als möglich dem horizontalen Betrag der Bogenkraft angepasst, um seitliche Verformungen gering zu halten. Zu diesem Zeitpunkt ist das Bauwerk frei von jeglichen Aufbauten und besteht lediglich aus der Tragstruktur (g_0) [19]. In diesem Sinne wurde eine weitere, dem Bauzustand entsprechende, Lastkombination (LK0) hinzugefügt, womit die endgültige Aufstellung der Lastkombinationen Tab. 5.11 zu entnehmen ist.

Tab. 5.11: Lastkombinationen zur Spannglieddimensionierung

LK0	$g_0 \oplus P$
LK1	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P$
LK2	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^- \oplus E$
LK3	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus T^+$
LK4	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{voll}$
LK5	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{halb}$
LK6	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{feldweise}$
LK7	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{voll}$
LK8	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{halb}$
LK9	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{rechts}^{feldweise}$
LK10	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{voll}$
LK11	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{halb}$
LK12	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{links}^{feldweise}$
LK13 _{lokal}	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM1_{Mitte/Rand}$
LK14 _{lokal}	$g_0 \oplus g_1 \oplus g_2 \oplus P \oplus LM71_{Mitte/Rand}$
ULS	Ergebniskombination aller LK*

Ergänzend zum Vorgang des Anspannens im Bauzustand (LK0), könnte theoretisch die Möglichkeit vorgesehen werden, das Zugband nachzuspannen. Aufgrund der Tatsache, dass die Brücke hinsichtlich der Aufbauten an Gewicht zunimmt, steigt ebenso der Bogenschub und dementsprechend die Biegebeanspruchung, vor allem im Bereich der Unterbauten. Insofern kann es zielführend sein, die Vorspannung der Zugelemente nach Herstellung der Brückenaufbauten erneut an den erhöhten Bogenschub anzupassen. Im Zuge dieser Arbeit wurde jedoch nur das Anspannen der Zugelemente während des Bauzustandes behandelt

Mittels iterativer Vorgehensweise wurden sowohl Spannglieddurchmesser als auch Vorspannkraft so abgestimmt, dass die horizontale Verformung im Bauzustand (LK0) im niedrigen Millimeterbereich liegt. Dabei wurde die Stahlgüte St 1660/1860 und eine Normalkraft in den Zugelementen von circa 7.000 kN beibehalten.

Als Grundlage der Variantenstudie musste zunächst der praktisch relevante Bereich der Zugbanddimensionierung erfasst werden. Im Zuge dessen wurden jene Zugglieddurchmesser ermittelt, bei denen das Spannglied versagt beziehungsweise aufgrund einer zu geringen Belastung „ausfällt“ und daher spannungsfrei wird.

Erneut wurden die Schnittgrößen der Lastkombinationen laut Tab. 5.11 mittels RFEM ermittelt und nach Gleichung (4.2) und (4.3) die zugehörigen Spannungen berechnet. Anschließend wurden die beiden Grenzwerte des möglichen Zugbandquerschnitts untersucht.

5.4.2 Oberer Grenzwert

Bei klassischen Bogenbrücken wird der Bogenschub zufolge ständiger Lasten durch entsprechend dimensionierte Widerlager abgetragen. Analog hierzu sind beim Zugband-Modell ebenfalls die Spannglieder der äußeren Rahmen am meisten beansprucht.

In Abb. 5.12 ist zu sehen, wie die Zugkraft unter LK3 (sommerliche Temperatureinwirkung) in den Feldern nach innen hin abnimmt, bis die beiden mittleren Zugelemente ausfallen. Die Ursache liegt am ausgeprägten Dehnungsverhalten des Stahls bei Temperaturerhöhung. Aufgrund der Längsdehnung des Zuggliedes reicht die Vorspannung unter LK3 nicht mehr aus, um das Zugband zu aktivieren.

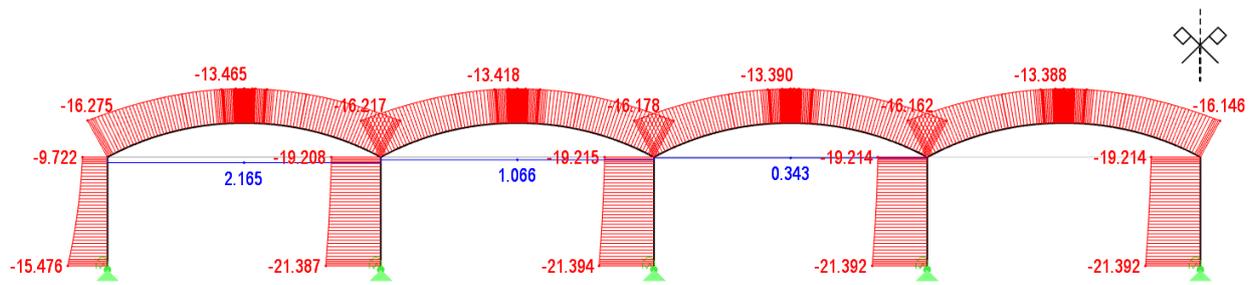


Abb. 5.12: Normalkraftverlauf [MN] des Zugbandmodells (LK3) – oberer Grenzwert

Die Grenze, über der ein oder mehrere Zugbänder spannungsfrei werden, befindet sich laut Abb. 5.12 ungefähr bei einem idealisierten Zugbanddurchmesser von $\varnothing 550 \text{ mm}$. Im Gegensatz dazu beträgt die Normalkraft der mittleren Zugglieder im Bauzustand (LK0) $N = 6.720 \text{ kN}$, was einer Spannung von $\sigma = 28,28 \text{ MN/m}^2$ beziehungsweise einer charakteristischen Ausnutzung von $\eta = 0,02 \%$ entspricht.

5.4.3 Unterer Grenzwert

Die untere Grenze äußert sich durch ein Querschnittsversagen des Zugelements infolge zu hoher Beanspruchung und tritt in LK14_{Rand} bei einem Durchmesser von $\varnothing 80 \text{ mm}$ auf. Nach Abb. 5.13 beträgt die maximale Normalkraft des linken Randfelds $N = 8,06 \text{ MN}$.

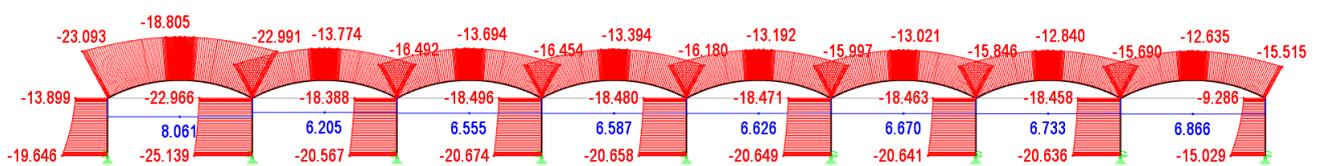


Abb. 5.13: Normalkraftverlauf des Zugbandmodells (LK14_{Rand}) – unterer Grenzwert

Mithilfe des Normalkraftverlaufes lässt sich die resultierende Spannung im Zugglied wie folgt ermitteln:

$$\sigma_{p,max} = \frac{N_{max}}{A_{\varnothing 100}} = \frac{N_{max}}{\frac{d^2}{4} \cdot \pi} = \frac{8,06}{\frac{0,08^2}{4} \cdot \pi} = 1.603 \text{ MN/m}^2 \quad (5.18)$$

Um eine größere Bandbreite von Zugbandvarianten zu untersuchen, wurde eine Spannung in Größenordnung der Fließgrenze anvisiert. Im vorliegenden FE-Modell wurde Spannstahl St 1680/1880 verwendet, wodurch die Fließgrenze der Zugbänder $f_{y,p} = 1.680 \text{ MN/m}^2$ beträgt. Die Ausnutzung des Spanngliedes errechnet sich nach Gleichung (5.19) zu:

$$\eta = \frac{\sigma_{P,max}}{f_{y,p}} = \frac{1.603}{1.680} = 0,95 \quad (5.19)$$

Die Beanspruchung des Zugelementes von $\eta = 95\%$ läutet noch kein Fließen des Spannstahls ein und stellt näherungsweise die schlankste der praktisch möglichen Spanngliedvarianten dar. Es sei angemerkt, dass im Rahmen einer Bemessung laut Norm [26] die Lasten aufgrund der Teilsicherheitsbeiwerte merkbar höher wären, wodurch der Querschnitt bereits früher plastizieren würde.

Mit diesen beiden Kombinationen wurde sowohl die obere ($\varnothing 550\text{ mm}$) als auch die untere Schranke ($\varnothing 80\text{ mm}$) der Zugglieddimensionierung im Bauzustand der Brücke (LK0) gefunden.

5.4.4 Zugbandvarianten

Für die Untersuchung von weiteren Zugbandkombinationen und deren Vergleich wurde die Normalkraft im Zugelement als konstante Größe herangezogen, da der aus dem Eigengewicht resultierende Bogenschub bei sämtlichen Zugbandvariationen im Bauzustand (LK0) gleich ausfällt.

Die in Tab. 5.12 veranschaulichten Zugelemente weisen einen ähnlichen Normalkraftverlauf auf wie jene des ursprünglichen Zugband-Modell ($\varnothing 320\text{ mm}$) aus Kapitel 5.2, bei dem die Zugkraft abhängig vom Brückenfeld in etwa 7.000 kN betrug.

Tab. 5.12: Zuggliedvarianten

$\varnothing_{\text{Zugband}}$	A_{Zugband} [cm ²]	P_{LK0} [MN]	$W_{\text{H,max,LK0}}$ [mm]	$P_{\text{Zugband,Mitte}}$ [MN]	$P_{\text{Zugband,Rand}}$ [MN]	$\sigma_{\text{Zugband,Mitte}}$ [MN/m ²]	$\sigma_{\text{Zugband,Rand}}$ [MN/m ²]
550	2375,8	4,4	2,2	6,72	7,28	28,3	30,6
420	1385,4	5,3	2,2	6,82	7,41	49,2	53,5
320	804,2	5,7	2,3	6,62	7,18	82,3	89,3
250	490,9	6,1	2,1	6,66	7,15	135,6	145,6
200	314,2	6,3	1,9	6,64	7,05	211,3	224,4
150	176,7	6,5	1,5	6,68	6,97	378,0	394,5
80	78,5	6,6	1,0	6,65	6,75	847,1	859,9

P_{LK0} in Tab. 5.12 wurde in RFEM als zusätzlicher Lastfall eingegeben und beschreibt jene äußere Kraft (Anspannen der Zugglieder), die neben der Aktivierung des Zugbandes infolge Bogenschub aus dem Eigengewicht nötig ist, um die vorausgesetzte Normalkraft im Zugelement von circa 7.000 kN zu erreichen. Mit Abnahme der Querschnittsfläche ist ein Anstieg von P_{LK0} zu erkennen, was auf die geringere Dehnsteifigkeit des Zugbandquerschnittes ($E_{\text{Spannstahl}} \cdot A_{\text{Zugband}}$) zurückzuführen ist. Dadurch erfahren schlanker dimensionierte Zugbänder eine höhere Axialdehnung und weisen eine entsprechend geringere Aktivierung aufgrund des einwirkenden Bogenschubs auf. Nach Abb. 5.14 ist ein weitgehend linearer Zusammenhang aus Zugbandquerschnittsfläche und der rechnerisch zusätzlichen Vorspannkraft P_{LK0} zu erkennen.

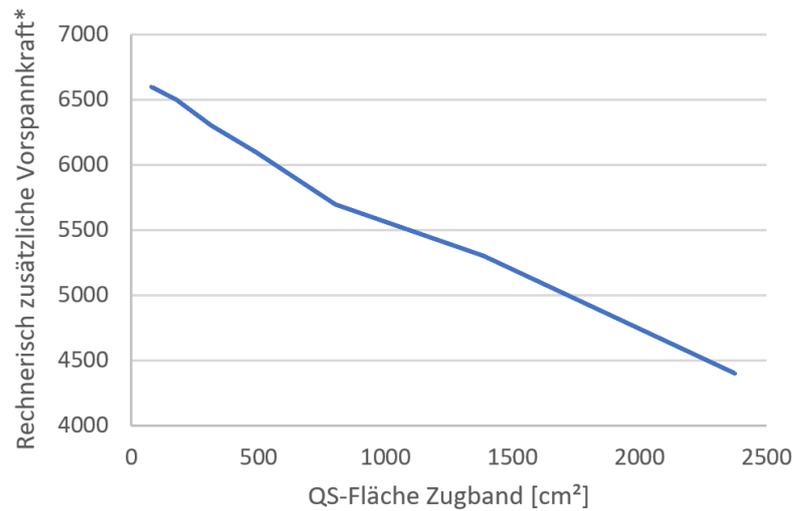


Abb. 5.14: Rechnerisch zusätzliche Vorspannkraft (LF Anspannen) zur Erreichung einer annähernd konstanten Zugbandnormalkraft von 7.000 kN im Bauzustand (LK0)
 (*) der Wert beschreibt nur eine RFEM-Größe

5.5 Statische Berechnung

Sämtliche Zugbandvarianten wurden über Finite-Elemente-Methoden mittels RFEM ausgewertet und anschließend in Excel aufbereitet, um aus den errechneten Ausnutzungsgraden einen numerischen sowie graphischen Vergleich der unterschiedlichen Zugbänder zu ziehen.

