

Diploma Thesis

Monitoring-based analysis of a prototype of an integral bridge with arch-tension tie-action

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

DIPLOMARBEIT

Monitoringbasierte Analyse eines Prototyps einer integralen Brücke mit Bogen-Zugband-Tragwirkung

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

von

Olgun Kaltan, Bsc

Matr.Nr.: 01327156

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. **Georg Gaßner, BSc**

Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212-2, A-1040 Wien

Wien, im Mai 2019



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Im Brückenbau geht der weltweite Trend eindeutig in Richtung der integralen Bauweise. Aufgrund der monolithischen Bauweise von Über- und Unterbau, lassen sich Fugen und Fahrbahnübergänge zur Gänze vermeiden. Daraus resultieren zum einen wirtschaftliche Vorteile in der Bauerwerkserhaltung und zum anderen lassen sich schlanke und optisch sehr ansprechende Bauwerke realisieren. Die integrale Bauweise hat sich vor allem für Bauwerkslängen bis 70 m bewährt. Bei größeren Bauwerkslängen stellen die temperaturbedingten Verformungen im Widerlagerbereich den limitierenden Faktor dar. Mit zunehmender Länge ist der Einsatz von Fahrbahnübergangskonstruktionen nur beschränkt abzuwenden, wodurch die integrale Brücke in eine semi-integrale Brücke übergeht.

Am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, wird ein Verfahren entwickelt, das die Problematik mit den Temperaturverformungen löst und zudem den Bauablauf optimiert. Dabei wird vom günstigen Temperaturverhalten eines Bogentragwerks Gebrauch gemacht. Wesentliches Merkmal des neuen Verfahrens ist die Anordnung von in den Bogenfußpunkten angeschlossenen Zugbändern. Diese dienen der Aufnahme des Horizontalschubs im Bauzustand und verbessern durch die versteifende Wirkung das Tragverhalten bei asymmetrischer Belastung. Zudem erhöht sich die Standicherheit der Gesamtkonstruktion im Falle des Ausfalls eines Bogens und verhindert einen Totaleinsturz.

Monitoringbasierte Untersuchungen zum Tragverhalten einer nach der neuen Technologie erbauten Brücke werden seit Mai 2018 in Gars am Kamp am Lagerplatz der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG an einem etwa 28 m langen dreifeldrigen Prototyp durchgeführt. Dieser kann als Ausschnitt aus einer unendlich langen integralen Brücke gesehen werden. Mittels des integrierten Messsystems lässt sich das Temperaturverhalten des Prototyps realitätsnah abbilden. Relevante Messgrößen betreffen das horizontale und vertikale Verformungsverhalten, Spannkraftänderungen und die Quantifizierung des Zwangs am Widerlager. Dabei wird aufgezeigt, ob die getroffenen Annahmen die Anforderungen des neuen Verfahrens hinsichtlich dem Tragverhalten in den wesentlichen Aspekten erfüllen.

Mithilfe der Messdaten werden zudem die Annahmen im Rechenmodell verifiziert und optimiert, unter der Berücksichtigung von materiellen Langzeiteinflüssen (Kriechen und Schwinden). Darüber hinaus werden die Anwendungsgrenzen linear-elastischer Modelle aufgezeigt und Vergleiche zu nicht-linearen Berechnungsmodellen gezogen. Dabei werden die Folgen einer möglichen Rissbildung auf das Tragverhalten quantifiziert.

Abstract

In bridge construction, the global trend is clearly tending to the direction of integral construction. Due to the monolithic construction of the superstructure and substructure, joints and road junctions can be completely avoided. On one hand, this results in economic advantages in the conservation of buildings and, on the other hand, slender and visually appealing buildings can be realized. The integral construction has proven itself especially for lengths up to 70 m. For larger lengths, the temperature-induced deformations in the abutment area are the limiting factor, since with increasing length the use of roadway constructions can only be averted to a limited extent, and the integral bridge changes into a semi-integral bridge.

At the Institute for Structural Engineering of the Vienna University of Technology - a procedure is developed that solves the problem with the temperature deformations and also largely optimizes the construction process. In doing so, use is made of the favorable temperature behavior of an arched structure. An essential feature of the new method is the arrangement of tension belts connected in the springers. These serve to absorb the horizontal thrust during construction and improve the load-bearing behavior under asymmetric load due to the stiffening effect. In addition, the stability of the overall construction increases in the event of failure of a single span and prevents a total collapse.

Monitoring-based investigations into the load bearing behavior of a bridge built using the new technology have been carried out since May 2018 in Gars am Kamp at the storage site of Franz Oberndorfer GmbH & Co KG on a prototype of about 28 m length. This can be seen as a section of an infinitely long integral bridge. By means of the integrated measuring system, the temperature behavior of the prototype can be modeled realistically. Relevant measured variables concern the horizontal and vertical deformation behavior, changes in the clamping force and the quantification of the force on the abutment. It will be shown whether the assumptions made satisfy the requirements of the new method with regard to the structural behavior in the essential aspects.

The measurement data also makes the assumptions in the calculation model clear and optimized, taking into account long-term material effects (creep and shrinkage). In addition, the application limits of linear-elastic models are shown and comparisons to non-linear calculation models are drawn. The consequences of possible crack formation on the load bearing behavior are quantified.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	II
Inhaltsverzeichnis	III
1 Integrale Brücken	1
1.1 Integrale Bauwerke der Antike	1
1.2 Die integrale Bauweise	2
1.2.1 Begriffsbestimmungen	2
1.2.2 Konstruktive Besonderheiten	3
1.2.3 Integrale Bogenbrücken	6
1.2.4 Berechnungsansätze integraler Brücken	9
2 Monitoring bei integralen Betonbrücken	12
2.1 Haupteinflussfaktoren auf die wichtigsten Messgrößen bei integralen Brücken	13
2.1.1 Lastfall: Temperatur	13
2.1.2 Lastfall: Kriechen	14
2.1.3 Lastfall: Schwinden	15
2.1.4 Lastfall: Erddruck	16
2.1.5 Auswirkungen zeitabhängiger Verformungen	17
2.2 Sensoren	17
2.2.1 Wegmesssensoren	18
2.2.2 Dehnungsmesssensoren	19
2.2.3 Spannungs- und Kraftaufnehmer	20
2.2.4 Beschleunigungsmesssensoren	20
2.2.5 Temperatursensoren	21
2.2.6 Allgemeines zu Messsystemen	21
2.3 Darstellung eines Monitoringkonzepts am Beispiel der Seitenhafenbrücke	22
2.3.1 Das Messsystem	22
2.3.2 Auswertung der Messergebnisse	23
2.3.3 Schlussfolgerung	26
3 Prototyp eines neuen Bauverfahrens von integralen Brücken	27
3.1 Beschreibung des neuartigen Verfahrens	27
3.2 Planung und Herstellung der Versuchskörper	30
3.2.1 Standort	30
3.2.2 Planung	30
3.2.3 Monitoringsystem	38
3.2.4 Bestimmung relevanter Materialparameter	44
3.2.5 Untersuchung des Vorspannprozesses (Anspannen der Zugbänder)	54

3.2.6	Analyse der Bauzustände	59
3.3	Linear-elastische Untersuchung des Gesamtsystems.....	61
3.3.1	Einführung.....	61
3.3.2	Modellierung der Rand und Übergangsbedingungen	61
3.3.3	Berechnungsgrundlagen.....	65
3.3.4	Auswertung der Ergebnisse.....	65
3.3.5	Vor- und Nachteile einer linear-elastischen Tragwerksberechnung.....	75
3.4	Auswertung und Vergleich der Monitoringdaten mit den Ergebnissen der linear-elastischen Analyse	77
3.4.1	Auswertung der Temperaturlaufzeichnung	77
3.4.2	Analyse der vertikalen Verformungsaufzeichnung am Bogenscheitel (Induktive Wegaufnehmer)	78
3.4.3	Analyse der Setzdehnungsmessungen	81
3.4.4	Ursachenforschung für das asymmetrische Verformungsverhalten zwischen Innen- und Außenfeldern.....	87
3.4.5	Analyse der Kräfteaufzeichnung	88
3.4.6	Analyse der Dehnungsaufzeichnung	91
3.4.7	Rissdokumentation.....	94
3.4.8	Interpretation der Ergebnisse hinsichtlich des angestrebten Strukturverhaltens	96
3.4.9	Mögliche Optimierungsvorschläge für eine FE-Simulation.....	96
3.5	Nicht-Lineare numerische Untersuchung des Gesamtsystems	100
3.5.1	Modellierung	100
3.5.2	Auswertung der Ergebnisse.....	102
3.5.3	Analyse der unterschiedlich hohen Vertikalverformungen bei Erwärmung und Abkühlung	107
4	Zusammenfassung und Ausblick	112
	Literaturverzeichnis	115

1 Integrale Brücken

Die integrale Bauweise stößt seit Jahrzehnten auf immer größeres Interesse, da heutzutage nicht nur die Errichtungskosten, sondern vorwiegend die Lebenszykluskosten im Vordergrund stehen. Diese seit der Antike bekannte Konstruktionsart zeichnet sich im Gegensatz zu konventionellen Brücken als eine lager- und fugenlose Bauwerkweise aus und bietet dadurch große Vorteile im Tragverhalten und in der Instandhaltung, da ein Großteil der Instandhaltungskosten dem Vorhandensein von Verschleißteilen wie Fugen, Lager und Fahrbahnübergängen geschuldet ist. Dies ist auch der Grund, warum die integrale Bauweise immer mehr an Bedeutung gewinnt und laufend an neuartigen Berechnungs- und Baumethoden in diesem Bereich geforscht wird. [1]

1.1 Integrale Bauwerke der Antike

Diese seit einigen Jahrzehnten für sich wieder entdeckte monolithische Art der Konstruktion ist im Grunde genommen, eine schon seit der römischen Antike bewährte Baumethode, mit der viele Aquädukte ihrer Zeit erbaut wurden. Ein bekanntes und bemerkenswertes Beispiel hierfür ist das aus Steinblöcken bestehende Aquädukt von Segovia mit einer Länge von 813 m, siehe Abbildung 1.1. [1]



Abb. 1.1: Aquädukt von Segovia, Spanien [27]

Wenn man die Fugenausbildung zwischen den Natursteinblöcken äquivalent zur Rissbildung in einem monolithisch verbundenen Betontragwerk deuten würde, kann man durchaus einen Vergleich mit einer integralen Brücke nach heutiger Definition ziehen. Des Weiteren war man sich schon damals bewusst, welch großen Einfluss die Wahl einer geeigneten Geometrie auf das Verformungsverhalten hat. Aus diesem Grund haben sich die bis heute erhaltenen historischen Brücken als unempfindlich gegenüber Zwangsbeanspruchungen aus Temperaturänderungen oder Baugrundsetzungen erwiesen. [3]

Während sich Bogentragwerke bei Temperaturbeanspruchung, im Gegensatz zu herkömmlichen Trägern ohne Krümmung in Grund- oder Aufriss, in radialer Richtung zwängungsarm verformen („Atmen“) können, entstehen bei geradlinigen Trägern sehr große Zwangskräfte, siehe Abbildung 1.2. Im Falle von Natursteinbögen spielt die Diskontinuität in den Fugen ebenfalls eine positive Rolle für die nahezu unbehinderte Längenänderung des Tragwerks. Dies betrifft nicht nur Temperaturbeanspruchungen sondern auch etwaige Baugrundsetzungen.[1,4]

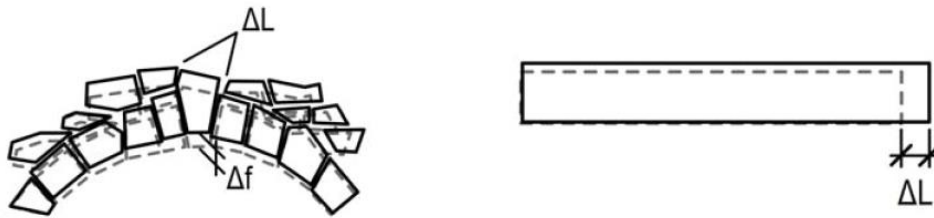


Abb. 1.2: Verformungsverhalten zufolge Temperatur bei unterschiedlicher Geometrie [4]

1.2 Die integrale Bauweise

Eine Brücke setzt sich definitionsgemäß aus drei Bestandteilen zusammen:

- **Unterbau:** Dazu zählen die Gründung (Bohrpfähle, Pfahlkopfplatten), Widerlager inkl. Schleppplatten sowie die Pfeiler und Pfeilerköpfe.
- **Überbau:** Dieser stellt das Primärtragwerk dar und dient als lastabtragendes Element auf den Unterbau. Dabei handelt es sich um Balken, Platten, Kastenquerschnitte sowie Bögen.
- **Brückenausrüstung:** Dazu gehören etwa Lager, Fahrbahnübergangskonstruktionen, Randschienen und Entwässerungseinrichtungen.

1.2.1 Begriffsbestimmungen

Konventionelle Brücke

„Konventionell“ bedeutet im Brückenbau, dass Überbau und Unterbau voneinander getrennt behandelt werden. Dabei wird der Überbau durch den Einsatz von Fugen, Lagern und Fahrbahnübergangskonstruktionen an den Widerlagern und den Pfeilern vom Unterbau getrennt, siehe Abbildung 1.3. Dabei können die Primärträger des Überbaus aus Durchlaufträgern oder Einfeldträgern bestehen. Der große und kostenintensive Nachteil dieser Konstruktionsvariante betrifft die Instandhaltung und damit einhergehend die Aufwände für Wartung, Prüfung und Instandsetzung. Unter anderem hat sie den Nachteil, dass Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen empfindlich gegenüber Setzungsunterschiede sowie Schiefstellungen einzelner Pfeiler reagieren.[6]

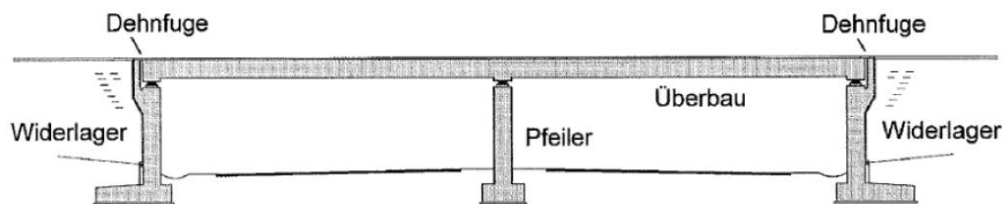


Abb. 1.3: Bestandteile einer konventionellen Brücke [3]

Integrale Brücke

Der Begriff „integral“ hat seinen Ursprung im Lateinischen und bedeutet „lückenlos, komplett, vollständig“. Bei integralen Brücken wird sowohl auf Fugen als auch auf Lager zwischen Über- und Unterbau verzichtet, beide Bestandteile bilden eine monolithische Einheit, siehe Abbildung 1.4. Die Konstruktion steht dabei mit dem Untergrund in ständiger Interaktion, was dementsprechend in die Berechnung miteinbezogen werden muss. Aufgrund der fugenlosen Bauweise lässt das Tragwerk auch keine Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Bauteilen zu [1,5].

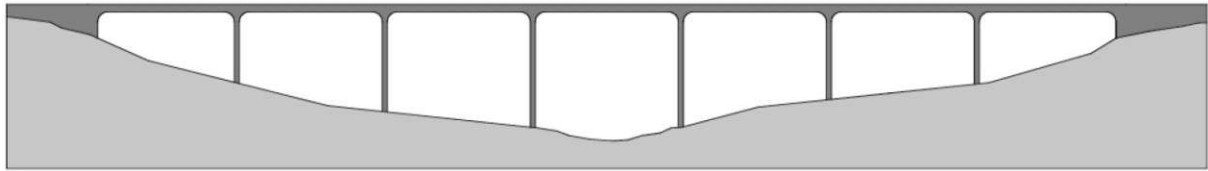


Abb. 1.4: Integrale Bauweise [2]

Semi-integrale Brücke

Integrale Brücken, welche an den Widerlagern Fugen oder Lager aufweisen gelten als semi-integrale Bauwerke, siehe Abbildung 1.5. Sie sind das Bindeglied zwischen einer konventionellen Brücke und einer integralen Brücke. Diese Definition der semi-integralen Brücke gilt zwar in Deutschland, jedoch wird in Österreich eine genauere begriffliche Unterteilung vorgenommen. [5]

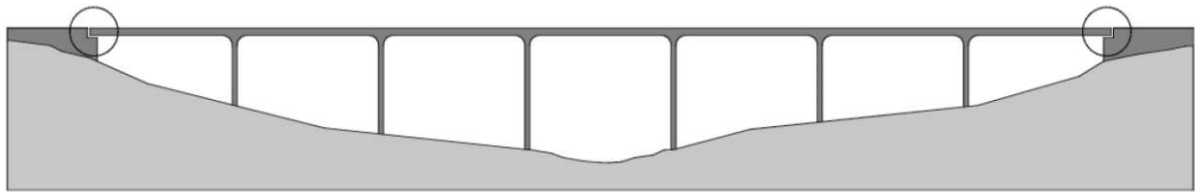


Abb. 1.5: Semi-integrale Bauweise [2]

In Österreich ist die Begriffsbestimmung integraler und semi-integraler Brücken in der RVS 15.02.12 klar definiert. Dabei unterscheidet sich die österreichische Definition semi-integraler Brücken fundamental von der deutschen Festlegung. Sie besagt, dass im Bereich der Widerlagerachsen entweder Fugen oder Lager vorhanden sein müssen, jedoch nicht gemeinsam vorkommen dürfen. Weiters ist es erforderlich, zwischen fugenlosen und lagerlosen semi-integralen Brücken zu unterscheiden, siehe Tab.1. Unter Umständen wird eine semi-integrale Brücke in Deutschland als konventionelle Brücke in Österreich angesehen. [1,7]

Tab. 1.1: Begriffsbestimmungen in Österreich

Widerlager- achsen	Überbau und Stützen		
	fugenloser Überbau		Überbau mit Fugen
	ohne Lager (monolithisch)	Lager	
Lager- und fugenlos	integral	konventionell	konventionell
Mit Lager oder Fuge	semi-integral	konventionell	konventionell

1.2.2 Konstruktive Besonderheiten

Integrale Brücken profitieren neben geringeren Errichtungs- und Instandsetzungskosten von einer Reihe statisch-konstruktiver Vorteile. Die monolithische Verbindung von Überbau und Unterbau erhöht die Systemsteifigkeit und verbessert das Tragverhalten, sodass filigrane und architektonisch sehr ansprechende Bauwerke realisierbar werden. Das integrale System kann für die statische Berechnung nicht mehr klassisch in Überbau und Unterbau unterteilt werden, sondern die Struktur muss als eine Einheit betrachtet werden. Eine wesentliche Rolle spielen dabei die Parameter Überbau, Unterbau und Gründung, welche miteinander in ständiger Wechselwirkung stehen.

Da es sich bei integralen Brücken um hochgradig statisch unbestimmte Bauwerke handelt und die Schnittgrößenverteilung von der Steifigkeitsverteilung der Struktur abhängt, stellt diese Art der Konstruktion einen höheren Aufwand für den Planer dar. Dies führt auch dazu, dass die

Struktur in den meisten Fällen, unter der Variation von Überbau- zu Unterbausteifigkeit und unter Berücksichtigung der nichtlinearen Bodeneigenschaften iterativ berechnet werden muss. Der Ansatz von statischen und dynamischen Bodenkennwerten muss dabei bestmöglich auf das geplante Tragsystem abgestimmt sein, da die Bauwerk-Baugrund-Interaktion einen großen Einfluss auf das Systemverhalten hat. Damit eine optimale Steifigkeitsverteilung des Modells gegeben ist, sind viele Iterationsschritte notwendig, wobei der Einhaltung der geometrischen Verträglichkeit große Bedeutung zukommt.

Des Weiteren ist es sowohl bei integralen als auch bei konventionellen Brücken notwendig, die Zwangsschnittgrößen aus der behinderten Verformung in die Bemessung miteinzubeziehen. Dabei spielen Lastfälle wie Auflagerabsenkungen, eingeprägte Verzerrungszustände infolge Temperaturbeanspruchung, Kriechen und Schwinden eine übergeordnete Rolle in der Bauteildimensionierung. Im konventionellen Brückenbau ist das Steifigkeitsverhältnis von Überbau zu Unterbau hoch, welches den Vorteil einer ungehinderten (zwängungsfrei) Verformungsmöglichkeit mit sich bringt. Integrale Brücken zeichnen sich dagegen durch ein geringes Steifigkeitsverhältnis zwischen Überbau und Unterbau aus. Die Größenordnung der dadurch entstehenden Zwangsnormalkräfte hängt dabei maßgeblich vom eingeschränkten Längsausdehnungsgrad ab. Weitere Einflussfaktoren auf die Größe der Zwangsbeanspruchung sind die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse von Überbau-Unterbau, Bodeneigenschaften sowie die Bauwerksgeometrie im Grund- und Aufriss, siehe dazu Kapitel 1.2.3.

Durch die Nutzung der Einspannwirkung am Widerlager wird es möglich schlanke Überbauquerschnitte zu konstruieren und somit Konstruktionshöhe einzusparen. Das dadurch eingesparte Gewicht führt zu einer geringeren Konstruktionslast auf die lastaufnehmenden Bauteile und ermöglicht geringere Pfeiler- und Fundamentdimensionen. Diese zusätzliche Gewichtersparnis macht sich auch in den Herstellungskosten bemerkbar. [1,11]

Das mögliche Spannweitenverhältnis von Endfeld zu Innenfeld ist bei konventionellen Brücken aufgrund von abhebenden Kräften am Widerlager begrenzt, siehe Abbildung 1.6. Die Ausbildung zugfester Lager ist zwar möglich, jedoch keine optimale Lösung. Bei integralen Brücken kann dieser Effekt durch die monolithische Verbindung des Überbaus mit dem Widerlager kompensiert werden, da hierbei auch das Gewicht des Unterbaus, sowie der Gründung aktiviert werden. Falls nötig kann für den Nachweis des Abhebens auch die Mantelreibung der Bohrpfähle angesetzt werden. [1,11]

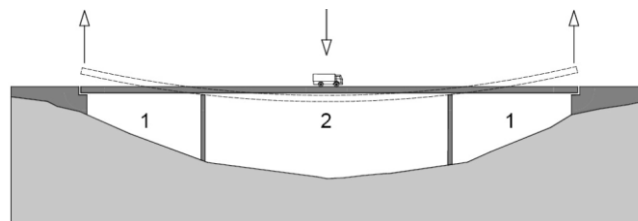


Abb. 1.6: Abhebende Kraft am Widerlager – konventionelle Brücke [2]

Bei herkömmlichen Brücken kommt es zufolge punktueller Lastabtragung im Auflagerbereich zu lokalen Spannungsspitzen (Querzugspannungen), siehe Abbildung 1.7. Diese Diskontinuität erschwert die Bewehrungsführung und resultiert in weiterer Folge in einem unwirtschaftlich hohen Bewehrungsgehalt. Bei Gegenüberstellung der Hauptspannungsverläufe beim Übergang Überbau zu Unterbau, wird ersichtlich, dass die monolithische Bauweise einen kontinuierlichen Kräftefluss sicherstellt. Die lagerlose Ausführung einer integralen Brücke, als Rahmeneck in Abbildung 1.8 dargestellt, ermöglicht eine ungestörte Lastabtragung, da ein größerer Bereich für die Umverteilung der Kräfte zur Verfügung steht. Die Ausbildung von Vouten an einem Rahmeneck wirken günstig auf das Tragverhalten und reduzieren in weiterer Folge den erforderlichen Bewehrungsgrad, aufgrund des höheren inneren Hebelarms. Demzufolge ist beim Entwurf integ-

raler Brücken auf die Geometrie der Lastweiterleitungsbereiche besondere Achtung zu schenken, da deren Ausformung großen Einfluss auf den Kräftefluss hat. [1,2]

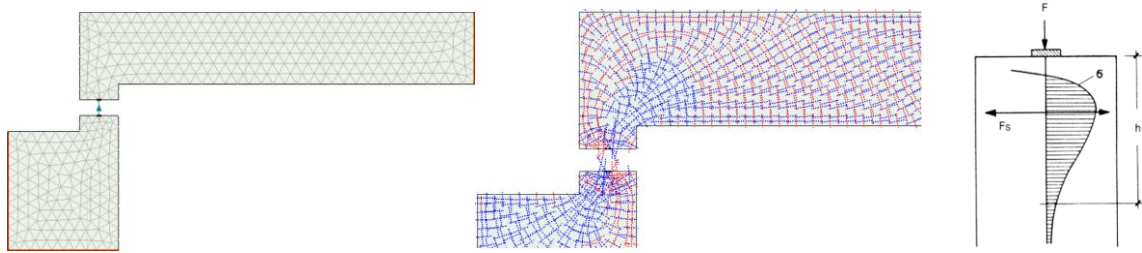


Abb. 1.7: Hauptspannungstrajektorien - konventionelle Brücke (links: FE-Netz, mittig: Trajektorienverlauf, rechts: Spannungsverlauf im Lasteinleitungsbereich (Querzugspannungen) [36])

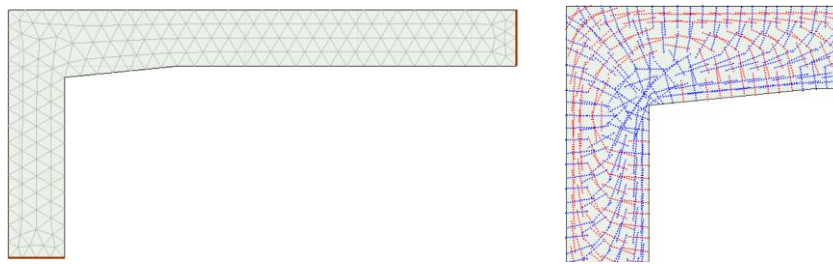


Abb. 1.8: Hauptspannungstrajektorien – integrale Brücke

Vorteile der integralen Ausführung betreffen nicht nur statisch-konstruktive Aspekte, sondern umfassen auch folgende Bereiche:

- Schneller Bauablauf, aufgrund fugenloser Herstellung, sowie fehlender Fahrbahnübergangskonstruktion;
- Kostenersparnis durch geringe Herstellungskosten, Instandsetzungskosten sowie schnellem Bauablauf;
- Höherer Fahrkomfort für Nutzer durch den Wegfall von Fugen;
- Geringe Lärmemissionen durch fehlende Fahrbahnübergangskonstruktion.

Integrale Brücken mit kurzen Längen bis 70 m erfreuen sich heutzutage bei Auftraggebern großer Beliebtheit und finden verbreitet Anwendung, da mittlerweile ein hoher Kenntnisstand bezüglich Planung, Ausführung und Erhaltung besteht. Während die Ausführbarkeit konventioneller Brücken von der maximalen Stützweite begrenzt wird, hängt die Umsetzbarkeit integraler Brücken von der Gesamtlänge ab, auch „thermische Entwicklungslänge“ beziehungsweise „Bewegungslänge“ genannt. Integrale Bauwerke bedürfen einer genaueren begrifflichen Unterscheidung in Brückenlänge und Einzelstützweite. Ausgehend vom Bewegungsnullpunkt integraler Brücken, hängt das Ausmaß einer möglichen Bewegung im Widerlagerbereich, bei Nichtberücksichtigung der horizontalen Widerlager- und Pfeilersteifigkeit, hauptsächlich von der Brückenlänge, vom Temperaturunterschied und von Kriech- und Schwindvorgängen ab. Rahmenecken, welche vom Bewegungsruhepunkt weit weg liegen, sind dadurch die am stärksten beanspruchten Stellen. Dies ist auch einer der Gründe, warum die Realisierbarkeit von langen integralen Brücken limitiert ist. Der zweite und maßgebende Begrenzungsparameter betrifft die Widerlagersteifigkeit. Einerseits führt eine steife Widerlager- und Gründungskonstruktion, für einen als Balken ausgeführten Brückenträger, zu hohen Zwangsnormalkräften im Überbau, welche vom Widerlager und in weiter Folge von der Gründung sicher aufgenommen werden muss. Diese Variante wird nur dann in Betracht gezogen, wenn gute Untergrundverhältnisse gegeben sind und die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion sichergestellt ist. Die Wirtschaftlichkeit eines solchen Widerlagertyps, ist für einen solchen Balkentyp jedoch nur bei geringen Tragwerkslängen gegeben, da die Gründung hohe Kräfte in den Untergrund ableiten müsste. Dies kann wiederum nur über eine kostenintensive massive Ausführung bewerkstelligt werden.

Eine wirtschaftlich günstige Lösung, für die Verwendung eines steifen Widerlagersystems, wäre ein im Grund- oder Aufriss gekrümmter Überbau oder eine drastische Abminderung der Dehnsteifigkeit des Überbaus durch Verwendung von speziellen Materialien oder beides zugleich. Eine solche Konstruktion führt zu einer erheblichen Reduktion des Zwangs in Horizontalrichtung, siehe dazu Kapitel 1.2.3.

Im Gegensatz zur steifen Auslegung von Gründung und Widerlager, ist bei der weichen Ausführungsvariante (flexible Widerlager- und Gründungskonstruktion) das Problem mit der Verformungsaufnahme gegeben. Aufgrund einer hohen thermischen Entwicklungslänge ausgehend vom Bewegungsnullpunkt, müssen hohe Temperaturverformungen in Horizontalrichtung sicher aufgenommen werden, ohne eine Beschädigung am Übergang zur freien Strecke zu verursachen. Im Allgemeinen können solch große Horizontalverformungen im Zentimeter Bereich, nur über Lagerkonstruktionen und Fahrbahnübergänge kompensiert werden. Eine Sonderkonstruktion für einen fugenlosen Fahrbahnübergang, stellt die an der TU Wien entwickelte und aus mehreren Betonelementen bestehende Konstruktion dar, siehe Abbildung. 1.9.

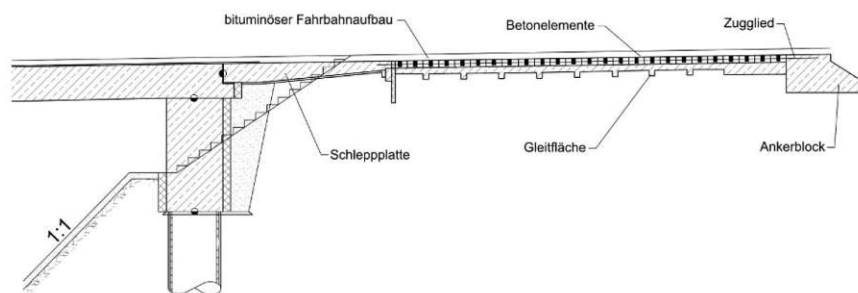


Abb. 1.9: Patentierte Fahrbahnübergangskonstruktion der TU Wien [13]

Dabei sind die Betonelemente über an der Brücke und an einem Ankerblock verankerte Zugglieder miteinander verbunden und liegen auf einer Gleitschicht auf. Die Hauptaufgabe besteht darin, die auftretende Längenänderung am Widerlager auf mehrere Fugenöffnungen zu verteilen. Die dabei entstehenden Einzelverschiebungen zwischen den Fugen sind dabei deutlich geringer als die resultierende Gesamtverschiebung. Bei sehr langen integralen Brücken stößt die Ausführungsvariante mit flexibler Widerlagerausbildung, bedingt durch die Größenordnung der entstehenden Verformungen, irgendwann an ihre Grenzen, Dieser Umstand wurde seitens der TU Wien zum Anlass genommen, eine neue Baumethode zu entwickeln, mit der theoretisch unendlich lange integrale Brücken, bei gleichzeitig optimiertem Herstellungsverlauf, gebaut werden können, siehe dazu Kapitel 3.

1.2.3 Integrale Bogenbrücken

Generell lautet die Zielsetzung beim Entwurf integraler Brücken die Dehnsteifigkeit des Überbaus in Längsrichtung gering zu halten. Damit soll eine weiche Struktur geschaffen werden, wodurch vor allem temperaturbedingte Verformungen des Überbaus möglichst geringe Zwangsnormalkräfte mobilisieren. Da dieses Entwurfsziel eine hohe Priorität darstellt, bietet sich die Ausbildung eines Bogentragwerks als Alternative an. Oft werden auch beide Varianten kombiniert verwendet. [1]

Integrale Bogenbrücken weisen aufgrund ihrer Krümmung eine Vielzahl statisch-konstruktiver Vorteile auf. Dabei ist es von Bedeutung, ob die Krümmung des Überbaus im Aufriss oder im Grundriss vorkommt oder beides miteinander verknüpft und in Form eines dreidimensionalen gekrümmten Tragwerks vorliegt. Im Gegensatz zur Krümmung im Aufriss, stellt die Krümmung im Grundriss einen größeren Planungsaufwand dar. Die Problematik dabei ist, dass zwar ein seitliches Ausweichen der Brücke in der Grundrissebene gegeben ist, jedoch nicht im Widerla-

gerbereich, da dieser dort in Querrichtung, aufgrund seiner hohen Biegesteifigkeit, als nahezu voll eingespannt angenommen werden kann. Ein bekanntes Beispiel für eine im Grundriss gekrümmte integrale Brücke ist die Sunnibergbrücke, siehe Abbildung 1.10 links. [1]



Abb. 1.10: Links: Sunnibergbrücke [37] Rechts: Radiales Ausweichen eines Bogens bei Erwärmung [26]

Während Längenänderungen bei integralen Brücken ohne Krümmung, in Abhängigkeit vom vorliegenden statischen System sowie der Widerlagersteifigkeit, sehr hohe Zwangsschnittgrößen erzeugen können, kann die Flexibilität der Struktur durch die Anordnung einer Krümmung erheblich gesteigert werden und in weiterer Folge in einem geminderten Horizontalschub am Widerlager resultieren. Dabei hängt das Maß der Reduktion in erster Linie vom Krümmungsradius „ R “ sowie dem Öffnungswinkel „ α “ ab. Der Grund für den niedrigeren Zwang liegt in der radialen Ausweichmöglichkeit eines Bogens bei Temperatureinwirkung, siehe Abbildung 1.10 rechts. Dementsprechend entstehen im Widerlagerbereich eines Bogentragwerks infolge Temperatureinwirkung, verglichen mit einem geraden Träger, unter Zugrundelegung gleicher Widerlagersteifigkeiten, deutlich geringere Verformungen in Längsrichtung. Die Krümmung führt neben einer positiven Abschwächung der Längsanteile (Zwangsnormalkraft), zur Aktivierung von Queranteilen (Biegung & Schub aus Zwang).

Der Effekt des radialen Ausweichens wird in Abbildung 1.11 näher untersucht. Analysiert wurden dabei drei Systeme unter einer Erwärmung von 20°C , einmal mit geradliniger Achse und einmal mit gekrümmter Achse. Dabei wurden bei geometrisch veränderlichen Randbedingungen, gleichbleibende Steifigkeitseigenschaften in Rechnung gestellt. Während das geradlinige System (Abbildung 1.11 links) bei einer linear elastischen eine horizontale Auflagerkraft von 386 kN erzeugt, wird beim Bogentragwerk mit gleichen Auflagerbedingungen (Abbildung 1.11 mittig), lediglich eine Horizontalkraft von 84 kN aktiviert. Beim geraden Träger hätte eine zusätzliche steife Einspannung keinen Einfluss auf den sich ergebenden Horizontalschub, da beim geraden Träger infolge Temperatureinwirkung keine Biegeanteile aktiviert werden. Die Größe der Zwangsnormalkraft im geraden Fall hängt somit einzig und allein von der horizontalen Auflagersteifigkeit (hier R_x) ab.

Bei gegebener Bogengeometrie und einem Verhältnis von Bogenstich zu Bogenspannweite von $1/6$, entspricht dies einer um 78% verminderten Auflagerkraft in Längsrichtung beim Bogen. Die Horizontalsteifigkeit der Auflager (Widerlager) wurde hierbei mit 10^6 kN/m angenommen. Anzumerken ist, dass die Zwangsnormalkräfte beim geraden System, mit Erhöhung der Auflagersteifigkeiten, eine unverhältnismäßig starke Zunahme erfahren. Bei einer Auflagersteifigkeit von 10^7 kN/m , steigt die Zwangsaflagerkraft des geraden Trägers um 89% statt 78% im Vergleich zum Bogen. Obwohl geradlinige Träger bei gleichen Randbedingungen, im Gegensatz zu gekrümmten Trägern, erheblich kleinere Horizontalschübe erzeugen, ist bei Bogentragwerken die Rotationssteifigkeit am Widerlager gering zu halten, da für den voll eingespannten Fall, die Reduktion nur mehr 40% beträgt (Abbildung 1.12 rechts).

Entsprechend der oben angeführten Erläuterungen, ergeben sich die unterschiedlichen Längsausdehnungsgrade am Auflager als logische Schlussfolgerung und bedingen keiner genaueren Interpretation, siehe Abbildung 1.11 (e_x).

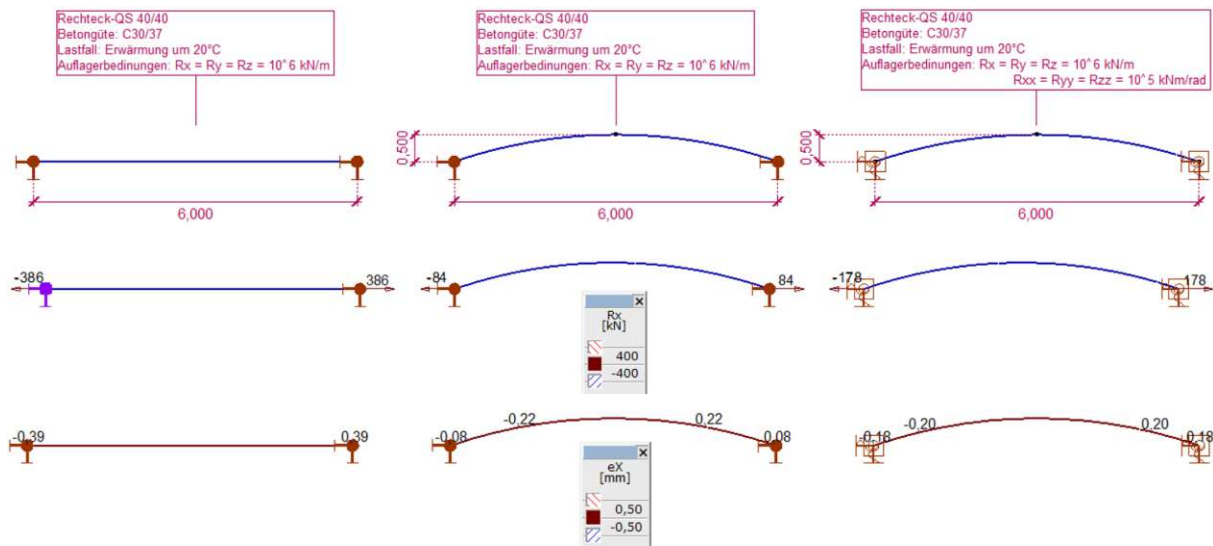


Abb. 1.11: Vergleich der horizontalen Auflagerkräfte (R_x) und Horizontalverschiebungen e_x bei 20 °C Erwärmung eines geradlinigen und gekrümmten Trägers unter verschiedenen Randbedingungen

Die Mobilisierung einer geringen Zwangsnormalkraft bei gleichzeitiger Reduktion des Längsausdehnungsgrads, unterstreicht die hohe Flexibilität eines Bogentragwerks bei Temperaturbeanspruchung. Verallgemeinert lässt sich sagen, dass die Reduktion von Zwangsnormalkräften am Widerlager vom Krümmungsradius, dem Öffnungswinkel, der Steifigkeit des Überbaus sowie dem Verhältnis der Steifigkeiten von Überbau zu Unterbau abhängen. Wenn man die Zwangsschnittgrößen am Widerlager als Funktion der Krümmung aufzeichnet, wird der Einfluss der Krümmung besonders gut ersichtlich, siehe Abbildung 1.12. Man erkennt, dass Öffnungswinkel von knapp 60° bereits eine um 80 % geringere Zwangsnormalkraft erzeugen. [1]

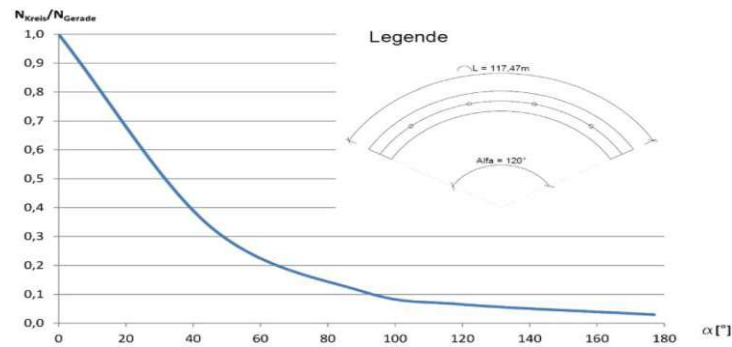


Abb. 1.12: Darstellung der Abhängigkeit zwischen Öffnungswinkel und resultierender Zwangsnormalkraft am Widerlager [1]

Beim Entwurf des Überbaus einer integralen Bogenbrücke sind neben oben erwähnten Aspekten, vor allem auch folgende Bereiche von konstruktiver Relevanz:

- Tragwirkung als Stützlinienbogen;
- Horizontalsteifigkeit hinsichtlich der Schienenlängskräfte (Festpunktsteifigkeit).

Während herkömmliche integrale Brücken ohne Krümmung aufgrund ihrer Rahmentragwirkung die Lasten mehrheitlich über Biegung abtragen, macht man bei Bogenbrücken von der Stützlinientragwirkung Gebrauch. Dabei sind in der Regel alle ständigen Lasten für die analytische Ermittlung der Bogenform anzusetzen. Dies resultiert in einer Bogenform, welche die Lasten theoretisch nur über Normalkräfte abträgt und dementsprechend auch viel schlanker ausgeführt werden kann. Die Bogenbrücke muss jedoch aufgrund der Einwirkung von veränderlichen Einwirkungen sowie Horizontallasten im Stande sein auch Momente aufzunehmen. Dies bedeutet, dass man eine reine Stützlinientragwirkung nicht erreichen kann, sondern sich lediglich an

diese nähern kann. Horizontalkräfte, welche in Längsrichtung wirken, beispielsweise Beanspruchungen infolge Anfahr- und Bremsvorgängen bei Bahnbrücken, müssen dabei ausschließlich von den Bögen aufgenommen und an die Widerlager weitergeleitet werden können. Dies bedingt eine große Horizontalsteifigkeit, damit Schienenlängskräfte problemlos aufgenommen werden können.

1.2.4 Berechnungsansätze integraler Brücken

Wie schon in Kapitel 1.2.2 erwähnt, ist beim Entwurf integraler Brücken das Gesamtsystem zu betrachten, da aufgrund der Interaktionen von Überbau, Unterbau und Gründung, die getrennte Betrachtung der Bauteile nicht mehr zielführend ist. Mithilfe der FE-Methode, welche für derartige Berechnungsaufgaben unerlässlich geworden ist, können nahezu alle Tragwerksgeometrien von beliebiger Komplexität iterativ berechnet werden. Geschlossene analytische Lösungen existieren nur für einfache Konstruktionen, bei denen eine eindimensionale und linear-elastische Berechnung als Stabtragwerk genügt.

Im ersten Schritt einer Tragwerksanalyse besteht die Aufgabe darin, sich mit dem vorliegenden System vertraut zu machen, um ein tieferes Verständnis für die Lastabtragung zu bekommen. Dafür genügt schon meist eine Analyse als Stabtragwerk unter Zugrundelegung der geometrisch linearen Stabtheorie. Es ist nicht sinnvoll schon zu Beginn eine nichtlineare Analyse durchzuführen, da schon die Änderung eines einzigen Parameters in der Berechnung erhebliche Folgen für die Ergebnisse mit sich zieht. Das Ziel sollte sein, die linear-elastische Berechnung bis zur Gänze auszunutzen, ehe man von Nichtlinearitäten Gebrauch macht. Oft bietet es sich an, nichtlineare Effekte wie Kriechen oder Schwinden durch äquivalente Ersatzlasten bzw. Steifigkeitsminderungen am Querschnitt abzubilden. Die Folgen des Kriechvorgangs im Beton, sowie der Momentenumlagerungen auf steifere Tragwerksteile zufolge Rissbildung (Zustand II), können an zu erwartenden Stellen in einer ersten Abschätzung mit einer lokal geminderten Steifigkeit gut approximiert werden. Der Schwindvorgang kann über die Formel der Endschwinddehnung nach EC 1992-1-1 [25] berechnet und in Form einer äquivalenten Ersatzlast (Abkühlung) auf das System aufgebracht werden. Diese Vereinfachungen bringen den großen Vorteil mit sich, dass das Superpositionsprinzip erhalten bleibt, und man dadurch wertvolle Berechnungszeit spart.