An dieser Stelle wurde auf die tabellarische Auflistung von Schnittgrößen sowie Spannungen verzichtet (siehe Anhang A) und direkt die Ausnutzung des Betons beziehungsweise Spannstahls betrachtet.

5.5.1 Vergleich der Ausnutzung

Analog zu Kapitel 4.3.3 zeigen Tab. 5.15 und Tab. 5.16 die lastfallweisen Ausnutzungsgrade des äußeren sowie mittleren Brückenfeldes für eine sehr „weiche“ und entsprechend wirtschaftliche Spanngliedvariante ($\varnothing 150 \text{ mm}$). Dieses System wird im weiteren Verlauf als die optimierte Alternative zum Referenz-Modell aufgefasst.

Ausnutzung: Referenz-Modell vs. optimiertes Zugband-Modell

 Tab. 5.16: Ausnutzung des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 150$ mm, $A_P=176,7$ cm²)

$\varnothing 150$ Mitte	Mittelpfeiler						Bogen						Pfeiler						$\bar{\chi}_{\text{Referenz}}$ (Tab. 4.7)	$\bar{\chi}_{\text{Beton}}$	η_{Zugband}
	1		2		3		4		5		6		7								
	$\eta_{\text{au\ss}en}$	η_{innen}																			
LK1	0,10	0,10	0,20	0,20	0,11	0,21	0,05	0,18	0,12	0,22	0,18	0,22	0,12	0,22	0,18	0,21	0,11	0,09	0,235	0,274	
LK2	0,10	0,10	0,20	0,20	0,31	0,40	0,27	0,07	0,31	0,40	0,27	0,07	0,31	0,40	0,27	0,07	0,31	0,40	0,235	0,274	
LK3	0,10	0,10	0,20	0,20	0,01	0,12	0,06	0,32	0,02	0,12	0,06	0,32	0,02	0,12	0,06	0,32	0,02	0,12	0,103	0,208	
LK4	0,10	0,13	0,23	0,22	0,10	0,22	0,09	0,19	0,11	0,23	0,09	0,19	0,11	0,23	0,09	0,19	0,11	0,23	0,135	0,243	
LK7	0,04	0,25	0,36	0,21	0,07	0,23	0,19	0,19	0,11	0,27	0,19	0,11	0,27	0,19	0,11	0,27	0,19	0,11	0,161	0,245	
LK13 _{lokal}	0,25	0,03	0,04	0,47	0,20	0,32	0,48	0,19	0,20	0,32	0,48	0,19	0,20	0,32	0,48	0,19	0,20	0,32	0,244	0,301	
LK14 _{lokal}	0,55	0,29	0,51	1,02	0,37	0,54	1,09	0,69	0,38	0,54	1,09	0,69	0,38	0,54	1,09	0,69	0,38	0,54	0,599	0,506	

 Tab. 5.17: Ausnutzung des \u00e4u\u00dferen Br\u00fcckenfeldes ($\varnothing 150$ mm, $A_P=176,7$ cm²)

$\varnothing 150$ Rand	Widerlager						Bogen						Pfeiler						$\bar{\chi}_{\text{Referenz}}$ (Tab. 4.8)	$\bar{\chi}_{\text{Beton}}$	η_{Zugband}
	1		2		3		4		5		6		7								
	$\eta_{\text{au\ss}en}$	η_{innen}																			
LK1	0,19	0,12	0,04	0,21	0,15	0,25	0,07	0,16	0,11	0,21	0,14	0,26	0,14	0,26	0,14	0,03	0,18	0,160	0,260		
LK2	0,09	0,02	0,13	0,30	0,30	0,39	0,26	0,06	0,30	0,39	0,26	0,23	0,23	0,23	0,07	0,13	0,288	0,253	0,288		
LK3	0,25	0,19	0,01	0,16	0,07	0,18	0,03	0,28	0,02	0,12	0,12	0,28	0,12	0,28	0,00	0,21	0,230	0,132	0,230		
LK4	0,28	0,21	0,06	0,25	0,19	0,31	0,42	0,12	0,13	0,26	0,26	0,20	0,25	0,25	0,09	0,15	0,290	0,212	0,290		
LK7	0,44	0,36	0,11	0,37	0,30	0,47	0,88	0,46	0,20	0,38	0,47	0,13	0,47	0,21	0,21	0,09	0,346	0,310	0,346		
LK13 _{lokal}	0,24	0,17	0,08	0,28	0,23	0,36	0,48	0,19	0,19	0,31	0,43	0,00	0,43	0,20	0,20	0,02	0,456	0,456	0,309		
LK14 _{lokal}	0,30	0,22	0,16	0,41	0,39	0,54	0,75	0,39	0,32	0,48	0,36	0,85	0,43	0,18	0,18	0,18	0,828	0,828	0,369		

5.5.1.1 Interpretation der Auswirkungen auf die Betonquerschnitte

Mit Blick auf die Ausnutzungsgrade des Referenzmodells $\bar{\chi}_{Referenz}$ (Tab. 4.7 und Tab. 4.8) sind in den meisten Lastkombinationen große Ähnlichkeiten mit jenen des Zugband-Modells $\bar{\chi}_{Beton}$ zu erkennen. Die günstigsten Entwicklungen sind erwartungsgemäß in LK13_{lokal} sowie LK14_{lokal} zu finden, welche das Brückenmodell in den lokal betrachteten Feldern sehr stark beanspruchen, das Gesamtsystem jedoch nicht maßgebend ausnutzen. In diesen beiden Lastkombinationen scheint vor allem der statische Knackpunkt der Brücke, der Widerlagerbereich, sehr durch den Einsatz von Zugelementen zu profitieren. Im Vergleich zum Referenz-Modell sind die Ausnutzungsgrade des Endfeldes annähernd auf die Hälfte des ursprünglichen Wertes gesunken.

Im Mittelfeld der Brücke ist großteils kaum Verbesserungspotenzial durch Zugelemente zu verzeichnen, zumal der einwirkende Bogenschub in Richtung der Symmetrieachse geringer ausfällt und das Zugband weniger aktiviert wird. Dies spricht wiederum für eine ausgewogene Dimensionierung der beiden Systeme.

Unter Betrachtung des Mittelwertes $\bar{\chi}_{Beton}$ sowie der Zugbandbeanspruchung $\eta_{Zugband}$ aller Spanngliedvarianten wurde ein Vergleich, bezogen auf die Querschnittsfläche des Zugbandes, angestellt. Dadurch konnte die Beanspruchung der Betonquerschnitte (Abb. 5.15) sowie jene der Zugbänder (Abb. 5.16) über den praktisch relevanten Bereich der Spannglieddimensionierung ermittelt werden.

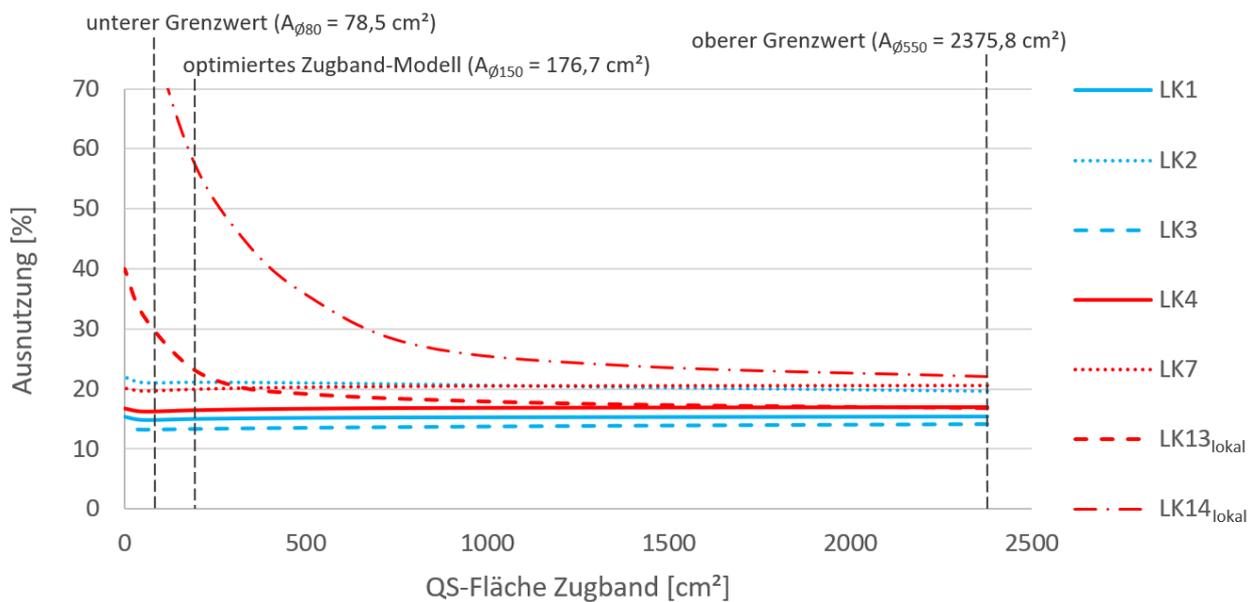


Abb. 5.15: Gemittelte Ausnutzung des mittleren Brückenfeldes – Betonquerschnitte

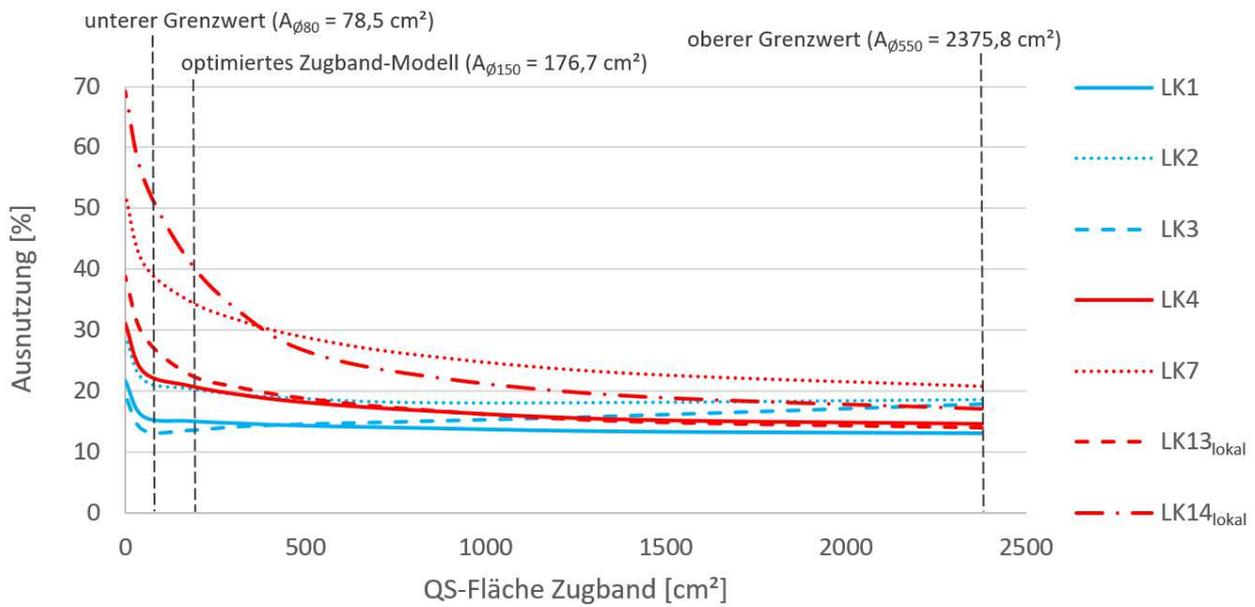


Abb. 5.16: Gemittelte Ausnutzung des äußeren Brückenfeldes – Betonquerschnitte

Anhand der Diagramme ist die unterschiedliche Reaktion der beiden Brückentypen auf die Zugbandvarianten nach Tab. 5.12 veranschaulicht. Von besonderer starker Ausprägung sind die Verläufe in den lokal betrachteten Lastkombinationen LK13_{lokal} sowie LK14_{lokal}, insbesondere im mittleren Brückenfeld. Die hohe Ausnutzung resultiert in erster Linie aus der deutlichen Horizontalverschiebung der Bogenfußpunkte beziehungsweise Stützenköpfe. Aufgrund der gezielten Belastung eines einzelnen Brückenfeldes erfährt der Bogen eine Verkrümmung nach unten, wodurch sich seine horizontale Ausdehnung vergrößert und die Distanz der Bogenfußpunkte maximiert wird. Aufgrund der Tatsache, dass die Belastung zufolge Bahnverkehr jene des Straßenverkehrs quantitativ deutlich übersteigt (siehe Kapitel 3.4.2), kommt die positive Wirkung der Zugelemente Effekt in LK14_{lokal} stärker zur Geltung.