Eine weitere Notwendigkeit in der statischen Vorbemessung ist der Nachweis von Bauzuständen inkl. des Lehrgerüsts. Dabei ist es wichtig, den gesamten Bauablauf realitätsnah zu simulieren, da die Bauzustände oft maßgebend sind. [1]

Im Hinblick auf die statisch-konstruktive Berechnung kommt dem Begriff „Grenzwertbetrachtung“ große Bedeutung zu. Es ist notwendig sich auf Grenzfälle zu beziehen, damit die Tragfähigkeit auch in Extremfällen, wie etwa bei fehlerhafter Ausführung, abgeschätzt und gewährleistet werden kann. Ein solches Vorgehen erlaubt dem Planer eine gute Abschätzung des möglichen Tragvermögens und ermöglicht auf der sicheren Seite liegende Annahmen zu treffen. Das Tragverhalten befindet sich in der Realität zwischen diesen Grenzwerten. Eine solche Grenzwertbetrachtung betrifft etwa die anzusetzenden statischen und dynamischen Bodenkennwerte, die Nachgiebigkeiten von Baugrund und Hinterfüllung, Erddruckbeiwerte oder etwa die Modellierung der Federsteifigkeiten im Widerlagerbereich und an Verbindungsstellen von Überbau zu Unterbau. Hinsichtlich der möglichen genannten Grenzwertbetrachtungen einer Berechnung, ist festzuhalten, dass bei Bodenparametern eine auf der sicheren Seite liegende Annahme nicht konsistent ist. Grund dafür ist die mögliche Unterschätzung von Zwangsschnittgrößen im Überbau oder die zu erwartenden Widerlagerbeanspruchungen. Dies lässt sich anhand eines Rahmentragwerks gut veranschaulichen. Bei Annahme eines hohen Steifemoduls für den Boden, welcher einer Horizontalverformung der Rahmenstiele entgegenwirkt, ergeben sich im Falle einer Erwärmung große Zwangsnormalkräfte im Überbau, jedoch aufgrund der behinderten Krümmung der Rahmenstiele auch geringe Rahmeneckmomente am Widerlager. Somit lässt sich argumentieren, dass eine solche Betrachtungsweise zwar für die Zwangsnormalkraft

im Überbau sichere Ergebnisse liefert, jedoch keinesfalls als bemessungstechnisch sicherer Lastfall für die Dimensionierung der Rahmenecken interpretiert werden darf. Dieses Phänomen zeigt auf, dass Grenzwertbetrachtungen, zur Erfassung aller bemessungsrelevanten Lastfälle, unbedingt durchzuführen sind und unterstreicht die Komplexität bei der Bemessung integraler Brücken.

Das zu untersuchende System einer integralen Brücke setzt sich aus 3 Teilen zusammen, bestehend aus Gründung, Unterbau sowie Überbau. Folgende Einflussparameter sind dabei von Bedeutung. [1]

Gründung:

- Horizontal,- Vertikal,- sowie Rotationssteifigkeit;
- Flachgründung, Tiefgründung oder kombinierte Pfahl-Plattengründung;
- Dynamische und statische Bodenkennwerte;
- Materialeigenschaften der Hinterfüllung;

Unterbau:

- Stützengeometrie und Steifigkeit (längs und quer);
- Widerlagergeometrie und Steifigkeit (horizontal und vertikal);
- Aktivierbarer Erddruck;
- Verbindungsstellen Überbau-Unterbau;

Überbau:

- Geometrie (geradlinig, bogenförmig);
- Steifigkeit (längs und quer);
- Mögliche Längsausdehnung;
- Länge des Überbaus.

Grundsätzlich sind beim Entwurf einer integralen Brücke folgende zwei Zielkonflikte von Relevanz:

1. Starke Einspannwirkung des Überbaus und Flexibilität bei Zwang;
2. Zulassen großer Verschiebungen (geringe Zwangsbeanspruchung) oder kleiner Verschiebungen (hohe Zwangsbeanspruchung).

Zu ersterem lässt sich sagen, dass biegesteife Widerlager, sowie massive Gründungen zu einem hohen Einspanngrad des Überbaus führen. Dadurch kommt es zu einer Umverteilung des Moments auf das Rahmeneck, wodurch sehr schlanke Überbauten realisierbar werden. Verbunden damit ist jedoch eine erhöhte Komplexität bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Detailpunkten. Durch eine solche Einspannwirkung werden große Zwangsbeanspruchungen sowie hohe Erdwiderstände mobilisiert, die aufgenommen werden müssen. Damit liegen die Zwangsschnittgrößen zwar auf der sicheren Seite, jedoch werden die Knicklängen der Pfeiler unterschätzt. Die Lagerungsbedingungen der Druckglieder sind dabei gesondert zu prüfen.

Den unteren Grenzwert dieses Zielkonfliktes stellt die Ausbildung eines geringen Einspanngrades am Widerlager sowie an den Verbindungspunkten Überbau-Pfeiler dar. Zusätzlich ist die Biegesteifigkeit der Gründung gering zu halten. Dadurch wird die Konstruktion an den steifen Verbindungspunkten flexibler und gewährt eine erhöhte Rotationsfähigkeit. Die weichen Rahmenecken erhalten geringere Momente und bedingen in weiterer Folge eine konstruktiv einfachere Bewehrungsführung. Der Momentenverlauf nähert sich somit dem einer konventionellen Brücke.

Allgemein wird zwischen steifen, konventionellen sowie flexiblen Widerlagern unterschieden. Konventionelle Widerlager sind gegenwärtig die am häufigsten vorkommende Variante, wobei die Größe der auftretenden Horizontalverschiebung am Widerlager, dem einer konventionellen

Brücke entspricht, siehe Abbildung 1.13. Bei konventionellen Widerlagern wird die Größenordnung der zugelassenen Verformung in Längsrichtung, größtenteils über die Geometrie im Überbau festgelegt. Dies erfolgt entweder in Form eines gekrümmten Grund- oder Aufrisses, siehe dazu Kapitel 1.2.3. [1]

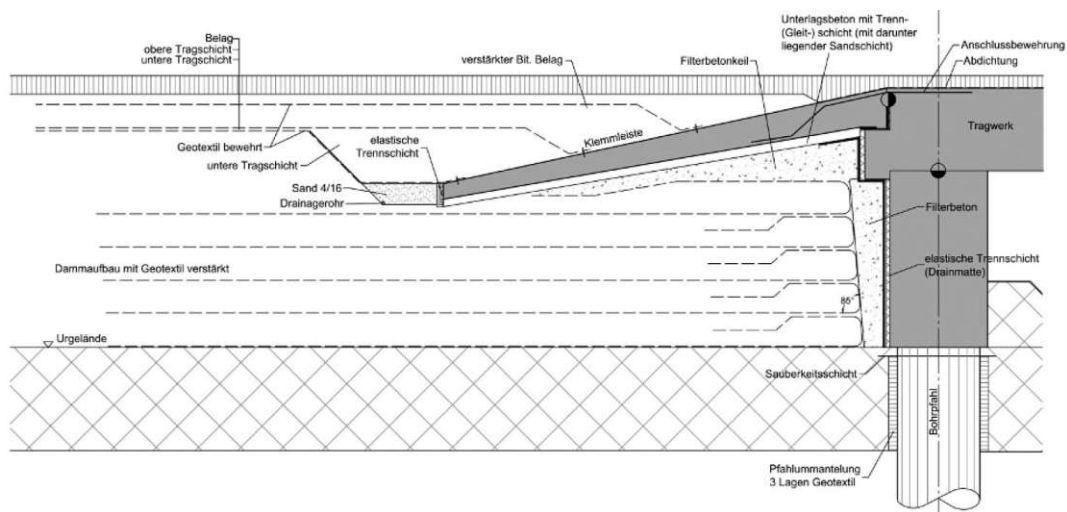


Abb. 1.13: Konventionelles Widerlager einer integralen Brücke – Detailskizze [28]

Der zweite Zielkonflikt betrifft die Größenordnung der zu erwartenden Verschiebungen. Der Wunsch eines jeden Auftraggebers ist es, die Verschiebungswege am Übergang der freien Strecke zum Überbau des Brückentragwerks klein zu halten. Dies führt jedoch bei Erwärmung und behinderter Längsverformung des Überbaus zu hohen Zwangsschnittgrößen. Auch hier ist es die Aufgabe des Planers, eine geeignete Lösung zu finden, entweder in Form einer geeigneten Geometrie im Überbau oder in Form von baulichen Lösungen (Fahrbahnübergänge). [1]

Der Planer muss bereits in der Entwurfsphase oben erwähnte Zielkonflikte vor Augen haben und die Konstruktion in eine bestimmte Richtung lenken. In der weiteren Planungsphase werden somit lediglich Optimierungsmaßnahmen getroffen. Eine bestmögliche Anpassung des Tragsystems an gegebene Randbedingungen, sowie ein optimiertes Systemverhalten in der Streitfrage „Flexibilität oder Zwang“, führen im Allgemeinen zu sehr wirtschaftlichen und standsicheren integralen Brücken.

2 Monitoring bei integralen Betonbrücken

Das Monitoring stellt ein sicheres und effizientes Werkzeug dar, die auf der sicheren Seite liegenden, jedoch unter einer gewissen Ungewissheit getroffenen Annahmen einer statischen Berechnung zu untermauern und Einsicht in das Langzeitverhalten der Brücke zu geben. Aus den daraus ermittelten Daten lassen sich wertvolle Informationen über das Strukturverhalten von neu gebauten integralen Brücken einholen, die bei der Bemessung zukünftiger integraler Bauwerke wiederum von großer Bedeutung sind. Ein anderes Anwendungsfeld stellt die Überwachung von Bestandsbrücken dar, um etwaige kritische Veränderungen zeitnah erfassen zu können. Die Tragfähigkeit einer Brücke muss sowohl bei kurzzeitigen Belastungen im Bauzustand als auch über längere Zeiträume gewährleistet sein. Obwohl dieser Umstand schon seit Jahrzehnten den Stand der Technik widerspiegelt, ereignen sich trotz dessen immer wieder Katastrophen, siehe Abbildung 2.1.



Abb. 2.1: Brückeneinsturz in Genua, Italien (August 2018) [22]

Die messtechnische Dauerüberwachung (Monitoring) von Brücken und anderen Ingenieurbauten ist in der RVS 13.03.01 geregelt. Sie definiert den Begriff „Monitoring“ als „zerstörungsfreie, messwertgebundene und automatisierte Untersuchung bzw. Überwachung von Ingenieurbauwerken“. Monitoringsysteme werden neben visuellen Begutachtungen und manuellen Überprüfungen als unterstützende Maßnahmen verwendet und können eine Bauwerksprüfung nicht ersetzen. Durch deren Einsatz wird dem Bauherrn jedoch ein verlässliches Werkzeug zur Verfügung gestellt, mit dem das reale Strukturverhalten einer Brücke gut abgebildet werden kann. [23]

Das Anbringen eines Monitoringsystems verfolgt folgende Ziele:

- Aufzeichnung und Überwachung von Bauzuständen;
- Frühzeitige Erkennung problematischer Tragwerkszustände;
- Erfassung realer Einwirkungs-, sowie Widerstandsgrößen;
- Überwachung von Bereichen, die mit dem Auge nicht inspizierbar sind;
- Quantifizierung von Einflüssen wie Temperatur, Kriechen, Schwinden oder außergewöhnlichen Ereignissen.

Die aus einem Messsystem erhaltenen Daten besitzen einen hohen Informationsgehalt für einen konstruktiven Ingenieur. Es lässt sich das reale Systemverhalten ablesen sowie Vergleiche mit den Annahmen der statischen Berechnung ziehen, wie etwa den angesetzten Steifigkeiten. Anhand dieser Daten ist eine vertiefende Tragwerksanalyse möglich, wobei die Rechenmodelle an das reale Bauwerksverhalten angepasst und über numerische Nachrechnungen optimiert werden können. Somit lassen sich die in der Entwurfsphase entstandenen Rechenmodelle weitgehend optimieren.

Allgemein lassen sich Spannungen in Beton und Bewehrung anhand dreier Elemente berechnen: Gleichgewichtsbedingungen, Verträglichkeitsbedingungen sowie Materialmodelle. Die größte Schwierigkeit einer realitätsnahen FE-Modellierung ist die richtige Wahl des Materialmodells, da jeder einzelne Parameter das Ergebnis in eine ganz andere Richtung ziehen kann. [15] Integrale Brücken mit geringer Länge benötigen im Allgemeinen kein Monitoring, da betreffend Systemverhalten ein ausreichender Kenntnisstand vorliegt. Automatisierte Dauerüberwachungen finden vor allem bei großen integralen Brücken sowie bei neuartigen Sonderkonstruktionen Verwendung, da bei deren Berechnung eine Vielzahl an Annahmen hineinfließen und somit große Unsicherheiten vorherrschen. Die Ergebnisse solcher Überwachungssysteme liefern wertvolle Informationen hinsichtlich des Bauwerkverhaltens und stellen eine gewisse Planungssicherheit für zukünftige Projekte sicher. Hinsichtlich der Messgrößen integraler Brücken sind folgende von Bedeutung. [1]

- Erddruckentwicklung im Widerlagerbereich;
- Bauwerkstemperatur als Interpretationsgrundlage;
- Längenänderungen über den jahreszeitlichen Verlauf;
- Vertikales und horizontales Verformungsverhalten über den jahreszeitlichen Verlauf.

2.1 Haupteinflussfaktoren auf die wichtigsten Messgrößen bei integralen Brücken

Die messtechnisch relevanten Einflüsse stellen zugleich auch die für eine Bemessung anzusetzenden Lastfälle dar. Neben den ständigen Einwirkungen wie Eigengewicht, Ausbaulasten, Vorspannung und Baugrundsetzungen, bedürfen die veränderlichen Einwirkungen einer genaueren Untersuchung aufgrund ihres komplexen und wesentlichen Einflusses auf das Tragverhalten. Unter den veränderlichen Einwirkungen sind besonders Temperatur, Kriechen, Schwinden und Erddruck anzuführen.

2.1.1 Lastfall: Temperatur

Für die Bemessung einer integralen oder semi-integralen Brücke ist die Analyse der Temperaturbeanspruchung von bestimmender Bedeutung. An jedem Punkt der Struktur gibt es lokale Temperaturunterschiede, da neben einer konstant annehmbaren Lufttemperatur weitere klimatische Einflüsse wie Wind oder Sonneneinstrahlung auf die Struktur einwirken. Eine Temperatureinwirkung lässt sich allgemein in 4 Teile zerlegen, siehe Abbildung 2.2:

- Konstante Temperaturverteilung;
- Linear veränderliche Temperaturverteilung entlang der Y-Achse;
- Linear veränderliche Temperaturverteilung entlang der Z-Achse;
- Nichtlineare Temperaturverteilung.

Bei einer linear elastischen Tragwerksberechnung lassen sich diese Anteile getrennt voneinander betrachten und superponieren. Mit Kenntnis der maßgebenden Lastfallkombination aus der linearen Analyse, lassen sich in weiterer Folge nichtlineare Analysen durchführen.

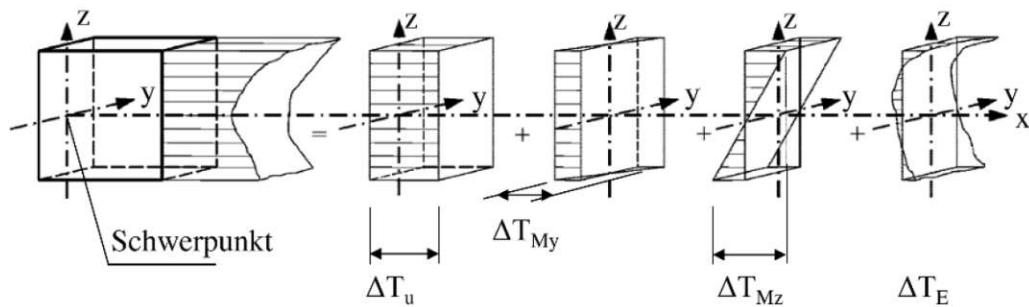


Abb. 2.2: Zerlegung einer Temperaturbeanspruchung nach EN 1991-1-5 [29]

Der konstante Anteil einer Temperaturbeanspruchung stellt den größten Beitrag dar und legt fest, ob ein Lagerungskonzept ohne etwaige Sondermaßnahmen auskommt. Neben dem Ausmaß der thermischen Beanspruchung, hängt dieser Umstand in erster Linie von der thermischen Entwicklungslänge des Tragwerks ab. Konstante Temperaturbeanspruchungen tragen den wesentlichen Beitrag zur Entstehung von Zwangsschnittgrößen in Unter- und Oberbau bei (siehe Abb.2.3) und führen zusätzlich zu exzentrisch belasteten Pfeilern. Aus diesem Grund sind die Stabilitätsnachweise der Druckglieder unbedingt unter Miteinbeziehung von Temperaturlastfällen nach Theorie 2. Ordnung zu führen. [1]

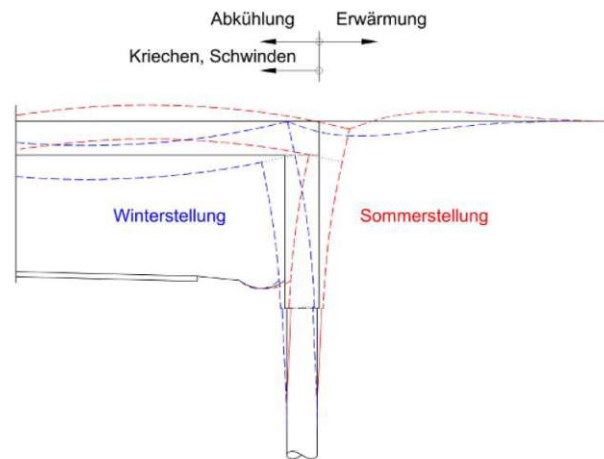


Abb. 2.3: Temperatureinfluss auf das Widerlager [1]

Linear veränderliche Temperaturverteilungen entlang der Z-Achse entstehen im Wesentlichen durch eine einseitige Sonnenbestrahlung. Dieser Anteil des Temperaturlastfalls fällt zwar im Vergleich zu dem konstanten Anteil geringer aus, führt jedoch ebenfalls zu Zwangsschnittgrößen im Tragwerk. Aufgrund von unterschiedlichen Längsdehnungen über die Querschnittshöhe kommt es zu Krümmungen. Dieser Umstand ist in den Tragfähigkeits- sowie Gebrauchstauglichkeitsnachweisen zu berücksichtigen. Im Falle von semi-integralen Brücken kann dieser Effekt zu vergrößerten Lagerverschiebungen führen. Grundsätzlich ist eine zusätzliche Betrachtung einer linear veränderlichen Temperaturverteilung entlang der Y-Achse nicht notwendig.

Innerhalb der D-A-CH Region ist es laut RVS 15.02.12 [7] nicht nötig, eine zusätzliche nichtlineare Temperaturverteilung anzusetzen. Zudem gibt diese Richtlinie Auskunft darüber, wie die einzelnen thermischen Lastfälle miteinander kombiniert werden dürfen. [1]

2.1.2 Lastfall: Kriechen

Unter Kriechen versteht man die zeitabhängige Stauchung des Betons infolge Druckbeanspruchung, siehe Abb.2.3. Kriechen, wie auch die Relaxation, beschreiben gemeinsam das viskoelastische Verhalten von Beton. Die ÖNORM EN 1992-1-1 [25] schreibt vor, das Kriechen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit stets zu berücksichtigen, um Spannungsumlagerungen

sowie erhöhte Verformungen exakt abbilden zu können. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann das Einbeziehen des Kriecheinflusses unter Umständen für Stabilitätsnachweise nach Theorie 2. Ordnung notwendig sein, andernfalls reicht es, wenn ein genügend großes Verformungs- und Rotationsvermögen gegeben ist. Grundsätzlich ist der Einfluss der Kriechwirkung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu untersuchen. Schon in der Entwurfsphase sollte die Minimierung des Kriecheinflusses im Vordergrund stehen. Dies kann entweder über eine günstige Betonrezeptur oder mit Hilfe eines geeigneten Bauverfahrens erzielt werden. Hohe Beanspruchungen sind im Gebrauchslastzustand weitgehend zu vermeiden, da sonst mit erheblichem nichtlinearem Kriechdehnungszuwachs zu rechnen ist, siehe Abbildung 2.4. Aus diesem Grund sind in den Spannungsnachweisen des SLS Grenzwerte einzuhalten. Das Konzept zur Vorhersage von Kriechdehnungen nach EN 1992-1-1 [25] wurde unter der Voraussetzung von linearem Kriechen entwickelt. Bei Überschreitung eines gewissen Spannungsniveaus gibt es jedoch auch Formeln zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechanteils. [1,9]

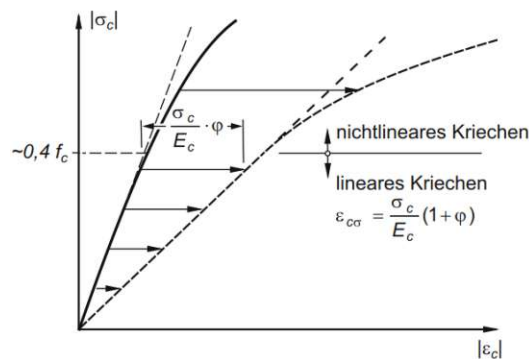


Abb. 2.4: Lineares und nichtlineares Kriechen [9]

Parameter, die zu einem erhöhten Kriechvermögen führen, sind:

- Zunehmender Zementgehalt und Zementart;
- Geometrie des Bauteils;
- Belastungsbeginn bei noch jungem Betonalter;
- Hohe Temperatur und Luftfeuchtigkeit;
- Fehlende Nachbehandlung des Betons.

Die Formelapparate für die Berücksichtigung des Kriechens sind in der ÖNORM EN 1992-1-1 [25] festgelegt. Aufgrund der angenommenen Linearität zwischen Spannung und Kriechdehnung lassen sich laut Gleichung (2.1) die Kriechdehnungen ϵ_{cc} über eine Kriechzahl φ (Proportionalitätsfaktor) als Vielfaches der elastischen Kurzzeitdehnung ϵ_c darstellen.

$$\epsilon_{cc}(t, t_0) = \epsilon_c \cdot \varphi(t, t_0) \quad \text{mit} \quad \epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.1)$$

Zur vereinfachten Berechnung lässt sich die Endkriechzahl φ auch aus fertigen Diagrammen bestimmen. Bei starker Empfindlichkeit einer integralen Brücke gegenüber Kriechauswirkungen sind die Endkriechzahlen in Deutschland um 50 % zu erhöhen. [1,9,25]

2.1.3 Lastfall: Schwinden

Im Gegensatz zum Kriechen, stellt das Schwinden eine belastungsunabhängige Verkürzung von Beton dar, siehe Abbildung 2.3. Sie setzt sich laut EC 1992-1-1 [25] aus zwei Komponenten zusammen:

- Trocknungsschwinddehnung ϵ_{cd}
- Autogene Schwinddehnung ϵ_{ca}

Während sich die autogene Schwinddehnung zufolge des Erhärten des Betons, bereits in den ersten Tagen nach der Betonage größtenteils einstellt, zeigt die Trocknungsschwinddehnung einen zeitlich trägeren Verlauf. Die autogene Schwinddehnung kann durch eine lineare Funktion der Betonfestigkeit beschrieben werden, wogegen die Trocknungsschwinddehnung, bedingt durch den Erhärtungsvorgang, eine Funktion der Wasserreduktion darstellt. Beide Anteile sind auf chemische Vorgänge im Beton zurückzuführen, bei dem die Poren innerhalb des Zementsteins austrocknen.

Der Schwindvorgang muss im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, simultan zum Kriechvorgang, berücksichtigt werden. Die dadurch entstehenden Schwindverkürzungen haben einen beachtlichen Einfluss auf Verformungen und führen bei statisch unbestimmt gelagerten Systemen zu Spannungszuwächsen. Die Berücksichtigung des Schwindeinflusses ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit einerseits für Stabilitätsnachweise nötig, unter Zugrundelegung der Theorie 2. Ordnung. Darüber hinaus führt das Schwinden des Betons aufgrund der hochgradig statischen Unbestimmtheit integraler Bauwerke, zu Zwangsschnittgrößen im Über- und Unterbau. Der Schwindvorgang kann im Allgemeinen als eine Verkürzung des Tragwerks gedeutet werden, zusätzlich zur Verkürzung infolge Abkühlung. Präventive Maßnahmen in Bezug auf das Schwindverhalten, betreffen ebenso wie beim Kriechen die Betonzusammensetzung und das Bauverfahren. Die gesamte Schwinddehnung ε_{cs} errechnet sich als Summe beider Anteile laut Gleichung (2.2).

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (2.2)$$

Das Rechenschema zur Berücksichtigung des Schwindens ist in ÖNORM EN 1992-1-1 festgelegt. Simultan zur vereinfachten Berechnung von Kriechdehnungen liegen auch beim Schwinden fertige Diagrammtafeln vor. Bei gegebener Empfindlichkeit der integralen Brücke gegenüber einer Schwindverkürzung, sind die Werte für die Trocknungsschwinddehnung in Deutschland, analog zum Kriechen, um 50 % zu erhöhen. [1],9,25]

2.1.4 Lastfall: Erddruck

Da die Bauwerk-Baugrund-Interaktion bei integralen Brücken besondere Beachtung genießt, kommt dem Erddruck in der Bemessung eine elementare Bedeutung zu. Bei integralen Brücken stellt sich hinter dem Widerlager und der Gründung, bedingt durch die jahreszeitliche Temperaturdehnung des Überbaus, ein zeitlich veränderlicher Erddruck ein. Die Höhe des Erddrucks hängt in erster Linie davon ab, welcher Widerlagertyp verwendet wird. Steife Widerlager lassen nahezu keine Relativverschiebung zu und werden hauptsächlich durch den Erdruhedruck beansprucht. Bei flexiblen Widerlagern ist es aufgrund des Funktionsprinzips für gewöhnlich nicht nötig, einen Erddruck anzusetzen. Die im Folgenden angeführten und zu untersuchenden Einflüsse beziehen sich weitgehend auf konventionelle Widerlager.

Beim Ansatz des Erddrucks kommt dem Begriff der Grenzwertbetrachtung eine besondere Bedeutung zu. Wenn sich eine Widerlagerwand infolge einer Verkürzung der Brücke vom anstehenden Boden wegbewegt, kommt es zur Aktivierung des aktiven Erddrucks, wobei eine kohäsionslose Hinterfüllung nachgleiten kann. Wie aus Abbildung 2.3 zu entnehmen ist, führen neben einer temperaturbedingten Abkühlung auch die zeitabhängigen Verformungen aus Kriechen und Schwinden zu einer Verkürzung des Überbaus. Dadurch kommt es in weiterer Folge zu einer Abnahme des Erddrucks, wobei dieser Fall als unterer Grenzwert des aktivierbaren Erddrucks gedeutet werden kann. Falls die Widerlagerwand keiner Bewegung ausgesetzt ist, stellt sich der Erdruhedruck ein. Der passive Erddruck stellt den oberen Grenzwert des ansetzbaren Erddrucks dar und entsteht infolge einer Tragwerksverlängerung zufolge Erwärmung. Dabei wird das Erdreich hinter dem Widerlager gestaucht und der entstehende Erddruck übersteigt den Erdruhedruck. Abbildung 2.5 verdeutlicht die Abhängigkeit der Erddruckkraft von der Richtung und Größe der sich einstellenden Verschiebung. Zur Ermittlung der verschiedenen Erddruck-

beiwerte ist die Kenntnis von Reibungswinkel, Kohäsion und Bodenwichte nötig. Das Ausmaß des endgültigen Erddrucks hängt wiederum größtenteils vom verwendeten Widerlagertyp ab.

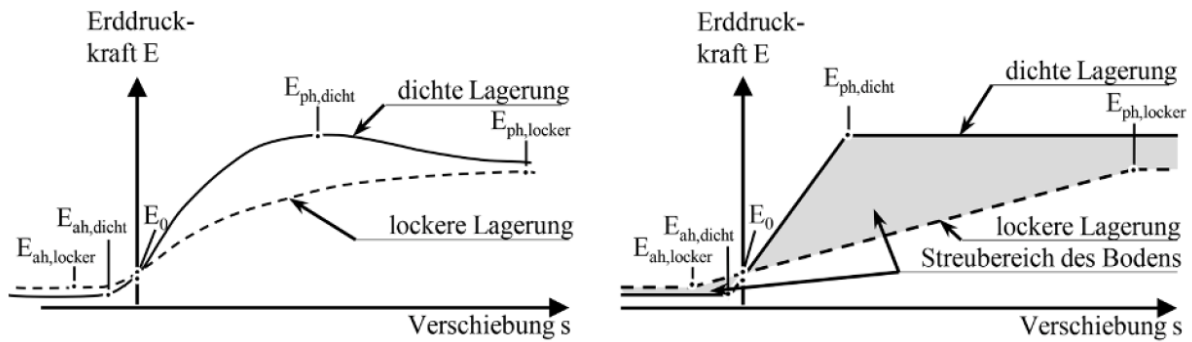


Abb. 2.5: Zusammenhang zwischen Verschiebung und Erddruck, Links: Wirklichkeitsnaher Ansatz, Rechts: Berechnungsansatz [10]

Aufgrund der temperaturbedingten periodischen Verschiebungscharakteristik einer Widerlagerwand, kommt es mit fortschreitender Zeit zu einer Verdichtung des Erdreichs hinter dem Widerlager. Dieser Effekt muss über einen erhöhten Erddruckbeiwert berücksichtigt werden. Außerdem müssen auch infolge exzentrischer Erddruckbelastung entstehende Rotationen des Widerlagers in die Bemessung miteinfließen.

2.1.5 Auswirkungen zeitabhängiger Verformungen

Um die Konsequenzen zeitabhängiger Verformungen aus Kriechen und Schwinden auf eine integrale Brücke quantifizieren zu können, muss eine Betrachtung auf Querschnitts- und Systemebene unterschieden werden. Auf Querschnittsebene gesehen, stellt sich ein innerer Zwang unabhängig vom statischen System ein. Eingeprägte Dehnungen aus Kriech und Schwindprozessen führen im Beton zu Eigenspannungen, welche wiederum mit sich im Gleichgewicht stehen. Da diese Eigenspannungen keine Schnittgrößen erzeugen, sind diese für die Bemessung von untergeordneter Rolle. In den meisten Fällen führen diese Eigenspannungen zu Zugspannungen an den Bauteilrändern. Dieser Umstand ist jedoch im Hinterkopf zu behalten, da diese Bereiche aufgrund der lokal verminderten Zugfestigkeit eine Rissbildung einleiten können.

Auf Systemebene betrachtet, ist anzumerken, dass die Auswirkungen von zeitabhängigen Verformungen auf die Schnittgrößen, zu berücksichtigen sind. Da integrale Brücken hochgradig statisch unbestimmte Systeme darstellen, entstehen aufgrund der Verformungsbehinderung Spannungen aus äußerem Zwang. Diese Spannungen führen zusätzlich neben Eigenspannungen zu resultierenden Schnittgrößen und in weiterer Folge zu Auflagerreaktionen. Ein positiver Nebeneffekt des Kriech- und Relaxationsvermögens von Stahlbeton ist die mögliche Reduktion von Zwangsschnittgrößen, bedingt etwa durch eingeprägte Verformungen wie Baugrundsetzungen oder durch starke Erwärmungen im Sommer. Bei integralen Brücken geht diese Tatsache meist als zusätzliche Reserve in die Berechnung ein und wird nicht näher analysiert. [9]

2.2 Sensoren

Monitoringsysteme werden je nach Bedarf mit unterschiedlichsten Sensoren ausgestattet und auf die vorliegende Problemstellung abgestimmt. Dies bedingt jedoch eine umfangreiche Zustandsanalyse seitens fachkundiger Gutachter, bei der alle mögliche Gefahren und Versagensszenarien beziehungsweise Aufgabenstellungen an das Monitoringsystem erfasst werden. Ausgehend davon wird ein Maßnahmenkonzept aufgebaut, das die relevanten Messgrößen wie Schwingungsverhalten, Rissbreiten, Setzungen, Verschiebungen, Erschütterungen und Dehnungen ermittelt. Diese werden an den jeweiligen Messpunkten einer Struktur temporär oder lang-

fristig angebracht und senden in konstanten Intervallen Daten an den Empfänger. Sensoren können dabei für den Dauerbetrieb oder einem bestimmten Intervallmuster folgend konfiguriert werden. Letzteres dient in erster Linie der Schonung kostenintensiver Sensorik. Die Messwerte werden etwa im 1-Hz-Takt gemessen und jede halbe Stunde gemittelt abgespeichert, was in den meisten Fällen zu einer ausreichenden Anzahl an Messwerten, über den Tag betrachtet, führt. Dadurch wird es möglich kritische Veränderungen am Bauwerk rechtzeitig zu erkennen und Maßnahmen zu setzen. Im Folgenden werden die im Brückenbau am häufigsten eingesetzten Sensoren angeführt. [15,17]

2.2.1 Wegmesssensoren

Lasersensoren/Induktive Wegaufnehmer

Mittels Lasersensoren und induktiver Wegaufnehmer ist die präzise Messung von Längenänderungen möglich, siehe Abb. 2.6. Dazu gehören beispielsweise Lagerverschiebungen, Rissbewegungen sowie Durchbiegungen, welche temperaturbedingt oder aufgrund vom zeitabhängigen Betonverhalten auftreten. Im Widerlagerbereich können dadurch auch Bewegungen von Dilatationsfugen zufolge Temperatureinwirkung bewertet werden. Während induktive Wegaufnehmer über eine Distanz von 10 mm bis 50 mm präzise Ergebnisse liefern sind Lasersensoren für größere Messdistanzen von 10 m bis 100 m geeignet. Laser sind im Winter aufgrund von Frostgefahr mit Heizsystemen auszurüsten, da ansonsten die Optik des Lasers keine brauchbaren Daten liefert. [1,21]



Abb. 2.6: links: Lasersensor, rechts: induktiver Wegaufnehmer [21]

Schlauchwaage:

Schlauchwaagen ermöglichen die Messung von vertikalen Verschiebungen, Setzungen sowie Setzungsunterschieden, siehe Abbildung 2.7. Bei den mit Flüssigkeit gefüllten Schläuchen macht man vom physikalischen Prinzip der kommunizierenden Röhren Gebrauch. Heutzutage sind ausschließlich elektronische Schlauchwaagen im Einsatz. Dabei wird der hydrostatische Druck im Drucksensor an einem beliebigen Punkt im Tragwerk ermittelt und in Relation zum Referenzdruck an der Messstelle gesetzt. Dadurch lassen sich Höhendifferenzen bis 500 mm vollautomatisch dokumentieren. Jedoch benötigen Schlauchwaagen eine aufwendige Installation der Sensorik, präzise Temperaturkompensationen sowie einen hohen Wartungsaufwand. [1,17]

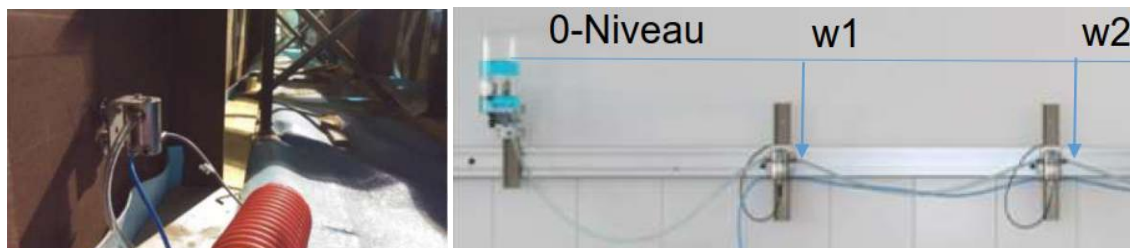


Abb. 2.7: Elektronische Schlauchwaage (links) mit Prinzipskizze (rechts) [21]

Neigungssensor

Neben der Messung vertikaler und horizontaler Weggrößen, ist es unter Umständen auch zielführend die Neigung eines Bauteils in verformter Lage zu bestimmen. Daraus lassen sich ebenso wichtige Informationen bezüglich des Temperaturverhaltens wie auch Langzeitverhaltens infolge Kriechen und Schwinden ableiten. Die Neigung eines Bauteils lässt sich auch indirekt über eine Aufzeichnung seiner vertikalen sowie horizontalen Verformung ermitteln und bedarf nicht zwangsläufig den Einbau eines Neigungssensors, siehe Abb. 2.8. Wie statische Berechnung benötigen auch Monitoringsysteme eine gewisse Reserve in der Sicherheit der eingebauten Messeinrichtung. Aus diesem Grund werden Neigungssensoren oft als zusätzliche Maßnahme eingebaut. [17]



Abb. 2.8: Neigungssensor [17]

2.2.2 Dehnungsmesssensoren

Schwingsaitensensor, Faseroptischer Sensor, DMS:

Neben Schwingsaitensensoren werden für die Messung von Beton- und Stahldehnungen auch faseroptische FPG Sensoren sowie Dehnmessstreifen (DMS) eingesetzt, siehe Abbildung 2.9. Die Messgröße wird bei faseroptischen Sensoren durch ein optisches Signal und nicht durch eine elektrische Größe wie bei Schwingsaitensensoren oder DMS erfasst. Der große Vorteil von faseroptischen Sensoren besteht darin, dass sie die Beanspruchungen im Tragwerk, im Gegensatz zu DMS und Schwingsaitensensoren, nicht nur punktuell abbilden, sondern einen weitaus größeren Messbereich abdecken. Dadurch werden etwaige Rissbildungen mit hoher Präzision erkannt.

Die Messergebnisse zeitlich veränderlicher Bauteildehnungen führen in Kombination mit einer zusätzlichen Temperaturoaufzeichnung zu großem Informationsreichtum, anhand derer tieferegehende FE-Strukturanalysen möglich werden. Durch die Erfassung des tatsächlichen Dehnungszustandes lassen sich die Spannungen im jeweiligen Querschnitt präzise ermitteln. Dadurch wird es möglich den Einfluss einzelner Einwirkungen aus Eigenwicht, Kriech- und Schwindprozessen, Temperatur sowie Verkehr gesondert zu analysieren. Durch Spannungsintegration lassen sich in weiterer Folge die Zustandslinien für Normalkraft, Querkraft und Moment darstellen. Da Dehnungsmesser fast ausschließlich einbetoniert werden, kommt dem Begriff der Reserve eine höhere Bedeutung zu, da diese im Zuge der Betonage oft beschädigt werden. [18,21]



Abb. 2.9: Links: Schwingsaitensensor, Mitte: Faseroptischer FPG Sensor, Rechts: DMS [21]

2.2.3 Spannungs- und Kraftaufnehmer

Erddruckaufnehmer

Die Kenntnis des temperatur- sowie zeitabhängigen Erddruckverlaufs hinter dem Widerlager ist für eine tiefergehende Analyse der Struktur, in Abhängigkeit vom gewählten Widerlagertyp (starr, flexibel oder konventionell) von großer Bedeutung. Die Messung erfolgt meist über Erddruckaufnehmer, welche auf der Rückseite des Widerlagers angebracht werden, siehe Abbildung 2.10. Technisch gesehen handelt es sich dabei um Spannungsaufnehmer, welche mit hydraulischen Druckkissen und Drucksensoren ausgestattet sind. Die mit Hydraulikflüssigkeit gefüllten Druckkissen erfahren bei Belastung durch das Erdreich einen Hydraulikdruck, welcher über elektrische Aufnehmer in eine äquivalente Spannung umgerechnet und dokumentiert werden kann. Neben dem Erddruck lässt sich auch der Schalldruck von Frischbeton bestimmen. [1]



Abb. 2.10: Erddruckmessung über Druckkissen (Seitenhafenbrücke) [1]

Kraftsensoren

Im Brückenbau finden Kraftsensoren vor allem bei Spanngliedern häufige Anwendung, siehe Abbildung 2.11. Dadurch lassen sich temperaturabhängige und systembedingte Spannkraftverluste im Tragwerk exakt abbilden. Kraftsensoren bestehen aus einem Federkern, welcher durch die aufgebrachte Last eine linear elastische Deformation erleidet. Diese Verformung wird über Dehnmessstreifen registriert und kann anhand der elastischen Materialeigenschaften in eine äquivalente Kraft umgerechnet werden. [24]



Abb. 2.11: links: Kraftmessdose, rechts: Kraftmessring [21]

2.2.4 Beschleunigungssensoren

Mittels Beschleunigungssensoren lassen sich Aussagen über die Eigenfrequenzen, Dämpfung sowie das Schwingverhalten (Gebrauchstauglichkeit) des Systems treffen. Dabei wird das Tragwerk meist über eine dynamische Probelastung in Form von LKW-Überfahrten angeregt. Über den Vergleich von gemessener vertikaler Brückeneigenfrequenz mit der numerisch ermittelten Eigenfrequenz kann die Abweichung von der rechnerisch angenommenen Tragwerkssteifigkeit quantifiziert werden. Dadurch können die realen Einflussparameter auf die Systemsteifigkeit genauer erfasst und Optimierungen am FE-Modell vorgenommen werden. Das dadurch gewonnene Wissen dient dabei als Grundlage für zukünftige Modellvorstellungen. Zum Einsatz kommen meist einachsiale und triachsiale Sensoren, siehe Abbildung 2.12. Während einachsiale Sen-

soren Beschleunigungen bis 5 m/s^2 präzise erfassen können, liegt der maximale Eignungsbereich triachsialer Sensoren bei 20 m/s^2 . [19,21]



Abb. 2.12: Links: Einachsialer Sensor, Rechts: Triachsialer Sensor [21]

2.2.5 Temperatursensoren

Die Temperaturoaufzeichnung stellt bei integralen Brücken den wichtigsten Bestandteil eines Monitoringkonzeptes dar, siehe Abbildung 2.13. Erst dadurch lassen sich die Messdaten aus Längenänderung, Verformung sowie Erddruck deuten. Die Anordnung der Sensoren spielt dabei eine wichtige Rolle, da es aufgrund von Umwelteinflüssen wie Wind oder Sonneneinstrahlung lokal zu erheblichen Temperaturabweichungen kommen kann. Aus diesem Grund muss eine genügend hohe Anzahl an Sensoren an den richtigen Stellen im Tragwerk integriert werden. Die exakte Nachbildung des Temperaturverlaufs im Tragwerk, lässt neben Längsdehnungen auch die Interpretation einer möglichen temperaturbedingten Verkrümmung zu, aufgrund linear veränderlicher Temperaturverläufe über die Querschnittshöhe. Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Bemessung einer integralen Brücke ist die nach Norm anzusetzende maximale Temperaturdifferenz. Unter Einsatz des Monitorings lässt sich nachweisen, dass die bei der Bemessung angesetzte Temperatur auf der sicheren Seite liegt. Bei den meisten Temperatursensoren handelt es sich um Widerstandsthermometer aus der Kategorie „Kaltleiter“ (PTC). [1,19]



Abb. 2.13: Temperatursensor [17]

2.2.6 Allgemeines zu Messsystemen

Die korrekte Abschätzung und Festlegung von Grenzwerten eines Sensors hat durch den Planer des Monitoringsystems zu erfolgen. Eine erprobte Variante stellt die Festlegung zweier unterschiedlicher Grenzwerte dar, ersterer beschrieben als Warnwert und letzterer als Alarmwert. Angestrebt wird eine möglichst einfache Gestaltung des Messsystems mit der direkten Nutzbarkeit von Zahlenwerten des jeweiligen Sensors, ohne die Notwendigkeit komplexer Transformationen. Solche Vereinfachungen helfen dabei, die Übersicht über das Messsystem zu behalten und erleichtern die Auswertung von Messergebnissen. [15]

Die Nutzung von Dauerüberwachungssystemen kommt nicht nur bei Neubauten in Frage, sondern wird vermehrt auch für Ingenieurbauwerke im Bestand eingesetzt. Solche mit ernsthaften systematischen Schädigungen bedürfen in den meisten Fällen einer Generalinstandsetzung, jedoch wird zur Beobachtung der Zustandsentwicklung bis dahin immer öfter ein Monitoringkonzept ausgearbeitet. Bei Bauteilen mit gering duktilem Verhalten ist es fraglich, ob ein solch ein Messsystem die Sicherheit effektiv steigert, da der Tragfähigkeitsverlust plötzlich und ohne

Vorwarnung geschehen kann. Solch eine Spröbruchgefahr besteht oft bei Ermüdungsproblemen oder etwa bei durch Verwitterung und Korrosion beschädigten Bestandsobjekten. [15],[20]

2.3 Darstellung eines Monitoringkonzepts am Beispiel der Seitenhafenbrücke

Die im Jahre 2011 fertiggestellte Seitenhafenbrücke, ist die längste integrale Brücke Österreichs, siehe Abbildung 2.14 links. Nach österreichischer Definition handelt es sich streng genommen um eine lagerlose semi-integrale Brücke. Mit einer Länge von 130 m, demonstriert dieses Bauwerk neben einer ansehnlichen Architektur, vor allem konstruktive Einzigartigkeit. Zur Reduktion von Einzelspannweiten und Konstruktionshöhe fiel die Entscheidung auf ein fünffeldriges System. Die Zwischenabstützungen wurden über V-förmige Stahlstützen realisiert, welche im Bauzustand zusätzlich als Unterstellung dienten. Die Erdbebenlasten in Querrichtung konnten somit einfach über ein Kräftepaar in die Fundamente eingeleitet werden.

Wie schon in Kapitel 1.2.2 erwähnt, ergeben sich bei Brückenlängen über 70 m temperaturbedingte Probleme im Widerlagerbereich. Im vorliegenden Fall fiel die Entscheidung auf ein in Europa erstmalig ausgeführtes flexibles Widerlagersystem. Aufgrund der freien Verformbarkeit des Widerlagers, ergibt sich eine geringe Horizontal- und Rotationsteifigkeit, wodurch temperaturbedingte Zwangskräfte im Überbau, der Theorie nach, weitgehend reduziert werden, siehe Abbildung 2.14 rechts. Die Flexibilität des Widerlagers wurde durch die Anordnung einer erdseitigen und 20 cm dicken Weicheinlage (EPS) geschaffen. Neben der Sicherstellung eines weichen Widerlagers, musste die Flexibilität der Fundierung ebenfalls sichergestellt werden. Aus diesem Grund, entschied man sich bewusst für eine einreihige Anordnung der Pfähle, welche bis eine Tiefe von 4 m ebenso mit Weicheinlagen ummantelt wurden. [16,17]

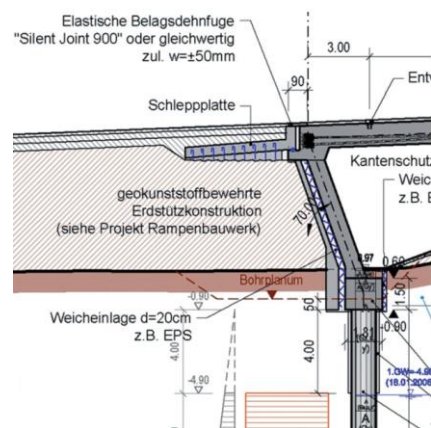


Abb. 2.14: Links: Ansicht der Seitenhafenbrücke, Rechts: Detailskizze - Widerlager [17]

Aufgrund der Neuheit eines solchen Widerlager- und Gründungskonzepts entschied man sich seitens des Bauherrn für die Installation eines umfangreichen Monitoringkonzepts. Es soll dazu dienen, die bemessungsrelevanten Grundannahmen wie Erddruck, welcher in der Theorie eine untergeordnete Rolle spielt, zu untermauern. [16]

2.3.1 Das Messsystem

Nach Absprache mit dem Bauherrn, wurde seitens der Planer folgendes Messkonzept festgelegt:

- Temperaturaufzeichnung mittels Temperatursensoren;
- Überprüfung des flexiblen Widerlagerkonzepts über eine Erddruckmessung mittels Erddruckaufnehmer;
- Aufzeichnung von Längenänderungen mittels Laser;

- Aufzeichnung vertikaler Verformungen mittels Durchbiegungssensoren (Schlauchwaage);
- Aufzeichnung von jahreszeitlichen Neigungsänderungen der Stahlstützen über eingebaute Neigungssensoren.

Eine grafische Darstellung des Überwachungssystems ist in Abbildung 2.15 ersichtlich. [1,17]

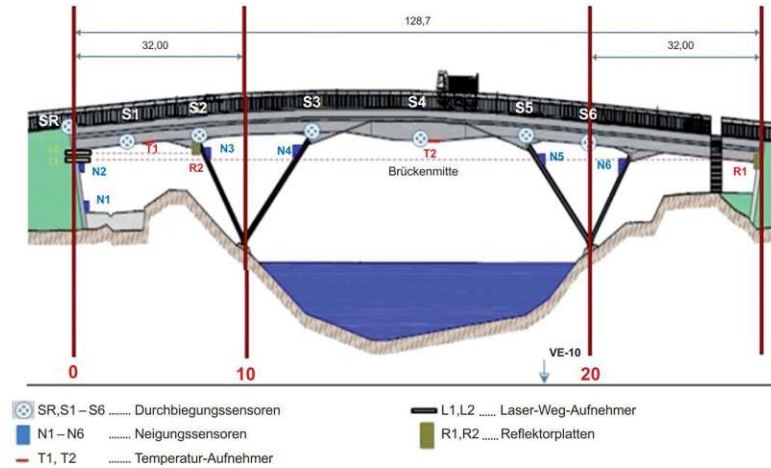


Abb. 2.15: Darstellung des Monitoringsystems der Seitenhafenbrücke [17]

2.3.2 Auswertung der Messergebnisse

Temperatur

Als Grundlage jeder weiteren Messgrößenuntersuchung, ist es in erster Linie erforderlich, den jahreszeitlichen Temperaturverlauf näher zu betrachten. Dies ist notwendig, damit temperaturbedingte Phänomene von Außergewöhnlichen unterschieden werden können. Darüber hinaus drückt eine Korrelation von Temperaturverlauf zusammen mit anderen Messgrößen nachweislich die Funktionsfähigkeit eines Monitoringkonzepts aus.

Am Temperaturverlauf der Jahre 2011 bis 2016, siehe Abbildung 2.16, ist erkennbar, dass der Sensor T2, entsprechend der Erwartung, einen größeren Schwankungsbereich besitzt, da seine Position von Umweltverhältnissen wie Wind und Sonne stärker beeinflusst wird. Die Sensoren im Beton, zeichneten in diesem Zeitraum maximale Temperaturen von 34 °C und -11 °C auf. Einer Anschlussrechnung folgend, entspricht das einem Temperaturgradienten von $\pm 22,5$ °C. Somit konnte nachgewiesen werden, dass der nach EN 1991-1-5 anzusetzende maximale Temperaturgradient von $\pm 28,5$ °C für den Beton, eingehalten ist. [1,16]

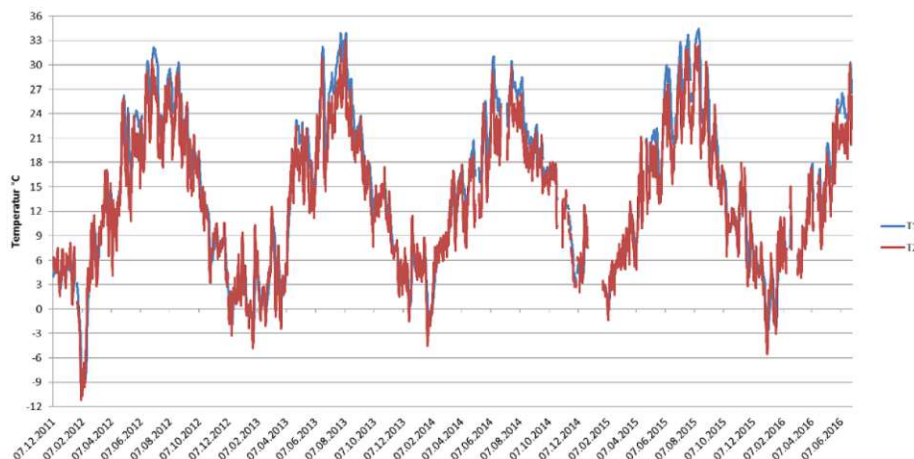


Abb. 2.16: Aufgezeichneter Temperaturverlauf im Zeitraum von 7.12.2011 bis 30.06.2016 [1]

Längenänderung

Da der Fahrbahnbelag mittels Belagsdehnfuge von der freien Strecke entkoppelt ist, siehe Abbildung 2.14, ist es eine Hauptaufgabe des Monitoringsystems, die maximal vorhandene Längsbewegung zu messen. Das Ziel dabei ist ein Nachweis der Einhaltung einer oberen Grenzverformung. Der Dehnweg des Fahrbahnübergangs ist mit ± 50 mm begrenzt und dementsprechend beträgt die gesamte aufnehmbare Längsverformung 100 mm. Das Messsystem (L1) zeichnete im ersten Jahr den größten Verschiebungsweg mit ~ 40 mm auf, siehe Abbildung 2.17. In den darauffolgenden Jahren flachte die Kurve etwas ab und betrug im Jahresmittel nur noch ~ 35 mm. Dieser Effekt ist auf die im ersten Jahr noch stark ausgeprägten Kriech- und Schwindprozesse zurückzuführen. Schlussendlich konnte nachgewiesen werden, dass die maximale Längenänderung an der Belagsdehnfuge weit unter dem Grenzwert von 100 mm liegt. [1,17]

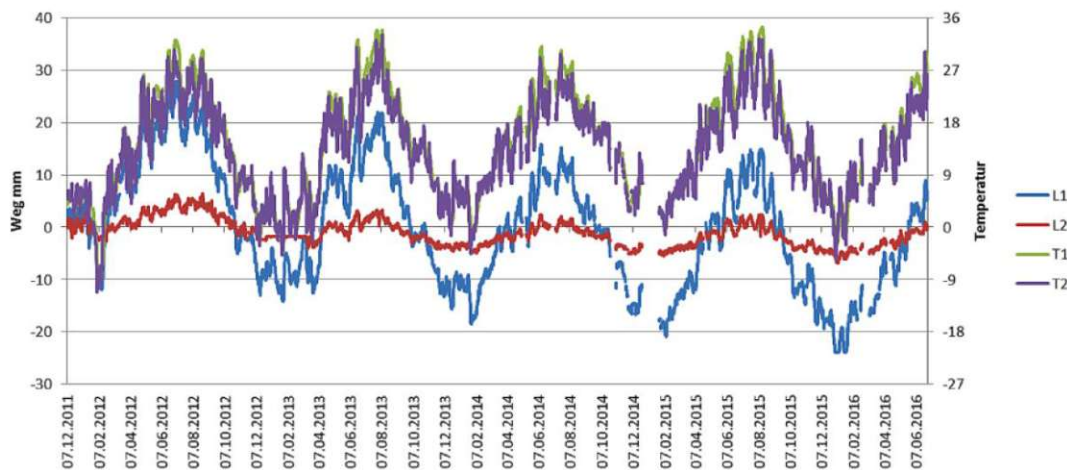


Abb. 2.17: Aufgezeichnete Längenänderung inkl. Temperaturverlauf im Zeitraum von 7.12.2011 bis 30.06.2016 [17]

Erddruck

Beim flexiblen Widerlagertyp werden der Theorie nach keine beziehungsweise nur geringe Erddrücke mobilisiert. Aufgrund mangelnder Erfahrung wurde jedoch bei der Bemessung ein zusätzlicher Erddruck von 50 kN/m^2 berücksichtigt. Mittels Monitoring musste gezeigt werden, dass die entstehenden Erddrücke hinter dem Widerlager weit unterhalb der angesetzten Einwirkung liegen. Aus den Messwerten in Abbildung 2.18, lässt sich zusätzlich zu einem am Temperaturverlauf orientierten Erddruckverlauf, ein Schwankungsbereich von etwa 1 kN/m^2 beobachten. Demnach lässt sich zusammen mit der aufgezeichneten Temperatur und den Längenänderungen eine gute Verträglichkeit erzielen. Die eingebauten Weicheinlagen lassen erwartungsgemäß eine nahezu freie Verformbarkeit des Widerlagerbereichs zu. Die Funktionalität des flexiblen Widerlagerkonzepts konnte dadurch gezielt nachgewiesen werden. [1]

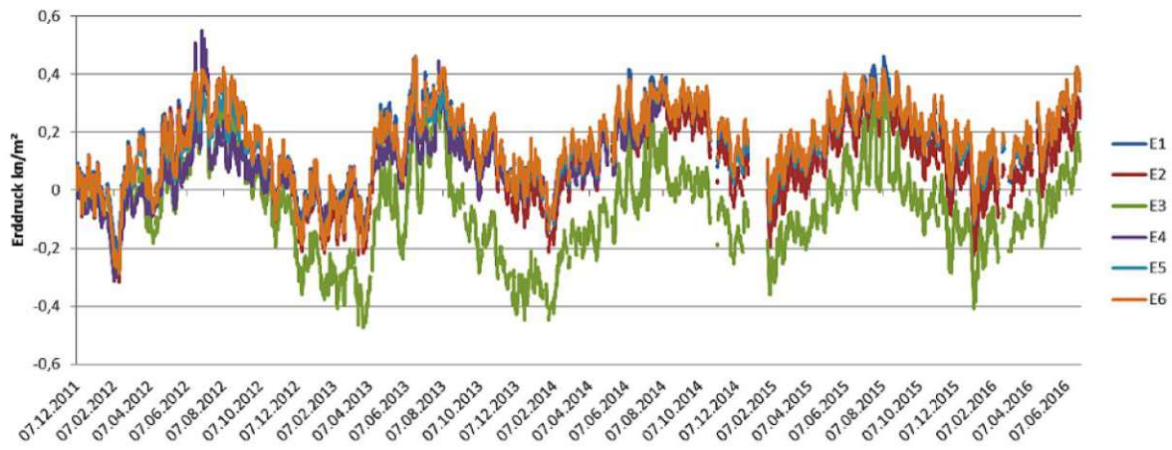


Abb. 2.18: Erddruckmessung im Zeitraum von 7.12.2011 bis 30.06.2016 [1]

Vertikale Verformungen

Entsprechend der Erwartung, zeigt der Sensor S4 in Tragwerksmitte die größten Vertikalverschiebungen auf, siehe Abbildung 2.19. Dabei wurde die maximale Verschiebung im ersten Jahr der Aufzeichnung erfasst und beträgt ~ 54 mm. Dieser Wert ergibt sich dabei als Summe der Maxima von Abkühlung (~ -18 mm) und Erwärmung ($\sim +36$ mm). Die Einhaltung der maximal zulässigen vertikalen Langzeitverformung im Gebrauchstauglichkeitsnachweis konnte hierdurch nachweislich bestätigt werden. In den darauffolgenden Jahren wurde dieser Wert im Mittel um ~ 5 mm unterschritten. Somit liegt es nahe, dass die hohe Durchbiegung des ersten Jahres einerseits auf erhöhte Temperaturen und andererseits auf die anfangs noch relativ stark ausgeprägten Kriech- und Schwindprozesse zurückzuführen sind.

In der numerischen Berechnung wurde entsprechend der normativ angesetzten Temperaturänderung von 57 °C eine maximale Verformung von 44 mm vorhergesagt, jedoch ohne Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens wie Kriechen oder Schwinden. Da die maximal gemessene Temperaturdifferenz 45 °C beträgt, kommt man, aufbauend auf einer linearen Betrachtungsweise, auf eine maximale Verformung von 35 mm. Bei Inkludierung von Kriechen und Schwinden und einer auf der sicheren Seite liegenden Annahme, dass sich die errechneten Verformungen dadurch auf 70 mm verdoppeln, würde es weiterhin den Erwartungen entsprechen.

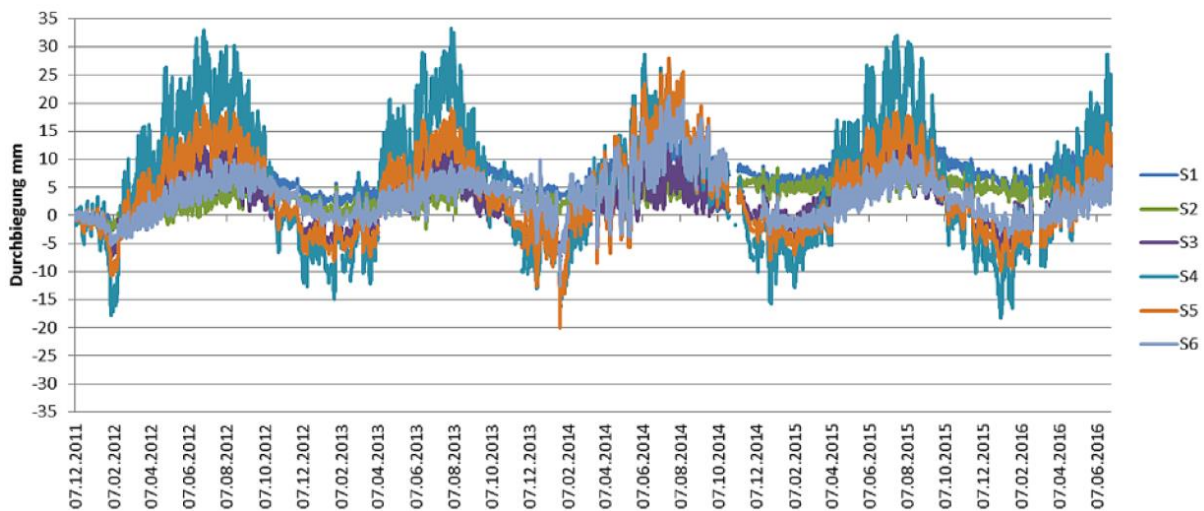


Abb. 2.19: Durchbiegungsmessung im Zeitraum von 7.12.2011 bis 30.06.2016 [1]

Ein weiterer anzusprechender Punkt sind die bei Erwärmung stattfindenden höheren Verformungen, verglichen mit den Verformungen zufolge Abkühlung. Obwohl die Temperatur bei Sys-

temfertigung etwa 6°C betrug und maximale Temperaturen von +34 °C und -11 °C erreicht wurden, siehe Abbildung 2.17, sollte sich zufolge effektiver Erwärmung (+28 °C) und Abkühlung (-17 °C), bei rechnerisch gleicher Bezugstemperatur, erwartungsgemäß kein Unterschied in den absoluten Verformungswerten ergeben. Der Unterschied kann über eine kurze Nachrechnung wie folgt dargestellt werden:

$$36\text{mm (Erwärmung um } 28^{\circ}\text{C)} \cdot \frac{17^{\circ}\text{C}}{28^{\circ}\text{C}} = \mathbf{22\text{ mm (Erwärmung um } 17^{\circ}\text{C)}} \\ > \mathbf{18\text{ mm (Abkühlung um } 17^{\circ}\text{C)}}$$

In Kapitel 3.5.3 wird dieses Phänomen näher untersucht, wobei die einzelnen Ursachen anhand eines Beispiels im Detail aufgezeigt werden.

2.3.3 Schlussfolgerung

Die Reaktion des Systems unter Temperaturbeanspruchung erfolgte analog zu den Ergebnissen der Berechnung, zu sehen in Abbildung 2.20. Dies konnte anhand der bereitgestellten Monitoringdaten zum Ausdruck gebracht werden. Eine Systemabkühlung führt dementsprechend zu einer Absenkung des Mittelfelds bei positiver Krümmung der Rahmenecken, während eine Erwärmung, den Rahmenecken eine negative Krümmung aufzwingt, bei gleichzeitiger Hebung des Mittelfelds.



Abb. 2.20: Temperaturverhalten des Systems, Links: Abkühlung, Rechts: Erwärmung [1]

Jede größere integrale Brücke ist für sich als Prototyp zu betrachten, es existieren keine geschlossenen Standardlösungen. Der große Nutzen von Monitoringsystemen besteht neben der Überprüfbarkeit von Berechnungsannahmen in der Beurteilung des Langzeitverhaltens. Außerdem kann hierdurch die Funktionstüchtigkeit neu entwickelter Konzepte nachweislich bestätigt werden und der Entwicklungsprozess im integralen Brückenbau mitwirkend an den Stand der Technik anknüpfen.

3 Prototyp eines neuen Bauverfahrens für integrale Brücken

3.1 Beschreibung des neuartigen Verfahrens

Wie schon in Kapitel 1.2.2 erläutert, sind lange integrale Brücken, aufgrund von Temperatur- und materialbedingten Langzeiteinflüssen wie Kriechen und Schwinden, nur bedingt realisierbar. Dabei liegt der wesentliche Grund in der thermischen Entwicklungslänge einer Brücke. Darunter versteht man den Abstand vom Verschiebungsruhepunkt zum Widerlager, siehe Abbildung 3.1.

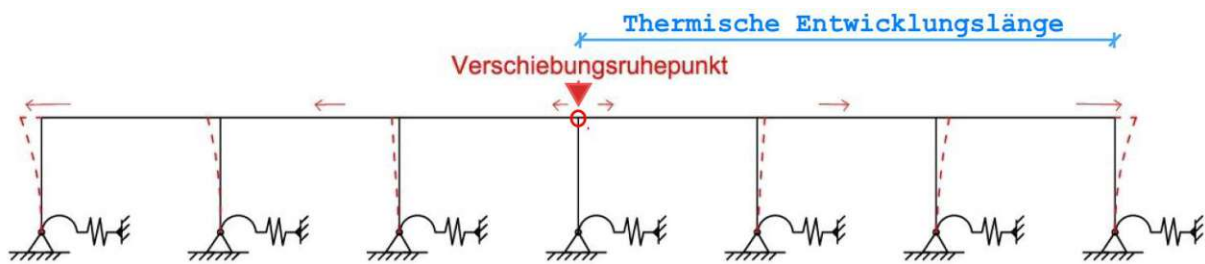


Abb. 3.1: Darstellung der thermischen Entwicklungslänge [30]

Das Tragkonzept ist bereits in der Entwurfsphase in eine von zwei Richtungen zu lenken. Entweder behindert man die Längenänderungen durch ein steifes Widerlager- und Gründungskonstrukt und nimmt dadurch große Zwangskräfte im Überbau in Kauf oder man erlaubt dem System, sich in Längsrichtung ungehindert auszudehnen, wodurch die Zwangsbeanspruchungen gering bleiben.

Ein steifes Widerlagersystem wird nur dann in Betracht gezogen, wenn günstige Untergrundverhältnisse vorhanden sind und dadurch eine wirtschaftliche Bemessung von Widerlager und Gründung ermöglicht wird. Im Falle eines steifen Widerlagers können geradlinige Überbauten in Abhängigkeit ihrer Dehnsteifigkeit hohe Zwangsnormalkräfte mobilisieren. Eine wirtschaftlich günstige Lösung für die Verwendung eines steifen Widerlagersystems ist ein im Grundriss oder Aufriss gekrümmter Überbau, siehe dazu Kapitel 1.2.3, oder die drastische Abminderung der Überbausteifigkeit durch Verwendung von dehnweichen Materialien. [1,10]

Für den Fall einer nachgiebigen Widerlagerkonstruktion, steht das Problem der Verformungsaufnahme im Vordergrund. Demzufolge müssten bei einer langen Brücke große Verschiebungen im Widerlagerbereich sicher aufgenommen werden können, ohne etwaige Beschädigungen am Übergang zur freien Strecke zu verursachen. Sehr große Horizontalverformungen können meist nur mehr über teure Lagerkonstruktionen und Sondermaßnahmen (Fahrbahnübergänge) kompensiert werden, wobei es sich dann keine integrale Brücke mehr handelt. Der größte Nachteil solcher Verschleißteile liegt in den hohen Lebenszykluskosten. Eine weitere und in Kapitel 2.3 bereits beschriebene Alternative zur gezielten Schaffung einer Nachgiebigkeit im Widerlagerbereich, stellt das flexible Widerlager dar, jedoch benötigt auch diese Variante eine zusätzliche elastische Belagsdehnfuge zur Aufnahme von Längsbewegungen im Fahrbahnbelag. Grundsätzlich können Brücken mit nachgiebigen Widerlagerkonstruktionen meist nicht in vollintegraler Bauweise gebaut werden. Diese müssen nach österreichischer Definition in lagerlose und fugenlose semi-integrale Brücken unterteilt werden. [1,10]

Im Großen und Ganzen sticht aus den oben genannten Argumenten die steife Widerlager- und Gründungsvariante bei gleichzeitiger Krümmung im Grund- oder Aufriss heraus. Dieser Umstand wurde seitens der TU Wien zum Anlass genommen, eine neue Technologie zu entwickeln, mit der sich theoretisch unendlich lange integrale Brücken realisieren lassen, bei einem gleichzeitig optimierten Bauablauf.

Man stelle sich eine Aneinanderreihung von mehreren miteinander kraftschlüssig verbundenen Bögen vor, die an beiden Widerlagern unverschieblich gelagert sind. Dadurch nimmt jeder einzelne Bogen seine temperaturbedingten Dehnungen und Stauchungen feldweise durch ein Heben und Senken des Bogenscheitels auf. Infolgedessen ergeben sich Bewegungsruhepunkte über jedem Pfeiler, siehe Abbildung 3.2. Im Gegensatz dazu, befindet sich der Verschiebungsnullpunkt einer gewöhnlichen integralen Rahmenbrücke meist in Tragwerksmitte. Neben der Notwendigkeit zweier steifer Widerlager, setzt dieses Verfahren annähernd gleiche Spannweiten voraus. Im Falle einer symmetrischen Einwirkung, ergeben sich keine Horizontalkräfte in den Pfeilern. Einen Horizontalschub erhalten hierbei einzig die Widerlager. Zu den symmetrischen Einwirkungen zählen etwa das Eigengewicht, Temperaturlasten oder gleichmäßig verteilte Aufbaulasten. [12]

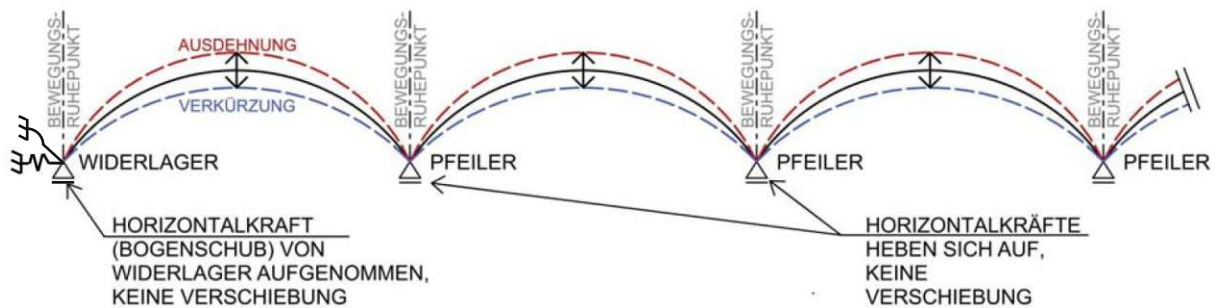


Abb. 3.2: Wirkungsweise bei Temperaturbeanspruchung [3]

Im Falle einer feldweisen Verkehrsbelastung, ergeben sich an den jeweiligen Bogenfußpunkten zwangsläufig Horizontalkräfte, die über Biegung aufgenommen werden müssen (siehe Abbildung 3.3). Durch die Anordnung von Zugbändern zwischen den Bogenfußpunkten, welche einen wesentlichen Bestandteil der neuartigen Technologie darstellen, kann die Biegebelastung der Pfeiler erheblich reduziert werden, da ein Teil des entstehenden Schubs, vom Zugband aufgenommen wird. [12]

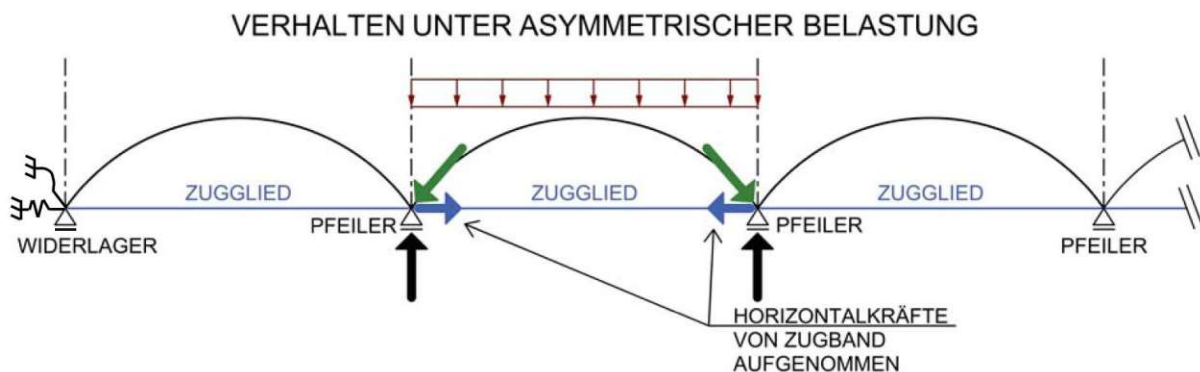


Abb. 3.3: Aufnahme des Horizontalschubs mittels Zugband [3]

Das Tragverhalten eines einzelnen Bogens infolge feldweiser Belastung, entspricht dem in Abbildung 3.4 dargestellten statischen System. Dabei hängt die statische Wirksamkeit der Zugglieder, in großem Maße von der horizontalen Nachgiebigkeit k_x der anstehenden Konstruktion und der Dehnsteifigkeit der Zugbänder selbst ab. Dementsprechend greifen die Zugbänder einzelner Bogenfelder unter asymmetrischer Belastung in das Tragverhalten nur dann ein, wenn eine ho-

horizontale Verformungsmöglichkeit der Zugbänder gegeben ist. Neben einer Beteiligung an der Aufnahme des entstehenden Horizontalschubs, verbessert sich infolge der versteifenden Wirkung auch das Verformungsverhalten. Da gleichzeitig zu einer asymmetrischen Belastung auch eine Temperatur einwirken kann, ist ein gesonderter Nachweise infolge Erwärmung zu führen. Ein erwärmungsbedingtes Erschlaffen ist in jedem Fall zu vermeiden ($P_{VSP} > 0$), da das Zugband ansonsten über keine statische Wirksamkeit verfügt. In solch einem „spannungslosen“ Zustand, wo es wie ein Seil durchhängt, hat das Zugband keine versteifende Wirkung und übernimmt keine zusätzlichen Zugkräfte aus dem Bogenschub.

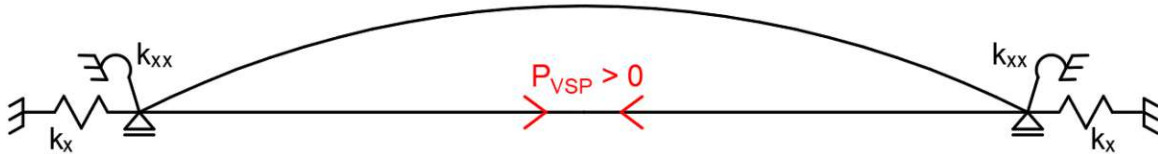


Abb. 3.4: Statisches System eines einzelnen Bogens

Im Falle einer symmetrischen Einwirkung und einer dem Verfahren entsprechenden symmetrischen Steifigkeitsverteilung in den Rand- und Übergangsbedingungen, hat das Zugband aufgrund der eingeschränkten Wirksamkeit keinen nennenswerten Vorteil im Trag- und Verformungsverhalten. Aufgrund der höheren Systemsteifigkeit beim System mit Zugband ergibt sich bei einer Temperaturabsenkung eine höhere Beanspruchung der Widerlager, wodurch sich die Frage stellt, ob das System mit Zugband (Prototyp) bei einer symmetrischen Einwirkung auch wahrlich vorteilhafter ist. Da sich jedoch Baufehler in der Realität nicht vollständig ausschließen lassen und nicht gänzlich symmetrische Steifigkeitsverhältnisse geschaffen werden können, erweist sich die Anordnung eines Zugbandes auch im Falle einer symmetrischen Einwirkung als vorteilhaft, da etwaige Horizontalverformungen korrigiert und die Pfeiler dadurch einer geringeren Biegebelastung ausgesetzt werden.

Zusätzlich zur möglichen Herstellung von integralen Brücken mit beliebiger Länge, erlaubt das neue Bauverfahren einen optimierten abschnittsweisen Bauablauf. Bei einer abschnittsweise hergestellten Bogenbrücke, muss der Horizontalschub aus dem Eigengewicht des zuletzt hergestellten Bogens sicher vom nächstgelegenen Pfeiler aufgenommen werden. Dies bedingt jedoch große Pfeilerabmessungen und resultiert in einer unwirtschaftlichen Überdimensionierung. Beim vorliegenden Verfahren werden die Zugbänder mit den Bogenfußpunkten verbunden und soweit angespannt, dass der gesamte Horizontalschub aus dem Eigengewicht, vom Zugband aufgenommen werden kann. Demzufolge sind die Pfeiler im Bauzustand keiner zusätzlichen Biegebelastung ausgesetzt. Es entsteht ein in sich geschlossenes statisches System, wobei zusätzliche temporäre Sicherungsmaßnahmen im Bauzustand nicht benötigt werden und zudem schlanke Pfeilerdimensionen erzielt werden können. Da das Eigengewicht eine symmetrische Belastung darstellt, heben sich die Horizontalkräfte an den Pfeilern im Bauendzustand auf. Der Horizontalschub wird mit steigendem Verhältnis von Bogenspannweite zu Bogenstich größer und bedingt eine höhere Vorspannkraft. Dieser Umstand sollte bei der Vordimensionierung unbedingt beachtet werden. [12]

Ein weiterer Vorteil des neuen Verfahrens, besteht in der Erhöhung des Sicherheitsniveaus der Gesamtkonstruktion. Bei Ausfall eines einzelnen Bogens einer mehrfeldrigen Brücke, muss der frei werdende Horizontalschub von den angrenzenden Pfeilern sicher aufgenommen werden. Brückenbauten, bei denen die Pfeiler im Bauzustand, aufgrund von temporären Hilfskonstruktionen oder Abspannungen unbelastet bleiben, sind in den meisten Fällen auf einen derartigen Lastfall nicht bemessen. Wird ein solches Versagensszenario in der Bemessung nicht berücksichtigt, droht beim Ausfall eines Bogens infolge eines terroristischen Akts ein dominoartiger Gesamtkollaps der Konstruktion. Durch die Einbindung eines Zugbandes zwischen den Pfeilerfußpunkten, kann die Problematik der Biegebeanspruchungen in den Pfeilern erheblich reduziert werden. [12]

Zur Erprobung der neuartigen Technologie in der Praxis wurde vom Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien, ein Prototyp am Lagerplatz der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG in Gars am Kamp errichtet. Dieser Prototyp einer integralen Brücke mit Bogen-Zugband Tragwirkung wurde gemäß einer von mehreren unterschiedlichen Ausführungsvarianten nach [12] errichtet. Es wurde den Konditionen des neuen Verfahrens entsprechend, zwischen zwei unverschieblichen Widerlagern, ein dreifeldriges Bogentragwerk mit Bogen-Zugbandwirkung konzipiert. Dabei wurde der Prototyp verfahrensgemäß abschnittsweise hergestellt. Der Prototyp soll hierbei dem erfindungsgemäßen Verfahren nach, einen Ausschnitt einer beliebig langen integralen Bogenbrücke darstellen. [12]

Ziel des Forschungsprojekts ist die messdatengestützte Untersuchung des Tragverhaltens bei Temperatureinwirkung, Kriech- und Schwindbeanspruchungen. Dazu wurde ein umfangreiches Monitoringsystem installiert (siehe Kapitel 3.2.3), mit dessen Auswertung, ausgehend vom dreifeldrigen Prototypen, Vorhersagen über das Systemverhalten einer beliebig langen integralen Bogenbrücke desselben Typs getroffen werden sollen. Des Weiteren werden die Ergebnisse des Monitorings im weiteren Verlauf zur Optimierung von numerischen Berechnungsmodellen verwendet, siehe Kapitel 3.5.

3.2 Planung und Herstellung der Versuchskörper

3.2.1 Standort

Die Herstellung des Prototypen erfolgte am Firmengelände der „Franz Oberndorfer GmbH & Co KG“ in Gars am Kamp. Die Bestandssituation ist in Abbildung 3.5 links ersichtlich, wobei am rechten Bild das linke Widerlager zu sehen ist. Dabei handelt es sich um eine alte Lagerkonstruktion eines früheren Forschungsprojekts, welche aufgrund seiner massiven Ausführung und der hohen Auflast in guter Näherung als unverschieblich angenommen werden kann. Somit ist die Forderung nach zwei steifen Widerlagern dem erfindungsgemäßen Verfahren nach eingehalten.



Abb. 3.5: Links: Bestandssituation, Rechts: Blick auf linkes Widerlager

3.2.2 Planung

Die Geometrie der einzelnen Bögen wurde an die Stützlinie angepasst. Dabei wurde der untere Teil des Überbaus, welcher unterhalb des „gedachten“ Bogens liegt und somit keine Tragwirkung besitzt, zur Gänze weggelassen. Dadurch ist am Bogenträger gegen die Trägerenden hin eine große querschnittsbezogene Steifigkeit entstanden. Die genaue Geometrie kann Abbildung 3.6 entnommen werden.

Der mittels eines zwischen den Bogenfußpunkten angeordnetem Zugband versehene Stahlbetonbogen wurde als Fertigteil mit einer Betongüte von C 30/37 nach ÖNORM EN 1992-1-1 [25]

Prototyp eines neuen Bauverfahrens für integrale Brücken

konzipiert, wobei dem neuen Verfahren nach, keine zusätzlichen temporären Hilfskonstruktionen im Bauzustand notwendig waren. Herstellungsbedingt wurde das Zugband als verzinkte Gewindestange (M24) mit einer Stahlgüte von 8.8 ausgeführt. Damit konnte die kraftschlüssige Verbindung zweier Zugbänder über Muffenverbindungen bewerkstelligt werden.

Beim vorliegenden Verfahren wird der Horizontalschub aus dem Eigengewicht zur Gänze vom Zugband aufgenommen. Momentenbeanspruchungen infolge äußerer Last, können bei vorliegender Geometrie nicht verhindert werden, da eine reine Stützlinientragwirkung für jeden Lastfall nicht gegeben ist. Der 250 mm hohe Querschnitt des gedachten Bogens wurde gemäß Abbildung 3.7 bewehrt. Der verbleibende, nur wenig beanspruchte, lediglich als Aufbeton wirkender Betonquerschnitt wurde nur mit einer geringen Oberflächenbewehrung versehen.

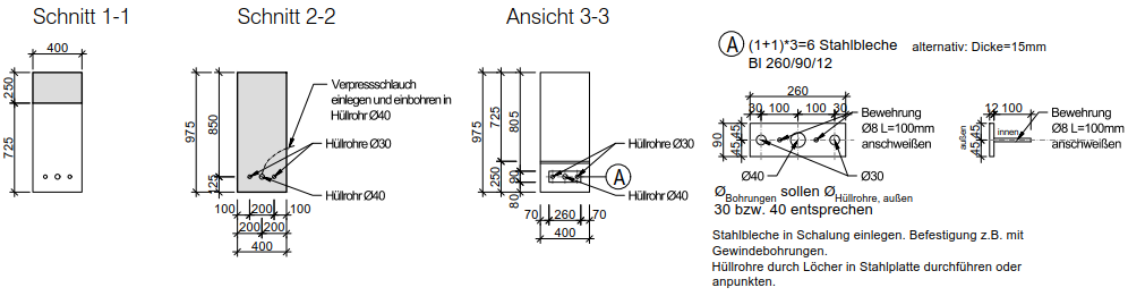
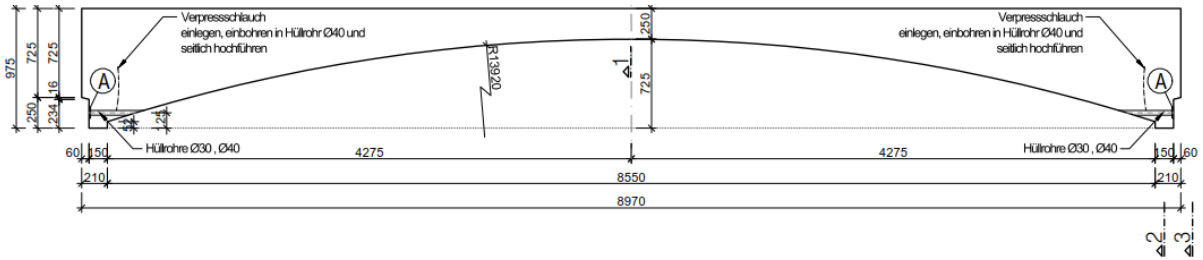


Abb. 3.6: Geometrie eines Bogens [38]

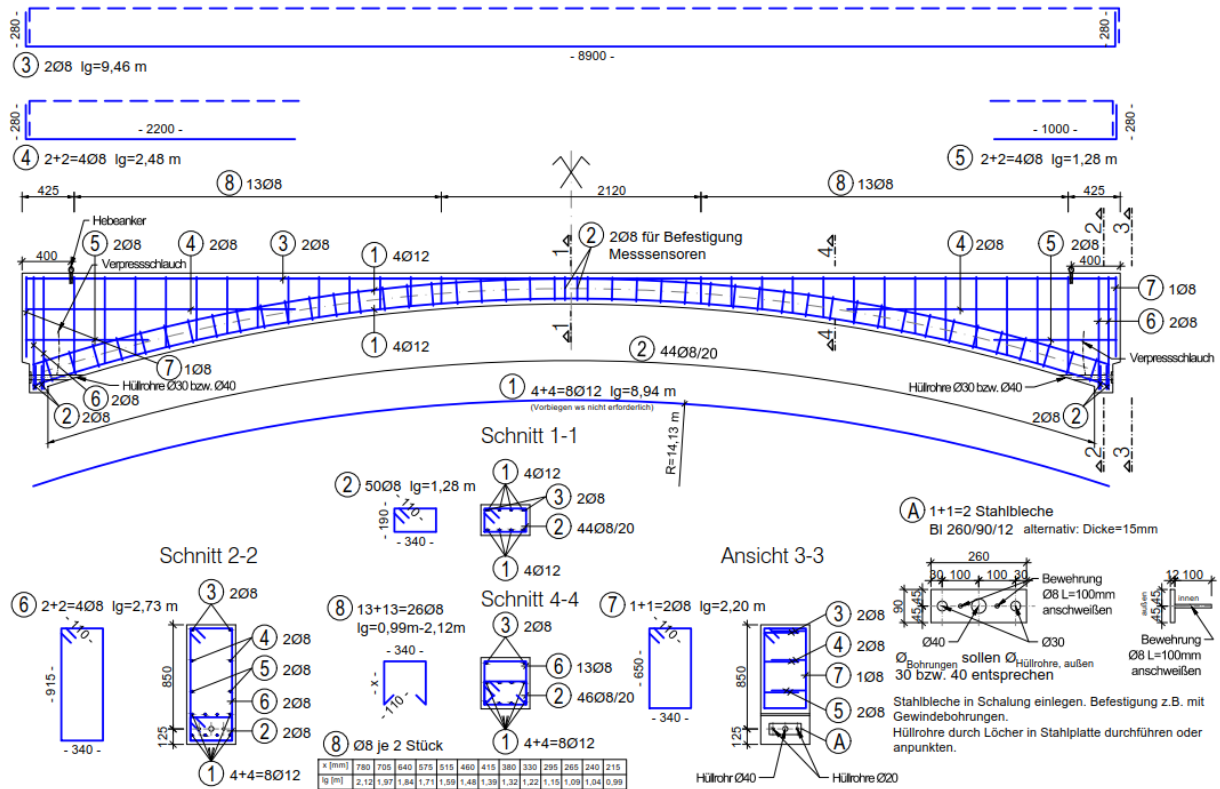


Abb. 3.7: Bewehrungsplan eines Bogens [38]

Das Gesamtsystem besteht aus drei dieser in Abbildung 3.6 und 3.7 dargestellten Stahlbetonbögen. Der Prototyp ist als dreifeldriges Bogentragwerk mit einer Gesamtlänge von etwa 29m konzipiert und kann als Ausschnitt aus einer beliebig langen integralen Brücke gesehen werden, welches nach dem neuartigen Verfahren erbaut wurde, siehe Abbildung 3.8.

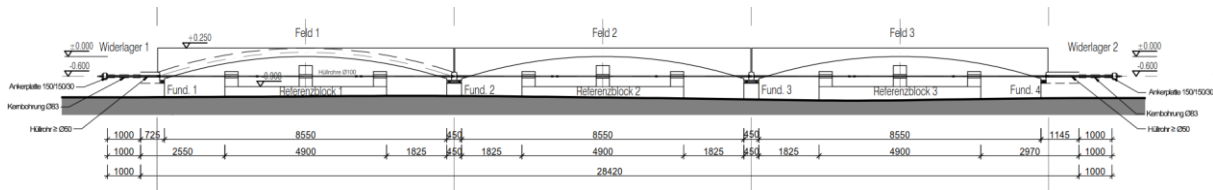


Abb. 3.8: Darstellung des Gesamttragwerks [38]

Zur Erzielung eines dem neuen Verfahren entsprechenden Tragverhaltens, müssen auch dessen Bedingungen erfüllt sein. Diese Bedingungen sind einerseits durch das Vorliegen einer steifen Widerlagerkonstruktion und der Lösung der Horizontalschub-Problematik im Bauzustand infolge Eigenwicht durch die abschnittsweise Herstellung unter Zuhilfenahme von Zugbändern (siehe Kapitel 3.2.5) erfüllt. Ein weiterer Grundsatz des erfindungsgemäßen Verfahrens betrifft die korrekte konstruktive Ausbildung der Rand- und Übergangsbedingungen. Es ist notwendig, die geometrischen Rand- und Übergangsbedingungen biegesteif auszuführen, damit eine symmetrische Steifigkeitsverteilung vorherrscht und keine asymmetrischen Effekte im Tragverhalten entstehen. Diese Aspekte werden in Kapitel 3.3.2 detailliert erläutert.

Darstellung des Bauablaufs

Im Folgenden ist eine aus [3] übernommene sequenzielle Darstellung des Bauablaufs dargestellt (Abbildung 3.9-3.12), in welchen die einzelnen als Fertigteil hergestellten Bögen der Reihe nach versetzt untereinander und mit Widerlagern kraftschlüssig verbunden werden, bis der Prototyp schlussendlich als ein Ausschnitt aus einer unendlichen langen vollintegralen Brücken gesehen werden kann. Der Prozess des Einbauens und Anspannens der Zugbänder, welcher nach der Betonage der Bögen noch im Fertigteilwerk vorgenommen wurde, ist in den folgenden Abbildungen nicht explizit angeführt und wird in Kapitel 3.2.5 einer näheren Untersuchung unterzogen.