In Abb. 5.17 und Abb. 5.23 ist beispielhaft das Verformungsverhalten unter LK14_{lokal} (Bahnverkehr und ständige Lasten) dargestellt.

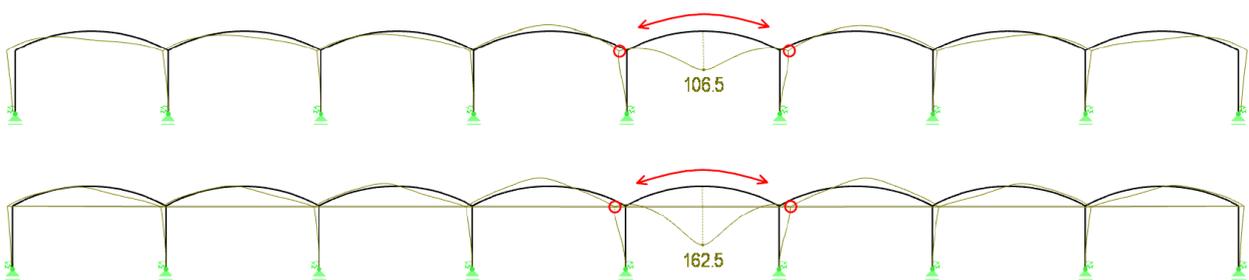


Abb. 5.17: Gesamtverformungen [mm] in LK14_{Mitte}
oben: Referenz-Modell, unten: Optimiertes Zugband-Modell ($\phi 150$ mm).

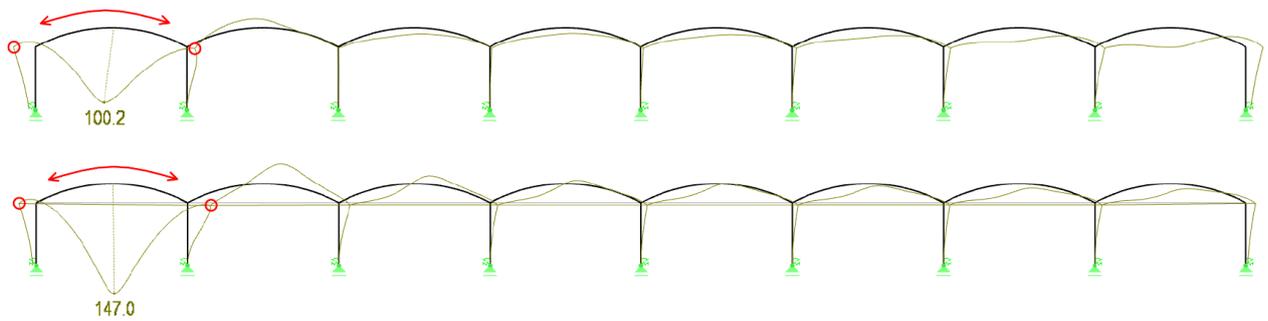


Abb. 5.18: Gesamtverformungen [mm] in LK13_{Rand}
oben: Referenz-Modell, unten: Optimierte Zugband-Modell ($\varnothing 150 \text{ mm}$).

In beiden Lastanordnungen zeigt die vertikale Verformung im Scheitelbereich des jeweiligen Feldes eine Erhöhung um etwa 50 Prozent. Außerdem ist die Relativverschiebung der Bogenfußpunkte augenscheinlich größer als jene des Referenz-Modells. Das ungünstige Verformungsverhalten der Zugband-Brücke ist durch die reduzierten Betonquerschnitte zu erklären, welche aufgrund ihrer schlanken Abmessungen eine geringere Biegesteifigkeit ($E_{\text{Spannstahl}} \cdot I_{\text{Zugband}}$) aufweisen und erst bei größeren Deformationen ähnlich stark aktiviert werden wie die Bauteile der klassischen Bogenbrücke.

Das Mittelfeld betrachtet, scheinen die Ausnutzungskurven, mit Ausnahme der lokalen Lastkombinationen, annähernd konstant. In LK13_{Mitte} und LK14_{Mitte} hat der Zugbanddurchmesser einen weitaus größeren Einfluss, da mit zunehmender Steifigkeit die kritische Relativverschiebung der Bogenfußpunkte (Abb. 5.7) minimiert wird.

Im Bereich des Widerlagers scheinen die meisten Ausnutzungskurven infolge Verkehrslast bis zu einem idealisierten Zugbanddurchmesser von etwa $\varnothing 150 \text{ mm}$ ($A_{\varnothing 150} = 177 \text{ cm}^2$) eine deutliche Entlastung des Betons zu ermöglichen (Abb. 5.15). Ein wesentlich größerer Querschnitt bringt folglich geringere Verbesserungen mit sich. Der Ausnutzungsverlauf von LK14_{Rand} veranschaulicht erneut die großen Belastungsunterschiede von Straßen- beziehungsweise Bahnbrücke (siehe Kapitel 3.4.2) und zeigt im Endfeld ebenfalls das größte Verbesserungspotenzial.

Unter Betrachtung von LK3 (sommerliche Temperaturen) des äußeren Feldes ist ab dem unteren Grenzwert in Abb. 5.16 eine höhere Beanspruchung mit Zunahme(!) der Zugbandsteifigkeit zu erkennen. Die Ursache hierfür steht im Kontext mit der temperaturinduzierten Längsdehnung des Spannstahls ε_T , die anhand von Gl. (5.20), unter Voraussetzung der gleichen Erwärmung ΔT , prinzipiell für beliebig große Spannstahlquerschnitte ident ist.

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (5.20)$$

Mit einer elastischen Axialdehnung der Zugbänder zufolge sommerlicher Temperaturerhöhung beläuft sich der resultierende Spannungsabfall $\Delta\sigma_T$ nach *Hooke*, ebenfalls unabhängig von der Zuggliedquerschnittsfläche, zu:

$$\Delta\sigma_T = \varepsilon_T \cdot E_{\text{Stahl}} \quad (5.21)$$

Aufgrund der Tatsache, dass die Spannungsänderung linear von der Querschnittsfläche abhängt, geht eine große Zugbandquerschnittsfläche $A_{Zugband}$ mit einem dementsprechend hohen Kraftverlust ΔP_T einher, obwohl beide Systeme denselben Spannungsabfall $\Delta \sigma_T$ aufweisen.

$$\Delta P_T = \Delta \sigma_T \cdot A_{Zugband} \quad (5.22)$$

Unter Zuhilfenahme der Normalkraftverläufe im fertigen Endzustand des Bauwerks (Abb. 5.19) lassen sich große Unterschiede zwischen der praktischen Obergrenze ($\varnothing 550 \text{ mm}$) und dem optimierten Zugband-Modell ($\varnothing 150 \text{ mm}$) deuten. Im fertigen Endzustand der Brücke wird das Zugband mit Durchmesser $\varnothing 550 \text{ mm}$ aufgrund seiner höheren Dehnsteifigkeit unter ständiger Belastung mehr aktiviert und zeigt im Vergleich zum optimierten Zugband-Modell deutlich ausgeprägtere Normalkräfte.

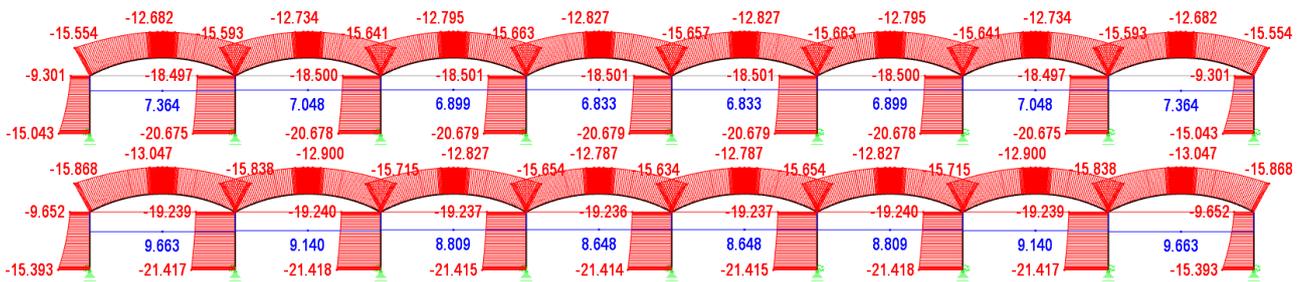


Abb. 5.19: Normalkraftverlauf [MN] im Endzustand (LK1)
oben: optimiertes Zugband-Modell (150 mm), unten: praktische Obergrenze ($\varnothing 550 \text{ mm}$)

Wird neben der ständigen Belastung ebenfalls der sommerliche Temperaturlastfall (siehe Kapitel 0) berücksichtigt, ergibt sich das Lastbild von LK3. Während die Zugkraft im Endzustand des Bauwerks jene des optimiertes Zugband-Systems bei weitem übersteigt (vgl. Abb. 5.19), bewirkt der Kraftverlust als Folge des dramatischen Zugkraftverlustes einen Ausfall der mittleren Zugbänder beider mittleren Felder (Abb. 5.20).

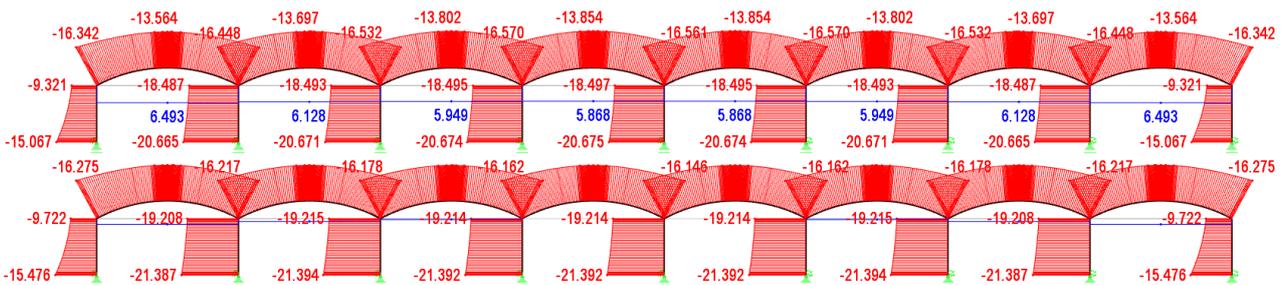


Abb. 5.20: Normalkraftverlauf [MN] unter ständiger Belastung und sommerlicher Temperaturen (LK3)
oben: optimiertes Zugband-Modell (150 mm), unten: praktische Obergrenze ($\varnothing 550 \text{ mm}$)

Mit Blick auf das Deformationsverhalten der beiden Brückenvarianten ist im Falle des größeren Zugbandes ($\varnothing 550 \text{ mm}$) unter LK3 offenkundig ein „weicherer“ System mit einer circa 40% größeren Maximalverformung zu erkennen.

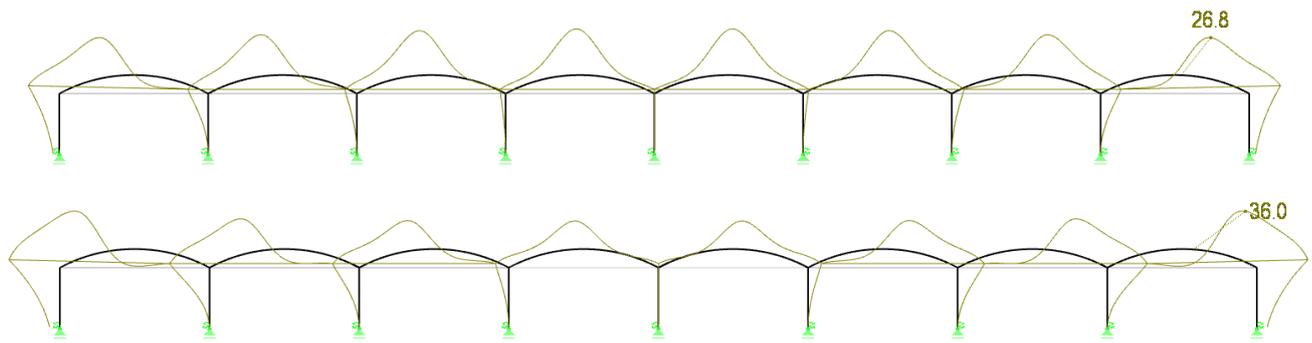


Abb. 5.21: Verformungsverhalten [mm] unter ständiger Belastung und sommerlicher Temperaturen (LK3)
oben: optimiertes Zugband-Modell (150 mm), unten: praktische Obergrenze (Ø550 mm)

5.5.1.2 Interpretation der Beanspruchung der Zugbänder

Der Ausnutzungsverlauf der Zugbänder steigt anhand von Abb. 5.22 und Abb. 5.23 erwartungsgemäß in sämtlichen Lastkombinationen mit Reduktion des Querschnitts, da die im Zugelement wirkende Spannung mit der Querschnittsfläche des Spannstahls zusammenhängt.