Herstellung der Fundamente

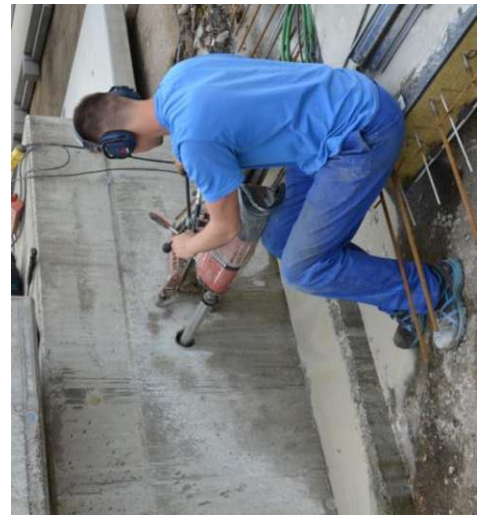
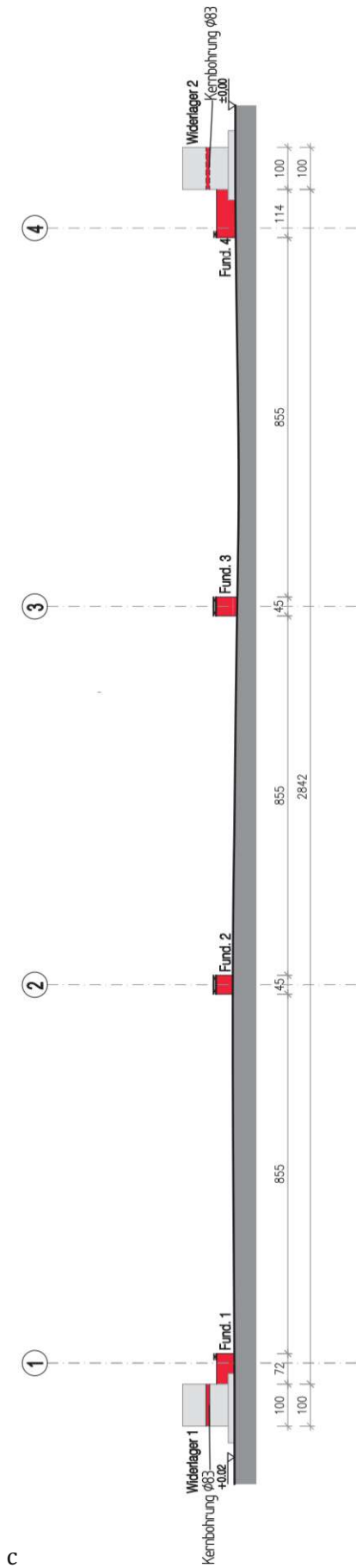


Abb. 3.9: Versuchsaufbau - Fundamentherstellung, Links: Prinzipskizze [3], Rechts: Pfeilerfundamente (oben), Widerlagerfundament (mitte), Kernbohrung durch das Widerlager zur Durchführung des Zugbandes (unten)

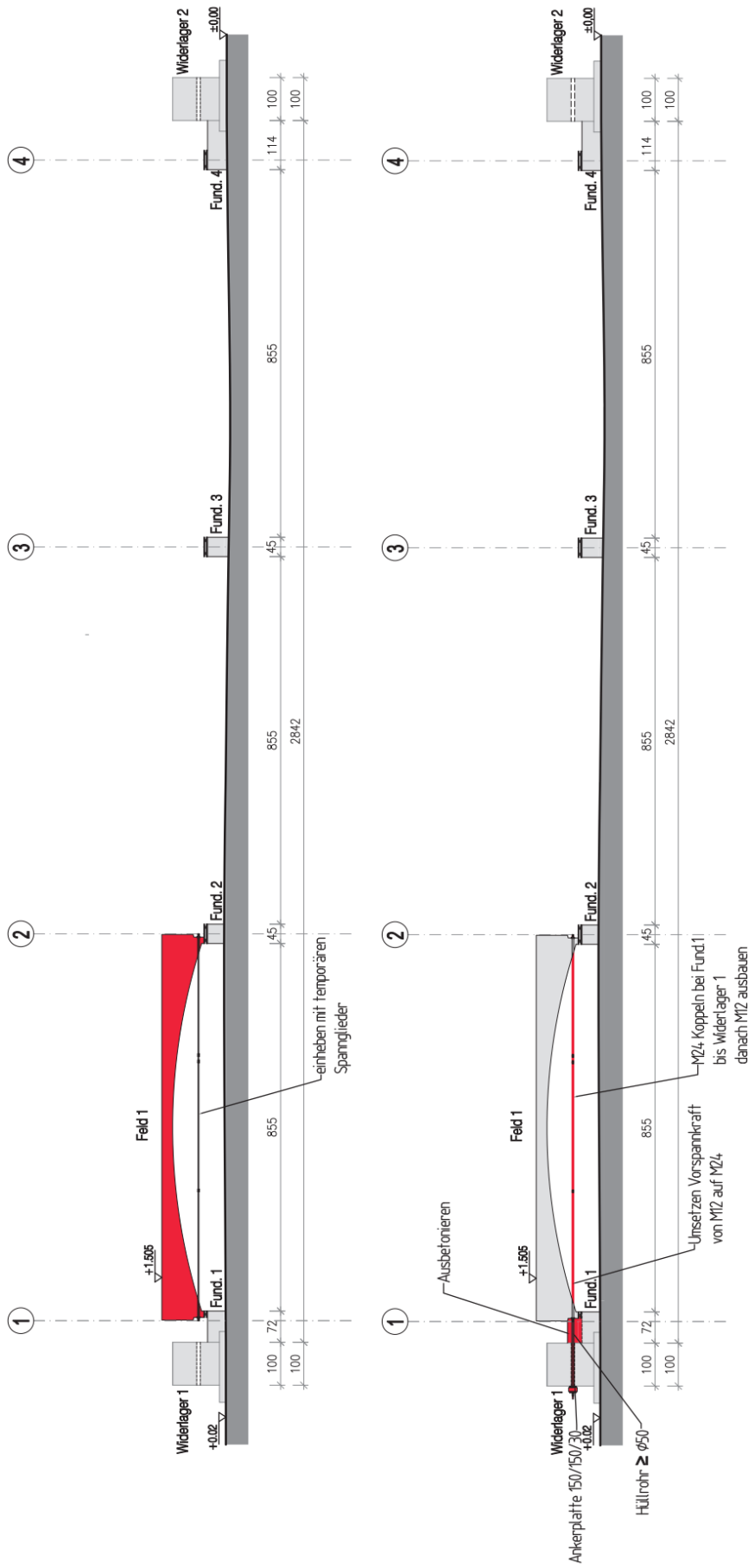


Abb. 3.10: Versuchsaufbau – Versetzen von Bogen 1, Links: Prinzipskizze [3], Rechts: Versetzvorgang im Bauzustand

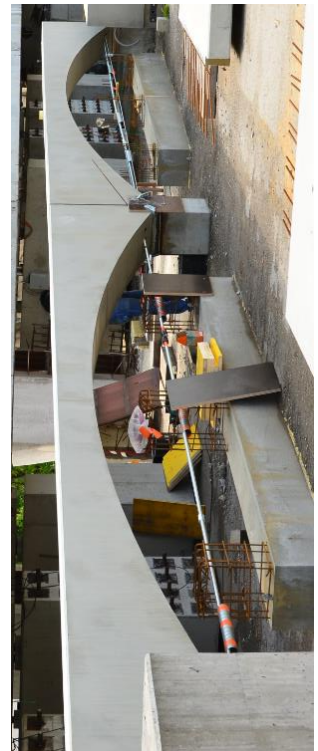
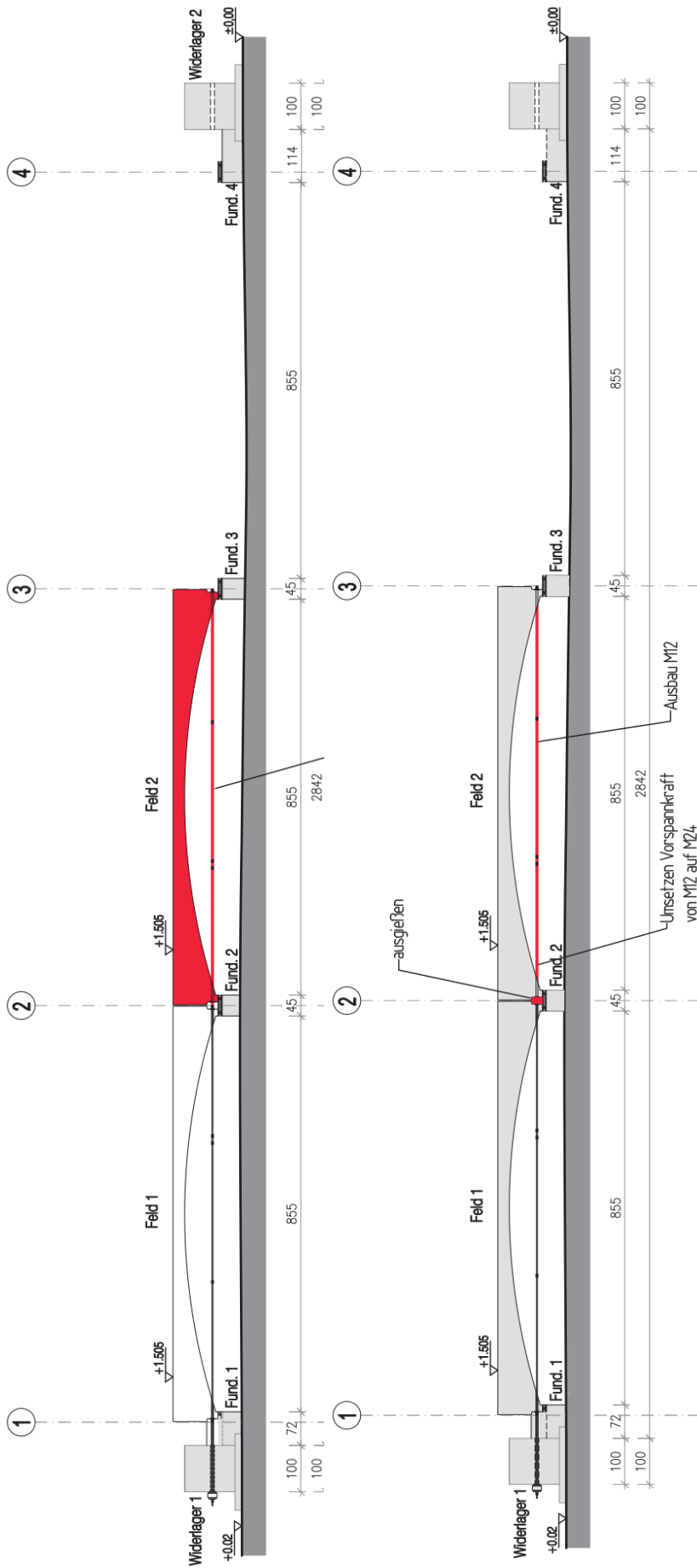


Abb. 3.11: Versuchsaufbau – Versetzen von Bogen 2, Links: Prinzipskizze [3], Rechts: Versetzvorgang im Bauzustand und Detailaufnahmen Kraftschlüssige Verbindung Feld 1 und Feld 2

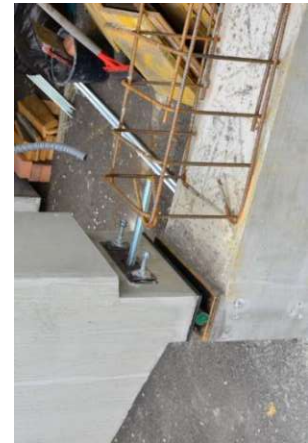
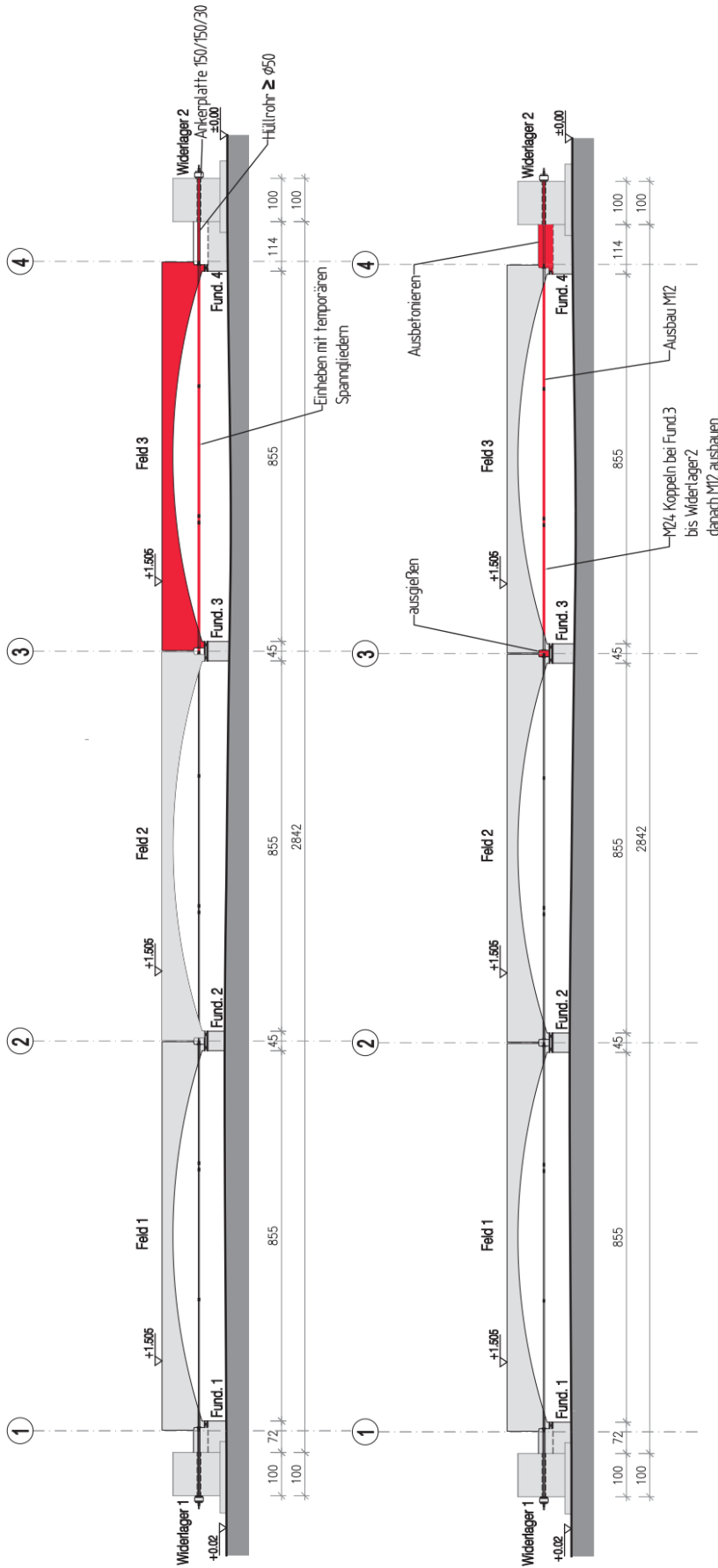


Abb. 3.12 (a): Versuchsaufbau – Versetzen von Bogen 3, Links: Prinzipiskizze [3], Rechts: Systemfertigung durch Verbindung von Feld 3 mit Widerlager 2 - Bauendzustand



Abb. 3.12 (b): Bauendzustand - Gesamtübersicht

3.2.3 Monitoringsystem

Zur Erfassung des Verhaltens des Prototyps wurde ein umfangreiches Monitoringsystem in das Tragwerk integriert. Dieses wurde zusätzlich zur messwertgebundenen und automatisierten Dauerüberwachung des Langzeitverhaltens, siehe Kapitel 3.4, auch zur Überwachung der Beanspruchungen während des Vorspannprozesses genutzt, um einerseits die Spannkraft im Zugband beobachten zu können und andererseits Informationen zum Verformungsverhalten zu erhalten, siehe dazu Kapitel 3.2.5. Im vorliegenden Fall steht die Analyse des Tragverhaltens infolge Temperatur im Vordergrund. Die messdatengestützte Untersuchung des Tragwerksverhaltens des in Kapitel 3.1 vorgestellten dreifeldrigen Prototyps hat zum Ziel, ausgehend vom gewonnenen Informationsreichtum, Vorhersagen über das Systemverhalten einer nach dem neuen Verfahren erbauten, beliebig langen integralen Bogenbrücke treffen zu können. Aus diesem Grund werden Sensoren benötigt, die alle relevanten Messgrößen aufzeichnen. Im vorliegenden Fall ist die Aufzeichnung folgender Messgrößen von Bedeutung:

- Bauteiltemperatur an mehreren Positionen bei gleichzeitiger Messung der Außenlufttemperatur;
- Wirkenden Zugkraft auf das Widerlager infolge abkühlungsbedingter Verkürzung des Tragwerks;
- Druckkraft (Horizontalschub infolge Zwang) auf das Widerlager infolge erwärmungsbedingter Ausdehnung des Tragwerks;
- Kräfte in den Gewindestangen (Zugband);
- Verformungsverhalten in vertikaler sowie horizontaler Richtung;
- Rissdokumentation;
- Aufzeichnung des inneren Dehnungsverlaufs.

Die aus dem Messsystem erhaltenen Daten besitzen einen hohen Informationsgehalt. Mit der Kenntnis des realen Systemverhaltens lassen sich durch Vergleich mit den Berechnungsergebnissen, die in numerischen Berechnungsmodellen getroffenen Annahmen, wie beispielsweise die angesetzten Steifigkeiten von Überbau und Unterbau, Materialkennwerte wie E-Modul oder Temperaturausdehnungskoeffizient oder die Modellierung von geometrischen Rand- und Übergangsbedingungen, auf Korrektheit überprüfen, beziehungsweise die Modelle kalibrieren.

In Abbildung 3.13 ist eine grafische Darstellung des gesamten Messkonzepts dargestellt. Dabei wird ein Großteil der Messgrößen dauerhaft gemessen, während andere wiederum händisch erfasst werden. Die automatisierte Aufzeichnung betrifft hierbei die Außenluft- und in Intervallen Bauteiltemperatur, die Vorspannkraft, die Zwangszugkraft auf das Widerlager, die vertikalen Verformungen an den Bogenscheiteln und den inneren Dehnungszustand. Eventuell entstehende Risse und die Messung des gesamten Verformungsverhaltens werden an gewissen Stichtagen per Hand aufgezeichnet.

Im Folgenden werden die verschiedenen Messsysteme erläutert.

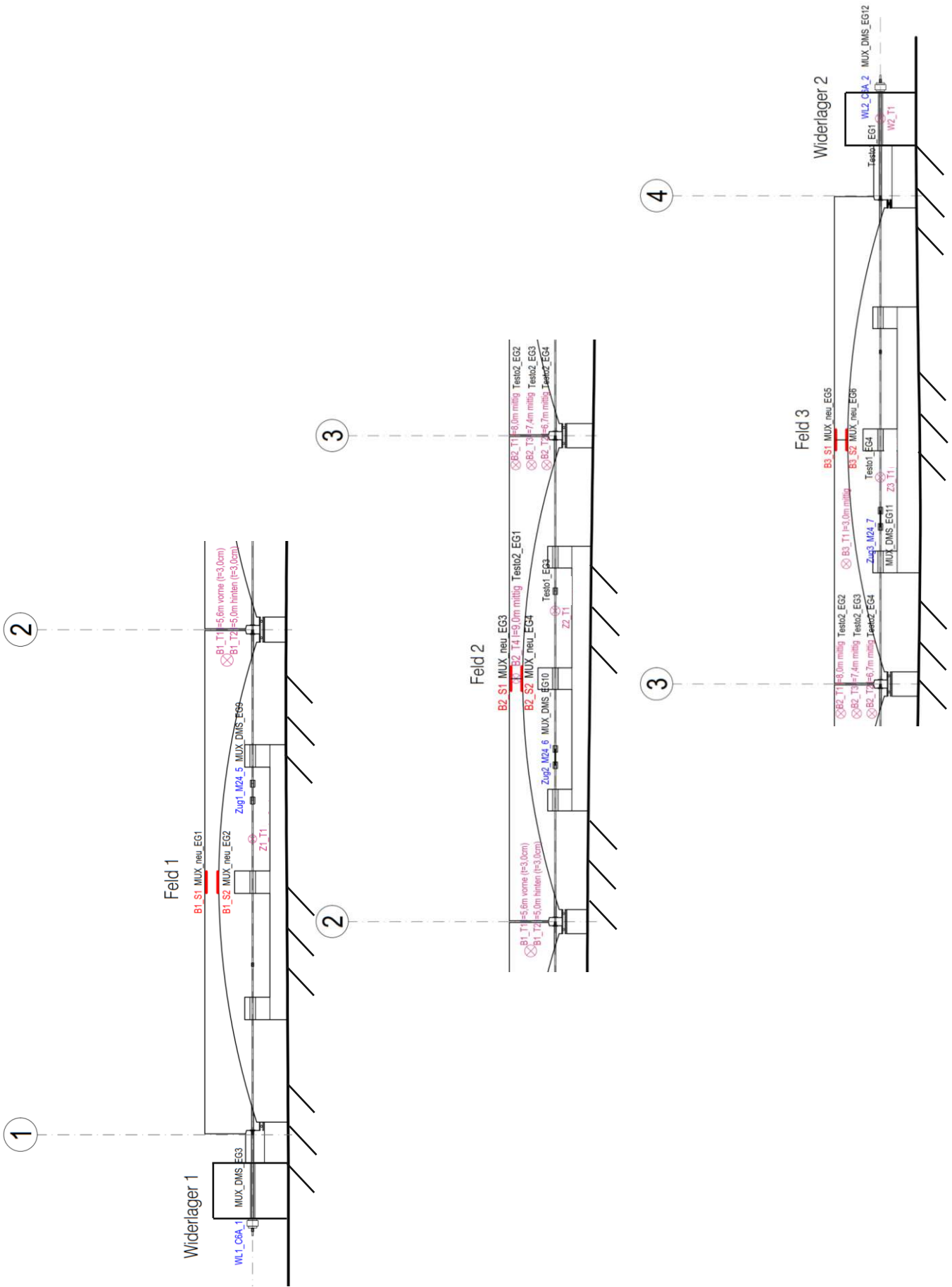


Abb. 3.13: Darstellung des Monitoringkonzepts

Messzentrale

Die Messdaten aus der dauerhaften Temperatur-, Dehnungs-, sowie Kräfteaufzeichnung werden im 1 HZ-Takt gemessen und alle 2 Minuten gemittelt abgespeichert. Die Sammlung, Speicherung sowie Datenübertragung aller Messdaten erfolgt über die Monitoringzentrale, siehe Abbildung 3.14. Sie ist für die komplette und unterbrechungsfreie Steuerung des Systems verantwortlich.

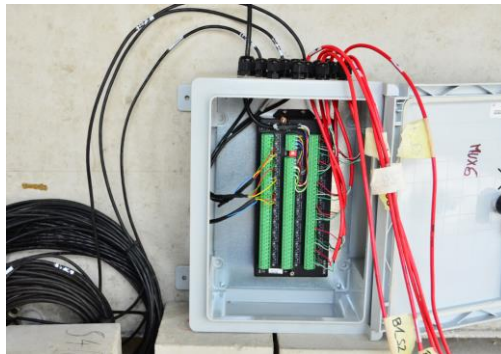


Abb. 3.14: Darstellung der Messzentrale

Temperaturaufzeichnung

Die Aufzeichnung der Außenlufttemperatur sowie des inneren Temperaturverlaufs, stellen wichtige Bestandteile des Monitoringkonzepts dar, denn erst dadurch wird es möglich, die Messdaten aus Längenänderung, Verformungen sowie Dehnungsänderungen zu deuten. Dabei wurde gezielt darauf geachtet, dass eine möglichst gleichmäßige Anordnung über die einzelnen Querschnitte sichergestellt ist, um lokale Temperaturschwankungen auf Grund von Umwelteinflüssen wie Wind oder Sonneneinstrahlung zu erfassen. Insgesamt sind sieben Temperatursensoren eingebaut, wobei die Messung mit Temperatursensoren des Typs „Kaltleiter“ erfolgt, siehe Abbildung 3.15. Darin ist die zentrale Anordnung der Sensoren im Querschnitt zu beobachten, damit auch tatsächlich die Bogeninnentemperatur erfasst werden kann. Die Zugrundelegung eines konstanten Temperaturverlaufs im Tragwerk ist für eine numerische Vergleichsberechnung in der Regel ausreichend genau. Zur Erfassung des exakten Krümmungsverlaufs, ist es für Berechnungen mit höherem Detailgrad auch möglich, den exakten Temperaturgradienten im Tragwerk nachzubilden. Zusätzlich messen auch die 6/(10) Schwingensaitensensoren die Bauteiltemperatur.



Abb. 3.15: Darstellung der am Bewehrungskorb angebrachten Temperatursensoren des zweiten Bogens

Messung der Kräfte in den Zugbändern

Ein weiterer und wichtiger Bestandteil des Monitoringkonzepts stellt die Messung der veränderlichen Kräfte in den Zugbändern infolge einer jahreszeitlichen Erwärmung und Abkühlung dar. Da es eine Grundvoraussetzung des erfindungsgemäßen Verfahrens ist, einen spannungslosen Zustand (Erschlaffen) der Zugbänder infolge Erwärmung zu jedem Zeitpunkt zu vermeiden, ist es von grundlegender Bedeutung, die jahreszeitliche Veränderung der Spannkraft zu beobachten. Daraus kann abgeleitet werden, wie hoch die Spannung beim Vorspannprozess mindestens zu sein hat. Im Falle der Abkühlung lassen sich ebenso wichtige Daten zur Spannkrafterhöhung sammeln. Aus diesem Grund ist in jedem Bogenfeld ein Zugmessglied vorgesehen (siehe Abbildung 3.13) welches in die Gewindestangen entsprechend Abbildung 3.16, integriert ist. Die Zugmessglieder dienen auch zur Kontrolle der aufgetragenen Kraft während des Anspannens der Gewindestangen im Zuge des Bauablaufs. Insgesamt beläuft sich die Anzahl der eingebauten Kraftmesssensoren auf drei Stück.



Abb. 3.16: Darstellung des angebrachten Zugmessglieds

Messung der Beanspruchung der Widerlager

Für die Quantifizierung der Auswirkungen aus Kriechen, Schwinden und Abkühlung wurde hinter der Widerlagerwand eine Kraftmessdose angebracht, an der die Gewindestange (Zugband) verankert ist, siehe Abbildung 3.17. Hierbei steht die Messung der Zugkraft im schlaff verlegten Zugband im Vordergrund. Bei einer Abkühlung entsteht eine Belastung auf die Widerlagerwand durch das Bestreben der Konstruktion sich zu verkürzen. Mit Kenntnis der Zwangszugkraft, kann man folgern, wie hoch die Momentenbelastung auf eine bestehende Widerlagerkonstruktion und in weiterer Folge auf die Gründung wäre. Während die Größenordnung der Zwangszugkraft im Zugband bei Abkühlung somit erfasst werden kann, ist eine direkte Messung der Zwangsdruckkraft (Horizontalschub infolge Erwärmung) auf das Widerlager nicht möglich.

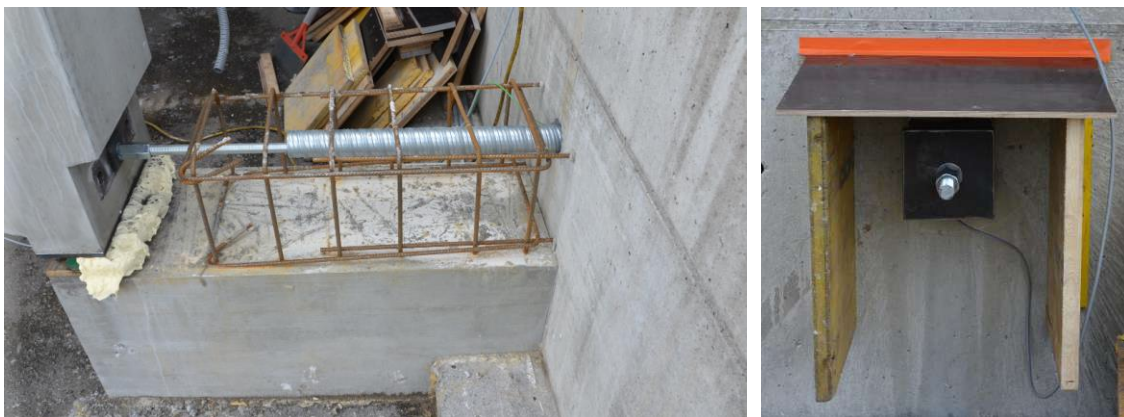


Abb. 3.17: Links: Kopplung des Zugbandes und Durchführung durch das Widerlager Rechts: An der Kraftmessdose verankertes Zugband mit Wetterschutz

Messung des Dehnungszustandes

Der innere Spannungszustand eines beliebigen Querschnitts, lässt sich anhand von Messungen, über den inneren Dehnungszustand rückrechnen. Dafür ist die Kenntnis der axialen Längsverzerrungen erforderlich. Ausgehend davon, lassen sich unter Zugrundelegung des Prinzips vom „Ebenbleiben der Querschnitte“ (lineare Dehnungsverteilung), die Krümmungen berechnen. Unter Zuhilfenahme des Elastizitätsmoduls lässt sich vom Dehnungs- auf den Spannungszustand schließen. Bei Kenntnis des Spannungszustandes können die Schnittgrößen mittels Formelapparat der linearen Elastizitätstheorie auf einfache Weise berechnet werden. Beim vorliegenden

Messkonzept wurden an jedem der drei Bogenscheitel jeweils zwei Schwingsaitensensoren eingebaut, siehe Abbildung 3.18. Dabei wurde einer an den oberen Bügelschenkel und einer an den unteren Bügelschenkel befestigt. Dadurch ist es möglich Verzerrungsbilder über die gesamte Querschnittshöhe zu generieren, bei gleichzeitiger Temperaturaufzeichnung an derselben Stelle. Eine grundlegende Thematik bei der Auswertung der Messdaten ist die Notwendigkeit einer Temperaturkompensation, da dies die Schwingsaitensensoren aufgrund ihres Messprinzips erforderlich machen. Bei der Auswertung müssen bei den gemessenen Axialverzerrungen in einer Nachlaufrechnung die Kriech- und Schwindanteile berücksichtigt werden (siehe Kapitel 3.4.6).



Abb. 3.18: Darstellung der angebrachten Schwingsaitensensoren im noch seitlich liegenden Bewehrungskorb

Messung der vertikalen Verformungen im Bereich der Bogenscheitel

Erwartungsgemäß entstehen die größten vertikalen Verformungen im Scheitelbereich der Bögen. Aufgrund ihrer Bedeutsamkeit im Hinblick auf das temperaturbedingte Strukturverhalten wurden an allen drei Bogenscheiteln induktive Wegaufnehmer installiert, die für eine dauerhafte Aufzeichnung der Vertikalverformungen sorgen. Die Verformungen während des Vorspannvorgangs im Fertigteilwerk wurden ebenfalls mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen (siehe Kapitel 3.2.5).



Abb. 3.19: Darstellung der angebrachten induktiven Wegaufnehmer

Aufzeichnung des gesamten Verformungsverhaltens

Neben einer automatisierten Dauerüberwachung der vertikalen Verformungen im Scheitelbereich, ist es von grundlegend Bedeutung, Kenntnis über das gesamte Verformungsverhalten der Struktur zu verfügen. Neben den vertikalen Verschiebungskomponenten spielen die Horizontalverschiebungen im Hinblick auf die Beurteilung eines dem neuen Verfahren entsprechenden Verformungsverhaltens, die maßgebende Rolle. Dadurch kann beispielsweise nachgewiesen werden, dass die Pfeilerbereiche auch tatsächlich als Bewegungsruehpunkte gedeutet werden

können, wie in Kapitel 3.1 bereits beschrieben. Weiters kann auch die temperaturbedingte Veränderung der Geometrie in den Fugenbereichen erfasst und näher analysiert werden. Die Aufzeichnung der Abstände erfolgt an ausgewählten Stichtagen per Hand mittels eines Setzdehnmessers, siehe Abbildung 3.20 rechts.

Insgesamt wurden zirka 300 Messpunkte (rot markiert) in einem Abstand von je 500 mm angebracht, siehe Abbildung 3.20. Die Anordnung der Messpunkte verläuft hierbei parallel zu den Bauteilkanten.

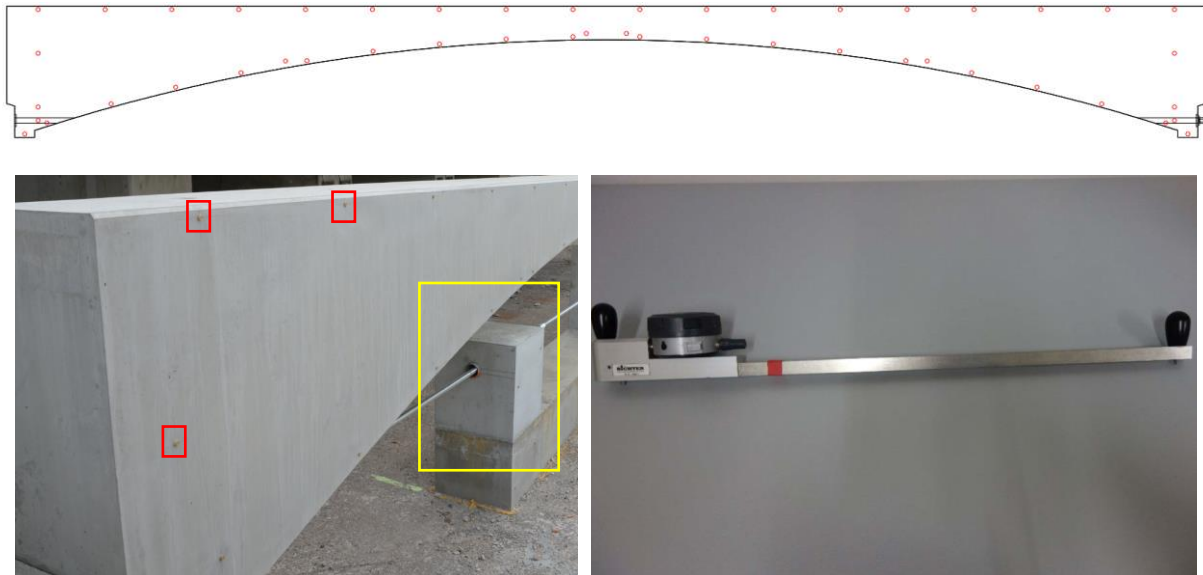


Abb. 3.20: Links: Darstellung der Messpunkte Rechts: Foto des Setzdehnmessers.

Die parallel zu der oberen sowie unteren Bogenkante verlaufenden Messpunkte dienen zur Aufzeichnung von Dehnungen entlang ihrer Achse. Dadurch können auch etwaige Risse erfasst werden. Die Referenzkörper (gelb markiert) wurden für die Verformungsmessung als Festpunkte herangezogen. Bei der Anordnung der Messpunkte wurde zur einfacheren Handhabung der Dokumentation ein gewisses Muster eingehalten. Ausgehend vom Referenzkörper können die Relativverschiebungen zu den in Reichweite liegenden Punkten somit exakt bestimmt werden. In Abbildung 3.21 ist ein Schema zur Erfassung von Relativverschiebungen bestimmter Messpunkte dargestellt. Dabei wird von den Fixpunkten B und C ein Messpunkt A anvisiert, wobei durch die dreieckige Anordnung der Messpunkte A-C, die Messung der horizontalen und vertikalen Verformung des Bogens an dieser Stelle möglich wird. Auf diese Weise lässt sich die zeitabhängige Zustandsänderung des gesamten Tragwerks präzise abbilden und dokumentieren.

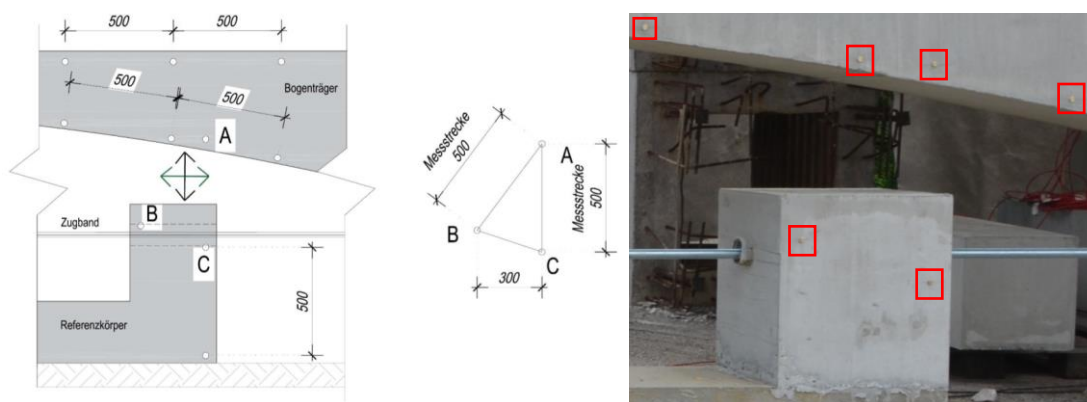


Abb. 3.21: Darstellung des Messprinzips mittels Setzdehnmessers

Zusammenfassung

Mittels der bereitgestellten Messdaten ist eine vertiefende Tragwerksanalyse möglich, wobei die Rechenmodelle an das reale Bauwerksverhalten angepasst und über nicht-lineare numerische

Nachrechnungen optimiert werden können. Im Falle des Prototyps dienen sie vorrangig dazu geometrische Rand- und Übergangsbedingungen realitätsnäher modellieren zu können. Durch eine solche realitätsnahe Modellierung, kann auch die Zugbandwirkung im Falle von Temperatureinwirkungen besser erfasst werden. Der dadurch gewonnene Erfahrungsschatz dient zur weiteren Optimierung der gegenständlichen Technologie und sorgt in Zukunft dafür, dass eine hohe Sicherheit in der Bemessung einer nach diesem Verfahren erbauten integralen Brücke sichergestellt ist.

3.2.4 Bestimmung relevanter Materialparameter

Bestimmung der zeitabhängigen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte des Betons

Wie schon in Kapitel 3.2 erwähnt, wurden alle drei Bögen mit einer Betongüte von C 30/37 nach ÖNORM EN 1992-1-1 geplant. Im Zuge der Herstellung wurde jedoch ein höherwertiger Beton verwendet. Zur Bestimmung der tatsächlich vorhandenen Druck- und Zugfestigkeit, sowie des Elastizitätsmoduls des Betons wurden Laborversuche unternommen. Diese sind für eine realitätsgetreue FE-Untersuchung des Systemverhaltens bei Temperaturbeanspruchung zwingend notwendig. Die Prüfung eines Probekörpers der Betoncharge von Bogen 3 im Labor der Fa. Franz Oberndorfer GmbH & Co KG zeigte nach etwa 41 Stunden eine Würfeldruckfestigkeit von 54 N/mm^2 . Nach 97 Stunden wurden in einem weiteren Druck- und Spaltzugversuch derselben Betoncharge eine Würfeldruckfestigkeit von $68,60 \text{ N/mm}^2$ und eine Spaltzugfestigkeit von $2,90 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Somit war ersichtlich, dass sich ein weitaus steiferes Tragverhalten einstellen wird als ursprünglich angenommen.



Abb. 3.22: Links: Darstellung des Versagens infolge Spaltzug am Probekörper, Rechts: Ermittlung des Elastizitätsmoduls

Nach 249 Tagen wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien die restlichen Probekörper geprüft. Die dabei ermittelten Materialkennwerte sind in Abbildung 3.23 aufgelistet und werden im Folgenden für die Berechnung der mittleren Festigkeits- und Steifigkeitswerte zum Zeitpunkt des Vorspannens und nach 28 Tagen verwendet.

Materialkennwerte ermittelt am 14.12.2018										
		Bogen 1			Bogen 2			Bogen 3		
Zylinderdruckfestigkeit	f_c	N/mm ²			88,10			80,54	82,12	
	ρ_c	kg/m ³			2,40			2,39	2,41	
Würfeldruckfestigkeit	$f_{c,cube}$	N/mm ²	93,23			85,25		92,48		
	ρ_{cube}	kg/m ³	2,39			2,39		2,41		
Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	N/mm ²		3,67	3,73		3,01	3,47	3,45	3,36
	f_{ct}	N/mm ²		3,30	3,36		2,71	3,13	3,10	3,02
	ρ_{sp}	kg/m ³		2,39	2,40		2,40	2,39	2,41	2,39
Elastizitätsmodul	E_b	N/mm ²			40,445			40,475		43,891

Abb. 3.23: Darstellung der Versuchsergebnisse vom 14.12.2018

Aus Abbildung 3.23 ist ersichtlich, dass pro Bogen jeweils eine Würfeldruckfestigkeit, ein E-Modul und zwei Spaltzugfestigkeiten ermittelt wurden. Im ersten Schritt werden die einzelnen

Kennwerte der drei Bögen gemittelt, sodass mit einem einzigen Wert weitergerechnet werden kann. Somit ergeben sich:

$$f_{cm(t=249d)} = \left(\frac{93,23 + 85,25 + 92,48}{3} \right) = 90,32 \frac{N}{mm^2} \quad (3.01)$$

$$E_{cm(t=249d)} = \left(\frac{40445 + 40475 + 43891}{3} \right) = 41603,7 \frac{N}{mm^2} \quad (3.02)$$

$$f_{ctm(t=249d)} = \left(\frac{3,30 + 3,36 + 2,71 + 3,13 + 3,10 + 3,02}{6} \right) = 3,10 \frac{N}{mm^2} \quad (3.03)$$

Hierbei beschreibt $f_{cm(t=249d)}$ den Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt $t=249d$ und nicht die mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach ÖNORM EN 1992-1-1 [25]. Ausgehend von den Gleichungen (3.01) – (3.03) werden im Folgenden jene Materialkennwerte ermittelt, die für eine numerische Untersuchung des Vorspannvorgangs und Simulation des Gesamttragverhaltens unter Temperatureinwirkung notwendig sind. Im Falle des Vorspannvorgangs werden die zeitabhängigen und mittleren Betonkennwerte auf den Zeitpunkt des Vorspannens bezogen, während für die Analyse der Gesamtstruktur, die 28-Tage-Kennwerte herangezogen werden. In einem ersten Schritt wird die Druckfestigkeit nach 28 Tagen (f_{cm}), die mittlere Zugfestigkeit nach 28 Tagen (f_{ctm}) und in weiterer Folge der Mittelwert des Sekantenmoduls (E_{cm}) mittels der bereitgestellten Prüfdaten rückgerechnet. Mit Kenntnis der 28-Tage-Festigkeitswerte werden in einer Nachlaufrechnung auch die Materialkennwerte zum Zeitpunkt des Vorspannens nach 90 Stunden errechnet. Mittels der Formel zur Erfassung des zeitabhängigen Materialverhaltens (3.04) aus ÖNORM EN 1992-1-1 [25], wird zunächst die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen f_{cm} berechnet.

$$f_{cm(t)} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \cdot f_{cm} \quad (3.04)$$

Dabei ist s ein vom verwendeten Zementtyp abhängiger Beiwert. Da gemäß Mischprotokoll ein Zement vom Typ CEM I 52,5 R verwendet wurde, ist nach [25] für s der Wert 0,2 anzunehmen.

$$f_{cm(t=249d)} = 90,32 \frac{N}{mm^2} = e^{0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{249}}\right)} \cdot f_{cm} \rightarrow f_{cm} = 79,08 \frac{N}{mm^2}$$

Mit Kenntnis von f_{cm} lässt sich durch die Gleichung (3.06) aus [25] der Mittelwert des E-Moduls E_{cm} wie folgt berechnen:

$$E_{cm(t)} = \left(\frac{f_{cm(t)}}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.05)$$

$$E_{cm(t=249d)} = 41603,7 \frac{N}{mm^2} = \left(\frac{90,32}{79,08} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \rightarrow E_{cm} = 39977,6 \frac{N}{mm^2}$$

Die mittlere Zugfestigkeit nach 28 Tagen f_{ctm} ergibt sich durch Auswertung der Gleichung (3.06) aus [25]:

$$f_{ctm(t)} = \left(e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \right)^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.06)$$

Nach [25] nimmt der Beiwert α für $t < 28$ den Wert 1 und für $t \geq 28$ den Wert $2/3$ an. Daraus folgt:

$$f_{ctm(t=249d)} = 3,10 \frac{N}{mm^2} = \left(e^{0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{249}}\right)} \right)^{2/3} \cdot f_{ctm} \rightarrow f_{ctm} = 2,84 \frac{N}{mm^2}$$

Mit den Ergebnissen der Gleichungen (3.04), (3.05) und (3.06) sind die für eine Analyse des Gesamtsystems relevanten Betonkennwerte nahezu vollständig beschrieben. Die einzig verbliebene Unbekannte stellt der Temperaturexpansionskoeffizient α_T dar, welcher im nächsten Unterkapitel genauer untersucht wird. Gemeinsam werden diese Kennwerte für die Untersuchung des Systemverhaltens unter Temperaturbeanspruchung verwendet, siehe Kapitel 3.3 und 3.5.

Die Vorspannung (Anspannen des Zugbandes zur Aufnahme des Bogenschubs infolge Eigengewicht) der Fertigteilebögen, erfolgte etwa 90 Stunden nach Betonage. Daher sind für eine numerische Untersuchung des Vorspannprozesses auch die Materialparameter nach 90 Stunden erforderlich. Da in Kapitel 3.2.5 der Vorspannvorgang von Bogen 3 untersucht wird, wären demnach die Materialkennwerte von Bogen 3 heranzuziehen. Angesichts der Tatsache, dass pro Bogen jeweils nur eine Prüfung erfolgte und zudem erhebliche Schwankungen in den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeit von Bogen 2 zu erkennen sind (siehe Prüfprotokoll in Abbildung 3.26), werden die Materialkennwerte zum Zeitpunkt des Vorspannens aus den bereits errechneten mittleren Kennwerten, siehe Gleichungen (3.04), (3.05) und (3.06), bezogen. Dabei werden die 90 Stunden mit 3,75 Tagen umschrieben.

$$f_{cm}(t=3,75d) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \cdot f_{cm} = e^{0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{3,75}}\right)} \cdot 79,08 \frac{N}{mm^2} = 55,92 \frac{N}{mm^2} \quad (3.07)$$

$$f_{ctm}(t=3,75d) = \left(e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}\right)^\alpha \cdot f_{ctm} = \left(e^{0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{3,75}}\right)}\right)^1 \cdot 2,84 \frac{N}{mm^2} = 2,01 \frac{N}{mm^2} \quad (3.08)$$

$$E_{cm}(t=3,75d) = \left(\frac{f_{cm}(t=3,75d)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \cdot E_{cm} = \left(\frac{55,92}{79,08}\right)^{0,3} \cdot 39977,6 = 36030,2 \frac{N}{mm^2} \quad (3.09)$$

Mit den Gleichungen (3.04), (3.05) und (3.06) lassen sich die zeitlichen Entwicklungen der Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und des E-Moduls grafisch darstellen, siehe Abbildungen 3.24-3.26. Während die roten Pfeile auf den Vorspannzeitpunkt ($t=3,75d$) verweisen, kennzeichnen die schwarzen Pfeile die Materialkennwerte des Betons nach 28 Tagen.

Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit

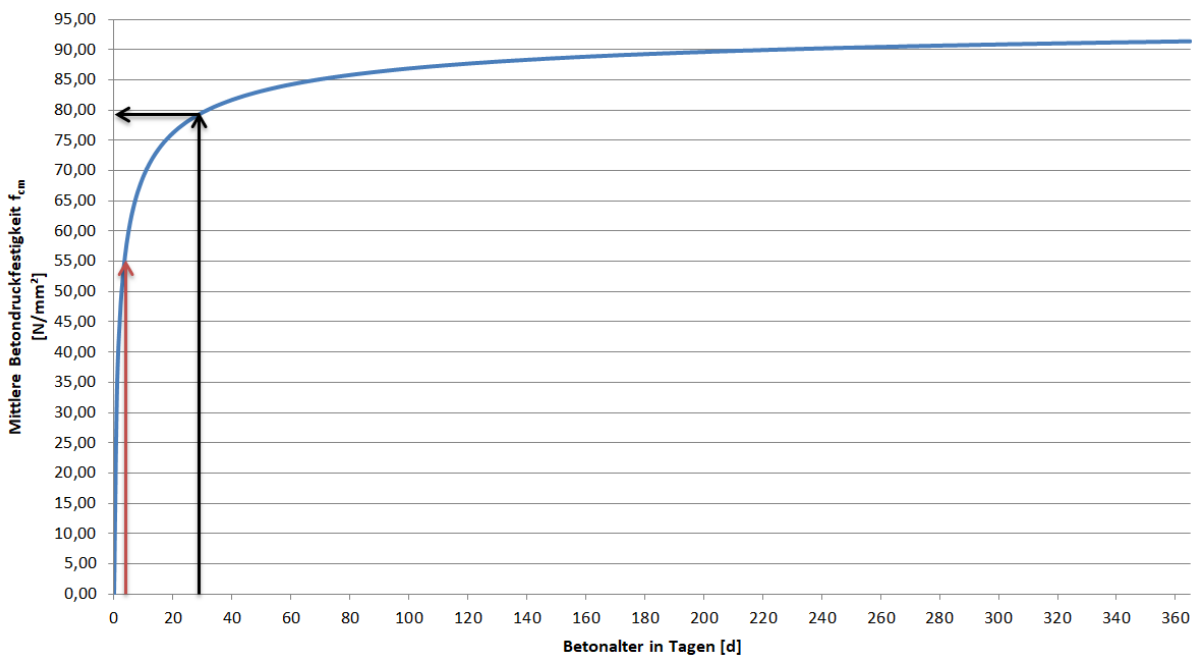


Abb. 3.24: Zeitlicher Verlauf der Druckfestigkeitsentwicklung (Zylinderdruckfestigkeit)

Zeitliche Entwicklung des E-Moduls

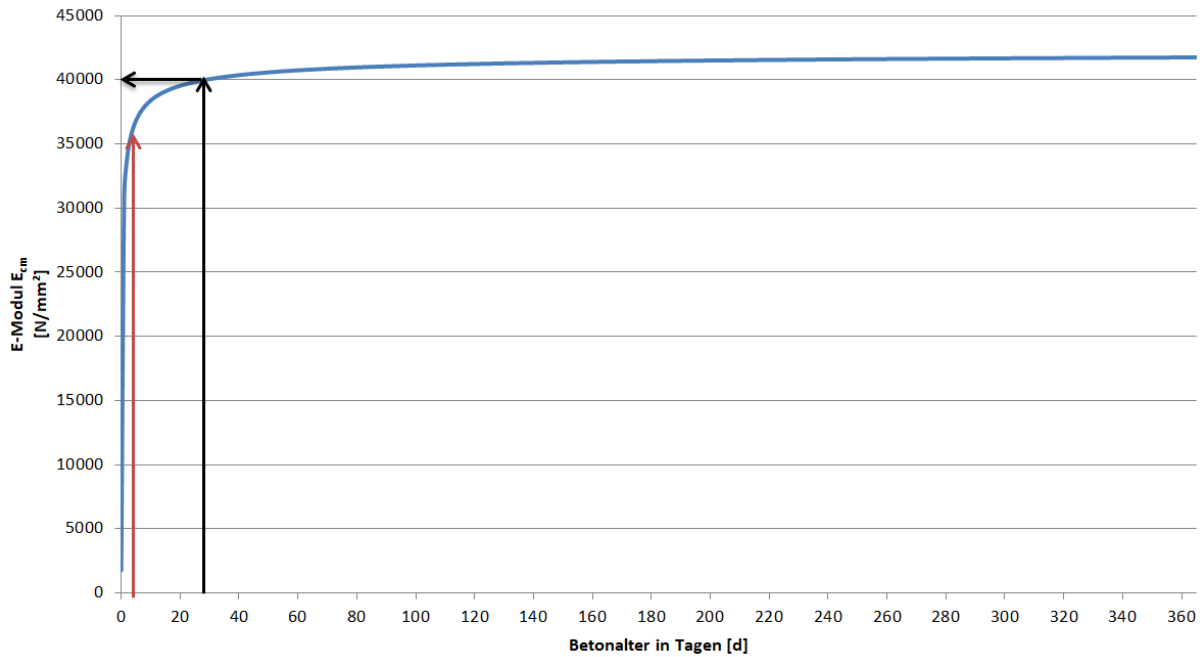


Abb. 3.25: Zeitlicher Verlauf der Steifigkeitsentwicklung

Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit

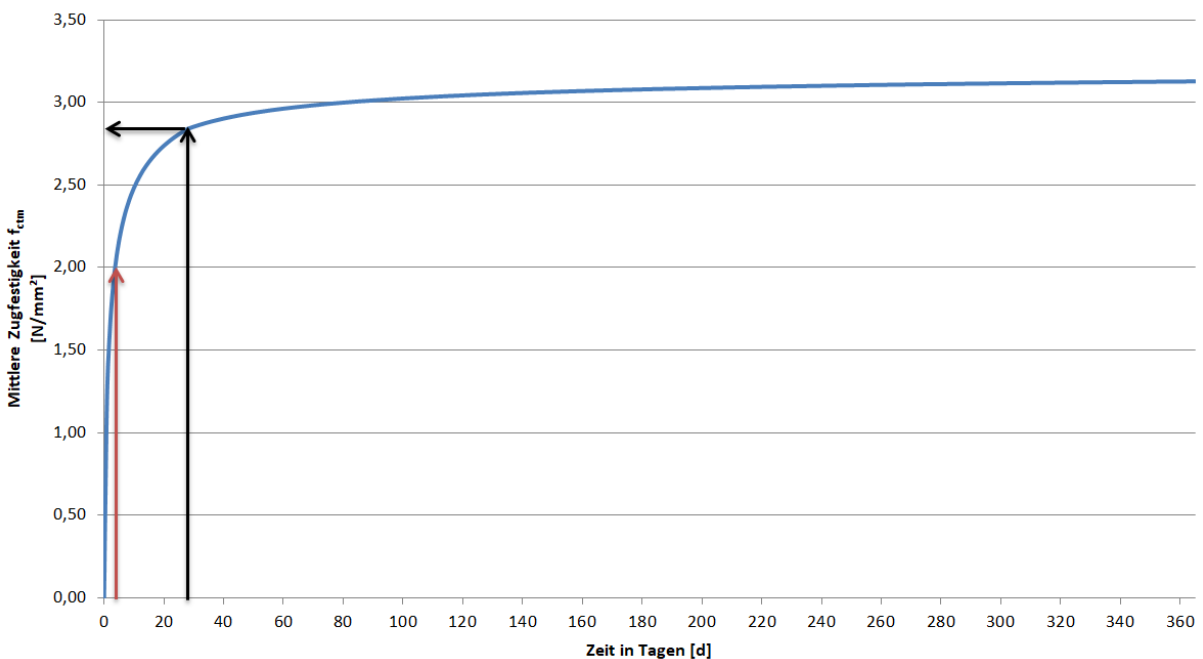


Abb. 3.26: Zeitlicher Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung

Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl α_T

Neben einer Bestimmung der materiellen Steifigkeits- und Festigkeitsparameter des Betons, ist die Kenntnis der linearen Wärmedehnzahl α_T , für eine genauere numerische Untersuchung von großer Wichtigkeit. Der Temperaturendeckungskoeffizient α_T , ist in der linear-isotropen Thermoelastizität eine Stoffkonstante, deren Größe keine Abhängigkeit von der Temperatur, Richtung des Elements oder den Koordinaten besitzt. Zurückzuführen ist dies auf die Annahme eines isotropen und homogenen Materialgefüges, die beim Beton in guter Näherung zutrifft.

Nach EC 1992-1-1 darf die lineare Wärmedehnzahl für Normalbeton, bei Vorliegen keiner genaueren Information mit 10^{-5} [1/K] angenommen werden.

Zusätzlich zu dem in Kapitel 3.2.3 beschriebenen Monitoringsystem wurden zur Erfassung des Schwindverhaltens sowie des Dehnungsverhaltens unter Temperatureinwirkung, insgesamt drei Vergleichskörper angefertigt. Diese weisen eine Länge von 1,70 m und eine Breite/Höhe von 0,40/0,40 m auf, siehe Abbildung 3.27. Jeder dieser Vergleichskörper wurde mit zwölf Messpunkten versehen. Dabei wurden an allen drei Außenflächen, in einem Abstand von je 50 cm, jeweils vier Messpunkte angebracht. Dies führt dazu, dass an einem einzelnen Vergleichskörper insgesamt neun Dehnwege mittels dem Setzdehnungsmesser dokumentiert werden können. Etwaige Ausreißer können über eine Mittelung der Ergebnisse gut kompensiert werden. Die Aufzeichnung der Relativverformungen erfolgt an bestimmten Stichtagen per Hand mittels eines Setzdehnungsmessers, entsprechend dem in Kapitel 3.2.3 angeführtem Messkonzept. Zusätzlich zur händischen Aufzeichnung des Dehnungsverhaltens wurden in zwei der drei Vergleichskörper Schwingsaitensensoren eingebaut. Diese sorgen für eine durchgehende Dokumentation des Dehnungszustandes, bei gleichzeitiger Aufzeichnung der Temperatur. Eine Darstellung des Messsystems, ist in Abbildung 3.27 zu sehen.

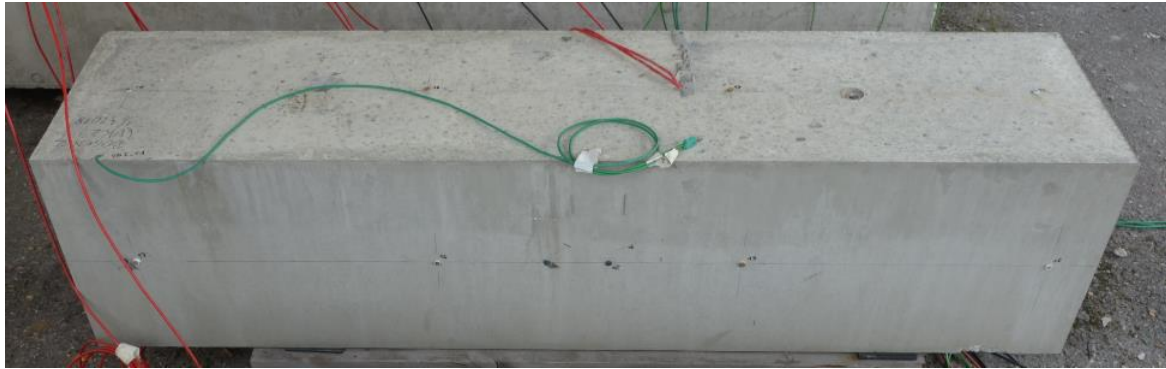


Abb. 3.27: Darstellung des Messsystems am Vergleichskörper

Die richtige Erfassung der linearen Wärmedehnzahl, setzt die Sicherstellung eines zwängungsarmen Verformungsvermögen voraus, ohne Aktivierung etwaiger Biegeanteile (Verkrümmungen). Dies wird in erster Linie durch die Sicherstellung einer richtigen Lagerung (reibungsfreie Verformungsmöglichkeit) und einer gleichmäßigen Temperatureinwirkung auf den Körper ermöglicht. Ungleichmäßige Temperaturgradienten infolge lokaler Sonneneinstrahlung oder anderer Umwelteinflüsse, sind möglichst zu vermeiden. Aus diesem Grund wurden die Vergleichskörper im vorliegenden Fall vor Niederschlägen und direkter Sonneneinstrahlung geschützt gelagert.

Nach [33] kann die lineare Wärmedehnzahl des Betons am stärksten über die Art der Gesteinskörnung beeinflusst werden. Zudem übt der Feuchtigkeitszustand des Betons ebenso großen Einfluss darauf aus. Übliche Gesteine weisen Wärmedehnzahlen im Wertebereich von 4 und $12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] auf. Dabei kann der höchste Wert von $12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] den quarzitäen Gesteinskörnungen zugeordnet werden, während Kalksandsteine oder Hochofenschlacke mit $\sim 5 \cdot 10^{-6}$ [1/K] den unteren Grenzwert darstellen. Bei üblicher Zusammensetzung eines Betons, stellt sich die Wärmedehnzahl zwischen 5 und $14 \cdot 10^{-6}$ [1/K] ein. Dabei pendelt sich Leichtbeton, aufgrund seines geringen Raumgewichtes, bei etwa $\sim 8 \cdot 10^{-6}$ [1/K] ein, wobei Schwerbeton, mit beispielsweise Baryt als Gesteinskörnung, auch Werte bis $20 \cdot 10^{-6}$ [1/K] annehmen kann. Angesichts obiger genannter Tatsachen und der vorliegenden Betonrezeptur, wird für den vorliegenden Beton eine Wärmedehnzahl im Wertebereich von $10 \cdot 10^{-6}$ [1/K] $\leq \alpha_T \leq 12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] erwartet.

Während die automatische Dokumentation des Dehnungszustandes mittels Schwingsaitensensoren am 16.05.2018 begann, wird der 01.08.2018 aus den Setzdehnungsmessungen als erster Stichtag für die Ermittlung der linearen Wärmedehnzahl α_T herangezogen. Im Gesamten

fließen die Ergebnisse aus fünf Stichtagen (01.08.2018/ 26.09.2018/ 12.11.2018/ 17.12.2018/ 17.03.2019) in die Auswertung mit ein.

Zunächst werden die händisch durchgeführten Setzdehnungsmessungen betrachtet. Wie oben bereits erwähnt, wurden zwischen den zwölf angebrachten Messpunkten, an jedem Stichtag insgesamt neun Relativverschiebungen dokumentiert und in äquivalente Dehnungen umgerechnet. Somit setzen sich die in den Abbildungen 3.28-3.30 aufscheinenden mittleren Dehnwerte (Symbol „+“) aus jeweils neun Einzelmesswerten zusammen.

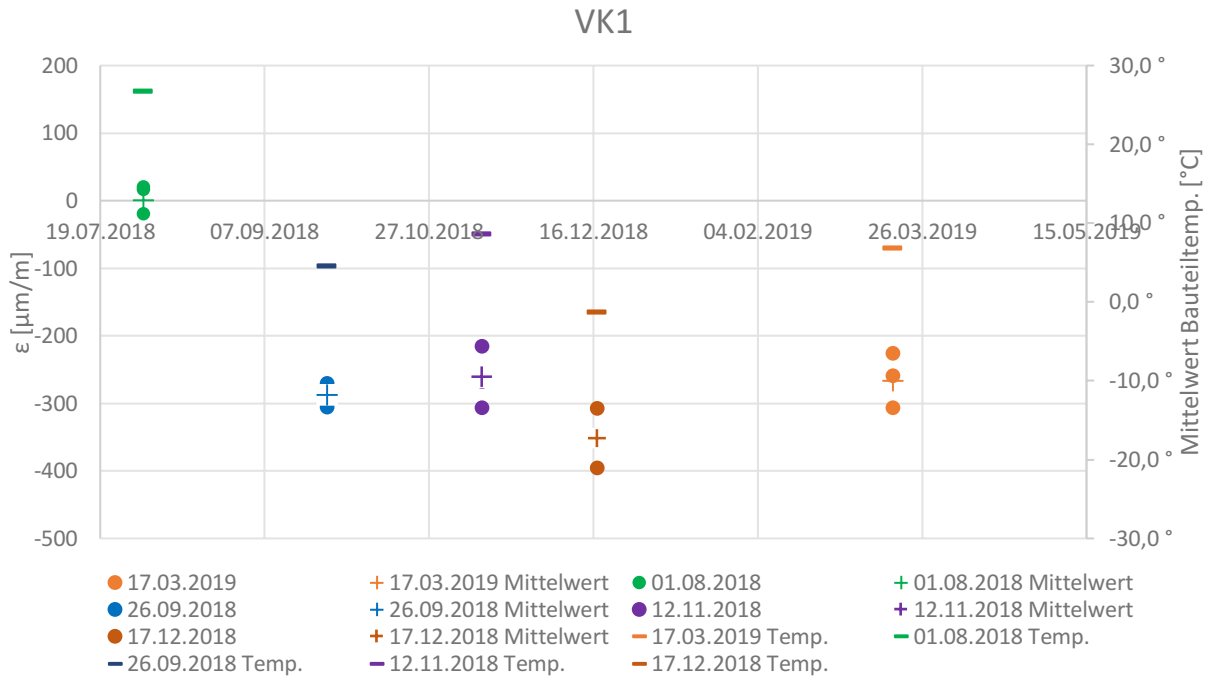


Abb. 3.28: Ergebnisse der händischen Dehnungsaufzeichnung am Vergleichskörper VK 1 (5 Stichtage)

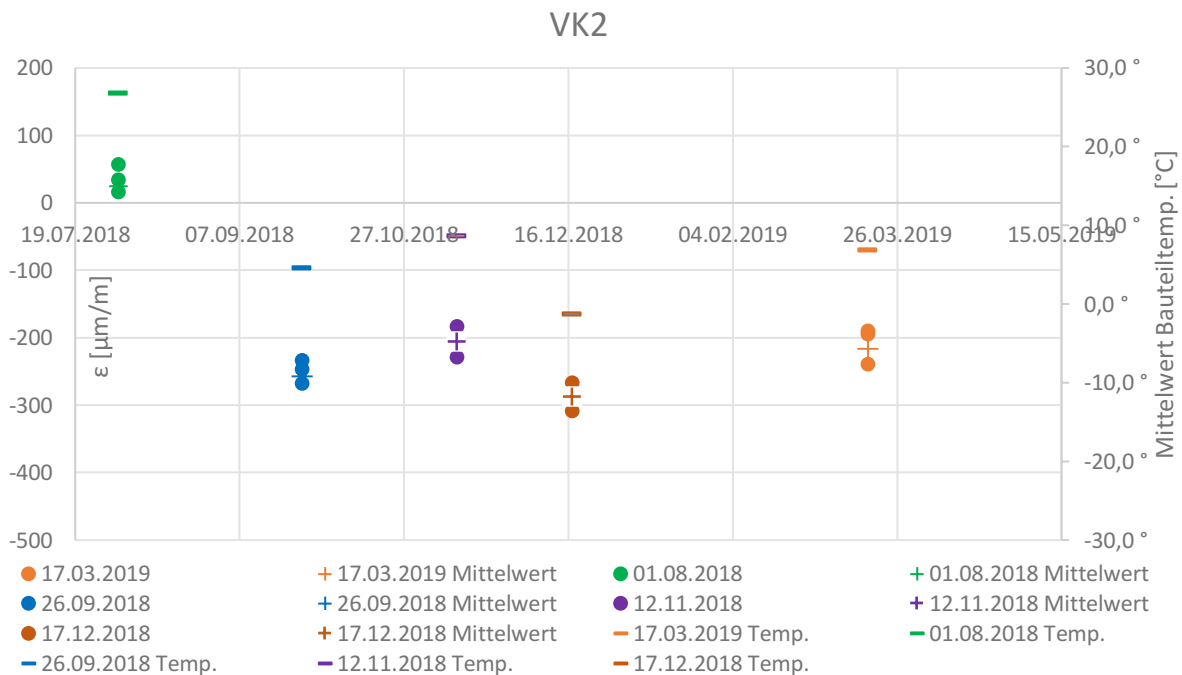


Abb. 3.29: Ergebnisse der händischen Dehnungsaufzeichnung am Vergleichskörper VK 2 (5 Stichtage)

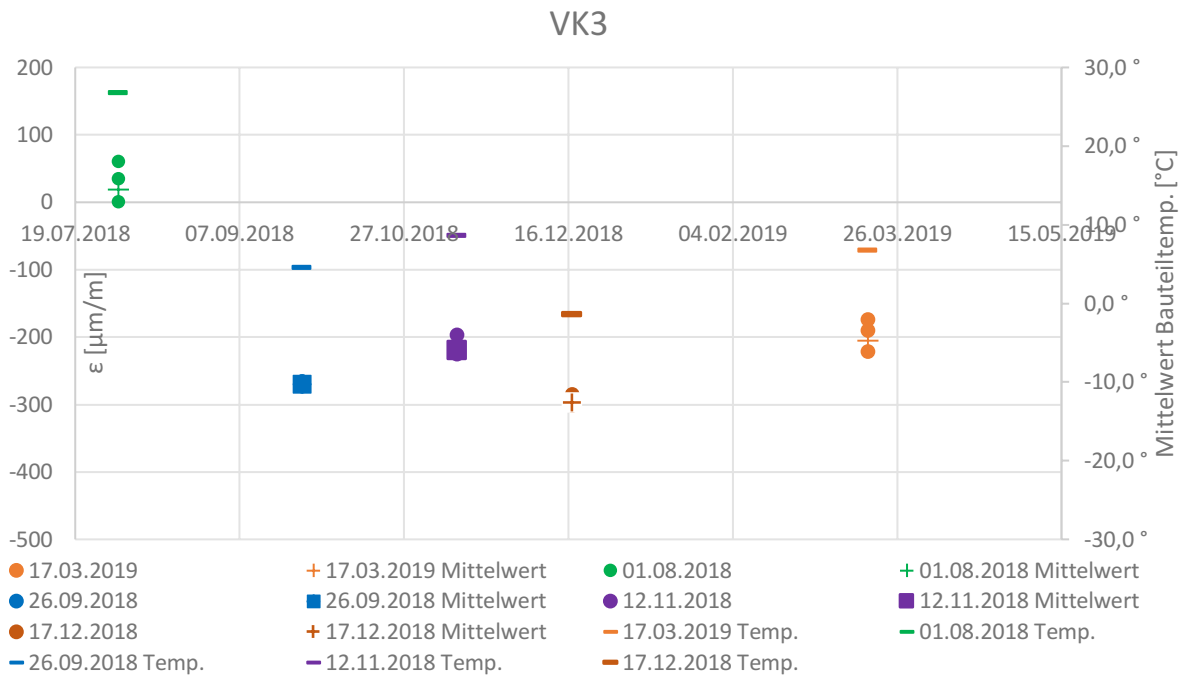


Abb. 3.30: Ergebnisse der händischen Dehnungsaufzeichnung am Vergleichskörper VK 3 (5 Stichtage)

Aus dem Bautagebuch lässt sich der genaue Zeitpunkt der Betonage entnehmen. Das Betonalter zum Zeitpunkt der einzelnen Stichtage, ergibt sich infolge einer Aufsummierung der verstrichenen Tage. Da die Zeiträume zwischen zwei Stichtagen, in Bezug auf den Schwindeinfluss, eine zu berücksichtigende Größenordnung annehmen, müssen diese in einer Nachlaufrechnung um einen gewissen Beitrag aus Schwinden bereinigt werden. Die zeitabhängige und zu berücksichtigende Schwinddehnung wird mittels Formelapparat nach ÖNORM EN 1992-1-1 [25] berechnet. In Bezug auf die Berechnung des Schwindeinflusses, wurden die berechnungsrelevanten Materialparameter aus der Betonrezeptur entnommen, während aus den Klimadaten der ZAMG, eine mittlere relative Luftfeuchte von 85% für die Monate zwischen November und März errechnet wurde.

Die Berechnung der linearen Wärmedehnzahl α_T aus den Daten der Setzdehnungsmessungen, ist in Tab. 3.1 dargestellt. Im ersten Schritt der Auswertung wurden die je Stichtag aufgezeichneten Dehnungen (neun Aufzeichnungen pro Vergleichskörper) gemittelt ($\epsilon_{\text{Mittel, Vergleichskörper } i, j}$), woraufhin zusammen mit dem Temperaturunterschied zwischen zwei Stichtagen, die jeweiligen Wärmedehnzahlen $\alpha_{T, \text{VK1-3}, i}$ berechnet werden konnten. Die errechneten Wärmedehnzahlen wurden im darauffolgenden Schritt über alle drei Vergleichskörper gemittelt. In Abhängigkeit vom Betonalter und des Zeitraumes zwischen zwei Stichtagen müssen diese Ergebnisse noch bereinigt werden, da in den Messungen die Schwindverkürzungen inbegriffen sind. Aus Tab. 3.1 ist ersichtlich, dass die Messungen zwischen den Stichtagen 26.09.2018 - 12.11.2018 und 12.11.2018 - 17.12.2018 unregelmäßige und unrealistische hohe als auch niedrige Werte liefern (blau markiert). Zu einem zeigen sich sehr hohe Wärmedehnzahlen im Wertebereich von $8,20 - 7,15 \cdot 10^{-6}$ [1/K], als auch sehr niedrige im Wertebereich von $7,84 - 8,29 \cdot 10^{-6}$ [1/K]. Die übrigen zwei Zeiträume ergeben dagegen gleichmäßigere Wärmedehnzahlen im Bereich von $\sim 12 \cdot 10^{-6}$ [1/K]. Aus diesem Grund werden die blau markierten Bereiche zur gemeinsamen Mittelwertbildung nicht herangezogen und es ergibt sich folgender Wert für α_T :

$$\alpha_{T, \text{Setzdehnungsmessung}} = \left(\frac{12,18 + 12,44}{2} \right) = 12,31 \cdot 10^{-6} \left[\frac{1}{\text{K}} \right] \quad (3.10)$$

Tab. 3.1: Ermittlung des Temperaturexpansionskoeffizienten α_T anhand der Setzdehnungsmessdaten

	Stichtag 01.08.2018	Stichtag 26.09.2018	Stichtag 12.11.2018	Stichtag 17.12.2018	Stichtag 17.03.2019
Temperatur_{Mittel}	26,8 °C	4,6 °C	8,6 °C	-1,4 °C	6,8 °C
ΔTemperatur_{Mittel}		-22,2 °C	+4,0 °C	-10,0 °C	+8,2 °C
ϵ_{Mittel}, Vergleichskörper 1,i	6,4 $\mu\text{m}/\text{m}$	-284,4 $\mu\text{m}/\text{m}$	-263,3 $\mu\text{m}/\text{m}$	-352,7 $\mu\text{m}/\text{m}$	-264,0 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 1,i		-290,8 $\mu\text{m}/\text{m}$	21,1 $\mu\text{m}/\text{m}$	-89,4 $\mu\text{m}/\text{m}$	88,7 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\alpha_{T,VK1,i} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 1,i / ΔT_{Mittel}		13,10 [1/K]	5,27 [1/K]	8,94 [1/K]	10,82 [1/K]
ϵ_{Mittel}, Vergleichskörper 2,i	35,3 $\mu\text{m}/\text{m}$	-249,6 $\mu\text{m}/\text{m}$	-204,7 $\mu\text{m}/\text{m}$	-289,6 $\mu\text{m}/\text{m}$	-208,2 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 2,i		-284,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	44,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	-84,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	81,4 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\alpha_{T,VK2,i} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 2,i / ΔT_{Mittel}		12,83 [1/K]	11,23 [1/K]	8,49 [1/K]	9,93 [1/K]
ϵ_{Mittel}, Vergleichskörper 3,i	32,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	-268,0 $\mu\text{m}/\text{m}$	-211,1 $\mu\text{m}/\text{m}$	-296,3 $\mu\text{m}/\text{m}$	-194,9 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 3,i		-300,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	56,9 $\mu\text{m}/\text{m}$	-85,2 $\mu\text{m}/\text{m}$	101,4 $\mu\text{m}/\text{m}$
$\alpha_{T,VK3,i} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 3,i / ΔT_{Mittel}		13,55 [1/K]	14,23 [1/K]	8,52 [1/K]	12,37 [1/K]
$\alpha_{T,\text{Mittel}}$		13,16 [1/K]	10,24 [1/K]	8,65 [1/K]	11,04 [1/K]
Berücksichtigung der Schwindverkürzung nach EC 1992-1-1					
-	Stichtag 01.08.2018	Stichtag 26.09.2018	Stichtag 12.11.2018	Stichtag 17.12.2018	Stichtag 17.03.2019
Betonalter	113 Tage alt	169 Tage alt	216 Tage alt	251 Tage alt	341 Tage alt
ΔBetonalter	56 Tage	47 Tage	35 Tage	90 Tage	
$\Delta\epsilon_{\text{Schwinddehnung}}$	21,70 $\mu\text{m}/\text{m}$	11,69 $\mu\text{m}/\text{m}$	6,49 $\mu\text{m}/\text{m}$	11,54 $\mu\text{m}/\text{m}$	
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 1,i neu = $\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 1,i + $\Delta\epsilon_{\text{Schwinddehnung}}$	-269,10 $\mu\text{m}/\text{m}$	32,79 $\mu\text{m}/\text{m}$	-82,91 $\mu\text{m}/\text{m}$	100,24 $\mu\text{m}/\text{m}$	
$\alpha_{T,VK1,i,\text{neu}} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 1,i,neu / ΔT_{Mittel}	12,12 [1/K]	8,20 [1/K]	8,29 [1/K]	12,22 [1/K]	
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 2,i neu = $\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 2,i + $\Delta\epsilon_{\text{Schwinddehnung}}$	-263,20 $\mu\text{m}/\text{m}$	56,59 $\mu\text{m}/\text{m}$	-78,41 $\mu\text{m}/\text{m}$	92,94 $\mu\text{m}/\text{m}$	
$\alpha_{T,VK2,i,\text{neu}} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 2,i,neu / ΔT_{Mittel}	11,86 [1/K]	14,15 [1/K]	7,84 [1/K]	11,33 [1/K]	
$\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 3,i neu = $\Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 3,i + $\Delta\epsilon_{\text{Schwinddehnung}}$	-279,20 $\mu\text{m}/\text{m}$	68,59 $\mu\text{m}/\text{m}$	-78,71 $\mu\text{m}/\text{m}$	112,94 $\mu\text{m}/\text{m}$	
$\alpha_{T,VK3,i,\text{neu}} = \Delta\epsilon_{\text{Mittel}}$, Vergleichskörper 3,i,neu / ΔT_{Mittel}	12,58 [1/K]	17,15 [1/K]	7,87 [1/K]	13,77 [1/K]	
$\alpha_{T,\text{Mittel,bereinigt}}$	12,18 [1/K]	13,16 [1/K]	8,00 [1/K]	12,44 [1/K]	

Zur Ermittlung der Wärmedehnzahl α_T mittels Setzdehnungsmesser lässt sich sagen, dass aufgrund der aufgezeigten Messausreißern eine fortlaufende präzise Ermittlung der Wärmedehnzahl nicht möglich ist. Die infolge Temperaturänderungen auftretenden Verformungen sind für die Erfassung mittels Setzdehnungsmesser relativ gering. Jede kleine Messungenauigkeit führt in diesem Fall zu erheblichen Abweichungen der Ergebnisse.

Im zweiten Schritt erfolgt die Auswertung der Monitoringdaten (Schwingsaitensensoren). Die Aufzeichnung der Messdaten von Vergleichskörper 1 und 2, ist in den Abbildungen 3.31 und 3.32 dargestellt. Die Ermittlung der Wärmedehnzahl erfolgt dabei stichprobenartig, indem die Dehnungsänderungen $\Delta\varepsilon$ für Tage mit hohen Temperaturgradienten ΔT dokumentiert und ausgewertet werden. Die Vorgehensweise lässt sich mittels der Pfeildarstellung in Abbildung 3.31 nachvollziehen. Insgesamt wurden die Messdaten aus vier unterschiedlichen Tagen herangezogen (blau markiert). [34]

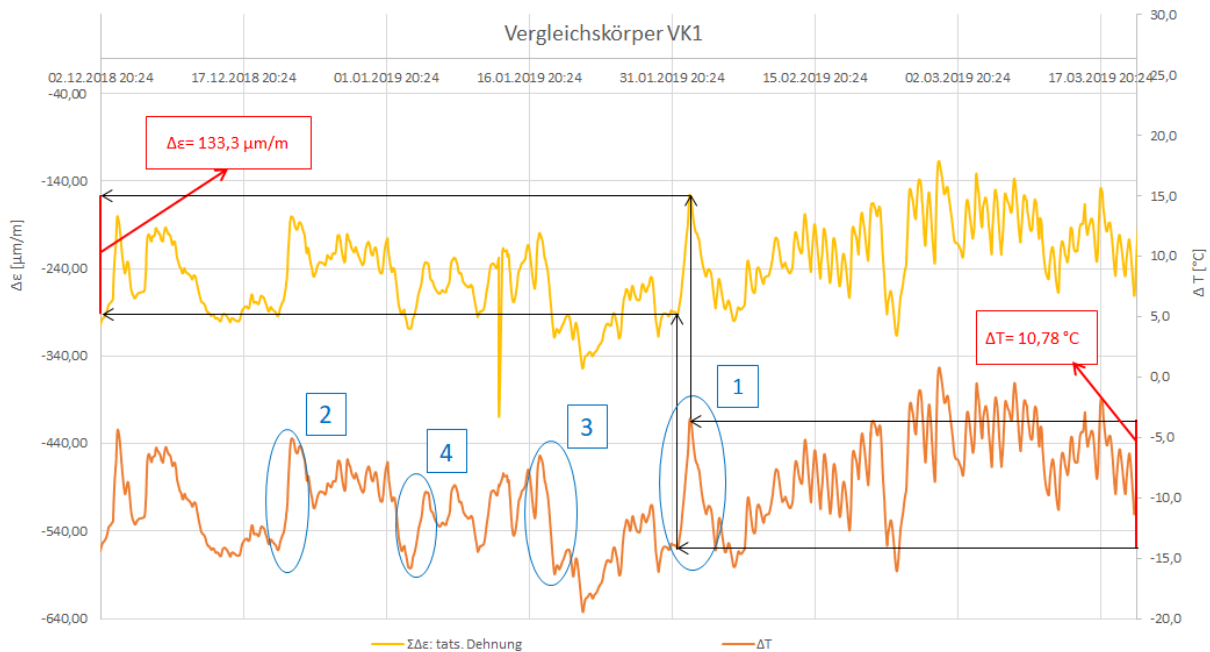


Abb. 3.31: Auswertung der Dehnungsaufzeichnung (Schwingsaitensensoren) am Vergleichskörper 1

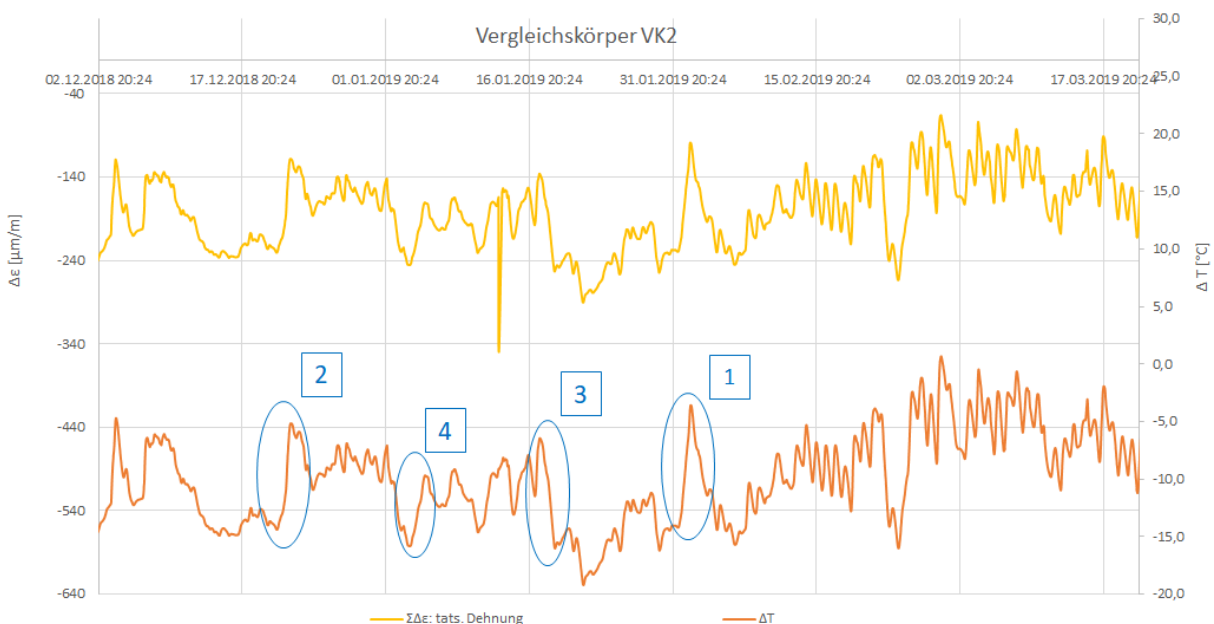


Abb. 3.32: Auswertung der Dehnungsaufzeichnung (Schwingsaitensensoren) am Vergleichskörper 2

In Tabelle 3.2 und 3.3, sind die aus den vier Stichproben entnommenen und rückgerechneten Temperaturausdehnungskoeffizienten α_T aufgelistet. Im Falle des ersten Vergleichskörpers (VK1), zeigt sich eine Werteverteilung zwischen $11,43 - 12,37 \cdot 10^{-6}$ [1/K], während beim Vergleichskörper (VK2) der Wertebereich zwischen $11,50 - 12,42 \cdot 10^{-6}$ [1/K] liegt.

Tab. 3.2: Ermittlung der Wärmedehnzahl α_T anhand von vier Stichproben betreffend VK1

VK1	Stichprobe 1	Stichprobe 2	Stichprobe 3	Stichprobe 4	Mittelwert
ΔT_i	10,78 °C	9,38 °C	10,00 °C	6,56 °C	
$\Delta \epsilon_i$	133,3 $\mu\text{m/m}$	112,5 $\mu\text{m/m}$	118,8 $\mu\text{m/m}$	75,0 $\mu\text{m/m}$	
α_{Ti}	12,37 [1/K]	11,99 [1/K]	11,88 [1/K]	11,43 [1/K]	11,92 [1/K]

Tab. 3.3: Ermittlung der Wärmedehnzahl α_T anhand von vier Stichproben betreffend VK2

VK2	Stichprobe 1	Stichprobe 2	Stichprobe 3	Stichprobe 4	Mittelwert
ΔT_i	10,65 °C	9,35 °C	9,52 °C	6,61 °C	
$\Delta \epsilon_i$	131,8 $\mu\text{m/m}$	113,6 $\mu\text{m/m}$	118,2 $\mu\text{m/m}$	76,0 $\mu\text{m/m}$	
α_{Ti}	12,38 [1/K]	12,15 [1/K]	12,42 [1/K]	11,50 [1/K]	12,11 [1/K]

Die Berechnung eines Gesamtmittelwerts über VK1 und VK2 liefert nach Gleichung 3.11 folgendes Ergebnis:

$$\alpha_{T, \text{Schwingsaitensensor}} = \left(\frac{11,92 + 12,11}{2} \right) = 12,01 \cdot 10^{-6} \left[\frac{1}{K} \right] \quad (3.11)$$

Da die Dehnungsmessungen mittels Schwingsaitensensoren keine menschlich bedingten Messungenauigkeiten enthalten, ist es naheliegend, diesen Ergebnissen im Vergleich zu den Messungen mittels Setzdehnungsmesser mehr Vertrauen zu schenken, sodass die lineare Wärmedehnzahl α_T des verwendeten Betons im Bereich um $12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] zu liegen kommt. Bei Vergleich von Gleichung (3.10) und (3.11) ist zu sehen, dass auch eine händisch vorgenommene Messung mittels Setzdehnungsmesser brauchbare Ergebnisse liefern kann. Hierbei beträgt der Unterschied in den Wärmedehnzahlen lediglich $0,3 \cdot 10^{-6}$ [1/K]. Ausgehend davon, wird die Wärmedehnzahl α_T für weitergehende Berechnungen, unter der Berücksichtigung einer messtechnikbedingten Unsicherheit in den Ergebnissen, mit $12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] angenommen.

Zusammenfassung der Materialkennwerte des Betons

Demzufolge werden für die FE-Untersuchung des Vorspannprozesses, die Materialkennwerte des Betons, entsprechend den Gleichungen (3.04) - (3.06) angenommen. Die Analyse des Systemverhaltens erfolgt dagegen mit den mittleren Festigkeiten nach (3.07) und (3.08), dem mittleren E-Modul nach (3.09) sowie dem obig angeführtem Temperaturausdehnungskoeffizient α_T . Eine Auflistung aller relevanten Betonkennwerte ist in Tabelle 3.4 gegeben.

Tab. 3.4: Auflistung der in die Berechnung einfließenden Betonkennwerte

Betonkennwerte	Berechnungszeitpunkt	
	Vorspannvorgang [t=3,75d]	Gesamtsystem [t=28d]
$f_{cm(t)}$	55,92 N/mm ²	79,08 N/mm ²
$f_{ctm(t)}$	2,01 N/mm ²	2,84 N/mm ²
$E_{cm(t)}$	36030,2 N/mm ²	39977,6 N/mm ²
α_T	-	$12 \cdot (10^{-6})$ 1/K

Materialkennwerte des Vergussmörtels

Für die Analyse des gesamten Tragverhaltens, sind neben den Betonkennwerten, auch die Materialkennwerte der Fugenverfüllung im Bereich des Anschlusspunktes zweier Bögen von Bedeutung. Die Verfüllung erfolgte mit einem Vergussmörtel des Typs „Sika Grout 334“. Aus dem Produktdatenblatt [32] lassen sich die in Tabelle 3.5 aufgelisteten Materialkennwerte entnehmen.

Tab. 3.5: Auflistung der relevanten Materialkennwerte des Vergussmörtels

E-Modul	38000 MPa
Druckfestigkeit (nach 28 Tagen)	80 Mpa
Biegezugfestigkeit (nach 28 Tagen)	10 MPa
Haftvermögen	≥ 2 Mpa

3.2.5 Untersuchung des Vorspannprozesses (Anspannen der Zugbänder)

Ablauf des Herstellungsprozesses

Der Vorspannprozess der einzelnen Bögen erfolgte in zwei Schritten nach dem Ausschalen der Bögen im Fertigteilterteilwerk. Eine Verformungsmessung im Scheitelbereich und eine Zugkraftmessung im Zugband sorgten zudem für eine Überwachung des Vorspannvorgangs. Das gesamte Messsystem wurde bereits in Kapitel 3.2.3 ausführlich beschrieben. Im ersten Abschnitt des Vorspannprozesses befand sich der Bogen noch in Seitenlage auf Styroporplatten aufliegend. Hierbei wurde eine Vorspannkraft von etwa 18 kN aufgebracht. Daraufhin konnten die Bögen mittels eines Krans aufgerichtet werden, wodurch in weiterer Folge der Horizontalschub aus dem Eigengewicht aktiviert wurde. Zur Erzielung einer optimalen Spannungsverteilung im System wurde im aufgestellten Zustand ein zweites Mal angespannt, wobei eine Vorspannkraft von 48 kN im Endzustand erzielt wurde.

FE-Berechnungsparameter

Die numerische Untersuchung des Vorspannprozesses erfolgt im Folgenden mit dem FE-Programm „ATENA ENGINEERING 2D“. Der aus drei Sequenzen bestehende Vorspannvorgang, wird dabei gleichmäßig auf jeweils fünf Steps (Inkrementen) aufgeteilt. In den ersten fünf Steps erfolgt die Aufbringung einer ersten Vorspannkraft auf 18 kN. In den darauffolgenden fünf Steps wird das Eigengewicht auf das System aufgebracht und in den letzten fünf Steps wird auf planmäßige 48 kN nachgespannt.

Wie schon in Kapitel 3.2.4 erwähnt, wurden die Fertigteilibögen etwa 90 Stunden nach erfolgter Betonage vorgespannt. Daher sind für eine detaillierte FE-Untersuchung des Vorspannprozesses auch die Materialparameter nach 90 Stunden heranzuziehen. Diese lassen sich aus Tabelle 3.4 entnehmen. Für die Analyse wird zunächst ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen, dessen Gültigkeit im Rahmen der Berechnung noch nachgewiesen werden muss. Neben einer richtigen Annahme der Materialparameter, spielt die richtige Modellierung der geometrischen Rand- und Übergangsbedingungen die maßgebendere Rolle, wobei der Einhaltung der geometrischen Verträglichkeit eine große Bedeutung zukommt.