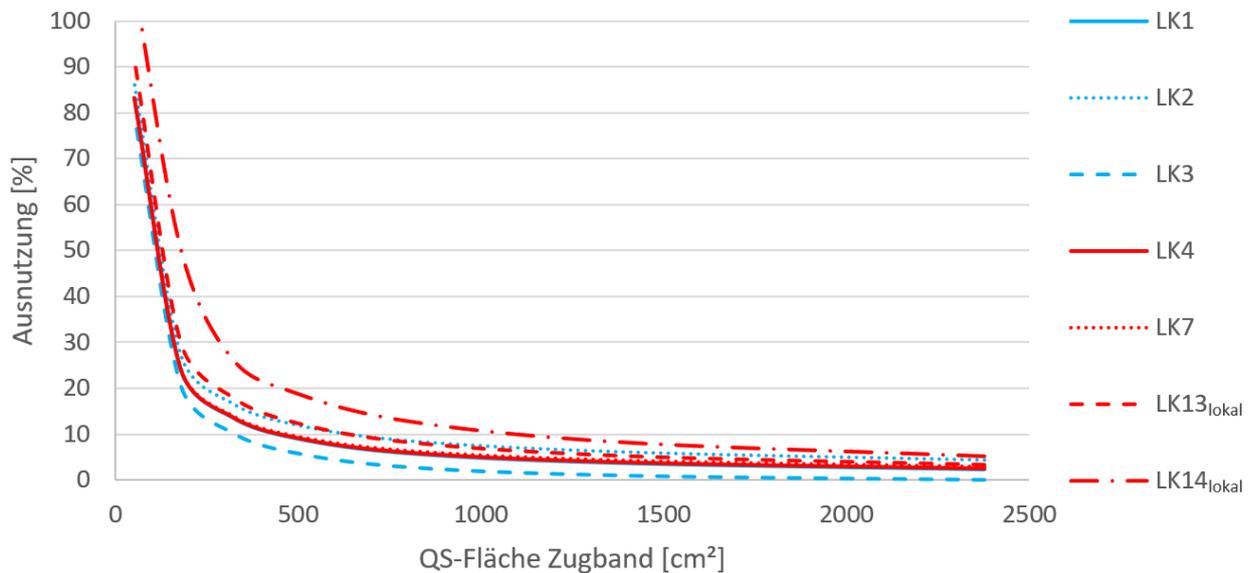


Abb. 5.22: Gemittelte Ausnutzung des äußeren Brückenfeldes – Zugbandquerschnitt

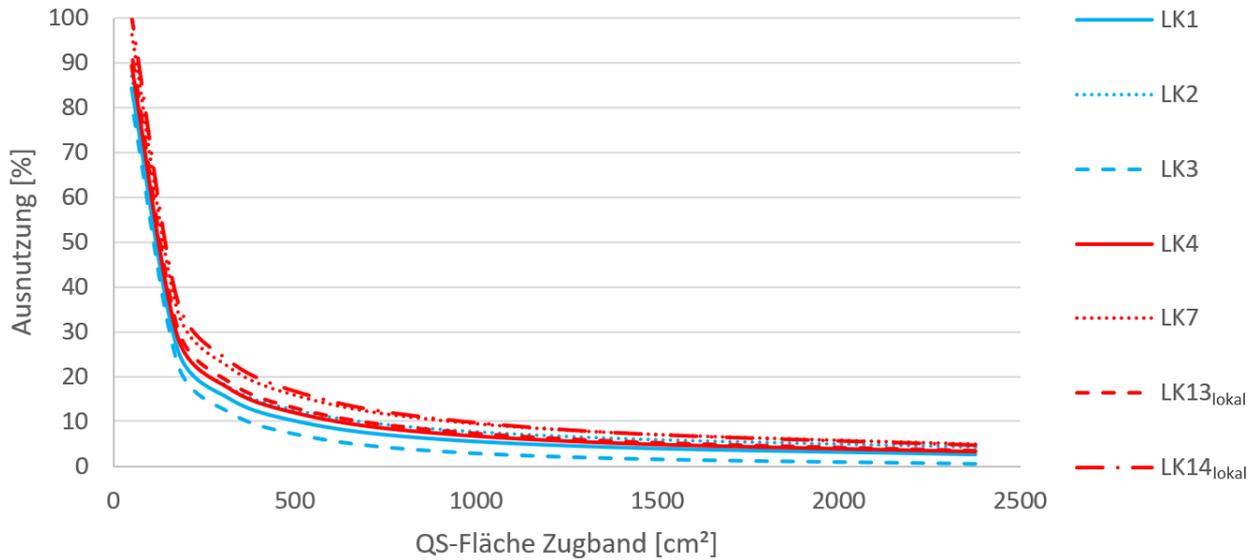


Abb. 5.23: Gemittelte Ausnutzung des mittleren Brückenfeldes – Zugbandquerschnitt

5.5.2 Verformungen

Analog zu den in Abb. 5.17 und Abb. 5.18 veranschaulichten Verformungen wurde für die restlichen Lastkombinationen aus Tab. 5.11 ebenfalls das Deformationsverhalten der Brücke untersucht. Im Zuge dessen wurden für das optimierte Zugbandmodell beziehungsweise für das Referenz-Modell die maximalen horizontalen beziehungsweise vertikalen Systemverformung verglichen, um näheren Aufschluss über die Bauwerksreaktionen zu erhalten (Tab. 5.13).

Tab. 5.13: Verformungen (optimiertes Zugband-System)

u_{\max} [mm]	Referenz-Modell		opt. Zugband-Modell		Differenz (absolut)		Differenz (relativ)	
	u_x	u_z	u_x	u_z	Δu_x	Δu_z	Δu_x	Δu_z
LK1	22,8	26,1	12,5	16,1	10,3	10,0	45,2 %	38,3 %
LK2	9,8	78,7	6,8	70,9	3,0	7,8	30,6 %	9,9 %
LK3	29,7	19,8	17,8	26,0	11,9	-6,2	40,1 %	-31,3 %
LK4	27,6	43,2	20,0	44,2	7,6	-1,0	27,5 %	-2,3 %
LK7	37,2	74,5	35,0	104,2	2,2	-29,7	5,9 %	-39,9 %
LK13 _{lokal}	25,3	51,5	32,3	62,0	-7,0	-10,5	-27,7 %	-20,4 %
LK14 _{lokal}	30,0	106,5	30,8	162,5	-0,8	-56,0	-2,7 %	-52,6 %

Das optimierte Zugband-Modell zeigt in den meisten Lastkombinationen teilweise bemerkenswert höhere Vertikalverformungen als das Pendant nach dem Vorbild von *De Oversteek*, was der schlanken Dimensionierung der Betonquerschnitte und dem einhergehenden Verlust der Steifigkeit zu schulden ist.

Positive Effekte sind jedoch im Sinne der horizontalen Deformationen zu erkennen, da der Einsatz von Zuelementen in vielen Lastkombinationen vor allem das durch den Bogenschub hoch beanspruchte Randfeld entlastet und somit die horizontalen Verschiebungen der Integralbrücke reduziert.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Integrale Bauwerke in Form von langen, mehrfeldrigen Bogenbrücken hängen maßgebend vom einwirkenden Bogenschub ab, der üblicherweise durch Biegebeanspruchung der entsprechend dimensionierten Widerlager abgetragen wird. Unter Anwendung eines neuen Bauverfahrens, bei dem Zugbänder zwischen den Bogenfußpunkten eines jeden Brückenfeldes verankert werden, entsteht ein gänzlich anderes Tragsystem mit Potenzial zur Materialeinsparung.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde, unter weitgehender Bewahrung der realen Bauteilabmessungen, ein Finite-Elemente-Modell der Vorlandbrücke *De Oversteek* aus Nijmegen, Niederlande erstellt. Aufbauend darauf wurde eine Zugband-Brücke im Sinne des neuen Verfahrens ausgearbeitet und beide Systeme normativ belastet. Der nächste Schritt bestand darin, Betongeometrie sowie Spannglied des Zugband-Modells so zu dimensionieren, dass eine ähnliche Beanspruchung wie beim Referenzmodell vorliegt. Im Zuge dessen wurden mittels numerischer Berechnungen Variantenstudien durchgeführt, um das Tragverhalten der Zugband-Brücke zu ergründen und die Dimensionierung der Bauteile zu optimieren, wobei besonderes Augenmerk auf die Bauwerksreaktionen bei Verkehrsbelastungen gelegt wurde.

Unter der Voraussetzung ähnlicher Ausnutzungsgrade, wurde als Pendant zum realen Bauwerk eine Integralbrücke mit Zugbändern simuliert, deren Betonvolumen um mehr als die Hälfte des ursprünglichen Wertes reduziert werden konnte. Abgesehen von der Materialeinsparung gehen mit dem Zugband-Modell weitere wirtschaftliche Vorteile einher, zumal infolgedessen Transport und Bauablauf der Brücke optimiert werden.

Anschließend wurde eine Untersuchung der beiden Bogenbrücken mittels aussagekräftiger Lastkombinationen durchgeführt, wobei typische Unterschiede in der Tragwirkung beleuchtet wurden. Beispielsweise waren für die klassische Bogenbrücke jene Lastkombinationen maßgebend, bei denen die Verkehrslasten auf jedes zweite Feld wirken. Dadurch resultiert in den Bögen ein feldweise alternierender Momentenverlauf, welcher vor allem die biegesteif verbundenen Unterbauten des Brückenmodells wesentlich stärker beansprucht und folglich die höchste Ausnutzung in den verhältnismäßig schlank dimensionierten Stützenköpfen erzeugt.

Im Gegensatz dazu behindert der Einsatz von Zugelementen eine Relativverschiebung der Stützenköpfe weitgehend und senkt demnach die Beanspruchung der Pfeiler in beträchtlichem Ausmaß. Somit lässt sich festhalten, dass eine Integralbrücke nach dem neuen Verfahren in den meisten Lastkombinationen merkbar geringere Horizontalverformungen als die klassische Variante aufweist. Die höchsten gemittelten Ausnutzungsgrade des optimierten Zugband-Modells sind hingegen unter Belastung aller Brückenfelder zu finden weil in diesen Lastkombinationen die quantitativ größten Lasten wirken und entsprechend ausgeprägte Bauwerksreaktionen hervorgerufen werden.

Im Kontext der Zugbandsteifigkeit ist das größte Verbesserungspotenzial bei gezielter Verkehrsbelastung eines einzigen Brückenfeldes zu verzeichnen. Dabei zeigen die Zugelemente im Falle der Bahnbrücke weit- aus positivere Ergebnisse, was auf die bedeutend größere Last des Bahnverkehrs zurückzuführen ist. In besonderem Ausmaß profitiert das „weichere“ Mittelfeld von verankerten Zugbändern, welche bis zu

einem idealisierten Durchmesser von $\varnothing 320 \text{ mm}$ ($A_{\varnothing 320} = 804,2 \text{ cm}^2$) die Betonquerschnitte deutlich entlasten.

Zusammenfassend konnten in dieser Arbeit die Vorteile einer Zugband-Brücke in Hinblick auf das statische Tragverhalten und das mögliche Einsparungspotenzial der Betonquerschnitte bestätigt werden, wodurch ebenso die äußerst positive CO_2 -Bilanz des neuen Verfahrens offengelegt wurde.

Im Falle einer detaillierteren Analyse des Tragverhaltens sollten neben der Dimensionierung der Betonbeziehungsweise Zugbandquerschnitte noch weitere Parameter variiert werden. Zum einen ist der Einfluss der Lagersteifigkeiten zu untersuchen, da die Zugbandwirkung in starkem Zusammenhang mit den Fundierungseigenschaften steht. Offenkundig nehmen die positiven Effekte der Zugelemente ab, je höher der Kraftschluss zwischen Brücke und Untergrund ausgebildet ist. Als geometrische Parameter kommen beispielsweise die Stützhöhe und jene des Bogenstichs in Frage.

7 Verweise

- [1] A. Horst, P. Meijvis, P. Timmerman, R. Berkel, T. Wolvekamp, „IABSE Symposium Report: Stadsbrug Nijmegen,“ 2013.
- [2] R. Saul, „Seilverspannte Brücken,“ Leonhardt, Andrä und Partner GmbH, Bergisch Gladbach, 2008.
- [3] E. Bothe, „Externe Vorspannung oder Schlankheit oder beides?,“ 10. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, 2000.
- [4] J. Tandler, „Untersuchungen zur externen Vorspannung an Hohlkastenbrücken,“ Diplomatica Verlag GmbH, 1999.
- [5] F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt, R. Werner, „Spannglieder, Schrägseile und Anker - Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden,“ Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Straßen, 2005.
- [6] M. Wicke, „Verbundlose Spannglieder im Brückenbau,“ Institut für Betonbau der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2020.
- [7] K. Geißler, "Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung", John Wiley & Sons, 2014.
- [8] J. Fink, Vorlesungsskript "Brückenbau", Institut für Tragkonstruktionen, Technische Universität Wien, 2019.
- [9] K.-W. Bieger, "Bautechnik. Hütte Taschenbücher der Technik", Berlin, Heidelberg: Springer, 1993.
- [10] S. Geßner, R. Niedermeier, M. A. Ahrens, J. Hegger, O. Fischer, P. Mark, "Beton-Kalender 2017: Spannbeton, Spezialbetone", Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2016.
- [11] W. Lindlbauer, „Brückentagung: Externe Vorspannung bei Brücken,“ Wien, 2007.
- [12] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm EN 1992-1-1:2015-02-15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [13] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm B 1992-1-1:2018-01-01: Stahlbetonbau - Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [14] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm B 4759:2005-04-01: Spannbeton - Spannsysteme.
- [15] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm EN 1992-2:2007-09-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [16] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm B 1992-2:2014-09-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [17] M. Schlaich, B. Zwingmann, Y. Liu, R. Goller, „Zugelemente aus CFK und ihre Verankerungen,“ *Bautechnik* 89, Nr. 12, pp. 841-850, 2012.
- [18] G. Gaßner, K. Fuchs, J. Kollegger, „Integral arch bridge of unlimited length,“ Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2019.
- [19] M. Rath, "Integrale Bogenbrücke mit Zugband: Alternativentwurf für eine mehrfeldige Vorlandbrücke", Diplomarbeit TU Wien, 2019.
- [20] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm EN 1991-2:2012-03-01: Einwirkungen auf Tragwerke - Verkehrslasten auf Brücken.

- [21] R. Murr, R. Draxl, H. Huber, „Autogenes Schwinden und adiabatische Wärmeentwicklung,“ *Zement und Beton*, Nr. 1/08, 2008.
- [22] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm EN 1991-1-5:2012-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke - Temperatureinwirkungen.
- [23] J. Kollegger und G. Gaßner, „Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke“. AT Patent 520386B1, angemeldet am Aug., 24, 2017 und erteilt am Okt., 15, 2019.
- [24] M. Achternbosch, Ch. Kupsch, E. Nieke, G. Sardemann, „Klimaschonender Zement - Systemanalyse zu zementären Bindemitteln,“ *Technikfolgenabschätzung - Theorie und Praxis*, Bd. Heft 3, Nr. Dezember, 2009.
- [25] W. Eder, „Co2-minimierte Roheisenproduktion mit vorreduzierten Eisenträgern,“ *energy innovation austria*, 2013.
- [26] Europäisches Komitee für Normung, ÖNorm EN 1990:2013-03-15: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [27] V. Kukic, "Kraftbestimmung in externen Spanngliedern durch Schwingungsmessungen", Diplomarbeit TU Graz, 2010.

A Anhang



Spannungen: Mittelbereich

Tab. A.1: Resultierende Spannungen des mittleren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

σ_{Zugband}	Mittelpfeiler						Bogen						Pfeiler					
	1		2		3		4		5		6		7		σ_{max}	σ_{max}		
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}				
LK1	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	2,99	-5,50	-1,44	-4,41	3,13	-5,63	3,13	-5,63	-4,36	-5,62	-3,32	-1,90	3,13	-5,63
LK2	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	7,50	-9,74	-6,49	1,47	7,49	-9,73	7,49	-9,73	-4,84	-5,14	-2,69	-2,54	7,50	-9,74
LK3	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	0,83	-3,45	1,01	-7,26	1,07	-3,69	1,07	-3,69	-3,97	-6,01	-3,83	-1,39	1,07	-7,26
LK4	-2,69	-3,15	-5,82	-5,47	2,83	-5,76	-2,49	-4,44	3,10	-6,03	3,10	-6,03	-4,74	-6,55	-3,99	-1,84	3,10	-6,55
LK5	-2,58	-2,95	-7,79	-2,85	2,35	-5,03	-2,07	-4,31	3,66	-6,40	3,66	-6,40	-2,17	-8,46	-3,72	-1,81	3,66	-8,46
LK6	-3,00	-2,53	-4,31	-6,33	3,02	-5,94	-2,85	-4,04	3,30	-6,22	3,30	-6,22	-3,13	-7,50	-4,42	-1,11	3,30	-7,50
LK7	-1,56	-5,72	-8,56	-5,81	2,37	-6,27	-5,34	-4,17	3,12	-7,10	3,12	-7,10	-4,84	-9,53	-6,91	-0,37	3,12	-9,53
LK8	-1,86	-4,39	-14,89	2,72	0,71	-3,83	-7,32	-0,34	4,96	-8,31	4,96	-8,31	3,50	-15,68	-5,32	-0,93	4,96	-15,68
LK9	-3,37	-2,88	-3,01	-9,16	3,19	-7,06	-6,67	-2,72	3,64	-7,59	3,64	-7,59	0,09	-12,27	-7,60	1,35	3,64	-12,27
LK10	-4,63	-2,65	-6,63	-7,74	2,77	-6,74	-5,47	-4,01	2,97	-6,87	2,97	-6,87	-6,69	-7,68	-3,94	-3,34	2,97	-7,74
LK11	-3,29	-2,94	-13,89	1,77	1,12	-4,19	-6,14	-1,35	5,02	-8,24	5,02	-8,24	2,48	-14,59	-3,71	-2,51	5,02	-14,59
LK12	-3,87	-1,87	-3,47	-7,62	2,94	-6,18	-4,04	-3,58	3,49	-6,66	3,49	-6,66	-2,68	-8,39	-4,56	-1,18	3,49	-8,39
ULS	-7,64	-1,54	-19,89	1,86	10,32	-15,19	-14,92	3,38	11,45	-16,33	11,45	-16,33	3,11	-21,14	-4,26	-4,93	11,45	-21,14

Definition:

Pos. (+) Zugspannung [MN/m²]

Neg. (-) Druckspannung [MN/m²]



Spannungen: Randbereich

Tab. A.2: Resultierende Spannungen des äußeren Brückenfeldes (Zugband-Modell)

σ_{Zugband}	Widerlager				Bogen				Pfeiler				σ_{max}			
	1		2		3		4		5		6			7		
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}		$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,04	2,47	0,60	-4,78	3,09	-5,63	-1,22	-4,75	2,26	-4,79	-7,13	-2,85	-0,48	-4,75	3,09	-7,13
LK2	0,18	-1,74	2,55	-6,70	6,34	-8,65	-5,45	0,21	6,76	-9,08	-5,58	-4,42	-2,59	-2,64	6,76	-9,08
LK3	-7,52	5,95	-0,12	-4,07	1,88	-4,52	1,33	-7,62	0,07	-2,70	-8,41	-1,56	1,25	-6,47	5,95	-8,41
LK4	-5,91	4,16	0,37	-5,32	2,98	-6,22	-8,63	0,81	1,88	-5,11	-8,11	-3,44	-0,70	-5,26	4,16	-8,63
LK5	-5,73	4,08	-0,52	-3,99	1,28	-4,34	-8,11	0,63	2,03	-5,15	-5,28	-5,65	-1,08	-4,59	4,08	-8,11
LK6	-5,31	3,56	0,47	-5,41	3,15	-6,38	-8,95	1,18	2,15	-5,37	-6,05	-4,84	-1,64	-4,01	3,56	-8,95
LK7	-8,96	6,84	0,42	-6,97	3,70	-8,27	-18,04	6,68	1,85	-6,49	-9,90	-5,09	-1,73	-5,84	6,84	-18,04
LK8	-9,03	7,22	-2,76	-2,44	-2,32	-1,80	-18,34	7,80	1,85	-6,20	-0,65	-12,34	-2,64	-3,99	7,80	-18,34
LK9	-7,37	5,25	0,64	-7,18	4,06	-8,61	-18,85	7,56	2,36	-6,97	-3,27	-9,53	-4,40	-2,14	5,25	-18,85
LK10	-10,94	8,81	-0,24	-6,33	2,57	-7,28	-16,94	5,39	0,82	-5,44	-11,14	-3,86	0,39	-7,97	8,81	-16,94
LK11	-9,88	8,07	-3,04	-2,16	-2,79	-1,37	-18,32	7,65	1,47	-5,78	-1,21	-11,79	-1,67	-4,97	8,07	-18,32
LK12	-7,02	5,11	0,02	-5,66	2,62	-6,58	-15,27	5,63	1,78	-5,66	-5,43	-6,27	-2,31	-3,72	5,11	-15,27
ULS	-10,94	8,81	-0,24	-6,33	2,57	-7,28	-16,94	5,39	0,82	-5,44	-12,36	-22,36	-12,66	3,07	8,81	-22,36

Definition:

Pos. (+) Zugspannung [MN/m²]

Neg. (-) Druckspannung [MN/m²]

Tab. A.3: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 550 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 550$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-21,41	0,00	-19,23	0,00	-15,63	-8,68	-12,79	-0,41	-15,64	-8,91	-19,24	0,58	-21,42	-1,72	8,65
LK2	-21,43	0,00	-19,25	0,00	-14,27	-16,52	-11,23	0,80	-14,26	-16,23	-19,26	-0,35	-21,44	1,48	16,87
LK3	-21,39	0,00	-19,21	0,00	-16,15	-5,53	-13,37	-0,89	-16,16	-6,23	-19,21	1,39	-21,39	-4,60	0,00
LK4	-23,87	-0,33	-21,69	0,10	-18,31	-8,85	-15,17	-0,27	-18,32	-9,24	-21,69	0,79	-23,87	-2,46	9,37
LK7	-29,65	-3,92	-27,47	0,79	-24,41	-9,08	-20,81	0,13	-24,90	-10,20	-27,47	1,74	-29,65	-6,98	11,08
LK13	-23,13	0,87	-20,95	-0,01	-20,21	-8,13	-17,05	1,17	-20,21	-8,35	-20,95	0,58	-23,13	-2,55	12,45
LK14	-26,72	2,94	-24,54	-0,61	-29,12	-8,02	-25,24	2,80	-29,13	-8,22	-24,54	1,14	-26,72	-4,55	19,70

Tab. A.4: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 550 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 550$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,68	-2,68	-5,13	-5,13	2,92	-5,42	-1,32	-4,53	3,02	-5,53	-4,51	-5,75	-3,32	-2,03	36,40
LK2	-2,68	-2,68	-5,13	-5,13	6,79	-9,07	-5,70	0,57	6,65	-8,93	-5,51	-4,77	-2,13	-3,24	71,01
LK3	-2,67	-2,67	-5,13	-5,12	1,36	-3,95	0,43	-6,54	1,70	-4,28	-3,64	-6,61	-4,40	-0,95	0,00
LK4	-2,86	-3,11	-5,88	-5,68	2,78	-5,71	-2,41	-4,53	2,97	-5,90	-4,94	-6,62	-3,91	-2,06	39,45
LK7	-2,24	-5,17	-8,17	-6,49	2,40	-6,31	-5,25	-4,26	2,90	-6,89	-5,47	-9,18	-6,32	-1,09	46,62
LK13	-3,22	-2,56	-5,58	-5,60	2,29	-5,52	-8,49	0,70	2,39	-5,62	-4,97	-6,20	-3,85	-1,93	52,38
LK14	-4,44	-2,24	-5,90	-7,19	1,52	-6,18	-16,74	5,20	1,61	-6,27	-5,33	-7,76	-5,04	-1,64	82,90

Tab. A.5: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 420 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 420$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-21,08	0,00	-18,91	0,00	-15,61	-8,79	-12,76	-0,39	-15,62	-9,04	-18,91	0,61	-21,08	-1,86	8,08
LK2	-21,10	0,00	-18,92	0,00	-14,10	-17,35	-11,04	0,93	-14,10	-17,22	-18,92	-0,05	-21,10	0,48	13,75
LK3	-21,07	0,00	-18,89	0,00	-16,27	-4,96	-13,52	-0,98	-16,27	-5,55	-18,89	1,18	-21,07	-3,91	2,12
LK4	-23,53	-0,47	-21,36	0,13	-18,28	-8,96	-15,14	-0,25	-18,30	-9,43	-21,36	0,85	-23,53	-2,74	8,52
LK7	-29,32	-4,70	-27,14	1,03	-24,37	-9,14	-20,77	0,19	-24,87	-10,53	-27,14	2,01	-29,32	-7,95	9,56
LK13	-22,80	1,85	-20,62	-0,67	-20,06	-8,93	-16,89	1,31	-20,07	-9,16	-20,62	1,25	-22,80	-3,62	11,57
LK14	-26,39	5,79	-24,21	-2,52	-28,78	-10,09	-24,84	3,17	-28,78	-10,29	-24,21	3,06	-26,39	-7,41	18,24