Modellierung der Randbedingungen

Wie oben bereits erwähnt, wurde das System während des Herstellungsprozesses in zwei unterschiedlichen Positionen vorgespannt. Aus diesem Grund sind die geometrischen Randbedingungen der beiden Bauzustände zu unterscheiden.

Im ersten Abschnitt des Vorspannprozesses lag der Bogen in Seitenlage, auf Styroporplatten auf. Dadurch war eine freie Verdrehung der Bogenendpunkte gegeben. Im Folgenden wird die zusätzliche Nachgiebigkeit zwischen Beton und Styropor infolge Reibung, welche sich im Zuge des ersten Vorspannvorgangs ergibt, analog zu der Vorgehensweise in [30] modelliert. Eine genaue Darstellung der obig beschriebenen Auflagersituation ist in Abbildung 3.33 ersichtlich.

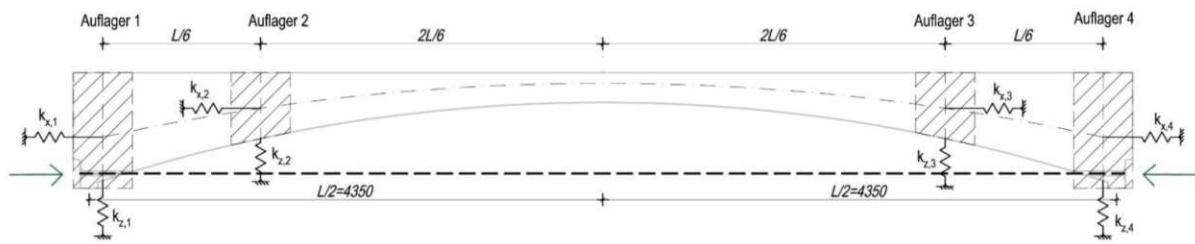


Abb. 3.33: 1.Vorspannvorgang - Modellierung der Auflagerbedingungen [30]

Nach Beendigung des ersten Vorspannvorgangs wurde der Bogen aufgestellt und die endgültige Vorspannkraft von 48 kN in einem zweiten Vorspannvorgang aufgebracht. Da der Bogen auch im zweiten Vorspannabschnitt eine freie Verdrehung der Bogenfußpunkte zulässt, werden für die Simulation der nächsten zwei Sequenzen gelenkige Punktlagerungen gewählt. Da der Bogen in diesem Zustand, aufgrund der vorhandenen Reibung zwischen Bogen und Untergrund, eine gewisse Verformungsbehinderung in Horizontalrichtung aufweist, wird entsprechend der iterativen Vorgehensweise in [30] eine Federsteifigkeit in Horizontalrichtung abgeschätzt. Die Modellierung der Randbedingungen ist in Abbildung 3.34 dargestellt. Das statische System gleicht somit einem einfach statisch unbestimmten Einfeldträger und erfüllt die geometrische Verträglichkeit in guter Näherung.

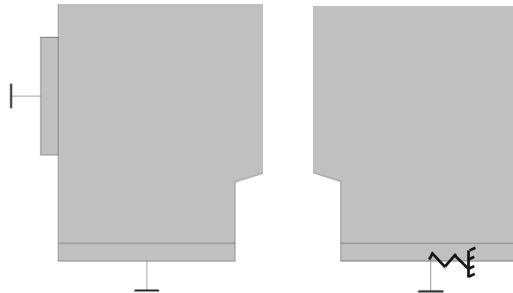


Abb. 3.34: EG-Aktivierung + 2.Vorspannvorgang - Modellierung des linken und rechten Auflagers

Ergebnisse der numerischen Untersuchung

Nach Ende des ersten Vorspannvorgangs (Step 5) ergibt sich am Bogenscheitel eine Überhöhung von 1,85 mm, siehe Abbildung 3.35. Dabei wurde kein Eigengewicht aktiviert und die Spannkraft in der Gewindestange beträgt 18 kN. In Abbildung 3.36 ist die Normalspannungsverteilung am maßgebenden Querschnitt zu sehen. Verglichen mit den zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Materialkennwerten, liegt die Zugspannung von $1,01 \text{ N/mm}^2$ deutlich unter der Zugfestigkeit von $2,01 \text{ N/mm}^2$. Damit ist Annahme eines linear elastischem Materialverhaltens für den ersten Vorspannabschnitt erfüllt.

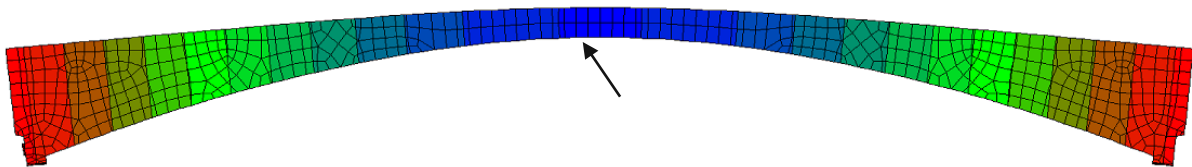


Abb. 3.35: Ende des 1.Vorspannvorgangs/ Step 5 – Verformungen in Vertikalrichtung [mm]

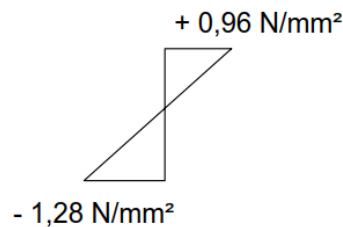


Abb. 3.36: Ende des 1.Vorspannvorgangs/Step 5 –Normalspannungsverlauf σ_{xx} am Bogenscheitel [MPa]

Im zweiten Abschnitt des Vorspannvorgangs, wurde der Bogen aufgestellt und das Eigengewicht somit aktiviert (Steps 6-10). Angesichts der zusätzlich eingebauten schlaffen Bewehrung, wurde die Wichte des Betons aufbauend auf dem Messwert von 24 kN/m^3 , siehe Abbildung 3.23, mit 25 kN/m^3 abgeschätzt. Nach Aktivierung des Eigengewichts, ergibt sich am Bogenscheitel eine vertikale Verformung von 3,81 mm. Dabei wird eine zusätzliche Zugkraft von 12 kN in der Gewindestange aktiviert. Nach einer Überlagerung mit dem ersten Vorspannabschnitt, beträgt die Durchbiegung in Feldmitte 1,96 mm, siehe Abbildung 3.37. Der superponierte Spannungsverlauf ist in Abbildung 3.38 ersichtlich. Mit einer Zugspannung von $0,96 \text{ N/mm}^2$ am unteren Querschnittsrand, ist auch nach Aktivierung des Eigengewichts, die Zugfestigkeit an keinem Querschnittsbereich überschritten.

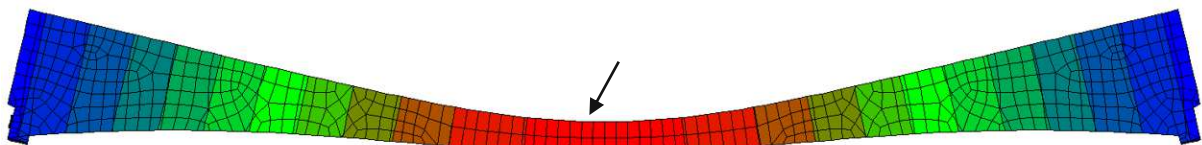


Abb. 3.37: Aktivierung des Eigengewichts/ Step 10 – Verformungen in Vertikalrichtung [mm]

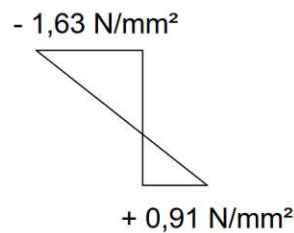


Abb. 3.38: Aktivierung des Eigengewichts/Step 10 –Normalspannungsverlauf σ_{xx} am Bogenscheitel [MPa]

Nach Beendigung des Aufstellvorgangs wurde die Spannkraft im zweiten Vorspannvorgang auf planmäßige 48 kN erhöht (Steps 11-15). Dies führt dazu, dass der Durchhang in Feldmitte lediglich 0,04 mm beträgt und somit zur Gänze kompensiert wird, siehe Abbildung 3.39. Aus numerischer Sicht hat die Angabe einer zweiten Nachkommastelle im Millimeterbereich keine Aussagekraft, da sich die Ergebnisse in dieser Größenordnung mit feiner werdendem Netz ständig verändern und gegen einen bestimmten Wert konvergieren. Das nachgiebig modellierte rechte Auflager (Abbildung 3.34) weist eine nach innen gerichtete Horizontalverformung von etwa 0,2 mm auf. Dies gilt als Bestätigung von einer Grundvoraussetzung des erfindungsgemäßen Verfahrens [12]. Dieses besagt, dass der Horizontalschub infolge Eigengewicht zur Gänze vom Zugband übernommen werden muss, damit die Pfeiler im Falle eines realen Bauzustandes keiner zusätzlichen Biegebelastung ausgesetzt sind.

Durch die Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens ist die Verwendung des Superpositionsprinzips erlaubt. Durch die Aufteilung der resultierenden Normalspannung in die Längs (σ_N)- und Biegeanteile (σ_M) (siehe Abbildung 3.40) lassen sich in einfacher Weise die elastischen Schnittgrößen am Bogenscheitel ermitteln, siehe Gleichungen (3.12) und (3.13).

$$M_{\text{Bogenscheitel}} = \sigma_M * W = 0,105 * 10^3 * \frac{0,4 * 0,25^2}{6} = 0,44 \text{ kNm} \quad (3.12)$$

$$N_{Bogenscheitel} = \sigma_N \cdot A = -0,535 \cdot 10^3 \cdot (0,40 \cdot 0,25) = -53,5 \text{ kN} \quad (3.13)$$

Es fällt auf, dass die Normalkraft in Feldmitte größer ist als die Vorspannkraft in der Gewindestange. Dieser Effekt ist auf die in Horizontalrichtung nachgiebig modellierten Auflager zurückzuführen, welche eine gewisse Horizontalkraft aufnehmen und dementsprechend die Normalkraft im Bogen erhöhen.

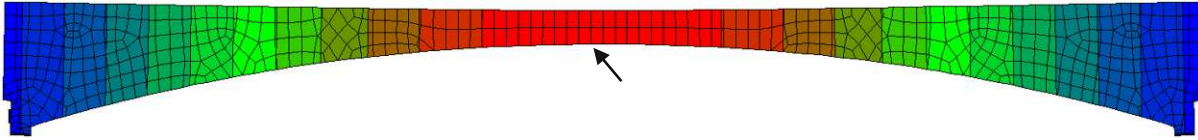


Abb. 3.39: Ende des gesamten Vorspannvorgangs / Step 15 – Verformungen in Vertikalrichtung [mm]

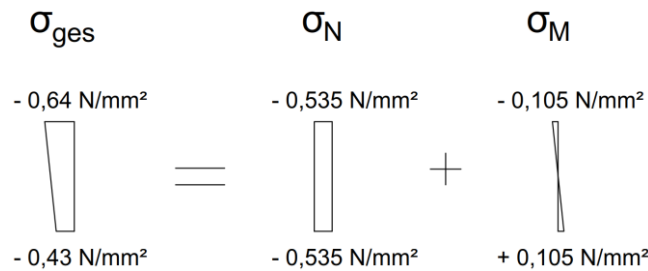


Abb. 3.40: Ende des gesamten Vorspannvorgangs / Step 15 – Normalspannungsverlauf σ_{xx} am Bogenscheitel [MPa]

In Abbildung 3.41 sind die bereits angeführten Ergebnisse (Spannkraftverlauf und Verformungsverlauf am Bogenscheitel) der einzelnen Zeitabschnitte nochmals in einer zeitlichen Reihenfolge dargestellt. Im Folgenden werden diese mit den Messergebnissen verglichen und analysiert.

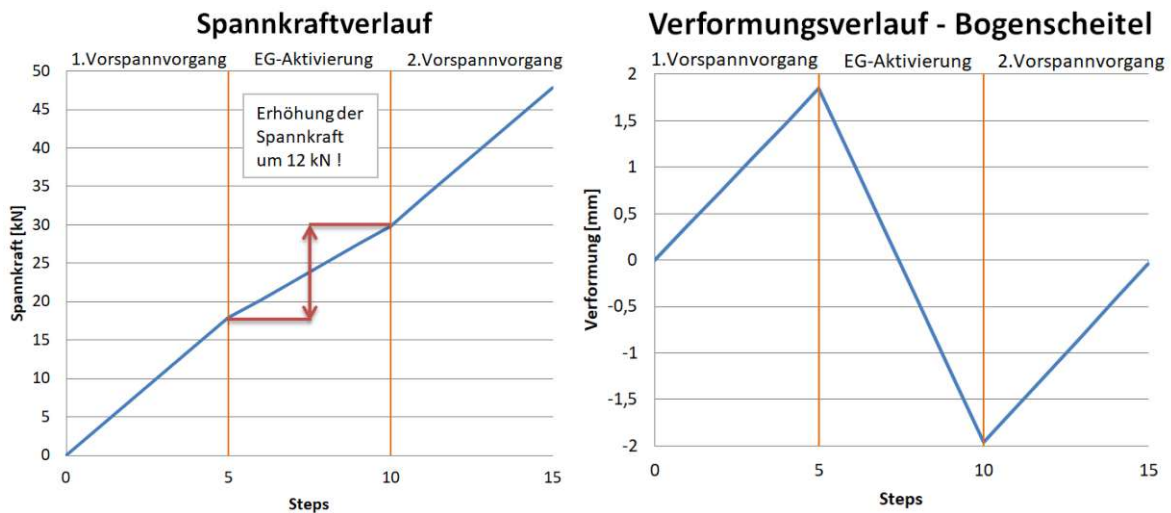


Abb. 3.41: Ergebnisse der numerischen Simulation: Links: Zeitliche Darstellung des Spannkraftverlaufs Rechts: Zeitliche Darstellung des Verformungsverlaufs am Bogenscheitel

Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen

Während des Vorspannprozesses wurde die Zugkraft in der Gewindestange und die vertikale Verformung am Bogenscheitel gemessen. In Abbildung 3.42 ist der zeitliche Verlauf der Spannkraft zu sehen. Darin erkennt man die Aufbringung einer Vorspannkraft von 18 kN im ersten Zeitfenster. Im Aufstellprozess erfolgt die Aktivierung des Horizontalschubs zufolge Eigengewicht, wodurch sich die Spannkraft auf 30,5 kN erhöht. Dies entspricht einer Erhöhung der Zug-

kraft um 12,5 kN. Im zweiten Vorspannabschnitt erfolgt die Erhöhung der Spannkraft auf planmäßige 48 kN. Die mit der Zeit leicht abfallenden Kräftekurven sind auf Kriech- (Beton und Styroporplatten) und Relaxationsvorgänge (Gewindestange) zurückzuführen.

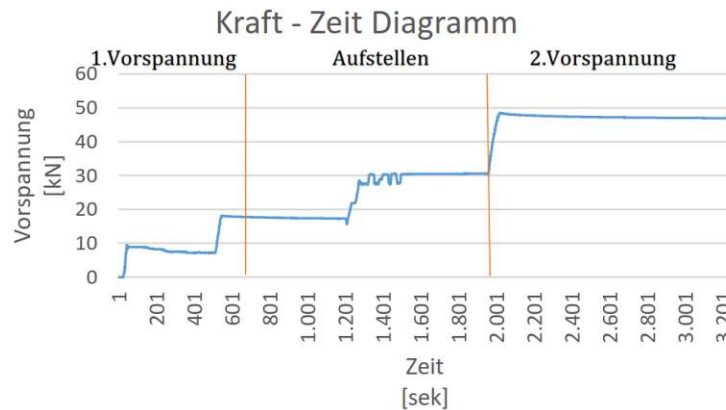


Abb. 3.42: Zeitlicher Verlauf der gemessenen Kraft im Zugband [30]

Verglichen mit dem Berechnungsergebnis aus Abbildung 3.41 links, zeigt der Messwert des aktivierte Horizontal schubs mit 12,5 kN eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Simulationsergebnis von 12 kN. Dies ist ein Indiz für die richtige Annahme der Federsteifigkeit am rechten Auflager, welche den Reibungswiderstand darstellen soll.

In Abbildung 3.43 ist der zeitliche Verlauf der Scheitelverformung dargestellt. Die Verformungsmessung am Bogenscheitel zeigt nach Anbringung der ersten Vorspannkraft von 18 kN, eine Überhöhung des Bogenscheitels von 1,77 mm. Im Vergleich mit dem Simulationsergebnis von 1,85 mm in Abbildung 3.41 rechts, bestätigt sich auch hier die Korrektheit der getroffenen Annahmen in Bezug auf Materialkennwerte und Rechenmodell. Während des Aufstellprozesses mussten die induktiven Wegaufnehmer für einen gewissen Zeitraum deaktiviert werden. Aus diesem Grund gibt es keine gemessenen Vergleichswerte für den errechneten Durchbiegungszuwachs zufolge Eigengewicht. Aus der FE-Simulation ergibt sich hierfür eine absolute Durchbiegung von 3,81 mm. Dieser Wert wird aufgrund der guten Verträglichkeit von Modell und Realität hinsichtlich der Zugkrafterhöhung beim Aufstellvorgang (vgl. Abbildungen 3.41-3.42) als hinreichend genau angenommen. Beim zweiten Vorspannvorgang beträgt der Absolutwert der Überhöhung ~1,6 mm und steht dem errechneten Wert von ~1,9 mm, siehe Abbildung 3.41 rechts, somit ebenfalls nahe.

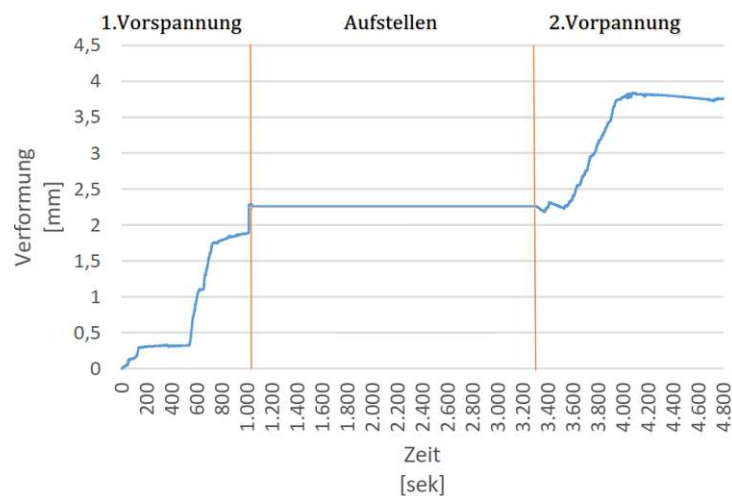


Abb. 3.43: Zeitlicher Verlauf der gemessenen vertikalen Verformung in Feldmitte [30]

Schlussfolgerung

Aufgrund der guten Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Verformungen und der Spannkraft lässt sich sagen, dass die berechneten Spannungen über alle drei Sequenzen betrachtet, als hinreichend genau angenommen werden dürfen. Die Zugfestigkeit des Betons wurde dennoch zu keinem Zeitpunkt überschritten, wodurch keine Ursache für eine mögliche Rissbildung gegeben ist.

3.2.6 Analyse der Bauzustände

Aufgrund der Herstellung der drei Bogenträger im Fertigteilwerk, ergeben sich vor dem Einhebevorgang bei allen drei Bögen dieselben Spannungszustände. Für die weitergehenden Analysen in Kapitel 3.3 - 3.5 ist festzuhalten, dass das Einheben der Bögen sowie der Umspannprozess (Koppeln der Zugbänder und Umsetzen der Zugkraft von den temporären auf die endgültigen Zugbänder) einen gewissen Einfluss auf die Spannungsverteilung hat. Was den Einhebevorgang betrifft, gehen in diesem Fall die horizontalen Nachgiebigkeiten der Auflager verloren, siehe Abbildung 3.44. Durch diese horizontale Verschieblichkeit kann das Eigengewicht seine ganze Wirkung entfalten, wodurch sich einerseits die Zugkraft in der Gewindestange und andererseits die Verformungen am Bogenscheitel geringfügig ändern. Gemäß einer Voranalyse ergäbe sich in diesem Zustand eine Zugkrafterhöhung von $\sim 16,4$ kN statt den bisher angenommenen 12 kN (siehe Abbildung 3.42 links) und bis zu 1 mm höhere Durchbiegungen in Feldmitte.



Abb. 3.44: Darstellung des Versetzvorgangs [3]

Ebenso verändert der Umspannvorgang von den beiden M12-Hilfsgewindestangen auf die M24-Endgewindestange in gewissem Maße das Beanspruchungsniveau. Der zeitliche Bauablauf einschließlich des Umspannvorganges ist in den Abbildungen 3.12-3.15 (Seiten 35-38) ersichtlich. In einem ersten Schritt mussten die Fugen zwischen den zwei Bögen verfüllt werden, damit die Umspannung im Bogen 2 keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten von Bogen 1 ausübt. Der Kräfteintrag erfolgt dabei über den Vergussmörtel, siehe Abbildung 3.45. Dieser Effekt hat im Vergleich zum Einhebevorgang einen geringeren Einfluss auf das Tragverhalten.

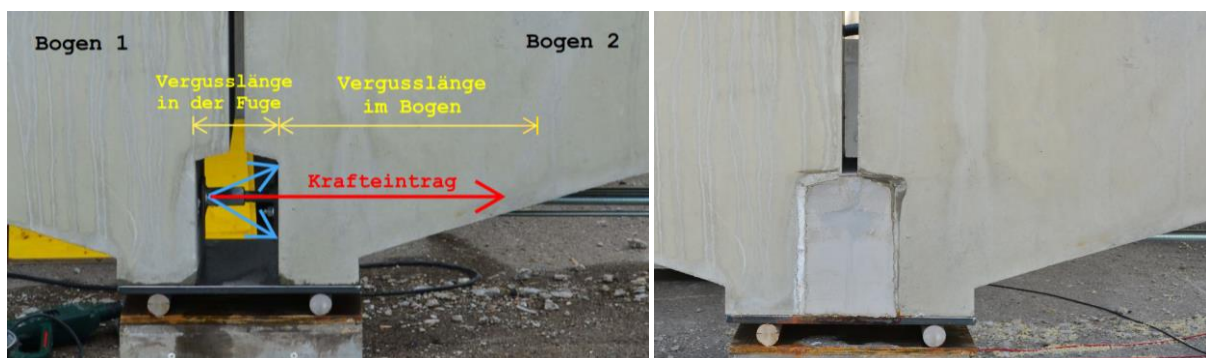


Abb. 3.45: Darstellung des Kräfteflusses beim Umspannvorgang/Endzustand

In den folgenden Kapiteln werden diese zwei Effekte, zusammen mit den Auswirkungen der bis zur Fertigstellung des Dreifeldsystems stattfindenden Kriech- und Schwindprozesse vernachlässigt, jedoch im Hinterkopf behalten.

Somit besteht der Bauendzustand aus drei miteinander monolithisch verbundenen Bögen, wobei für jeden Bogen der Spannungsverlauf aus Abbildung 3.40 übernommen wird. Unter dem Bauendzustand versteht sich jener Zustand, in dem die Bögen kraftschlüssig an die Widerlager angeschlossen und keine offenen Fugen mehr vorhanden sind, siehe Abbildung 3.46. Dieser Spannungszustand wird im Folgenden gedanklich eingeprägt und dient als Ausgangsmodell für weitergehende Berechnungen.



Abb. 3.46: Darstellung des Bauendzustands - Modell/Realität

3.3 Linear-elastische Untersuchung des Gesamtsystems

3.3.1 Einführung

Wie schon in Kapitel 3.1 angeführt, ist die Erzielung von möglichst großen Systemlängen bei integralen Brücken durch Temperatureinflüsse begrenzt. In solchen Fällen lassen sich diese ausschließlich als semi-integrale Brücke realisieren, unter der Einbeziehung von Sonderkonstruktionen, welche mit hohen Lebenszykluskosten einhergehen. Aus diesem Grund wird der Prototyp in den folgenden Kapiteln einer detaillierten Analyse unterzogen, wobei der Schwerpunkt dem Temperaturverhalten gewidmet ist. Die Einhaltung eines optimierten abschnittswise Bauablaufs, entsprechend dem erfindungsgemäßen Verfahren, wurde bereits in Kapitel 3.2.5 untersucht und nachgewiesen. Weitere Vorteile des erfindungsgemäßen Verfahrens werden hierbei nicht weiter untersucht. Dazu gehören etwa die versteifende Wirkung des Zugbandes unter asymmetrischer Verkehrslast oder die erhöhte Standsicherheit für den Katastrophenfall. Hierzu sei auf [14] verwiesen.

In diesem Kapitel wird der Prototyp einer linear-elastischen FE-Untersuchung mittels der Programmsoftware „AxisVM-X4“ unterzogen.

3.3.2 Modellierung der Rand und Übergangsbedingungen

Beim vorliegenden Prototyp handelt es sich um einen Ausschnitt aus einer unendlichen langen integralen Brücke. Das erfindungsgemäße Verfahren schreibt vor, dass das Tragwerk zwischen zwei unverschieblichen steifen Widerlagern erbaut werden muss, wobei die Anschlusspunkte zweier Bögen biegesteif auszuführen sind. Der Theorie nach, wird sich somit ein mehrfach statisch unbestimmtes System einstellen, bei dem alle Anschlusspunkte kraftschlüssig miteinander verbunden sind. Im Folgenden wird auf die konstruktiven Aspekte der zwei Anschlüsse „Widerlager-Bogen“ und „Bogen-Bogen“ näher eingegangen.

Geometrische Randbedingungen

Die Hüllrohre an den Bogenenden wurden im Bauendzustand nachträglich verpresst, um einen Verbund zwischen den Bögen und dem Zugband herzustellen. An das herausstehende Ende der bereits vorgespannten und am Endauflager verankerten Gewindestange wurde eine zusätzliche Gewindestange desselben Typs angeschraubt, die wiederum schlaff an der Widerlagerrückwand verankert wurde. Dafür musste eine Kernbohrung durch die bestehende Widerlagerkonstruktion durchgeführt werden. Im Gegensatz zu den Bögen wurden die Hüllrohre im Bereich Bogenende und Widerlagerwand nicht verpresst. Örtlichen Gegebenheiten zufolge weist das rechte Widerlager größere Dimensionen auf als das linke Widerlager. Diese Bedingung beeinflusst dabei kaum die Dehnsteifigkeit des Widerlagers, sodass beide weiterhin als Festpunkte gesehen werden dürfen. Vielmehr wirkt sich dieser Umstand auf die Dehnsteifigkeit der schlaff durchgeführten Gewindestangen aus. Während die Länge der Gewindestange auf der linken Widerlagerseite von Bogenende bis Verankerungspunkt 1,58 m beträgt, misst dieser auf der rechten Seite ganze 2,00 m und ergibt somit eine weitaus höhere Nachgiebigkeit, die im Falle einer Abkühlung eine gewisse Asymmetrie im Tragverhalten induziert.

Biegesteife Anschlüsse lassen sich im Stahlbetonbau über eine Anschlussbewehrung realisieren. Da beim Anschluss „Widerlager-Bogen“ keine Anschlussbewehrung angeordnet ist, erfolgt die zugfeste Verbindung von Bogenfußpunkt und Widerlager lediglich über die an der Widerlagerrückwand verankerte Gewindestange. Ein sich daraus ergebender Vorteil ist die Erfassbarkeit der Zwangskräfte durch die an der Rückseite der Widerlager angeordneten Kraftmessdosen. Dieser Umstand führt jedoch dazu, dass das System bei einer Tragwerksverkürzung (Abkühlung) weitaus weicher reagiert als bei einer Ausdehnung (Erwärmung), da das System im Falle einer Verkürzung einzig von der Dehnsteifigkeit der Gewindestangen zurückgehalten wird, welche an der Widerlagerrückwand verankert sind, siehe Abbildung 3.47. Dieser richtungsbezogene

Steifigkeitsunterschied kann auch als ein vollständig gerissener Querschnittsbereich gedeutet werden, bei welchem einzig die Anschlussbewehrung (= Zugband) ein Zusammenziehen der Struktur verhindert. Dagegen lässt die massiv ausgeführte Widerlagerwand im Falle einer Ausdehnung nahezu keine Verschiebungen in Längsrichtung zu.

Die Übertragung des Horizontalschubs erfolgt bei Erwärmung über eine begrenzte Höhe, siehe Abbildung 3.47. Die dadurch geschaffene verringerte Dehnsteifigkeit reduziert in weiterer Folge auch die resultierende Zwangskraft auf das Widerlager. In vertikaler Richtung erfolgt die Auflagerung der Bogenfußpunkte auf 15 mm dicken Stahlplatten, die wiederum auf Rollenlagern aufliegen.

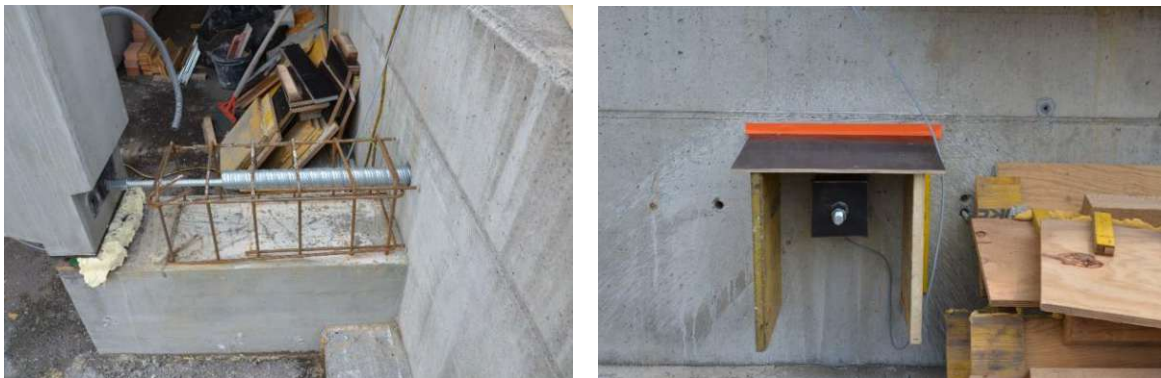


Abb. 3.47: Links: Auflagerdetail „Bogen-Widerlager“ vor Betonage, Rechts: Darstellung der verankerten Gewindestange an der Widerlagerrückwand

Da die Gewindestangen an die Widerlager zugfest angeschlossen sind, ergibt sich infolge einer erwärmungsbedingten Rotation eine gewisse Einspannwirkung, da bei gedrückter Kontaktfläche von Bogen und Widerlagerwand gleichzeitig eine Zugkraftaufnahme über die schlaff durchgeführte Gewindestange möglich ist. Dabei können die Momente über ein Kräftepaar gemäß Abbildung 3.48 aufgenommen werden. Dies hängt jedoch davon ab, in welcher Höhe der Verdrehungspunkt lokalisiert ist. Für die Teilnahme an einer Momentenübertragung wird dieser bei Erwärmung über der Schwerachse des Zugglieds zu liegen kommen.

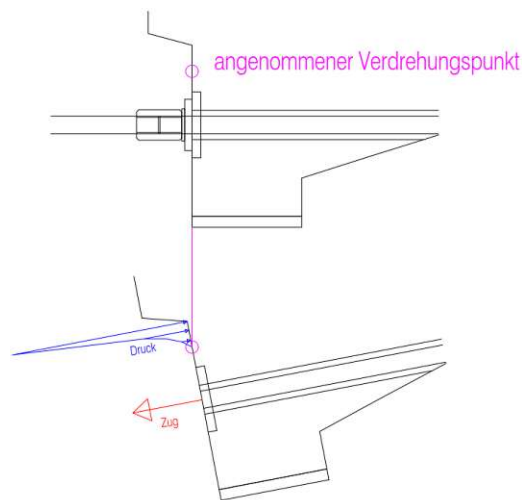


Abb. 3.48: Mögliche Momentenübertragung am Auflagerpunkt „Bogen-Widerlager“ infolge Erwärmung

Die in Abbildung 3.48 dargestellte Einspannwirkung ergibt sich lediglich im Falle einer Erwärmung. Für den Fall eines hoch liegenden Kontaktpunkts und einer gleichzeitiger Zugkraftaufnahme in der Gewindestange lassen sich hohe Einspanngrade erzielen. Im Falle einer Abkühlung zieht sich das ganze System zusammen, wodurch die Druckkomponente am Widerlager verloren geht und in weiterer Folge auch die Einspannwirkung. Dieser Umstand fließt als physikalische

Nichtlinearität der Auflagerbedingungen in die Berechnung mit ein und wurde im FE-Modell als nicht-lineares Linienauflager mit einer Steifigkeit von 10^9 kN/m/m modelliert, welches sich unter Zug ausschaltet, siehe Abbildung 3.49. Weiters wurde die Stahlplatte der Realität entsprechend mit 15 mm angenommen und das Rollenlager als horizontal verschiebliches Punktauflager modelliert.



Abb. 3.49: Links: Anschluss „Widerlager-Bogen“, Rechts: Darstellung des dazugehörigen Berechnungsmodells

Die Modellierung der schlaff durchgeführten und kraftschlüssig an der Widerlagerrückwand verankerten Gewindestange erfolgt entsprechend der wahren Länge, siehe Abbildung 3.50. Eine alternative Modellierung als Punktlager mit der axialen Steifigkeit R_x nach Gleichung (3.14) ergäbe dasselbe Resultat.

$$R_x = \frac{\text{Dehnsteifigkeit}}{\text{Bauteillänge}} = \frac{EA}{l} \quad (3.14)$$

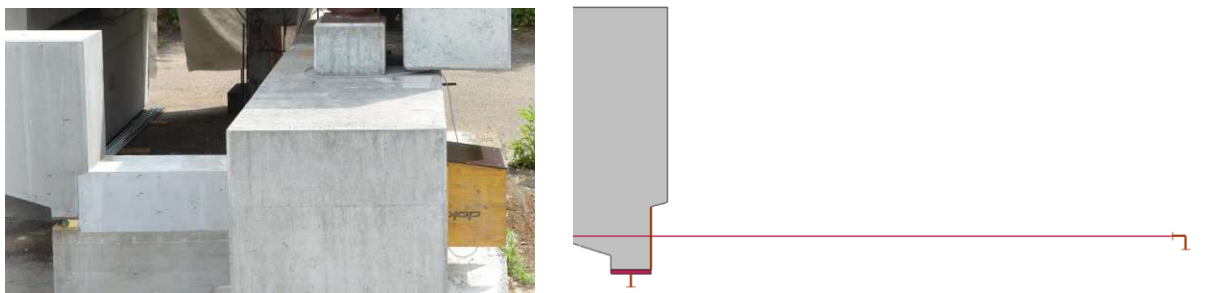


Abb. 3.50: Links: Übersichtsbild vom gesamten rechten Widerlagerbereich, Rechts: Darstellung des dazugehörigen Berechnungsmodells

Geometrische Übergangsbedingungen

Die Anschlussstellen zweier Bögen, welche sich oberhalb einer gedachten Pfeilerkonstruktion befinden, liegen auf horizontal verschieblichen Rollenlagern auf, wobei auch hier eine 15 mm dicke lastverteilende Stahlplatte zum Einsatz kommt, siehe Abbildung 3.51. Diese horizontale Verschieblichkeit wurde aus messtechnischen Gründen eingeplant und dient zur Beurteilung einer Grundannahme des erfindungsgemäßen Verfahrens, welche in Abbildung 3.2 (vgl. Kapitel 3.1) ersichtlich ist. Dabei werden im Falle einer symmetrischen Belastung Bewegungsruhepunkte über den Pfeilern vorausgesagt.

Das erfindungsgemäße Verfahren schreibt die kraftschlüssige Verbindung zweier Bögen vor. [12] In diesem Zusammenhang müssen die Bogenanschlusspunkte sowohl Druckkräfte als auch Zugkräfte aufnehmen können. Die Druckkräfte werden hierbei über den verfüllten Zementmörtel übertragen, während Zugkräfte einzig vom Spannglied aufgenommen werden können. Analog

zum Widerlagerbereich in Abbildung 3.48, ist auch an den Verbindungspunkten zweier Bögen eine Momentenübertragung möglich.

Beim vorliegenden Prototyp wurden die Fugen nur bis auf eine begrenzte Höhe von 25 cm verfüllt. Diese Koppelfugen stellen sicher, dass sich das temperaturbedingte Trag- und Verformungsverhalten eines einzelnen Bogens feldweise und unabhängig von den benachbarten Bögen abspielt. Weiters sorgen sie für eine starke Reduktion des Horizontalschubs auf die Widerlager, da hierdurch ein weitaus weiches System entsteht.

Zur Verwendung kam der Vergussmörtel „Sika Grout 334“, welcher unter Druck einen effektiven E-Modul von ungefähr 30 GPa aufweist. Der Temperaturexpansionskoeffizient von $12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ entspricht näherungsweise dem des verwendeten Betons. Die genauen Materialkennwerte können aus Tabelle 3.5 (Kapitel 3.2.4) entnommen werden.



Abb. 3.51: Ausbildung der Bogenanschlüsse

Zwischen Bogen und Vergussmörtel können einerseits Druckkräfte und in gewissem Ausmaß auch Schubkräfte übertragen werden. Letzteres ergibt sich im Falle einer Relativverschiebung, die bei einer temperaturbedingten Verdrehung durchaus möglich ist. Die Haftfestigkeit des Mörtels, nach dessen Überschreitung sich die eigentlich Gleitreibung einstellt, wird im Folgenden vernachlässigt. Somit weist die Verbindung zwischen den beiden Medien zwei Wertigkeiten auf. Die Modellierung dieser zwei Effekte wurde in „AxisVW“ mittels Linie-Linie-Verbindungselementen bewerkstelligt. Da gemäß dem Reibungsgesetz die Gleitreibungskraft (Reibwiderstand) vom Reibbeiwert und der Druckkraft (Horizontalschub) auf den Vergussmörtel abhängt und die Höhe der Druckkraft wiederum linear von der Temperatur abhängt, wäre die Definition eines Reibungsgesetzes für eine genaue Modellierung erforderlich. Angesichts der Annahme eines geringgradigen Einflusses wurde der Reibwiderstand einfachheitshalber mit 10^3 kN/m/m abgeschätzt. Weiters wurde die axiale Steifigkeit zwischen den Medien über ein nicht-lineares Modell mit 10^8 kN/m/m angesetzt, welches unter Zugbeanspruchung ausgeschaltet wird.

Darüber hinaus mussten die Spannglieder an den Verbindungspunkten für den Kraftschluss über Knoten-Knoten-Verbindungselemente zusammengeführt werden. Dabei wurde die reale Dehnsteifigkeit der Gewindestange in Rechnung gestellt. Die Modellierung des einzelnen Bogenanschlusspunktes ist in Abbildung 3.52 ersichtlich.

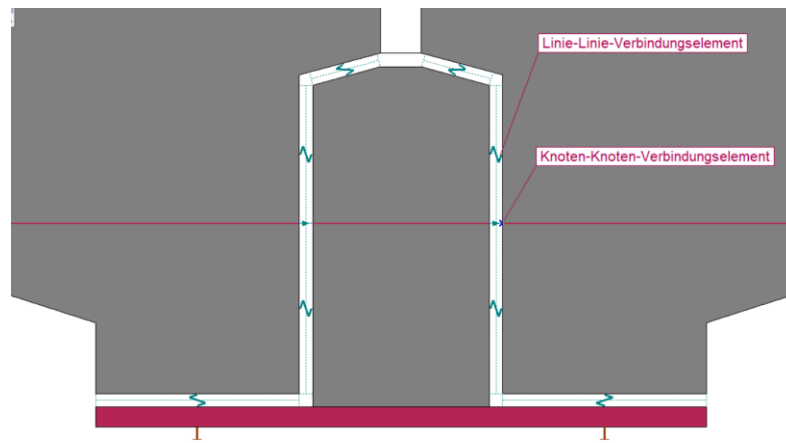


Abb. 3.52: Modellierung der Bogenanschlüsse

In Anbetracht der oben angeführten Rahmenbedingungen ergibt sich das in Abbildung 3.53 dargestellte statische Gesamtsystem.



Abb. 3.53: Darstellung des statischen Gesamtsystems

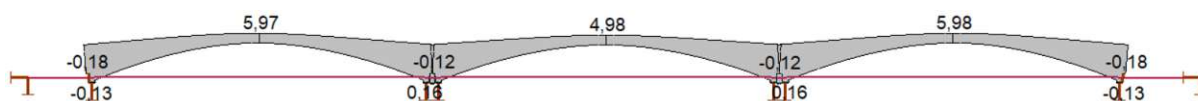
3.3.3 Berechnungsgrundlagen

Der Prototyp wird im Folgenden einer konstanten Temperaturbeanspruchung von -20 °C bis $+20\text{ °C}$ unterworfen. Dabei fließen weder materielle noch geometrische Nichtlinearitäten in die Berechnung mit ein, sodass einzig physikalische Nichtlinearitäten in den Auflagerbereichen, welche für eine realitätsnahe Abbildung der Rand- und Übergangsbedingungen notwendig waren, Anwendung finden. Da es sich hierbei um eine lineare Berechnung handelt, ist die Kenntnis des E-Moduls, der Querdehnungszahl und der linearen Wärmedehnzahl für eine Beschreibung des Tragverhaltens ausreichend. Für die Analyse werden die Materialkennwerte nach 28 Tagen herangezogen (vgl. Tabelle 3.4). Angesichts der physikalischen Nichtlinearität verliert das Superpositionsgesetz seine Gültigkeit. Da das nichtlineare Materialverhalten im Folgenden in die Berechnung nicht miteinfließt und die Tragwerksbeanspruchungen aus Eigengewicht und Vorspannung sich bereits im Bauzustand eingestellt haben, ist die exakte Nachbildung des Bauablaufs nicht notwendig, sodass beide Zustände getrennt voneinander untersucht werden dürfen. Die Beanspruchungen infolge Temperatur lassen sich zwar untereinander nicht superponieren, jedoch ist die Superposition mit den in Kapitel 3.2.5 errechneten Spannungsbildern des Bauendzustands zulässig. Hinzuzufügen ist, dass die im Beton stattfindenden Kriech- und Schwindvorgänge in der folgenden FE-Simulation nicht berücksichtigt werden. Deren mögliche Auswirkungen sind im Einzelnen in Kapitel 3.4.9 angeführt.

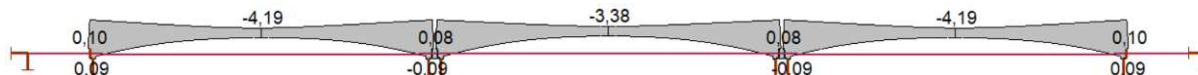
3.3.4 Auswertung der Ergebnisse

Vertikale Verformungen

Im Falle einer Erwärmung um $+20\text{ °C}$ weisen die Scheitelbereiche der äußeren Bögen mit $5,97\text{ mm}$ geringgradig höhere Verformungen auf als das Innenfeld mit $4,98\text{ mm}$, siehe Abbildung 3.54. Dieser Umstand weist auf eine geringgradige Asymmetrie im System hin. Somit ist eine grundlegende Forderung des neuen Verfahrens, nach welcher homogene Steifigkeitsverhältnisse im System zu erzielen sind, nicht zur Gänze erfüllt. Dieses asymmetrische Verformungsverhalten wird in Kapitel 3.4.4 einer näheren Analyse unterzogen.


Abb. 3.54: Erwärmung um +20 °C - Vertikales Verformungsbild [mm]

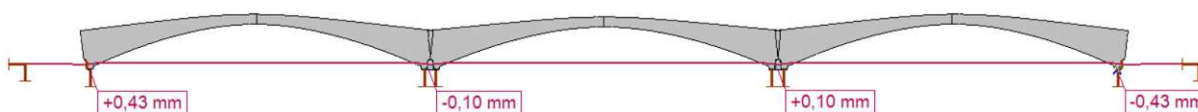
Bei einer Systemabkühlung um -20 °C erfahren die äußeren Bogenseitel, analog zur Erwärmung, ebenso höhere Durchbiegungen als das Innenfeld, siehe Abbildung 3.55. Dabei fällt auf, dass die absoluten Werte im Vergleich zur Erwärmung weitaus geringer ausfallen.


Abb. 3.55: Abkühlung um -20 °C - Vertikales Verformungsbild [mm]

Der Grund für die unterschiedlich hohen Verformungen bei Erwärmung und Abkühlung liegt zu einem in der nichtlinearen Randbedingung an den Widerlagern, bei welchem die Linienlager unter Zug ausfallen (siehe Abbildung 3.49). Da im Falle einer Abkühlung einzig die Dehnsteifigkeit des Spannglieds ein Zusammenziehen der Struktur verhindert, entsteht dadurch ein weitaus weiches System. Dieser Umstand stellt jedoch nur eine von mehreren möglichen Ursachen für die ungleich großen Verformungen dar. In Kapitel 3.5.3 werden alle möglichen Einflussparameter, unter der Zugrundlegung sämtlicher Nichtlinearitäten, einer ausführlichen Analyse unterzogen.