Tab. A.6: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 420 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 420$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,64	-2,64	-5,04	-5,04	2,97	-5,47	-1,40	-4,43	3,09	-5,59	-4,39	-5,69	-3,33	-1,94	58,34
LK2	-2,64	-2,64	-5,05	-5,05	7,20	-9,46	-6,16	1,11	7,14	-9,39	-5,09	-5,00	-2,46	-2,82	99,21
LK3	-2,63	-2,63	-5,04	-5,04	1,08	-3,68	0,75	-6,93	1,36	-3,97	-3,78	-6,30	-4,10	-1,17	15,27
LK4	-2,76	-3,12	-5,83	-5,56	2,84	-5,76	-2,47	-4,45	3,06	-5,99	-4,78	-6,61	-3,97	-1,91	61,48
LK7	-1,90	-5,43	-8,34	-6,14	2,44	-6,34	-5,50	-3,99	3,06	-7,04	-5,09	-9,38	-6,64	-0,69	68,98
LK13	-3,54	-2,16	-4,79	-6,21	2,68	-5,89	-8,98	1,26	2,79	-6,00	-4,16	-6,84	-4,21	-1,49	83,49
LK14	-5,47	-1,13	-3,77	-9,14	2,54	-7,14	-18,09	6,74	2,64	-7,24	-3,20	-9,72	-6,08	-0,52	131,66

Tab. A.7: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 320 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 320$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,89	0,00	-18,71	0,00	-15,60	-8,84	-12,74	-0,38	-15,60	-9,12	-18,71	0,59	-20,89	-1,89	7,39
LK2	-20,90	0,00	-18,73	0,00	-13,98	-17,96	-10,90	1,02	-13,98	-17,94	-18,73	0,14	-20,91	-0,21	11,06
LK3	-20,88	0,00	-18,70	0,00	-16,36	-4,45	-13,61	-1,06	-16,37	-4,96	-18,70	0,96	-20,88	-3,26	3,52
LK4	-23,34	-0,61	-21,16	0,16	-18,28	-8,96	-15,13	-0,25	-18,29	-9,50	-21,16	0,85	-23,34	-2,87	7,62
LK7	-29,12	-5,55	-26,94	1,29	-24,37	-9,00	-20,77	0,15	-24,88	-10,65	-26,94	2,20	-29,12	-8,72	8,19
LK13	-22,61	3,27	-20,43	-1,64	-19,88	-9,93	-16,68	1,48	-19,89	-10,18	-20,43	2,20	-22,61	-5,03	10,48
LK14	-26,20	9,94	-24,02	-5,35	-28,30	-12,91	-24,30	3,68	-28,30	-13,11	-24,02	5,84	-26,20	-11,46	16,41

Tab. A.8: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 320 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 320$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	3,00	-5,49	-1,43	-4,40	3,13	-5,62	-4,36	-5,62	-3,32	-1,90	91,84
LK2	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	7,50	-9,74	-6,47	1,49	7,49	-9,73	-4,84	-5,14	-2,69	-2,54	137,57
LK3	-2,61	-2,61	-4,99	-4,99	0,83	-3,44	1,03	-7,25	1,07	-3,69	-3,97	-6,01	-3,83	-1,39	43,79
LK4	-2,69	-3,15	-5,82	-5,47	2,84	-5,76	-2,48	-4,44	3,10	-6,02	-4,74	-6,55	-3,99	-1,84	94,70
LK7	-1,56	-5,72	-8,56	-5,81	2,37	-6,27	-5,34	-4,16	3,12	-7,10	-4,84	-9,53	-6,91	-0,37	101,79
LK13	-4,05	-1,60	-3,70	-7,20	3,18	-6,36	-9,62	1,99	3,30	-6,48	-3,11	-7,79	-4,71	-0,94	130,26
LK14	-7,00	0,45	-0,69	-12,12	3,93	-8,46	-19,96	8,85	4,03	-8,56	-0,17	-12,64	-7,57	1,02	204,10

Tab. A.9: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 250 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 250$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,79	0,00	-18,61	0,00	-15,66	-8,77	-12,82	-0,39	-15,67	-9,05	-18,61	0,52	-20,79	-1,76	7,12
LK2	-20,80	0,00	-18,62	0,00	-13,92	-18,24	-10,84	1,06	-13,93	-18,29	-18,62	0,21	-20,79	-0,51	9,52
LK3	-20,78	0,00	-18,60	0,00	-16,44	-4,03	-13,70	-1,12	-16,45	-4,47	-18,60	0,76	-20,78	-2,71	4,61
LK4	-23,24	-0,71	-21,06	0,18	-18,30	-8,81	-15,16	-0,27	-18,31	-9,39	-21,06	0,78	-23,23	-2,78	7,24
LK7	-29,02	-6,27	-26,84	1,48	-24,41	-8,66	-20,82	0,12	-24,92	-10,52	-26,84	2,27	-29,02	-9,11	7,54
LK13	-22,50	4,96	-20,33	-2,82	-19,70	-10,97	-16,48	1,67	-19,71	-11,21	-20,33	3,30	-22,50	-6,57	9,78
LK14	-26,10	14,93	-23,92	-8,82	-27,76	-16,07	-23,80	4,25	-27,77	-16,25	-23,92	9,22	-26,10	-16,24	14,91

Tab. A.10: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 250 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 250$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,60	-2,60	-4,96	-4,96	2,96	-5,46	-1,40	-4,46	3,09	-5,59	-4,40	-5,52	-3,26	-1,94	145,01
LK2	-2,60	-2,60	-4,97	-4,97	7,64	-9,87	-6,62	1,67	7,66	-9,89	-4,74	-5,19	-2,79	-2,41	193,86
LK3	-2,60	-2,60	-4,96	-4,96	0,62	-3,25	1,25	-7,52	0,83	-3,46	-4,15	-5,77	-3,61	-1,58	93,84
LK4	-2,64	-3,17	-5,81	-5,42	2,76	-5,69	-2,41	-4,52	3,04	-5,97	-4,79	-6,44	-3,95	-1,86	147,41
LK7	-1,28	-5,98	-8,74	-5,58	2,21	-6,11	-5,21	-4,31	3,05	-7,04	-4,74	-9,57	-7,04	-0,21	153,59
LK13	-4,67	-0,95	-2,41	-8,43	3,69	-6,84	-10,29	2,76	3,80	-6,96	-1,90	-8,94	-5,28	-0,35	199,22
LK14	-8,86	2,33	3,03	-15,78	5,49	-9,93	-22,10	11,22	5,58	-10,02	3,46	-16,22	-9,35	2,83	303,81

Tab. A.11: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 200 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 200$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,73	0,00	-18,55	0,00	-15,63	-8,67	-12,78	-0,41	-15,64	-8,94	-18,55	0,45	-20,73	-1,60	6,93
LK2	-20,74	0,00	-18,56	0,00	-13,90	-18,36	-10,81	1,08	-13,90	-18,44	-18,56	0,21	-20,74	-0,61	8,52
LK3	-20,72	0,00	-18,54	0,00	-16,50	-3,71	-13,77	-1,17	-16,51	-4,11	-18,54	0,61	-20,72	-2,29	5,26
LK4	-23,18	-0,78	-21,00	0,18	-18,33	-8,64	-15,19	-0,29	-18,34	-9,24	-21,00	0,68	-23,18	-2,62	6,99
LK7	-28,96	-6,78	-26,78	1,61	-24,45	-8,31	-20,87	0,07	-24,97	-10,31	-26,78	2,26	-28,96	-9,28	7,15
LK13	-22,45	6,78	-20,27	-4,10	-19,52	-12,02	-16,27	1,86	-19,52	-12,25	-20,27	4,51	-22,45	-8,22	9,16
LK14	-26,05	20,30	-23,87	-12,60	-27,20	-19,35	-23,05	4,85	-27,20	-19,52	-23,87	12,93	-26,05	-21,42	13,48

Tab. A.12: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 200 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 200$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,59	-2,59	-4,95	-4,95	2,91	-5,41	-1,33	-4,51	3,04	-5,54	-4,47	-5,42	-3,19	-1,99	220,56
LK2	-2,59	-2,59	-4,95	-4,95	7,70	-9,93	-6,68	1,74	7,74	-9,96	-4,72	-5,18	-2,82	-2,36	271,34
LK3	-2,59	-2,59	-4,95	-4,95	0,46	-3,10	1,42	-7,72	0,65	-3,29	-4,29	-5,59	-3,45	-1,73	167,50
LK4	-2,61	-3,19	-5,79	-5,40	2,68	-5,61	-2,32	-4,62	2,97	-5,90	-4,87	-6,33	-3,88	-1,92	222,47
LK7	-1,08	-6,16	-8,86	-5,42	2,03	-5,95	-5,06	-4,48	2,95	-6,95	-4,73	-9,55	-7,10	-0,14	227,69
LK13	-5,35	-0,26	-1,03	-9,78	4,21	-7,33	-10,99	3,56	4,32	-7,44	-0,60	-10,21	-5,89	0,27	291,58
LK14	-10,87	4,36	7,07	-19,80	7,11	-11,46	-24,28	13,75	7,19	-11,54	7,42	-20,15	-11,29	4,78	429,16

Tab. A.13: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 150 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 150$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,68	0,00	-18,51	0,00	-15,66	-8,52	-12,81	-0,43	-15,66	-8,77	-18,51	0,35	-20,68	-1,38	6,83
LK2	-20,69	0,00	-18,51	0,00	-13,89	-18,40	-10,80	1,08	-13,89	-18,49	-18,51	0,18	-20,69	-0,61	7,76
LK3	-20,68	0,00	-18,50	0,00	-16,56	-3,39	-13,84	-1,21	-16,57	-3,74	-18,50	0,46	-20,68	-1,87	5,87
LK4	-23,13	-0,81	-20,96	0,18	-18,37	-8,40	-15,24	-0,33	-18,38	-9,01	-20,95	0,56	-23,13	-2,36	6,86
LK7	-28,92	-7,24	-26,74	1,72	-24,52	-7,89	-20,94	0,02	-25,03	-10,01	-26,74	2,20	-28,92	-9,29	6,93
LK13	-22,41	9,32	-20,23	-5,91	-19,27	-13,43	-15,99	2,12	-19,27	-13,64	-20,23	6,23	-22,40	-10,53	8,50
LK14	-26,01	27,82	-23,83	-17,96	-26,43	-23,80	-22,29	5,67	-26,44	-23,94	-23,83	18,20	-26,01	-28,71	14,30

Tab. A.14: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 150 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 150$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,59	-2,59	-4,93	-4,93	2,84	-5,34	-1,25	-4,61	2,96	-5,46	-4,56	-5,31	-3,10	-2,07	386,68
LK2	-2,59	-2,59	-4,94	-4,94	7,72	-9,94	-6,70	1,76	7,76	-9,99	-4,74	-5,13	-2,82	-2,36	439,08
LK3	-2,58	-2,58	-4,93	-4,93	0,30	-2,95	1,59	-7,92	0,47	-3,12	-4,45	-5,42	-3,29	-1,88	332,07
LK4	-2,59	-3,20	-5,78	-5,40	2,56	-5,50	-2,20	-4,76	2,86	-5,80	-4,99	-6,19	-3,78	-2,01	388,04
LK7	-0,90	-6,33	-8,96	-5,30	1,82	-5,75	-4,87	-4,70	2,80	-6,81	-4,78	-9,48	-7,10	-0,13	392,11
LK13	-6,29	0,69	0,91	-11,70	4,90	-7,99	-11,94	4,63	5,01	-8,09	1,25	-12,03	-6,75	1,15	481,02
LK14	-13,68	7,18	12,80	-25,51	9,31	-13,54	-27,32	17,13	9,38	-13,61	13,06	-25,77	-14,02	7,51	809,01

Tab. A.15: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 80 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 80$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,64	0,00	-18,46	0,00	-15,70	-8,30	-12,86	-0,46	-15,70	-8,52	-18,46	0,22	-20,64	-1,07	6,69
LK2	-20,66	0,00	-18,48	0,00	-13,94	-18,36	-10,86	1,07	-13,95	-18,46	-18,48	0,12	-20,66	-0,51	6,96
LK3	-20,65	0,00	-18,47	0,00	-16,66	-3,01	-13,96	-1,27	-16,67	-3,30	-18,47	0,28	-20,65	-1,37	6,40
LK4	-23,09	-0,82	-20,92	0,15	-18,43	-8,09	-15,30	-0,37	-18,44	-8,68	-20,91	0,38	-23,09	-1,96	6,69
LK7	-28,88	-7,67	-26,70	1,79	-24,60	-7,32	-21,04	-0,05	-25,12	-9,56	-26,70	2,07	-28,88	-9,12	6,70
LK13	-22,37	14,04	-20,19	-9,34	-18,82	-15,97	-15,47	2,59	-18,82	-16,16	-20,19	9,52	-22,37	-14,94	7,37
LK14	-25,99	41,86	-23,82	-28,13	-25,04	-31,78	-20,59	7,15	-25,04	-31,90	-23,82	28,26	-25,99	-42,46	8,72

Tab. A.16: Spannungen des mittleren Brückenfeldes ($\varnothing 80 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 80$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,58	-2,58	-4,92	-4,92	2,73	-5,24	-1,14	-4,74	2,84	-5,35	-4,69	-5,16	-2,98	-2,18	1331,0
LK2	-2,58	-2,58	-4,93	-4,93	7,70	-9,93	-6,69	1,73	7,74	-9,98	-4,80	-5,05	-2,77	-2,39	1383,9
LK3	-2,58	-2,58	-4,93	-4,93	0,11	-2,78	1,79	-8,17	0,25	-2,92	-4,63	-5,22	-3,10	-2,07	1273,7
LK4	-2,58	-3,19	-5,74	-5,42	2,41	-5,35	-2,04	-4,96	2,69	-5,64	-5,17	-5,99	-3,62	-2,15	1330,6
LK7	-0,73	-6,49	-9,03	-5,22	1,55	-5,48	-4,60	-5,02	2,58	-6,60	-4,92	-9,32	-7,03	-0,19	1333,2
LK13	-8,06	2,47	4,57	-15,34	6,16	-9,17	-13,67	6,60	6,25	-9,26	4,77	-15,54	-8,40	2,81	1467,1
LK14	-18,94	12,45	23,65	-36,36	13,25	-17,26	-32,71	23,30	13,31	-17,31	23,79	-36,49	-19,17	12,67	1734,8

Tab. A.17: Schnittgrößen des mittleren Brückenfeldes (ohne Zugband) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 0$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-20,61	0,00	-18,43	0,00	-15,52	-9,18	-12,66	-0,33	-15,53	-9,63	-18,43	0,33	-20,61	-1,91	0,00
LK2	-20,62	0,00	-18,44	0,00	-13,70	-19,33	-10,58	1,22	-13,71	-19,67	-18,44	0,25	-20,61	-1,46	0,00
LK3	-20,61	0,00	-18,43	0,00	-16,47	-3,83	-13,74	-1,15	-16,48	-4,32	-18,43	0,36	-20,61	-2,15	0,00
LK4	-23,07	-0,80	-20,89	0,13	-18,26	-8,92	-15,11	-0,25	-18,28	-9,74	-20,88	0,46	-23,06	-2,75	0,00
LK7	-28,86	-7,81	-26,68	1,80	-24,45	-8,03	-20,88	0,07	-24,98	-10,54	-26,67	2,14	-28,85	-9,96	0,00
LK13	-22,35	17,56	-20,17	-11,92	-18,28	-18,83	-14,87	3,08	-18,29	-19,23	-20,17	12,22	-22,34	-19,32	0,00
LK14	-25,97	52,34	-23,81	-35,84	-23,81	-38,53	-19,21	8,36	-23,82	-38,86	-23,81	36,08	-25,97	-53,81	0,00

Tab. A.18: Spannungen des mittleren Brückenfeldes (ohne Zugband) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 0$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-2,58	-2,58	-4,92	-4,92	3,17	-5,65	-1,59	-4,19	3,38	-5,86	-4,57	-5,26	-3,29	-1,86	0,00
LK2	-2,58	-2,58	-4,92	-4,92	8,18	-10,37	-7,18	2,35	8,34	-10,54	-4,65	-5,19	-3,12	-2,03	0,00
LK3	-2,58	-2,58	-4,91	-4,91	0,52	-3,15	1,37	-7,65	0,76	-3,39	-4,53	-5,30	-3,38	-1,77	0,00
LK4	-2,58	-3,18	-5,71	-5,43	2,82	-5,74	-2,47	-4,44	3,21	-6,14	-5,08	-6,06	-3,91	-1,85	0,00
LK7	-0,68	-6,54	-9,03	-5,20	1,90	-5,81	-5,03	-4,52	3,06	-7,06	-4,83	-9,40	-7,34	0,13	0,00
LK13	-9,38	3,79	7,34	-18,10	7,57	-10,50	-15,47	8,68	7,77	-10,70	7,65	-18,41	-10,04	4,45	0,00
LK14	-22,87	16,38	31,88	-44,58	16,59	-20,40	-37,13	28,35	16,75	-20,56	32,14	-44,83	-23,42	16,93	0,00

Tab. A.19: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 550 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 550$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,39	49,13	-9,65	-8,20	-15,87	-8,20	-13,05	-0,60	-15,84	-6,93	-19,24	-1,81	-21,42	4,77	9,66
LK2	-15,29	-97,06	-9,55	-12,66	-14,62	-12,66	-11,68	0,40	-14,69	-15,60	-19,27	1,01	-21,45	-5,25	16,65
LK3	-15,48	183,96	-9,72	-8,03	-16,28	-8,03	-13,47	-1,10	-16,16	-3,04	-19,21	-4,41	-21,39	13,96	2,17
LK4	-17,13	75,40	-11,39	-7,45	-20,50	-7,45	-17,36	0,94	-20,47	-5,87	-22,18	-2,80	-24,36	6,20	12,50
LK7	-20,72	109,98	-14,98	-7,81	-29,19	-7,81	-25,54	2,52	-29,60	-5,28	-28,66	-4,11	-30,84	7,11	18,38
LK13	-17,12	58,42	-11,38	-7,47	-20,45	-7,47	-17,31	0,99	-20,43	-6,37	-20,96	-1,77	-23,14	3,76	13,44
LK14	-19,97	69,42	-14,23	-9,29	-26,45	-9,29	-22,58	1,42	-26,42	-7,95	-23,80	-0,31	-25,98	1,51	17,96

Tab. A.20: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 550 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 550$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-3,17	1,58	0,28	-4,57	2,67	-5,20	-0,64	-5,33	2,06	-4,59	-7,06	-3,20	-0,89	-4,47	40,67
LK2	3,90	-5,48	1,63	-5,87	4,90	-7,24	-4,24	-1,10	6,31	-8,66	-4,06	-6,22	-4,65	-0,71	70,06
LK3	-9,70	8,09	0,22	-4,54	2,55	-5,16	1,22	-7,37	0,17	-2,75	-9,82	-0,42	2,56	-7,91	9,11
LK4	-4,53	2,76	-0,32	-4,74	1,94	-5,22	-7,64	-0,29	1,18	-4,46	-8,91	-2,92	-0,72	-5,37	52,60
LK7	-6,39	4,24	-1,01	-5,64	1,41	-6,08	-15,72	4,04	0,17	-4,90	-12,02	-3,26	-1,19	-6,52	77,36
LK13	-3,71	1,94	-0,31	-4,74	1,95	-5,22	-7,82	-0,09	1,42	-4,69	-7,48	-3,70	-1,48	-4,30	56,57
LK14	-4,39	2,32	-0,41	-5,91	2,34	-6,57	-10,71	0,39	1,70	-5,93	-6,68	-6,02	-2,68	-3,81	75,60

Tab. A.21: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 420 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 420$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,23	56,77	-9,49	-8,49	-15,87	-8,49	-13,03	-0,58	-15,84	-7,03	-18,91	-1,97	-21,09	5,30	9,16
LK2	-15,15	-56,18	-9,41	-14,12	-14,52	-14,12	-11,55	0,63	-14,57	-15,97	-18,94	0,09	-21,12	-2,24	13,97
LK3	-15,29	156,38	-9,54	-7,07	-16,37	-7,07	-13,56	-1,01	-16,27	-2,82	-18,88	-3,78	-21,06	11,92	3,96
LK4	-16,97	88,64	-11,23	-8,32	-20,38	-8,32	-17,22	1,04	-20,34	-6,40	-21,85	-2,66	-24,03	6,39	11,53
LK7	-20,57	136,34	-14,82	-9,83	-28,90	-9,83	-25,21	2,79	-29,03	-6,69	-28,32	-3,51	-30,50	6,86	16,38
LK13	-16,96	69,24	-11,22	-8,59	-20,28	-8,59	-17,12	1,14	-20,25	-7,21	-20,62	-1,17	-22,80	3,07	12,55
LK14	-19,81	83,99	-14,07	-11,36	-26,12	-11,36	-22,22	1,72	-26,09	-9,67	-23,46	1,22	-25,64	-0,67	16,61

Tab. A.22: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 420 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 420$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-3,53	1,96	0,41	-4,62	2,81	-5,34	-0,71	-5,24	2,11	-4,64	-7,14	-2,94	-0,65	-4,62	66,10
LK2	1,93	-3,50	2,09	-6,27	5,61	-7,94	-5,12	-0,16	6,50	-8,83	-4,96	-5,14	-3,48	-1,80	100,84
LK3	-8,35	6,77	-0,03	-4,21	2,08	-4,70	0,86	-7,06	0,05	-2,65	-9,07	-1,00	1,84	-7,10	28,59
LK4	-5,16	3,41	-0,03	-4,96	2,36	-5,62	-8,02	0,15	1,44	-4,70	-8,66	-2,99	-0,61	-5,40	83,21
LK7	-7,66	5,53	-0,38	-6,21	2,41	-7,03	-16,69	5,17	0,89	-5,53	-11,29	-3,81	-1,24	-6,38	118,22
LK13	-4,23	2,47	0,05	-5,04	2,50	-5,74	-8,36	0,54	1,84	-5,08	-6,75	-4,25	-1,70	-4,00	90,55
LK14	-5,09	3,03	0,24	-6,49	3,36	-7,54	-11,82	1,66	2,55	-6,73	-4,95	-7,56	-3,46	-2,95	119,91

Tab. A.23: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 320 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 320$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,13	67,30	-9,39	-9,08	-15,76	-9,08	-12,92	-0,52	-15,72	-7,35	-18,72	-2,01	-20,89	5,69	8,41
LK2	-15,07	-19,87	-9,33	-15,61	-14,31	-15,61	-11,31	0,77	-14,33	-16,51	-18,74	-0,54	-20,92	0,08	11,54
LK3	-15,18	139,35	-9,43	-6,67	-16,39	-6,67	-13,62	-1,03	-16,31	-2,89	-18,70	-3,21	-20,88	10,30	5,02
LK4	-16,88	104,13	-11,14	-9,59	-20,20	-9,59	-17,01	1,21	-20,15	-7,28	-21,65	-2,19	-23,83	6,07	10,33
LK7	-20,49	163,48	-14,74	-12,47	-28,51	-12,45	-24,76	3,15	-28,89	-8,69	-28,12	-2,26	-30,30	5,48	14,18
LK13	-16,87	83,36	-11,13	-10,26	-20,02	-10,26	-16,82	1,37	-19,98	-8,52	-20,42	-0,10	-22,60	1,69	11,32
LK14	-19,73	102,38	-13,98	-14,34	-25,66	-14,34	-21,67	2,16	-25,61	-12,17	-23,26	3,65	-25,44	-4,22	14,82

Tab. A.24: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 320 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 320$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,04	2,47	0,60	-4,78	3,10	-5,62	-0,91	-4,99	2,27	-4,78	-7,13	-2,85	-0,48	-4,75	104,61
LK2	0,18	-1,74	2,55	-6,70	6,35	-8,64	-5,61	0,44	6,78	-9,07	-5,58	-4,42	-2,59	-2,64	143,50
LK3	-7,52	5,95	-0,12	-4,07	1,89	-4,51	0,92	-7,14	0,08	-2,69	-8,41	-1,56	1,25	-6,47	62,41
LK4	-5,91	4,16	0,37	-5,32	2,99	-6,22	-8,61	0,83	1,88	-5,11	-8,11	-3,44	-0,70	-5,26	128,42
LK7	-8,96	6,84	0,42	-6,97	3,69	-8,26	-18,02	6,70	1,86	-6,48	-9,90	-5,09	-1,73	-5,84	176,31
LK13	-4,90	3,16	0,57	-5,51	3,32	-6,53	-9,20	1,51	2,49	-5,69	-5,55	-5,34	-2,19	-3,46	140,72
LK14	-5,97	3,93	1,14	-7,36	4,83	-8,94	-13,42	3,51	3,79	-7,89	-2,31	-10,09	-4,76	-1,60	184,26