Horizontale Verformungen

Am horizontalen Verschiebungsbild lassen sich bei Erwärmung dagegen keine Asymmetrien beobachten, siehe Abbildung 3.56. Die im folgenden dargestellten Horizontalverschiebungen beziehen sich dabei auf den mittleren Punkt der Stahlplattenunterkante, an welchem nahezu keine Rotationsanteile das Ergebnis verzerren. Im Pfeilerbereich ergeben sich Horizontalverschiebungen von 0,10 mm, welche aus bemessungstechnischer Sicht jedoch nahezu keine Bedeutung haben. Demnach ist nachgewiesen, dass die Stützbereiche bei Erwärmung, dem neuen Verfahren nach, tatsächlich als Bewegungsruehpunkte angesehen werden dürfen. Bei den Horizontalverformungen am Widerlager, welche mit 0,43 mm in etwa um den Faktor 4 größer sind als im Stützbereich, handelt es sich um keine translatorische Bewegung, da die Widerlager mit einer Horizontalsteifigkeit von 10^9 kN/m als starr angenommen werden dürfen. Hierbei handelt es sich bloß um die Horizontalkomponente einer Auflagerverdrehung.


Abb. 3.56: Erwärmung um +20 °C - Horizontales Verformungsbild [mm]

In Abbildung 3.57 ist ersichtlich, dass sich das System bei Abkühlung weitaus stärker verformt. Während der rechte Stützbereich eine zum Bogen 2 gerichtete Verschiebung von -0,45 mm aufweist, wandert der linke Stützbereich um +0,27 mm zur Systemmitte. Die Asymmetrie ist auf die unterschiedlich große Dehnsteifigkeit der Zugbänder in den Widerlagerbereichen zurückzuführen. Da die Gewindestange im rechten Widerlagerbereich länger und dementsprechend auch weicher ist, verschiebt sich der rechte Bogen weiter nach innen als der linke Bogen. Während sich die Systemlänge beim Bogen 1 und 3 um 0,20 mm verkürzt und die Bogenendpunkte denselben Abstand zueinander aufweisen, zieht sich Bogen 2 um 0,72 mm zusammen.

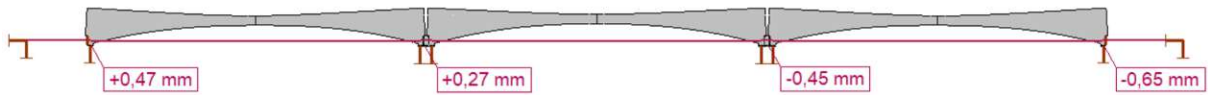


Abb. 3.57: Abkühlung um -20 °C - Horizontales Verformungsbild [mm]

Bei integralen Brücken empfiehlt es sich, möglichst schlanke Stützen einzuplanen, da diese bei etwaigen Brückenbewegungen nur geringe Lasten anziehen und mögliche Verschiebungen durch ihre Flexibilität problemlos aufnehmen können. Im Falle einer Vorspannung vor Ort, ist eine gewisse Flexibilität der Pfeiler zu gewährleisten, damit die Vorspannung im Überbau problemlos angesetzt werden kann. [1]

Die möglichen Auswirkungen der Horizontalverschiebungen aus Abbildung 3.57, werden im Folgenden an einer Pfeilerkonstruktion mit wirklichkeitsnahen Abmessungen quantifiziert. Dazu wird in einem ersten Schritt die horizontale Steifigkeit R_x einer oben eingespannten und unten gelenkig gelagerten Stütze ermittelt (Abbildung 3.58). Im zweiten Schritt wird diese Auflagersteifigkeit ins Modell übernommen und ausgehend davon errechnet sich eine horizontale Auflagerkraft (Abbildung 3.60). Bei einer Pfeilerhöhe von 5 m, wird der Stützenquerschnitt mit 40/70 cm und die Betongüte mit C 40/50 angenommen. Bei Anbringung einer Horizontalkraft von 100 kN ergibt sich ein Stützenkopferschiebung von 9,9 mm, siehe Abbildung 3.58.

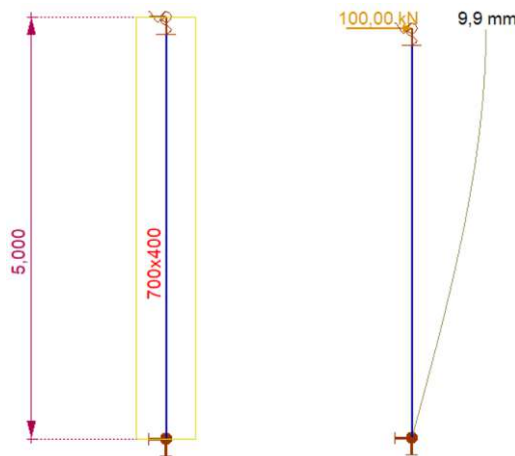


Abb. 3.58: Ermittlung der horizontalen Steifigkeit

Daraus errechnet sich die Horizontalsteifigkeit R_x folgendermaßen:

$$R_x = \frac{100 \text{ kN}}{9,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 10,1 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (3.15)$$

Da der Prototyp in der Realität die Maße einer Straßen- oder Eisenbahnbrücke aufweisen würde, wird für die Ermittlung des Horizontalschubs auf die Pfeiler, eine Systembreite von 3,25 m angenommen. Dies entspricht der Hälfte der in [30] angenommenen Breite für eine Eisenbahnbrücke. Für die Verwendung der halben Breite liegt die Annahme zugrunde, dass in der Realität pro Stützbereich zwei Pfeiler zum Einsatz kämen. Bei Betrachtung der halben Systembreite und der Verwendung eines Pfeilers, ergeben sich somit dieselben Resultate.

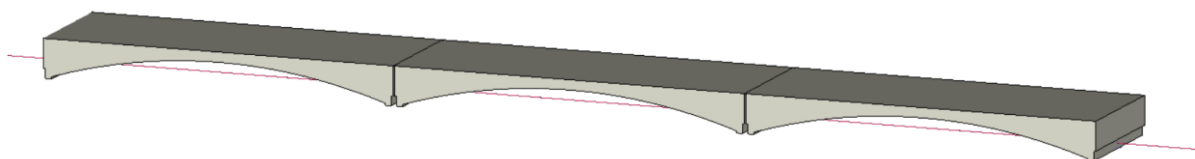


Abb. 3.59: Darstellung des untersuchten Systems

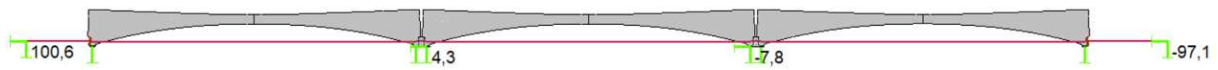


Abb. 3.60: Darstellung der horizontalen Auflagerkräfte [kN]

Für den Fall eines Prototyps mit realitätsnahen Abmessungen bei gleichen Rand- und Übergangsbedingungen ergeben sich an den Pfeilern Zwangskräfte im Wertebereich von 4,3-7,8 kN. Unter Zugrundelegung der Theorie 2. Ordnung besitzen die Pfeilerverformungen Relevanz.

Verformungsbild im Pfeilerbereich

Da sich das System beim Lastfall Erwärmung symmetrisch verhält, ist die Untersuchung eines Pfeilerbereichs ausreichend, weil sich hier lediglich die Vorzeichen ändern. In Abbildung 3.61 links ist das horizontale Verformungsbild der Fugenöffnung dargestellt. Diese Verformungen setzen sich aus einem translatorischen (gemäß Abbildung 3.56) und rotatorischen Anteil zusammen. An den Knotenpunktverschiebungen der linken Seite, welche sich auf Bogen 1 beziehen, lassen sich Werte im Bereich von -0,33 mm bis +0,06 mm ablesen. Diese fallen im Vergleich zu den Horizontalverschiebungen der rechten Seite (Bogen 2) größer aus, da sich die außen liegenden Bögen stärker krümmen (vgl. Abbildung 3.54). Dementsprechend sind auch die Spitzenwerte der Kontaktkräfte höher, siehe Abbildung 3.61 rechts.

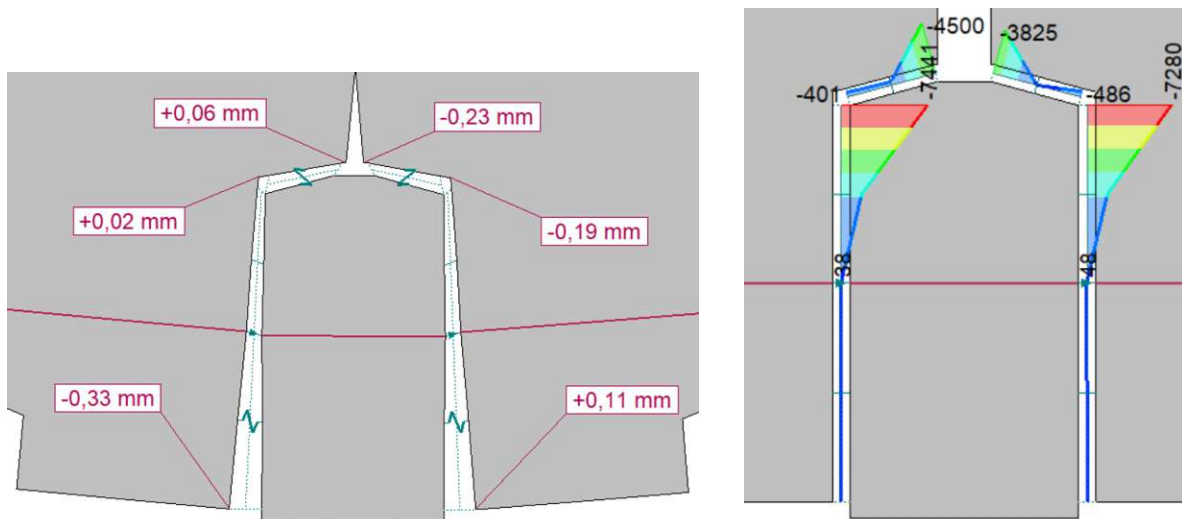


Abb. 3.61: Erwärmung um +20 °C – Links: Horizontales Verformungsbild [mm]
Rechts: Kontaktkräfte [kN/m]

Beim Abkühlen ergeben sich im Fugenbereich ebenfalls Öffnungen, jedoch in umgekehrter Richtung. Aufgrund einer gewissen Asymmetrie im Verformungsverhalten bei Abkühlung, werden im Folgenden beide Pfeilerbereiche näher untersucht. Analog zur Erwärmung sind in Abbildung 3.62 die horizontalen Knotenpunktverschiebungen dargestellt. Die Verschiebungen setzen sich auch hier aus translatorischen und rotatorischen Anteilen zusammen. Angesichts der Symmetrie im vertikalen Verformungsverhalten, siehe Abbildung 3.55, werden in beiden Fugenbereichen dieselben Rotationsanteile erwartet. Bei Betrachtung der Werte ergibt sich im Falle der äußeren Bögen eine Differenz von 0,25 mm und beim Innenbogen 0,20 mm. Diese beweist somit die anfängliche Aussage und untermauert die Verträglichkeit mit dem vertikalen Verformungsbild in Abbildung 3.55. Der Unterschied in den absoluten Verformungswerten ist auf die unterschiedlichen translatorischen Verschiebungsanteile der Auflager zurückzuführen, welche sich infolge der asymmetrischen Auflagersteifigkeiten ergeben, siehe Abbildung 3.57.

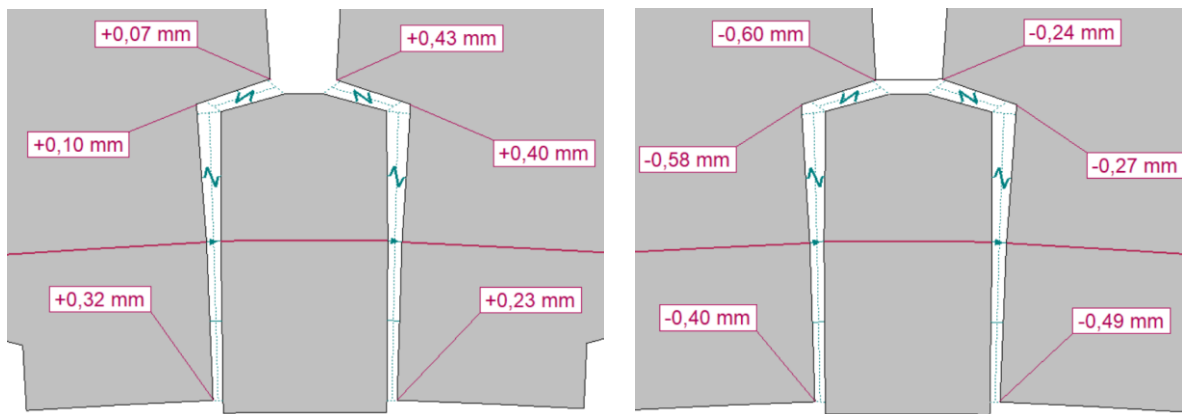


Abb. 3.62: Abkühlung um $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ - Links: Horizontales Verformungsbild linker Pfeilerbereich [mm]; Rechts: Horizontales Verformungsbild rechter Pfeilerbereich [mm]

Dem Verformungsbild in Abbildung 3.62 nach entstehen die Kontaktzonen unterhalb des Spanglieds, siehe Abbildung 3.63. Diese Kontaktkräfte können bis auf eine geringe numerische Ungenauigkeit zueinander als nahezu ident angenommen werden.

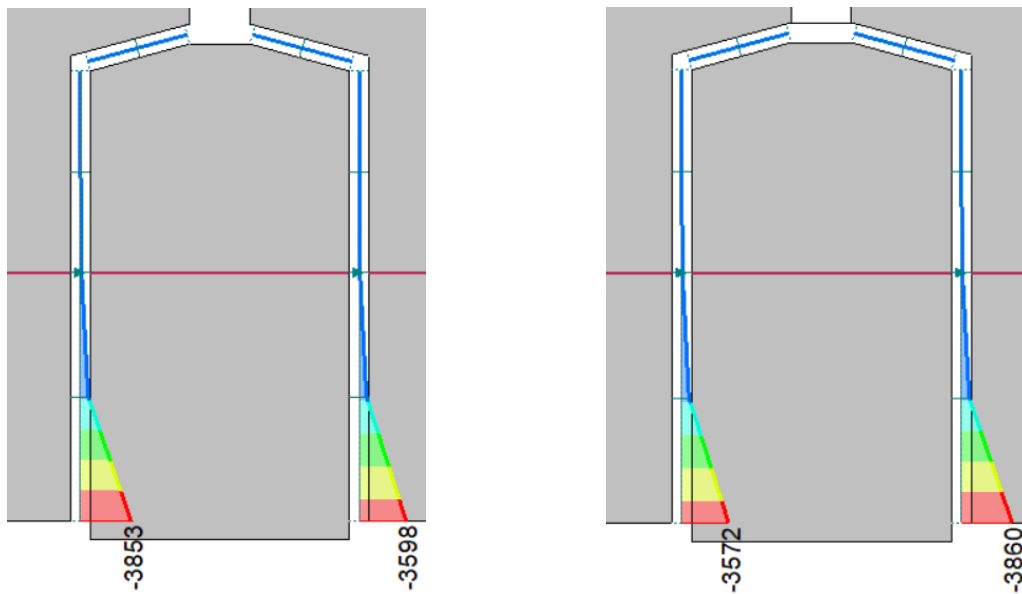


Abb. 3.63: Abkühlung um $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ - Links: Kontaktkräfte linker Pfeilerbereich [kN/m]; Rechts: Kontaktkräfte rechter Pfeilerbereich [kN/m]

Verformungen am Bogenscheitel

Bei näherer Betrachtung der Verformungen eines in der Schwerachse des Bogenscheitelquerschnitts liegenden Knotenpunktes wird ersichtlich, dass diese im Falle einer Erwärmung nahezu keine Horizontalbewegungen erzielen und sich lediglich auf einer Vertikalen heben und senken. Im Falle einer Abkühlung bewegt sich der Bogenscheitelpunkt des inneren Bogens mit $0,05\text{ mm}$ ebenso kaum. Bei den Außenbögen liegen diese Werte jedoch weitaus höher und bedingen einer genaueren Untersuchung. Dieser Umstand lässt sich auch aus Abbildung 3.57 folgern, da sich die äußeren Bögen bei Abkühlung nach innen bewegen. In Abbildung 3.64 sind die Gesamtverformungen des Schwerpunktes vom linken und rechten Bogenscheitelquerschnitt dargestellt. Bei gleichen Vertikalverformungen von $-4,16\text{ mm}$ wandert der Knotenpunkt (in blau dargestellt) des linken Scheitels um $+0,47\text{ mm}$ nach innen, wogegen der rechte Knotenpunkt $-0,65\text{ mm}$ nach innen wandert.

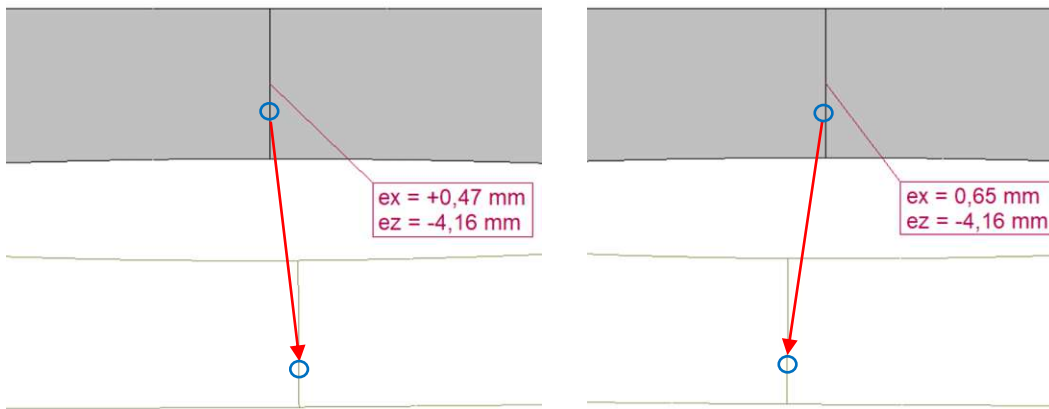


Abb. 3.64: Abkühlung um $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$: Links: Verformung am linken Bogenscheitel, Rechts: Verformung am rechten Bogenscheitel

Angesichts der maximalen Vertikalverformung in Feldmitte wurden hierbei nur die Bogenscheitel näher untersucht. Dieser Effekt lässt sich bei Abkühlung nicht nur an den Bogenscheiteln gut demonstrieren, sondern auch an jedem weiteren Knotenpunkt der Außenbögen, welche neben einer Horizontalverformung auch eine hohe Vertikalverformung aufweisen.

Spannungen am Bogenscheitel

Hinsichtlich der Spannungsuntersuchung sind besonders die Scheitelbereiche von Interesse, da dort die größten Krümmungen entstehen. Diese fallen bei Erwärmung weitaus stärker aus, wodurch im Vergleich zur Abkühlung auch höhere Normalspannungen entstehen. In Abbildung 3.65 sind die Normalspannungen des Innen- und Außenbogenscheitels bei einer Erwärmung um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ dargestellt. Aufgrund der Asymmetrie im Verformungsverhalten (siehe Abbildung 3.54) entstehen auch hierbei Unterschiede in den Spannungen. Während die Zugspannung in Feldmitte der außen liegenden Bögen $5,34\text{ N/mm}^2$ ergibt, betragen diese im Innenfeld $4,36\text{ N/mm}^2$. Nach Superposition mit der Druckspannung von $-0,64\text{ N/mm}^2$ aus dem Bauendzustand (vgl. Abbildung 3.43, Kapitel 3.2.5) resultieren daraus Zugspannungen in der Größenordnung von $4,72\text{ N/mm}^2$ und $3,72\text{ N/mm}^2$. Beim Vergleich mit der Zugfestigkeit von $2,84\text{ N/mm}^2$ entsprechend Tabelle 3.4 (Kapitel 3.2.5) ergeben sich Beanspruchungen, die über der Zugfestigkeit des Betons liegen. Hierbei muss jedoch erwähnt werden, dass der Einfluss von Kriech und Schwindprozessen nicht berücksichtigt wurde. Da es sich beim vorliegenden Prototyp einer integralen Brücke um ein mehrfach statisch unbestimmtes System handelt, üben diese Effekte einen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung aus. Angesichts der Festigkeitsüberschreitung lässt sich behaupten, dass eine Rissbildung unter Umständen stattfindet, jedoch kann diese Behauptung aufgrund der gegebenen Unsicherheiten im Materialverhalten nicht mit Gewissheit unterstrichen werden.

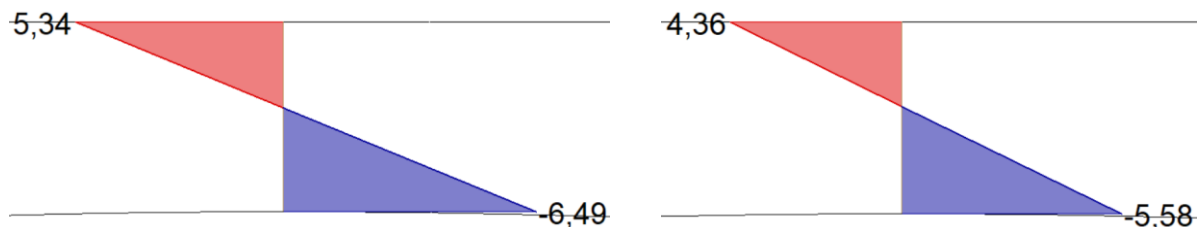


Abb. 3.65: Erwärmung um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – Links: Normalspannung am Bogenscheitel der Randbögen $[\text{N/mm}^2]$
Rechts: Normalspannung am Bogenscheitel des Innenbogens $[\text{N/mm}^2]$

Im Falle der Abkühlung ergeben sich bei analoger Vorgehensweise wie oben geringere Normalspannungen, welche jedoch weiterhin deutlich über der Zugfestigkeit des Betons liegen, siehe Abbildung 3.66.

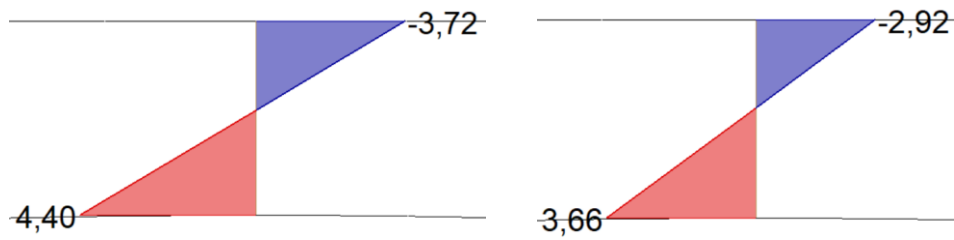


Abb. 3.66: Abkühlung um $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ - Links: Normalspannung am Bogenscheitel der Randbögen $[\text{N}/\text{mm}^2]$
 Rechts: Normalspannung am Bogenscheitel des Innenbogens $[\text{N}/\text{mm}^2]$

Veränderung der Vorspannkraft

Nach Umsetzen der Vorspannkraft auf die verbleibende Gewindestange (M24) im Bauendzustand beträgt die Kraft im Zugband 48 kN. Dem erfindungsgemäßen Verfahren nach ist es notwendig, ein Erschlaffen des Zugbands im Falle einer starken Erwärmung zu vermeiden, da die versteifende Wirkung des Zugbandes unter Umständen verloren gehen kann. Bei einer Erwärmung um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ergibt sich in den Randbögen ein Spannkraftabfall von 22 kN, im Innenfeld beträgt dieser 18 kN, siehe Abbildung 3.67. Da im gegenständlichen Fall eine Berechnung nach linearer Elastizitätstheorie betrieben wird, entspricht die Verdopplung der Temperatur einer Verdopplung der Beanspruchungen. Demzufolge würde das Zugband auch bei einer Erwärmung um $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ nicht erschlaffen.

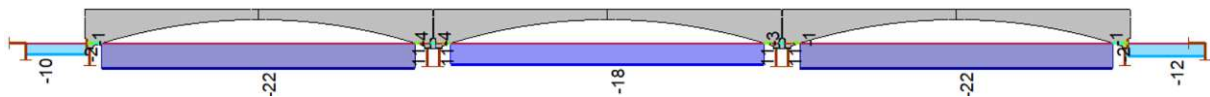


Abb. 3.67: Erwärmung des Gesamtsystems um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – Normalkraftverlauf im Zugband $[\text{kN}]$

Die in Abbildung 3.67 dargestellten Druckkräfte setzen sich größtenteils aus einer erwärmungsbedingten Ausdehnung des Zugbandes zusammen, jedoch ergeben sich infolge des Systemverhaltens ebenfalls Normalkraftanteile im Zugband. Aufgrund der linearen Berechnung lassen sich die unterschiedlichen Einflüsse der zwei Anteile in zwei unabhängigen Lastfällen näher untersuchen. Dabei wird im ersten Lastfall der Beton und im zweiten Lastfall das Zugband um $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ erwärmt, siehe Abbildungen 3.68 und 3.69.

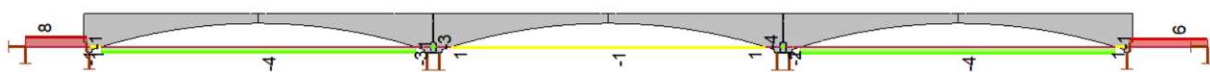


Abb. 3.68: Erwärmung des Betons um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – Normalkraftverlauf im Zugband $[\text{kN}]$

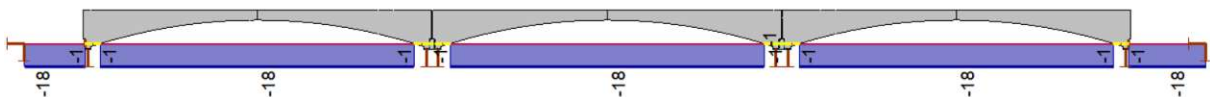


Abb. 3.69: Erwärmung der Gewindestange um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – Normalkraftverlauf im Zugband $[\text{kN}]$

In Abbildung 3.68 sieht man, dass eine Erwärmung des gesamten Betontragwerks die Vorspannkraft in der Gewindestange nur gering reduziert. Da die Bogenfußpunkte bei Erwärmung als Bewegungsruhepunkte betrachtet werden können, ist die Reduktion auf eine Verdrehung der Auflager und eine damit einhergehende Stauchung der Zugbänder zurückzuführen. Erwartungsgemäß ist ein mögliches Erschlaffen des Zugbandes zum größten Teil der Erwärmung des Zugglieds selbst geschuldet, siehe Abbildung 3.69. Darin erkennt man, dass die alleinige Erwärmung der Gewindestange um $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ die bestehende Vorspannkraft bereits um 18 kN reduziert.

In umgekehrter Weise führt eine Abkühlung zu einer Erhöhung der Vorspannkraft und in weiterer Folge zu erhöhten Ankerkräften am Widerlager. In der Regel befinden sich diese Veranke-

rungspunkte in einer großen Höhe über der Gründungsebene. Aufgrund des hohen Lastangriffspunktes entstehen hierbei große Exzentrizitäten, welche in einer starken Biegebelastung der Widerlager und Fundamente resultieren kann. Aus diesem Grund spielt die Abkühlung im Vergleich zur Erwärmung eine ebenso wichtige Rolle. Im folgenden Fall führt eine Abkühlung des Systems um -20°C zu einer Spannkrafterhöhung von 12 kN im Innenfeld und 15 kN in den Randfeldern.

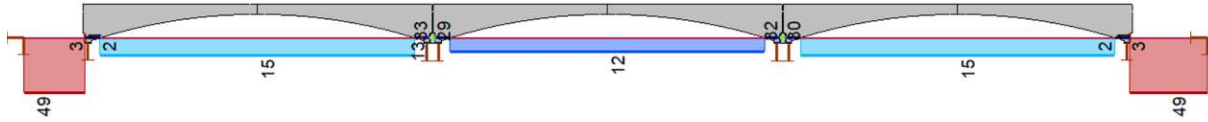


Abb. 3.70: Abkühlung des Gesamtsystems um -20°C - Normalkraftverlauf im Zugband [kN]

Analog zur Erwärmung, setzen sich diese Schnittgrößen ebenso zum größten Teil aus der Temperatureinwirkung auf die Gewindestange zusammen, siehe Abbildungen 3.71 und 3.72. Angesichts der linear-elastischen Berechnung ergeben sich dieselben Schnittgrößen bei alleiniger Temperatureinwirkung auf das Zugband. Im Falle der Betonabkühlung in Abbildung 3.71, ergeben sich geringe Druckkräfte in den Zugbändern. Diese sind auf die Stauchung des gesamten Systems zurückzuführen.



Abb. 3.71: Abkühlung des Betons um -20°C - Normalkraftverlauf im Zugband [kN]

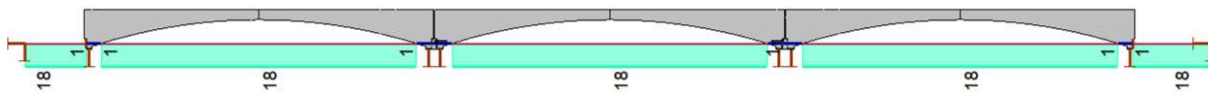


Abb. 3.72: Abkühlung der Gewindestange um -20°C - Normalkraftverlauf im Zugband [kN]

Bei einer nach diesem Prinzip fertiggestellten integralen Brücke, ist es notwendig, die durch Temperaturdifferenzen entstehenden Spannkraftverluste oder Spannkrafterhöhungen in die Bemessung miteinzubeziehen. Eine solche Problematik wurde bereits in der Patenschrift Nr. DE 539 580 „Bogenbrücken mit über den einzelnen Bogen liegenden Zugband“ [31] behandelt.

Zwang infolge Abkühlung

Eine weitere grundlegende Größe, welche zusätzlich über das Monitoringsystem aufgezeichnet wird, stellt der Zwang am Widerlager infolge einer Abkühlung dar. Wie schon im vorherigen Unterkapitel erwähnt, spielt dieser für die Bemessung von Widerlager und Gründung eine wesentliche Rolle. Bei einer Abkühlung um -20°C ergibt sich am schlaff durchgeführten und an der Widerlagerrückwand verankerten Gewindestange eine Zwangszugkraft von 49 kN, siehe Abbildung 3.73. Von diesen 49 kN gehen wiederum 31 kN auf die Abkühlung des Betons und 18 kN auf die Abkühlung des Spannglieds zurück. Diese Werte sind aus den Normalkraftverläufen des Zugbandes entnehmbar, siehe dazu Abbildung 3.71 und 3.72.



Abb. 3.73: Abkühlung um -20 °C – Zwangsdruckkraft auf Widerlager

Zwang infolge Erwärmung

In Abbildung 3.56 wurde bereits gezeigt, dass sich die Pfeilerbereiche im Falle einer Erwärmung näherungsweise wie Festpunkte verhalten. Somit lässt sich schlussfolgern, dass sich die Horizontalschübe in den Bogenfußpunkten zweier benachbarter Bögen, entsprechend der Voraussage des neuen Verfahrens, tatsächlich aufheben und sich einzig von den Randbögen aus ein Horizontalschub auf die Widerlager ergibt. Dieser erwärmungsbedingte Zwang am Widerlager ist in Abbildung 3.74 dargestellt. Aufgrund der nichtlinearen Modellierung des Auflagers, welches unter Zug ausfällt, stellt sich eine dreiecksförmige Kräfteverteilung ein, mit einem Durchschnittswert von -392 kN/m. Nach Multiplikation mit der Auflagerhöhe ergibt sich eine Horizontalkraft von -91,8 kN. Anzumerken ist, dass dieser Wert noch um eine Kraft von -10 kN (laut Abbildung 3.67) erhöht werden muss. Diese Kraft setzt sich wiederum aus einer Zugkomponente im Spannglied zufolge der Einspannwirkung ($\Delta = +8$ kN laut Abbildung 3.68) und einer auf die Widerlagerrückwand wirkende Druckkomponente ($\Delta = -17$ kN laut Abbildung 3.69) infolge Zugbanderwärmung zusammen. Die Abweichung von 1 kN ist auf Rundungsfehler zurückzuführen. Somit ergibt sich nach Gleichung (3.16) folgender Wert für den Widerlagerschub.

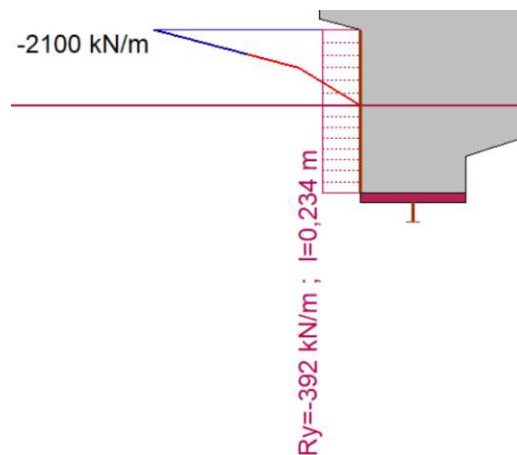


Abb. 3.74: Erwärmung um +20°C – Resultierender Horizontalschub auf das Widerlager

$$\text{Widerlagerschub} = \left(392 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,234 \text{ m} \right) + 10 \text{ kN} = \mathbf{101,7 \text{ kN}} \quad (3.16)$$

Beim Vergleich der resultierenden Zwangskräfte zeigt sich, dass eine Erwärmung im vorliegenden Fall einen weitaus größeren Zwang aktiviert als eine Abkühlung. Dieser Effekt ist auf die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen zurückzuführen. Bei einer Ausdehnung des Systems, verhält sich das Widerlager nahezu starr. Dagegen hält einer Systemverkürzung bei Abkühlung, einzig die Steifigkeit des Zugbandes entgegen. Das Systemverhalten bei Abkühlung entspricht, wie schon in Kapitel 3.3.2 erwähnt, nicht exakt jenem einer realen Konstruktion und wurde rein

aus messtechnischen Gründen eingeplant, da ein zugfester Anschluss in der Realität zusätzlich über eine Anschlussbewehrung oder den Einsatz von Stahleinbauteilen gewährleistet sein muss. Bei Realisierung einer realen integralen Brücke nach dem neuen Verfahren, sollte darauf geachtet werden, die Steifigkeit der Verbindung zum Widerlager in beide Richtungen (Abkühlung und Erwärmung) symmetrisch auszuführen, damit keine Asymmetrien im Systemverhalten entstehen.

Schnittgrößenverläufe in den Bögen

Da es sich hierbei um ein Flächenmodell handelt, müssen zur Berechnung der Schnittgrößen, die Querschnittsspannungen über die jeweilige Querschnittsfläche aufintegriert werden. In Abbildung 3.75 ist der Normalkraftverlauf bei einer Erwärmung um $+20\text{ °C}$ dargestellt. Darin erkennt man, dass sich in den Randbögen mit etwa -57 kN geringgradig niedrigere Drucknormalkräfte ergeben als im Innenfeld mit -61 kN .

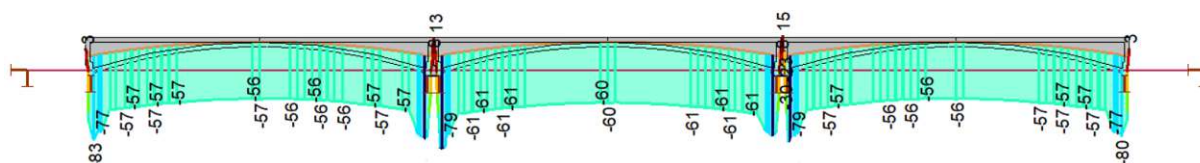


Abb. 3.75: Erwärmung um $+20\text{ °C}$ - Normalkraftverlauf

Da das Spannungsbild am Bogenscheitel bekannt ist, siehe Abbildung 3.65 und 3.66, lassen sich die Schnittgrößen an dieser Stelle auf einfache Weise auch händisch berechnen und nachvollziehen. In einem ersten Schritt muss der Spannungsverlauf in Biege- und Normalkraftanteile aufgespalten werden. Bei einer Erwärmung um $+20\text{ °C}$ ergibt sich am inneren Bogenscheitel eine Zugspannung von $4,36\text{ MPa}$ und eine Druckspannung von $-5,58\text{ MPa}$, siehe Abbildung 3.65. Im Folgenden wird dies exemplarisch für den inneren Bogenscheitel ausgeführt:

$$N_{\text{Bogenscheitel,innen}} = \sigma_N \cdot A_{\text{Bogenscheitel}} \quad (3.17)$$

$$-\left(4,36 - \left(\frac{4,36 + 5,58}{2}\right)\right) \cdot 10^{-1} \cdot (25\text{ cm} \cdot 40\text{ cm}) = -61\text{ kN}.$$

Somit ergibt sich am Innenbogen auch nach händischer Berechnung der gewünschte Wert von -61 kN und entspricht dem Wert aus Abbildung 3.75. Demzufolge lassen sich bei Kenntnis des Spannungszustandes im jeweiligen Querschnitt auch die dazugehörigen Schnittgrößen auf einfache Weise berechnen.

Bei einer Abkühlung um -20 °C treten weitaus geringere Normalkräfte im Bereich von 33 kN bis 36 kN auf, siehe Abbildung 3.76. Diese Reduktion ist auf die asymmetrischen horizontalen Auflagersteifigkeiten zurückzuführen.

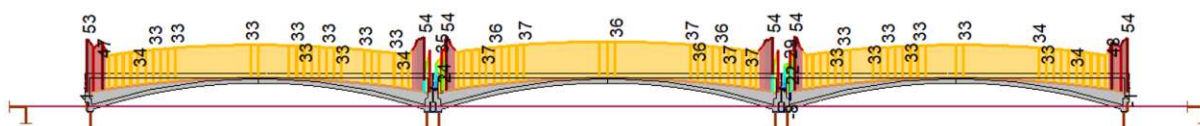


Abb. 3.76: Abkühlung um -20 °C - Normalkraftverlauf

Bei Betrachtung der Momentenverläufe ergeben sich bei Erwärmung um $+20\text{ °C}$, maximale Momente von 26 kNm in den Randfeldern und $20,7\text{ kNm}$ im Innenfeld, siehe Abbildung 3.77. Dieser Unterschied lässt sich auch aus dem Verformungsbild in Abbildung 3.54 ableiten, da gemeinsam mit den höheren Vertikalverformungen in den Randfeldern auch größere Querschnittsverkrümmungen einhergehen. An den Momentenbeanspruchungen bei Abkühlung,

siehe Abbildung 3.78, lässt sich dagegen ein weiterer Effekt beobachten, welcher schon im ersten Unterkapitel „Vertikale Verformungen“ erwähnt wurde. Dabei geht es um die geringere Verformung bei Abkühlung im Vergleich zur Erwärmung. Beide genannten Effekte werden in den folgenden Kapiteln (3.4.4 und 3.5.3) einer näheren Untersuchung unterzogen.

Bei einer händischen Berechnung der Biegemomente an einer beliebigen Stelle, müssen in einem ersten Schritt die reinen Biegeanteile aus den Querschnittsspannungen entnommen werden und anschließend mit dem Widerstandsmoment des jeweiligen Querschnittsbereichs multipliziert werden.

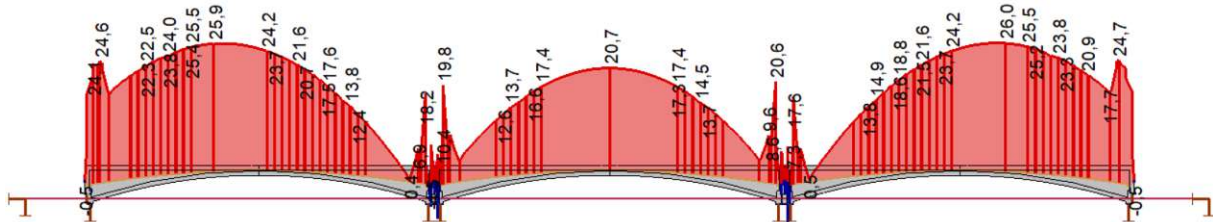


Abb. 3.77: Erwärmung um +20 °C - Momentenverlauf

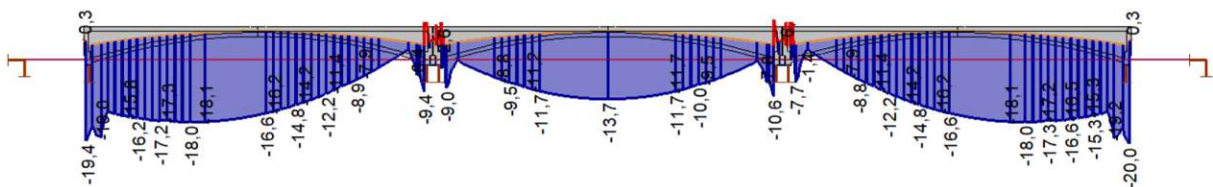


Abb. 3.78: Abkühlung um -20 °C - Momentenverlauf

3.3.5 Vor- und Nachteile einer linear-elastischen Tragwerksberechnung

Die Annahme eines linear-elastischen Materialmodells bei gleichzeitigem Bezug des Gleichgewichts auf die unverformte Lage (geometrische Linearität), stellt lediglich eine vereinfachte Annahme zur Beschreibung des realen Tragverhaltens dar. Angesichts der linearen Beziehung zwischen Einwirkung und Beanspruchung ist das Superpositionsprinzip hierbei durchwegs gültig. Die maßgebenden Lastfallkombinationen können mittels eines üblichen FE-Programms automatisch generiert werden, wodurch der Rechenaufwand im Vergleich zu einer nicht-linearen Berechnung erheblich reduziert wird. Da die Steifigkeit des Materials (E-Modul) bei linear elastischem Materialverhalten durchwegs konstant bleibt und lokale materialbedingte Steifigkeitsverluste nicht erkannt werden, kann eine Bemessung auf Querschnittsebene unabhängig von der Schnittgrößenermittlung durchgeführt werden. Dieser Effekt stellt gemeinsam mit der möglichen Anwendung des Superpositionsgesetzes die wesentlichen Gründe dar, die für eine Bemessung nach linearer Elastizitätstheorie sprechen.

Wie jede Theorie hat auch die lineare Elastizitätstheorie ihre Schwächen sowie Anwendungsgrenzen die unbedingt einzuhalten sind. Das linear-elastische Materialmodell bildet das System im Vergleich zu nichtlinearen Materialmodellen wesentlich steifer ab, da die materielle Steifigkeit (E-Modul) in der Realität einerseits durch den Beanspruchungsgrad (nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Linie) und andererseits durch eine mögliche Rissbildung (Zustand 2) wesentlich reduziert wird. Aus diesem Grund werden bei statisch unbestimmten Systemen auch keine möglichen Schnittgrößenumlagerungen erkannt. Dies resultiert in unwirtschaftlichen Bewehrungsmengen am maßgebenden Querschnitt und führt oft zu Überdimensionierungen.

Die Einbeziehung einer geometrischen Nichtlinearität, in welcher das Gleichgewicht in der verformten Lage formuliert wird, kann das Tragverhalten sowohl im positiven als auch im negativen Sinne beeinflussen, da die Theorie 2. Ordnung den aufweichenden Effekt von Druckkräften, als auch die versteifende Wirkung von Zugkräften erkennt. Da in unserem Fall

jedoch die erwarteten Verformungen klein gegenüber den Abmessungen sind, führt die Berücksichtigung einer geometrischen Nichtlinearität in der Berechnung zu keiner wesentlichen Änderung in den Ergebnissen.

Sowohl in der Praxis, als auch in der Wissenschaft lautet die Devise, die Grenzen der linearen Elastizitätstheorie so weit wie möglich auszuschöpfen, ehe man von Nichtlinearitäten Gebrauch macht. Angesichts ihrer leichten, effizienten und sicheren Anwendung, hat es sich in der praktischen Anwendung als effizient erwiesen, die Schnittgrößen integraler Brücken zunächst unter der Zugrundelegung eines linear-elastisch Materialverhaltens zu berechnen und das nichtlineare Baustoffverhalten erst bei der anschließenden Querschnittsbemessung miteinzubeziehen. Mittels der Teilsicherheitsfaktoren werden dabei mögliche Ungenauigkeiten erfasst, die sich durch das zugrunde gelegte linear-elastische Materialmodell ergeben. Im Großen und Ganzen stellt die linear-elastische Berechnungsmethode momentan den Stand der Technik dar. [1,9]

3.4 Auswertung und Vergleich der Monitoringdaten mit den Ergebnissen der linear-elastischen Analyse

3.4.1 Auswertung der Temperaturaufzeichnung

Bei näherer Betrachtung der Temperaturdaten vom 26.06.2018 - 17.12.2018 wird ersichtlich, dass die Aufzeichnungen der Sensoren an manchen Tagen lokale Unterschiede von bis zu $\Delta = 10^\circ\text{C}$ aufweisen. Dies deutet nicht zwangsläufig auf eine Messungenauigkeit hin und ist größtenteils auf die unterschiedliche Lage im Querschnitt zurückzuführen. Während einige der Sensoren mittig im Querschnitt angeordnet sind und die Kerntemperatur aufzeichnen, sind wiederum andere an den oberen und unteren Bügelschenkeln angebracht, wo sie lediglich eine Betondeckung von 3cm von der Außenluft trennt. Des Weiteren haben Umwelteinflüsse wie Wind und Sonneneinstrahlung starke lokale Temperaturschwankungen zur Folge. Aus diesem Grund wurden die Daten mehrerer Sensoren für die Auswertung herangezogen und anschließend gemittelt, damit ein einzelner Temperaturverlauf für die Deutung aller weiteren Messdaten zugrunde gelegt werden kann, siehe Abbildung 3.79. Die in die Mittelung einfließenden Temperaturdaten wurden den Sensoren B1_T1 – B1_T4 (laut Abbildung 3.13) entnommen. Demzufolge wurde die höchste Temperatur Anfang August mit $34,1^\circ\text{C}$ und die kälteste Temperatur im Dezember mit $-5,4^\circ\text{C}$ aufgezeichnet.