Tab. A.25: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 250 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 250$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,08	72,37	-9,34	-9,50	-15,70	-9,50	-12,83	-0,47	-15,65	-7,65	-18,61	-1,89	-20,79	5,62	8,02
LK2	-15,03	1,83	-9,29	-16,62	-14,19	-16,62	-11,14	0,87	-14,20	-16,95	-18,63	-0,80	-20,81	1,25	10,06
LK3	-15,11	126,61	-9,37	-6,44	-16,40	-6,44	-13,61	-1,13	-16,32	-3,01	-18,60	-2,71	-20,77	8,95	5,79
LK4	-16,83	112,98	-11,09	-10,72	-20,02	-10,72	-16,80	1,36	-19,96	-8,19	-21,54	-1,45	-23,72	5,07	9,54
LK7	-20,44	181,17	-14,69	-14,95	-28,13	-14,95	-24,31	3,52	-28,50	-10,76	-28,01	-0,52	-30,18	2,98	12,55
LK13	-16,82	91,81	-11,08	-11,88	-19,76	-11,88	-16,52	1,60	-19,72	-9,90	-20,32	1,32	-22,49	-0,44	10,43
LK14	-19,68	114,88	-13,94	-17,40	-25,17	-17,40	-21,11	2,62	-25,11	-14,84	-23,15	6,66	-25,32	-8,89	13,34

Tab. A.26: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 250 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 250$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,28	2,72	0,74	-4,89	3,30	-5,82	-1,08	-4,78	2,42	-4,92	-6,97	-2,95	-0,49	-4,71	163,33
LK2	-0,87	-0,69	2,86	-6,99	6,84	-9,11	-5,96	0,87	7,00	-9,27	-5,83	-4,11	-2,13	-3,07	204,89
LK3	-6,90	5,34	-0,17	-3,99	1,78	-4,40	1,33	-7,55	0,14	-2,75	-7,85	-2,07	0,76	-5,95	117,96
LK4	-6,33	4,59	0,71	-5,64	3,54	-6,75	-9,18	1,50	2,33	-5,53	-7,29	-4,20	-1,06	-4,87	194,31
LK7	-9,82	7,70	1,17	-7,69	4,93	-9,43	-19,33	8,22	2,88	-7,44	-8,02	-6,92	-2,65	-4,89	255,69
LK13	-5,31	3,57	1,06	-5,98	4,12	-7,28	-10,05	2,50	3,17	-6,33	-4,01	-6,82	-2,98	-2,65	212,38
LK14	-6,57	4,53	2,06	-8,25	6,34	-10,36	-15,10	5,45	5,11	-9,13	0,93	-13,28	-6,50	0,17	271,77

Tab. A.27: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 200 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 200$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,07	76,54	-9,32	-9,92	-15,63	-9,92	-12,75	-0,42	-15,58	-7,97	-18,54	-1,71	-20,72	5,42	7,67
LK2	-15,02	16,42	-9,28	-17,42	-14,08	-17,42	-11,02	0,96	-14,08	-17,36	-18,56	-0,87	-20,74	1,82	9,03
LK3	-15,09	119,58	-9,35	-6,45	-16,38	-6,45	-13,59	-1,13	-16,30	-3,22	-18,53	-2,30	-20,71	7,95	6,18
LK4	-16,81	119,96	-11,06	-11,81	-19,85	-11,81	-16,61	1,52	-19,79	-9,09	-21,48	-0,61	-23,66	3,85	8,86
LK7	-20,42	194,67	-14,67	-17,29	-27,76	-17,29	-23,89	3,86	-28,12	-12,75	-27,94	1,40	-30,12	0,11	11,20
LK13	-16,80	98,91	-11,05	-13,47	-19,50	-13,47	-16,22	1,83	-19,45	-11,27	-20,25	2,85	-22,43	-2,77	9,62
LK14	-19,66	125,54	-13,92	-20,40	-24,68	-20,40	-20,55	3,08	-24,61	-17,48	-23,08	9,86	-25,26	-13,84	11,98

Tab. A.28: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 200 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 200$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,48	2,92	0,87	-5,01	3,51	-6,01	-1,27	-4,56	2,58	-5,07	-6,76	-3,13	-0,56	-4,62	244,18
LK2	-1,57	0,02	3,10	-7,22	7,23	-9,49	-6,26	1,22	7,21	-9,46	-5,87	-4,03	-1,91	-3,28	287,41
LK3	-6,56	5,00	-0,17	-3,99	1,79	-4,41	1,32	-7,53	0,24	-2,85	-7,39	-2,49	0,39	-5,57	196,75
LK4	-6,67	4,93	1,04	-5,96	4,08	-7,25	-9,74	2,14	2,78	-5,94	-6,38	-5,08	-1,51	-4,40	282,16
LK7	-10,47	8,35	1,86	-8,38	6,08	-10,52	-20,59	9,67	3,87	-8,37	-5,96	-8,94	-3,72	-3,81	356,42
LK13	-5,65	3,91	1,54	-6,45	4,91	-8,03	-10,89	3,48	3,85	-6,96	-2,36	-8,44	-3,84	-1,76	306,10
LK14	-7,09	5,05	2,95	-9,14	7,82	-11,76	-16,76	7,36	6,42	-10,36	4,36	-16,67	-8,35	2,03	381,31

Tab. A.29: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 150 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 150$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,02	79,83	-9,28	-10,38	-15,55	-10,38	-12,66	-0,29	-15,51	-8,36	-18,51	-1,42	-20,68	5,00	7,36
LK2	-14,99	28,41	-9,25	-18,19	-13,98	-18,19	-10,89	1,04	-13,97	-17,82	-18,52	-0,79	-20,70	2,06	8,15
LK3	-15,05	113,50	-9,30	-6,55	-16,34	-6,55	-13,55	-0,98	-16,27	-3,50	-18,49	-1,83	-20,67	6,89	6,49
LK4	-16,79	126,07	-11,04	-13,09	-19,64	-13,09	-16,37	1,70	-19,57	-10,18	-21,43	0,57	-23,61	2,06	8,19
LK7	-20,41	207,21	-14,65	-20,08	-27,32	-20,08	-23,38	4,28	-27,67	-15,18	-27,89	4,04	-30,06	-3,95	9,79
LK13	-16,78	105,52	-11,04	-15,41	-19,19	-15,41	-15,85	2,12	-19,13	-12,96	-20,20	4,94	-22,38	-5,99	8,75
LK14	-19,65	136,17	-13,90	-24,12	-24,07	-24,12	-19,85	3,65	-23,99	-20,76	-23,02	14,19	-25,20	-20,54	10,44

Tab. A.30: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 150 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 150$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,64	3,08	1,01	-5,14	3,74	-6,23	-1,75	-4,04	2,77	-5,25	-6,45	-3,42	-0,71	-4,46	416,73
LK2	-2,15	0,60	3,33	-7,44	7,61	-9,85	-6,57	1,59	7,44	-9,67	-5,78	-4,10	-1,81	-3,36	461,32
LK3	-6,27	4,71	-0,13	-4,01	1,84	-4,45	0,75	-6,94	0,38	-2,98	-6,88	-2,98	0,00	-5,17	367,44
LK4	-6,96	5,22	1,42	-6,33	4,71	-7,85	-10,41	2,93	3,32	-6,45	-5,11	-6,32	-2,18	-3,72	463,53
LK7	-11,07	8,96	2,69	-9,20	7,45	-11,82	-22,12	11,43	5,07	-9,50	-3,13	-11,74	-5,24	-2,28	553,79
LK13	-5,97	4,23	2,11	-7,02	5,86	-8,93	-11,94	4,69	4,69	-7,75	-0,12	-10,65	-5,04	-0,55	495,05
LK14	-7,60	5,56	4,06	-10,24	9,65	-13,51	-18,83	9,75	8,04	-11,88	9,00	-21,28	-10,85	4,55	590,69

Tab. A.31: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 80 \text{ mm}$) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 80$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,00	86,25	-9,26	-11,22	-15,42	-11,22	-12,51	-0,18	-15,37	-9,04	-18,47	-0,93	-20,65	4,31	6,78
LK2	-14,97	43,33	-9,23	-19,32	-13,81	-19,32	-10,70	1,18	-13,79	-18,57	-18,47	-0,50	-20,65	2,02	7,01
LK3	-15,02	110,71	-9,28	-7,02	-16,25	-7,02	-13,44	-0,90	-16,18	-4,05	-18,46	-1,17	-20,64	5,59	6,53
LK4	-16,78	134,65	-11,03	-15,11	-19,31	-15,11	-15,99	2,00	-19,24	-11,91	-21,38	2,63	-23,56	-1,04	7,19
LK7	-20,40	223,61	-14,64	-24,41	-26,62	-24,41	-22,58	4,94	-26,96	-18,94	-27,83	8,65	-30,01	-11,01	7,77
LK13	-16,77	115,21	-11,02	-18,50	-18,68	-18,50	-15,27	2,58	-18,61	-15,63	-20,15	8,55	-22,33	-11,48	7,41
LK14	-19,65	151,53	-13,90	-30,12	-23,09	-30,12	-18,73	4,56	-22,99	-25,94	-22,97	21,70	-25,14	-31,97	8,06

Tab. A.32: Spannungen des äußeren Brückenfeldes ($\varnothing 80 \text{ mm}$) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 80$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-4,95	3,39	1,27	-5,38	4,15	-6,62	-2,15	-3,56	3,11	-5,57	-5,92	-3,93	-0,96	-4,20	1349,67
LK2	-2,87	1,32	3,67	-7,78	8,17	-10,38	-7,06	2,17	7,81	-10,02	-5,45	-4,40	-1,82	-3,34	1395,43
LK3	-6,13	4,57	0,02	-4,14	2,07	-4,67	0,45	-6,60	0,65	-3,24	-6,17	-3,68	-0,48	-4,68	1298,34
LK4	-7,38	5,64	2,03	-6,93	5,71	-8,80	-11,49	4,18	4,18	-7,26	-2,90	-8,50	-3,34	-2,55	1430,45
LK7	-11,87	9,75	3,98	-10,48	9,59	-13,84	-24,52	14,19	6,93	-11,25	1,81	-16,65	-7,88	0,38	1546,04
LK13	-6,44	4,70	3,03	-7,93	7,39	-10,38	-13,61	6,63	6,01	-8,99	3,74	-14,49	-7,09	1,51	1474,61
LK14	-8,34	6,31	5,83	-12,01	12,61	-16,30	-22,14	13,58	10,61	-14,29	17,02	-29,27	-15,13	8,85	1603,73

Tab. A.33: Schnittgrößen des äußeren Brückenfeldes (ohne Zugband) [MN] bzw. [MNm]

E_k $\varnothing 0$	1		2		3		4		5		6		7		N_{Zugband}
	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	
LK1	-15,07	182,77	-9,32	-16,44	-14,74	-16,44	-11,73	0,38	-14,63	-11,72	-18,41	-1,25	-20,59	8,04	0,00
LK2	-15,04	143,16	-9,30	-24,67	-13,11	-24,67	-9,86	1,81	-13,02	-21,27	-18,43	-0,93	-20,61	6,05	0,00
LK3	-15,09	203,52	-9,33	-12,07	-15,60	-12,07	-12,69	-0,35	-15,49	-6,67	-18,41	-1,42	-20,58	9,07	0,00
LK4	-16,82	234,58	-11,06	-21,19	-18,50	-21,19	-15,02	2,71	-18,36	-15,33	-21,34	3,38	-23,52	1,12	0,00
LK7	-20,45	327,91	-14,66	-31,86	-25,60	-31,86	-21,37	5,88	-25,86	-23,61	-27,79	11,21	-29,96	-11,57	0,00
LK13	-16,82	215,83	-11,06	-25,29	-17,74	-25,29	-14,16	3,39	-17,60	-19,64	-20,11	10,35	-22,28	-10,89	0,00
LK14	-19,70	255,47	-13,94	-38,75	-21,86	-38,75	-17,28	5,65	-21,68	-31,56	-22,92	26,20	-25,09	-35,42	0,00

Tab. A.34: Spannungen des äußeren Brückenfeldes (ohne Zugband) [MN/m²]

σ_k $\varnothing 0$	1		2		3		4		5		6		7		σ_{Zugband}
	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	$\sigma_{\text{außen}}$	σ_{innen}	
LK1	-9,62	8,05	2,80	-6,94	6,71	-9,07	-4,17	-1,19	4,45	-6,79	-6,25	-3,57	0,44	-5,59	0,00
LK2	-7,70	6,14	5,24	-9,38	10,79	-12,89	-9,33	4,83	9,17	-11,25	-5,90	-3,92	-0,31	-4,85	0,00
LK3	-10,62	9,06	1,50	-5,65	4,55	-7,04	-1,54	-4,26	1,96	-4,44	-6,42	-3,40	0,83	-5,97	0,00
LK4	-12,21	10,47	3,82	-8,74	8,69	-11,65	-14,03	7,17	5,89	-8,83	-2,09	-9,29	-2,52	-3,36	0,00
LK7	-16,91	14,79	6,18	-12,70	13,24	-17,34	-27,91	18,14	9,26	-13,40	4,55	-19,37	-8,09	0,59	0,00
LK13	-11,31	9,56	5,04	-9,95	10,72	-13,56	-16,51	10,03	8,02	-10,84	5,68	-16,40	-6,87	1,30	0,00
LK14	-13,37	11,33	8,38	-14,58	16,85	-20,35	-26,10	18,20	13,41	-16,88	21,83	-34,05	-16,42	10,14	0,00