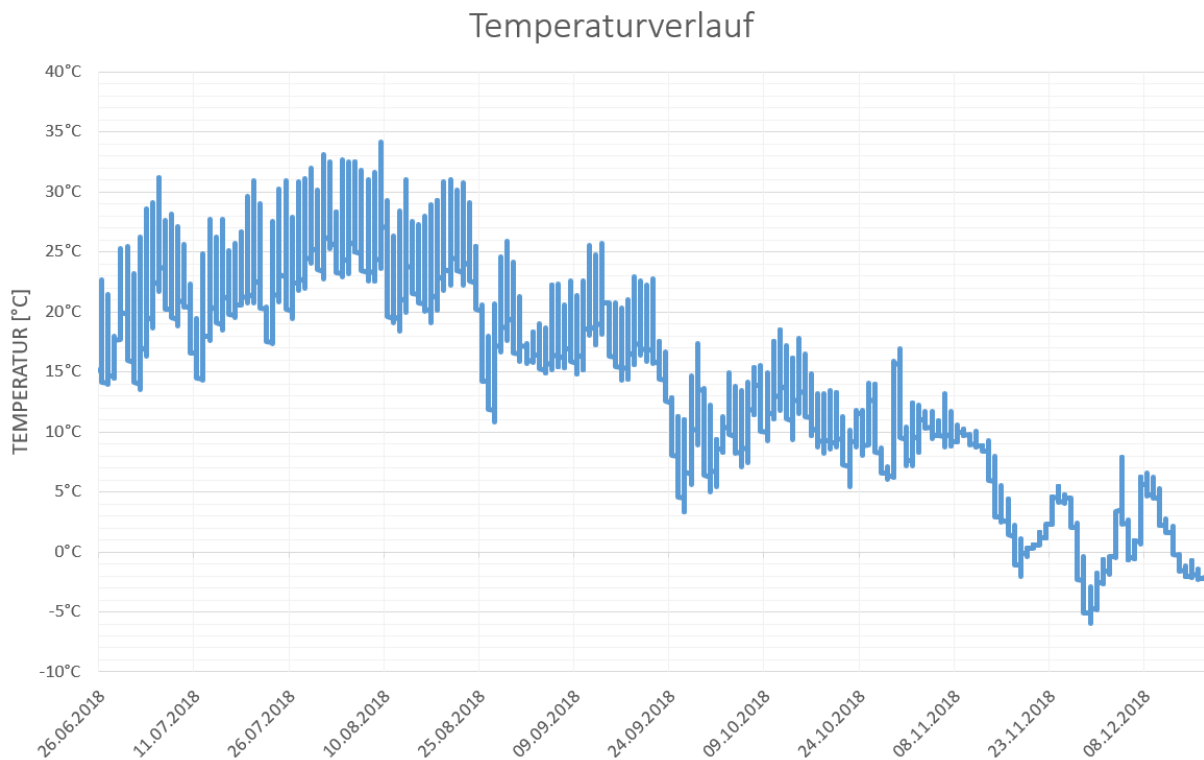


Abb. 3.79: Darstellung des gemittelten Temperaturverlaufs (Bauteiltemperatur)

Im weiteren Zusammenhang ist die Kenntnis der genauen Temperatur zum Zeitpunkt des Bauendzustands (Zeitpunkt der Integralisierung) von grundlegender Bedeutung, da diese als Referenztemperatur für die weitergehende Untersuchung benutzt wird. Aus dem Bautagebuch lässt sich dieser Zeitpunkt mit 18.05.2018 (09:35) festsetzen, wobei zu diesem Zeitpunkt eine mittlere Bauteiltemperatur von $\sim +15^\circ\text{C}$ gemessen wurde. Beim Vergleich mit den gemessenen jahreszeitlichen Bauteiltemperaturen entspricht dies einer maximalen Erwärmung um $+19,1^\circ\text{C}$ und einer maximalen Abkühlung um $-20,4^\circ\text{C}$. Zum Vergleich von Berechnung und Monitoring beträgt der rechnerische anzusetzende Temperaturgradient somit $\sim \pm 20^\circ\text{C}$ und entspricht damit der Annahme in Kapitel 3.3.

3.4.2 Analyse der vertikalen Verformungsaufzeichnung am Bogenscheitel (Induktive Wegaufnehmer)

Die Ergebnisse der vertikalen Verformungsaufzeichnung aller drei Bogenscheitel sind in Abbildung 3.80 dargestellt.

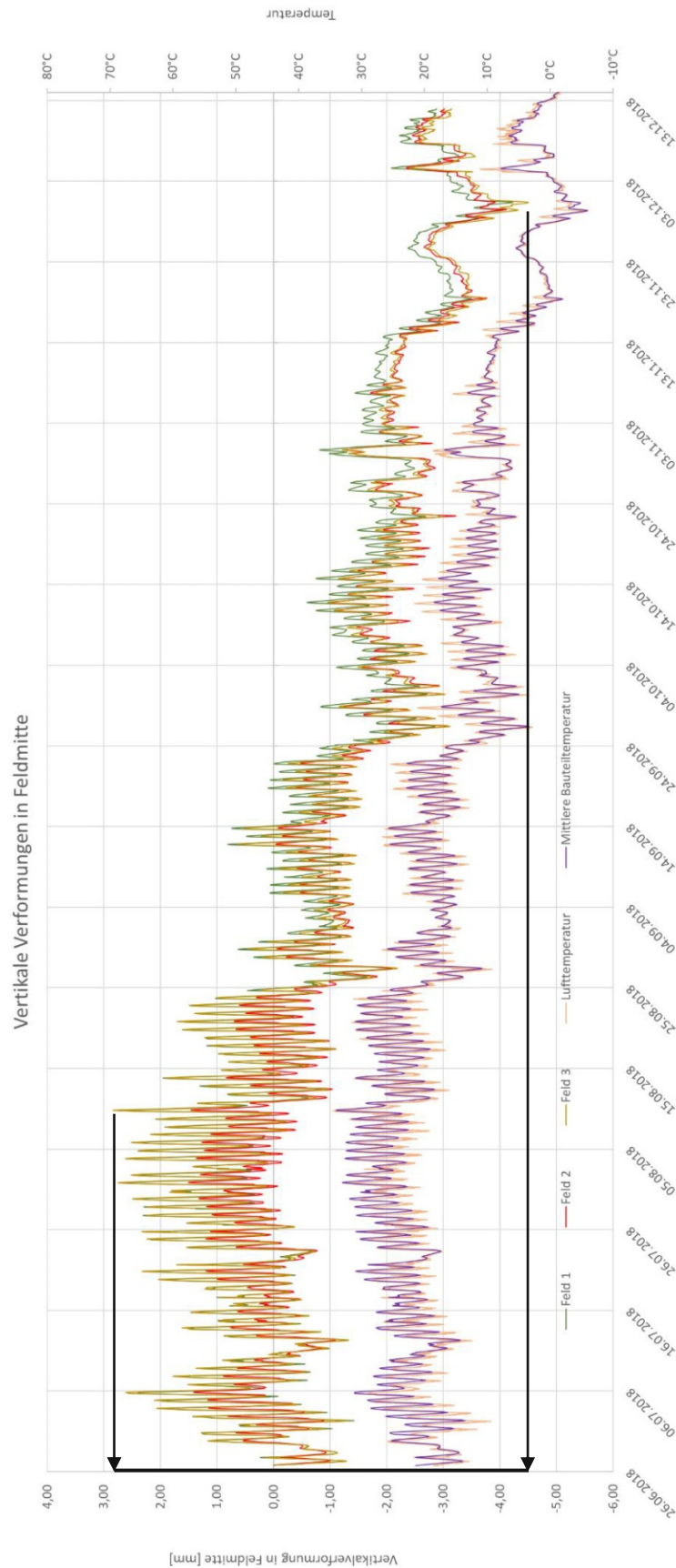


Abb. 3.80: Darstellung der jahreszeitlichen Vertikalverschiebungen in Feldmitte

Zum besseren Vergleich sind im selben Diagramm auch die Luft und Bauteiltemperatur abgebildet. Es ist zu beachten, dass die 0,00 mm Ordinate nicht als Verformungsnullpunkt zum Zeitpunkt der Fertigstellung herangezogen werden darf. Stattdessen wird der für die Analyse benötigte Verformungsnullpunkt (Referenzverformung) bei einer Temperatur von 15 °C, welche zum Zeitpunkt der Fertigstellung herrschte, abgelesen. In Abbildung 3.80 erkennt man, dass die vertikalen Scheitelverformungen aller drei Bögen bei einer Temperatur von 15 °C sehr nahe beieinander liegen, was zudem die Annahme bestätigt, dass alle Bogenscheitel zu diesem Zeitpunkt denselben Verformungsnullpunkt besitzen und sich vom selben Punkt ausgehend verformen. Im vorliegenden Fall wurde der für die Analyse wichtige Verformungsnullpunkt mit $\sim -1,70$ mm bestimmt und dient für die folgenden Vergleiche als Ausgangswert.

Die gemessenen maximalen Vertikalverformungen betragen bei Erwärmung (+19,1°C) +2,85 mm in den Randfeldern und +1,51 mm im Innenfeld und bei Abkühlung (-20,4°C) 4,49 mm im rechten Randfeld (Feld 3). Im Falle der Abkühlung kann dieser Wert näherungsweise auch für die anderen beiden Felder herangezogen werden, da sich hierbei im Gegensatz zur Erwärmung keine beachtenswerten lokalen Verformungsunterschiede ergeben, siehe Abbildung 3.80. Im Zuge dessen legt der Scheitelbereich der Randbögen über den jahreszeitlichen Verlauf einen Weg von insgesamt 7,34 mm (FE-Ergebnis = 10,16 mm) zurück. Beim Innenbogen beträgt derselbe Weg lediglich 6 mm (FE-Ergebnis = 8,36 mm). An diesen Werten lässt sich noch nicht ablesen, um welchen Wert sich die Scheitel heben und senken, da sie noch um den Wert $\Delta = 1,70$ mm bereinigt werden müssen. Beim Vergleich mit den Berechnungsergebnissen (Abbildungen 3.54-3.55) kann man anhand der realen Verschiebungswege jedoch feststellen, dass das reale System geringere Verformungen aufweist, als das Rechenmodell.

Durch den Bezug oben genannter Gesamtverschiebungen auf den Verformungsnullpunkt ergeben sich in weiterer Folge die bereinigten Verformungswerte, mit denen die erwärmungs- und abkühlungsbedingten Einzelverschiebungen quantifiziert und getrennt voneinander analysiert werden können. In Abbildung 3.81 ist ein Ausschnitt aus dem jahreszeitlichen Verformungsverlauf (Abbildung 3.80) dargestellt, welcher den Zeitpunkt, der bei maximaler Erwärmung (+19,1 °C) gemessenen Verformung, näher abbildet.

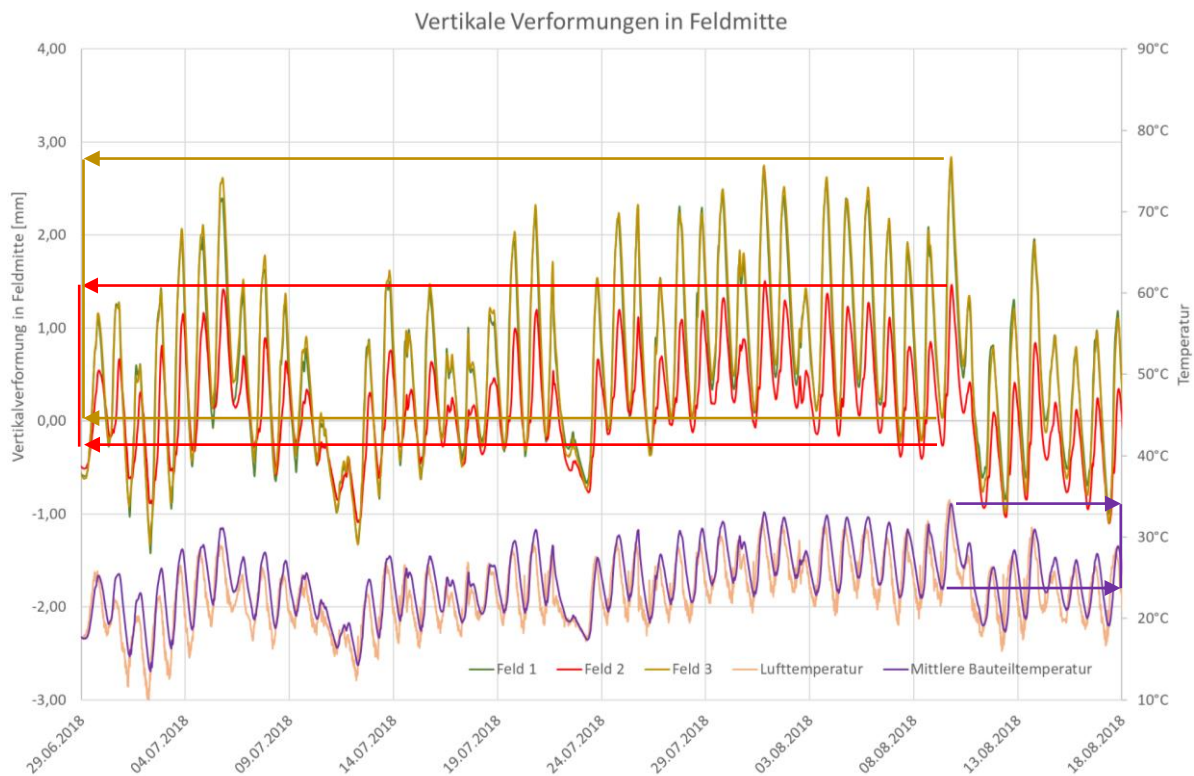


Abb. 3.81: Detaillierte Darstellung des vertikalen Verformungsverhaltens bei Erwärmung

Nach Bereinigung (Bezug auf Verformungsnullpunkt) der verzerrten Werte aus Abbildung 3.81, lässt sich folgern, dass sich die Randscheitel bei Erwärmung (+19,1 °C) um +4,55 mm und die Innenscheitel um +3,21 mm vertikal heben. Verglichen mit den errechneten absoluten Verformungswerten aus „AxisVM“ (siehe Abbildung 3.54), zeigen sich am realen System geringere Hebungen bei Erwärmung. Des Weiteren zeigt das reale System bei Erwärmung, analog zur Vorhersage der FE-Berechnung, ein asymmetrisches Verformungsverhalten, bei dem sich die Randfelder im Gegensatz zum Innenfeld stärker verformen, siehe Abbildung 3.81. Damit die Größenordnung der sich einstellenden Asymmetrie zwischen Messwert und Berechnung verglichen werden kann, ist es zielführend, ein kurzes Zeitfenster für die Untersuchung in Betracht zu ziehen, sodass etwaige Langzeiteinflüsse wie Kriechen und Schwinden in den Vergleich nicht miteinfließen und einzig die elastischen Verformungen verbleiben. Die effektive Bauteilerwärmung im betrachteten Zeitfenster (lila Pfeile) beträgt dabei $\Delta = +10,5$ °C. Während sich die Scheitel der Randfelder um +2,81 mm heben, beträgt jener Wert im Innenfeld +1,76 mm. Bei einer Erwärmung von $\Delta = +10,5$ °C entspricht dies einer Differenz von $\Delta = 1,05$ mm. Im Vergleich dazu beträgt der errechnete Verformungsunterschied bei einer Bauteilerwärmung von +20 °C 1,00 mm (vgl. Abbildung 3.54). Angesichts dieser Umstände stellt sich in der Realität somit eine etwa doppelt so starke Asymmetrie im vertikalen Verformungsverhalten bei Erwärmung ein. Anzumerken ist, dass diese Vorgehensweise nur möglich ist, weil die Anfangstemperatur von +23,6 °C über jener Temperatur von +15 °C liegt, welche zum Zeitpunkt des Verformungsnullpunkts vorherrschte. Dieselbe Vorgehensweise wird im Folgenden auch bei Abkühlung angewendet.

In Abbildung 3.82 ist der messtechnisch relevante Zeitraum bei Abkühlung, zur besseren Übersicht, in einem größeren Maßstab dargestellt. Das Verformungsbild bei Abkühlung unterscheidet sich im Vergleich zur Erwärmung vor allem in der Größenordnung der sich einstellenden Verformungen. Durch den Bezug des gemessenen Maximalwerts bei Abkühlung auf den Verformungsnullpunkt ergibt sich die größte Absenkung im Feld 3 mit -2,79 mm, bei einer gemessenen Bauteiltemperatur von -20,4 °C. Dieser Wert ist um 1,40 mm geringer als die errechnete Maximalabsenkung (vgl. Abbildung 3.55). Zudem lässt sich auch im Falle der Abkühlung zwischen Innen- und Randfeld, analog zur Vorhersage der FE-Berechnung, eine gewisse Asymmetrie im Verformungsverhalten beobachten. Die Vorgehensweise zur Bestimmung des Grads der sich einstellenden Asymmetrie erfolgt hierbei analog zur Erwärmung (siehe oben). Im betrachteten Zeitfenster beträgt die effektive Bauteilabkühlung $\Delta = -10,5$ °C (lila Pfeile). Während sich die Randfelder um -1,86 mm senken, beläuft sich die Verformung im Innenfeld auf -1,28 mm. Dadurch ergibt sich eine Differenz von $\Delta = 0,58$ mm. Im Vergleich dazu liefert das Ergebnis der FE-Berechnung (vgl. Abbildung 3.55), für eine Abkühlung von -20 °C, einen Verformungsunterschied von 0,81 mm. Somit ergibt die Messung im Falle der Abkühlung in den Randfeldern um etwa ~35 % größere Verformungen als im Innenfeld.

Angesichts der gezogenen Vergleiche zwischen Berechnung und Messung lässt sich behaupten, dass das Rechenmodell mit dem realen vertikalen Verformungsverhalten gut verträglich ist. Das linear-elastische Modell liefert zwar höhere Verformungen, jedoch lassen sich nahezu alle Eigenheiten des Tragverhaltens mit dem in Kapitel 3.3 dargestellten Rechenmodell präzise abbilden. Relevante Ursachen für die erhöhten Verformungen in den Messdaten werden in Kapitel 3.4.9 einer detaillierten Analyse unterzogen.

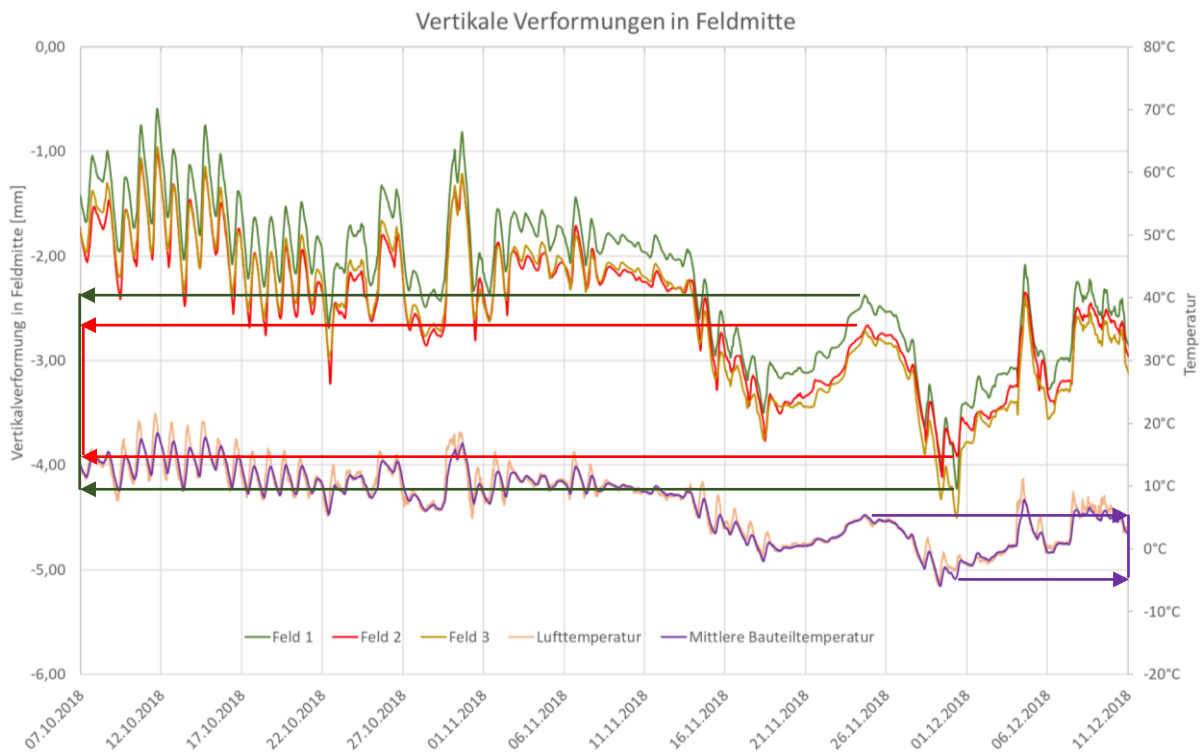


Abb. 3.82: Detaillierte Darstellung des vertikalen Verformungsverhaltens bei Abkühlung

3.4.3 Analyse der Setzdehnungsmessungen

Mittels der Setzdehnungsmessungen konnten wertvolle Informationen über das Verformungs- und Dehnungsverhalten gewonnen werden, siehe Abbildung 3.84 und 3.85.

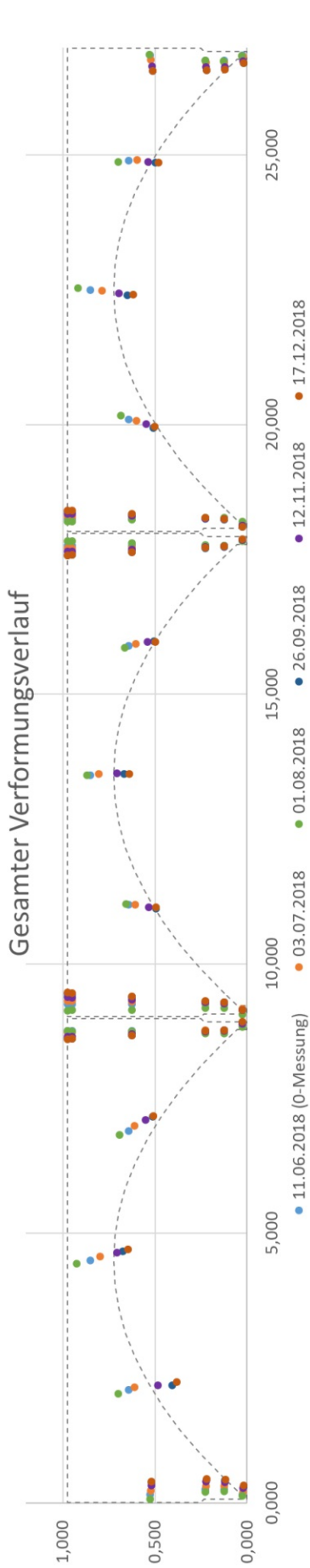


Abb. 3.84: Auswertung der Setzdehnungsmessungen - Darstellung des gesamten Verformungsbilds

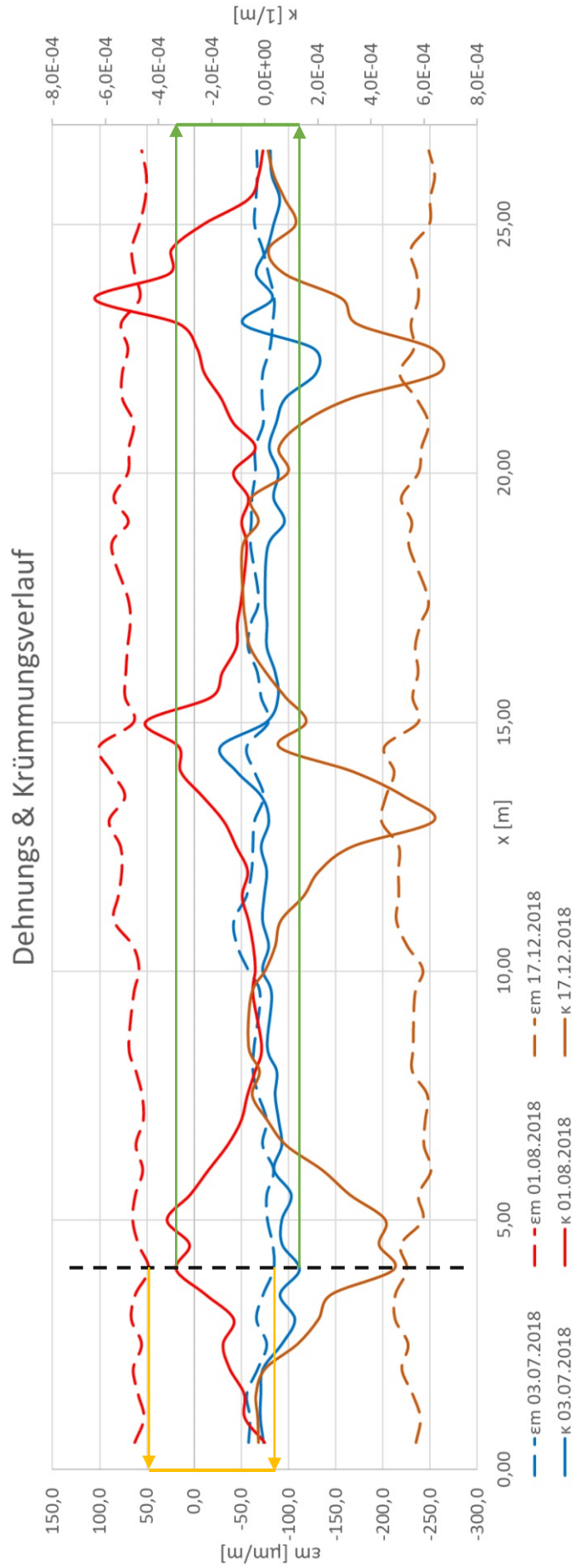


Abb. 3.83: Auswertung der Setzdehnungsmessungen - Darstellung des gesamten Dehnungsverhaltens

In Abbildung 3.84 ist das Verformungsverhalten einiger markanter Punkte aufgezeichnet. Aus den Messdaten lässt sich die mittlere Bauteiltemperatur zum Stichtag 03.07.2018 (orange markiert) mit 16,5 °C entnehmen, siehe Tabelle 3.6.

Tab. 3.6: Auflistung der mittleren Bauteiltemperaturen an den einzelnen Stichtagen

11.06.2018	03.07.2018	01.08.2018	26.09.2018	12.11.2018	17.12.2018
22,7 °C	16,5 °C	26,8 °C	4,6 °C	8,6 °C	-1,4 °C

Diese Temperatur liegt im Vergleich zu den übrigen Stichtagen nahe an jener Temperatur, die zum Zeitpunkt der Systemfertigstellung herrschte (~ 15 °C) und kann zunächst als Ausgangswert betrachtet werden. Auf den ersten Blick erkennt man, dass die Messpunkte der Randbögen, im Vergleich zu denen des Innenbogens, Horizontalverschiebungen ausgesetzt sind. Bei näherer Betrachtung der Verschiebungsvektoren wird ersichtlich, dass diese sowohl bei Erwärmung als auch bei Abkühlung auf einer Schrägen zu liegen kommen, die zur Systemmitte hin orientiert ist. Im Gegensatz zur linearen Berechnung weist diese Schräge beim Übergang von Abkühlung zu Erwärmung keinen wahrnehmbaren Knick auf. In der linearen FE-Analyse lässt sich dieser Effekt vor allem bei Abkühlung beobachten, siehe Abbildung 3.64 (Kapitel 3.3.4).

Da die Untersuchung der Pfeiler- und Widerlagerbereiche hinsichtlich der Beurteilung des neuartigen Verfahrens von fundamentaler Bedeutung ist, sind die Verformungsbilder in den wichtigen Bereichen nochmals im Einzelnen dargestellt (siehe Abbildungen 3.85-3.88). Man sieht, dass sich die unteren Bereiche der Innenstützen (oberhalb der Rollenlager) über den jahreszeitlichen Verlauf betrachtet um bis zu ~0,18 mm bewegen. Dabei wird das bei Erwärmung und Abkühlung prognostizierte Verschiebungs- und Rotationsverhalten der Auflagerbereiche, den Abbildungen 3.61-3.62 (Kapitel 3.3.4) nach, im Großen und Ganzen eingehalten. Dennoch ergeben die Setzdehnungsmessungen in beiden Pfeilerbereichen im Vergleich zur Berechnung geringere Horizontalverschiebungen.

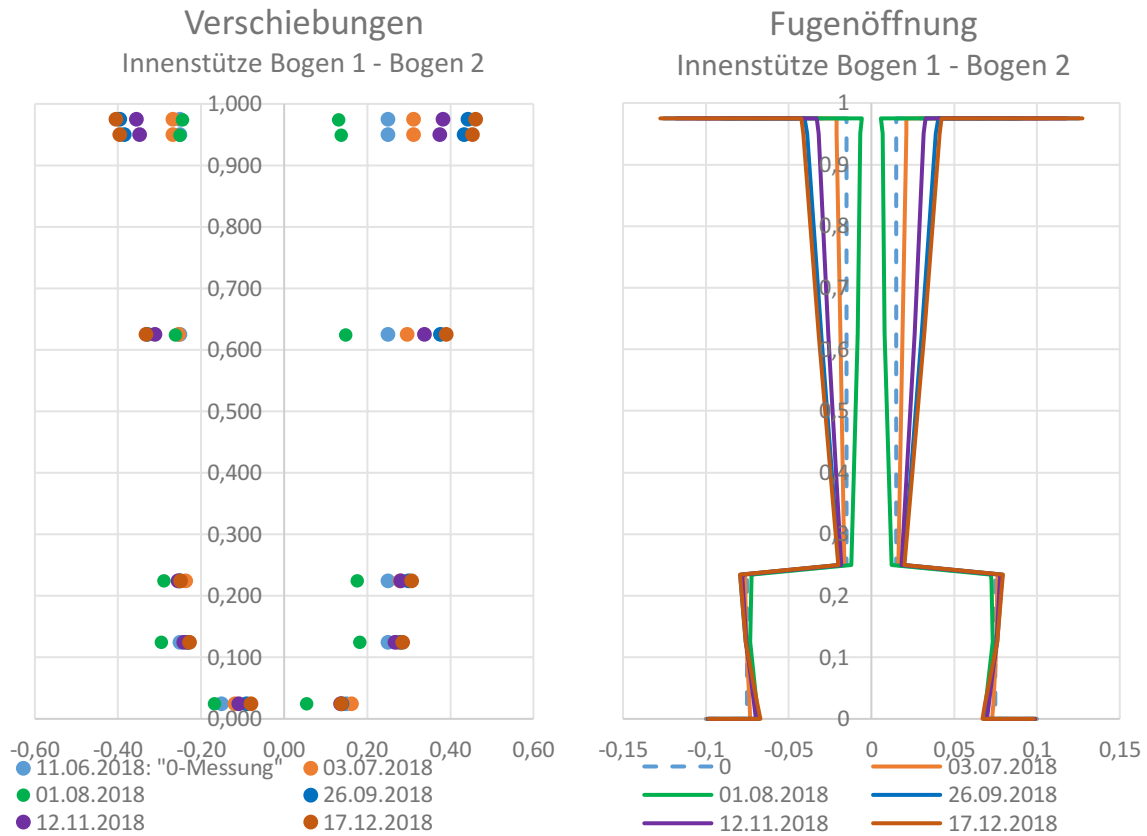


Abb. 3.85: Links: Darstellung der Verschiebungen an der Innenstütze zwischen Bogen 1 und 2
 Rechts: Darstellung der Fugenöffnung an der Innenstütze zwischen Bogen 1 und 2

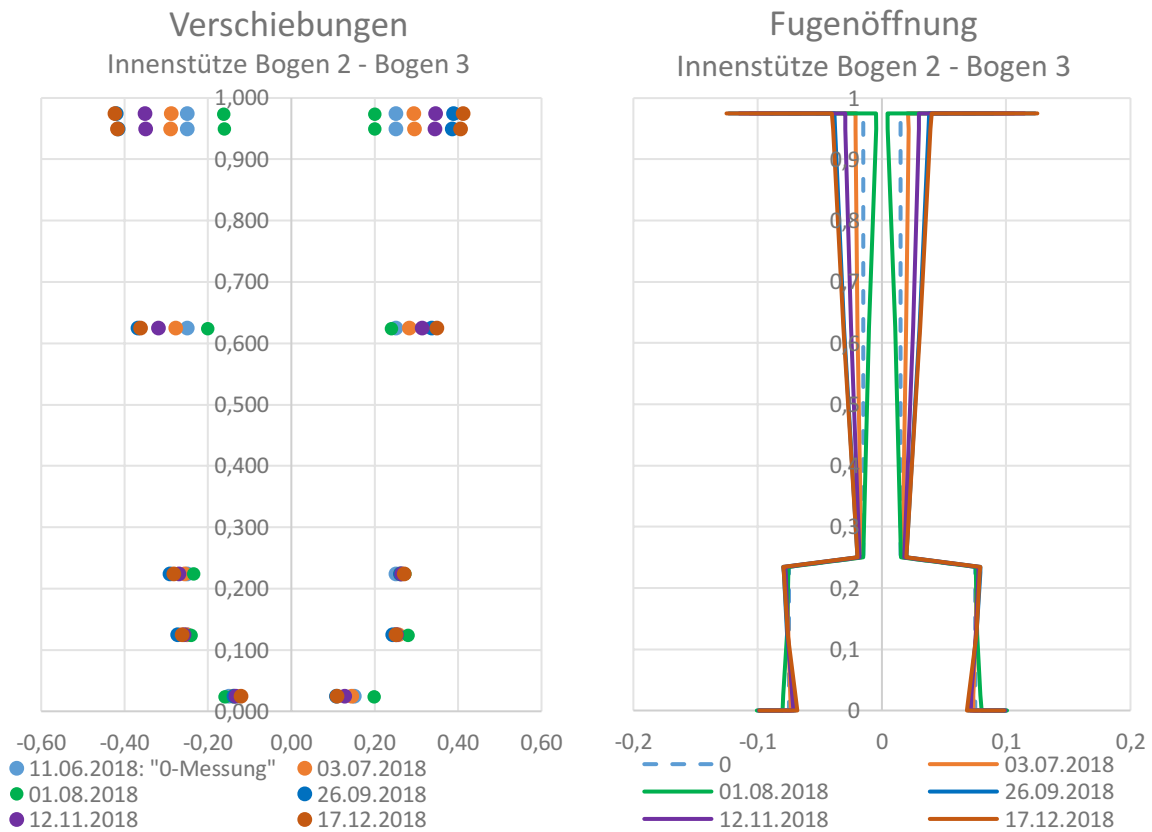


Abb. 3.86: Links: Darstellung der Verschiebungen an der Innenstütze zwischen Bogen 2 und 3
 Rechts: Darstellung der Fugenöffnung an der Innenstütze zwischen Bogen 2 und 3

Weiters fällt in den Abbildungen 3.85-3.86 auf, dass sich der rechte Auflagerbereich geringer verschiebt als der linke Auflagerbereich. Dies widerspricht jedoch den Ergebnissen der FE-Berechnung, da das rechte mittlere Auflager, bedingt durch das weichere Zugband auf der rechten Widerlagerseite, eine größere nach innen gerichtete Horizontalbewegung verrichten müsste. Bei genauerer Betrachtung der auflagnahen Verschiebungen in Abbildung 3.85 (unterste Messpunktreihe) erkennt man, dass der zum Stichtag vom 03.07.2018 zugehörige Messpunkt sich weiter rechts befindet als jener vom 17.12.2018. Dieser Umstand stellt beim Vergleich mit anderen Messpunkten einen Widerspruch dar und deutet auf eine eventuelle Messungenauigkeit an dieser Stelle. Der in Kapitel 3.3.4 vorhergesagte horizontale Verformungsunterschied an den Innenstützen (bei Abkühlung), bedingt durch die Asymmetrie der Zugbandsteifigkeit an den Endauflagern, lässt sich an den Innenstützen anhand der Messdaten somit nicht nachweisen. Der in den Stützbereichen erwartete, jedoch ausgebliebene Effekt lässt sich in weiterer Folge auch nicht im Widerlagerbereich beobachten (siehe dazu Abbildungen 3.87-3.88). Hierbei erkennt man, dass sich der linke Bogenfußpunkt des linken Randbogens ($\Delta u = \sim 0,20$ mm) geringgradig weiter vom Widerlager entfernt als der rechte Bogenfußpunkt des rechten Randbogens ($\Delta u = \sim 0,16$ mm). Dabei sind die gemessenen Werte im Vergleich zum Ergebnis der FE-Simulation im Schnitt um etwa 0,30 mm geringer (vgl. Abbildung 3.57 Kapitel 3.3.4)

Die gemessenen horizontalen Verschiebungswerte nehmen, analog zum vertikalen Verformungsverhalten, geringere Werte an als die FE-Berechnung ausgibt. Eine detaillierte Ursachenforschung ist in Kapitel 3.4.9 nachzulesen. Das mittels Setzdehnungsmessung ausgewertete Dehnungsverhalten (Abbildung 3.83) wird gemeinsam mit den Ergebnissen der Schwingsaitensensoren in Kapitel 3.4.6 einer näheren Untersuchung unterzogen.

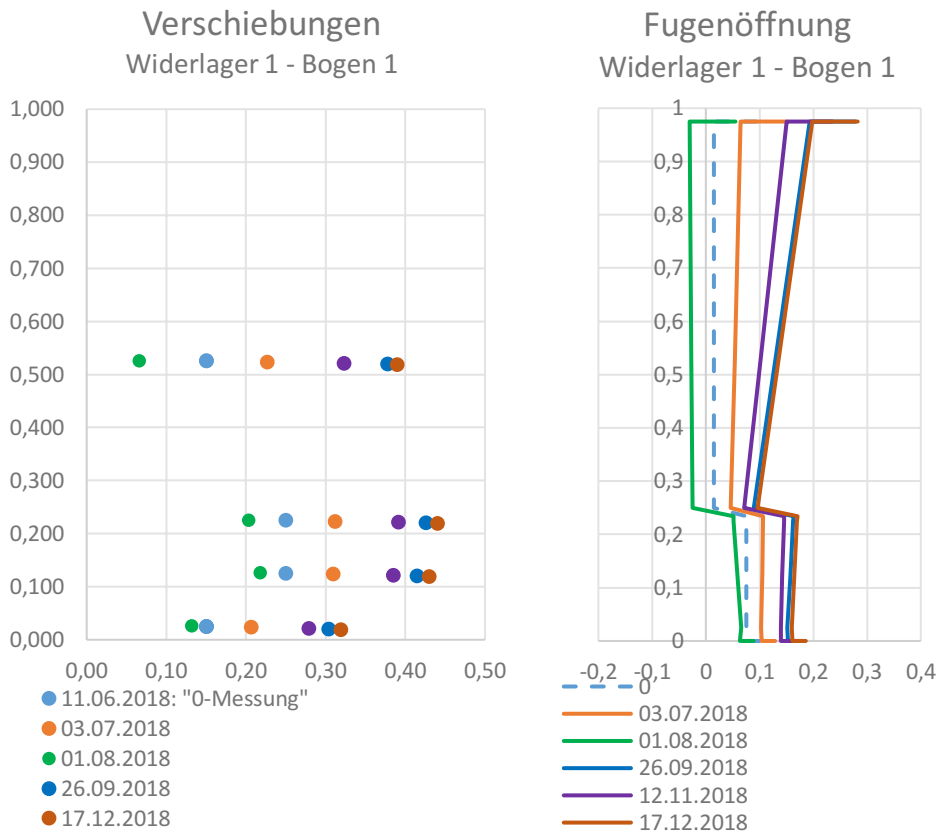


Abb. 3.87: Links: Darstellung der Verschiebungen am linken Widerlager, Rechts: Darstellung der Fugenöffnung am linken Widerlagerbereich

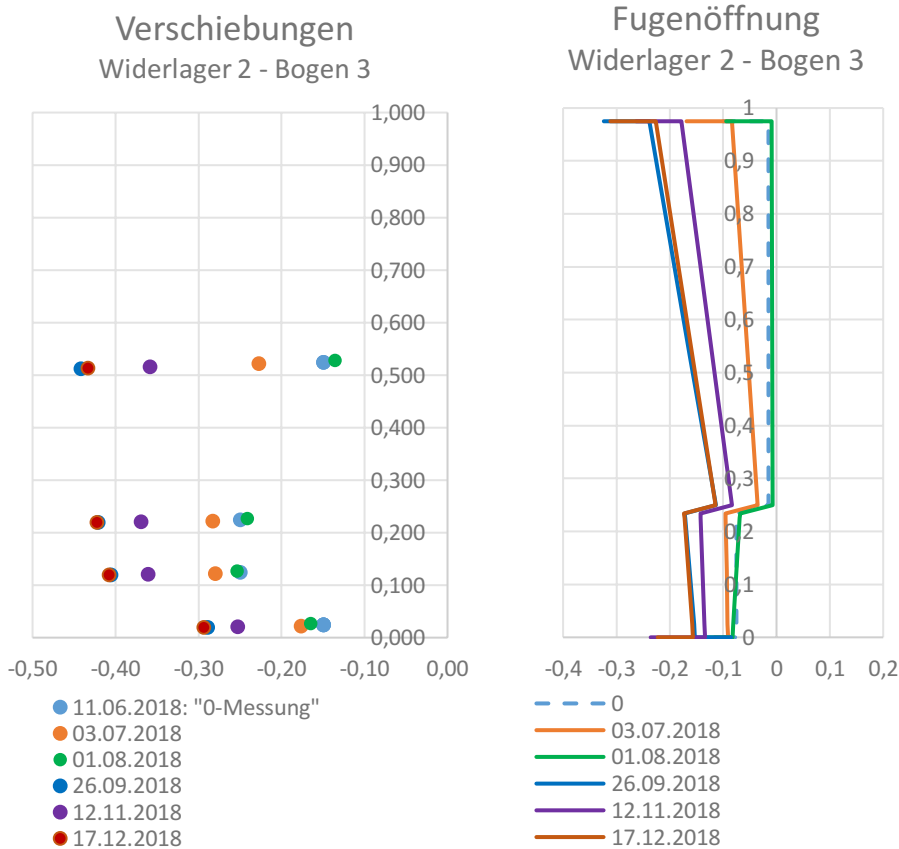


Abb. 3.88: Links: Darstellung der Verschiebungen am rechten Widerlager, Rechts: Darstellung der Fugenöffnung am rechten Widerlagerbereich

Es zeigt sich, dass die händische Aufzeichnung mittels Setzdehnungsmesser eine effektive Methode ist, das gesamte Verformungsbild realitätsnah abzubilden. Dennoch ist diese Methode anfällig für Messungenauigkeiten und sollte überdies in Kombination mit anderen Messgeräten angewendet werden.

Im Großen und Ganzen wird das reale Verformungsverhalten mittels des angenommenen Rechenmodells gut erfasst. Die grundlegenden Verformungscharakteristiken werden erkannt, wobei die Größenordnung der Verformungsunterschiede zwischen Modell und Realität, bei gegebenem Detailgrad, als zufriedenstellend betrachtet werden kann. Damit bestätigt das reale Systemverhalten in guter Näherung eine der Hauptvoraussetzungen des neuen Verfahrens, nach der die Pfeilerbereiche bei Temperatureinwirkung als Bewegungsruhepunkte zu interpretieren sind.

3.4.4 Ursachenforschung für das asymmetrische Verformungsverhalten zwischen Innen- und Außenfeldern

Am realen Verformungsverhalten (vgl. Abbildungen 3.81-3.82) zeigt sich in den Randbögen sowohl bei Erwärmung als auch bei Abkühlung eine höhere Hebung als im Innenfeld. Das linear-elastische Rechenmodell aus Kapitel 3.3.4 sagt dieses asymmetrische Verformungsverhalten ebenso in beiden Fällen voraus (vgl. Abbildungen 3.54-3.55). Verglichen mit dem Ergebnis der linear-elastischen FE-Simulation fällt der Messwert bei Erwärmung um etwa das Doppelte und bei Abkühlung um etwa ein Drittel ($\sim 35\%$) größer aus. Dieser beobachtete Effekt deutet auf eine asymmetrische Steifigkeitsverteilung im System hin. Die Asymmetrie betrifft dabei nicht die materielle oder querschnittsbezogene Steifigkeit, sondern die Randbedingungen (Widerlager) und Übergangsbedingungen (Verbindung Bogen-Bogen) des Systems. Die damit einhergehenden Folgen werden im Folgenden an einem Stabtragwerk näher analysiert. Das untersuchte System entspricht in seinen Abmessungen jenen des Prototyps, jedoch wird anstelle des veränderlichen Bogenquerschnitts, ein konstanter Bogenquerschnitt (40 cm/25 cm) angenommen, siehe Abbildung 3.89.

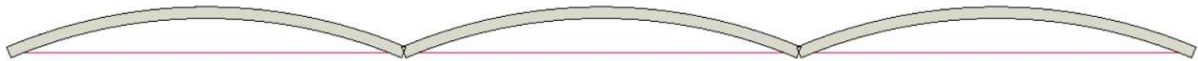


Abb. 3.89: Geometrie des untersuchten Systems

Im Folgenden wird das System um $+20\text{ °C}$ erwärmt. In Abbildung 3.90 sind vier Systeme angeführt, welche sich ausschließlich in den Rand- und Übergangsbedingungen voneinander unterscheiden. Hierbei stellt das statische System am rechten Rand, die anzustrebenden Verhältnisse des Prototyps dar und erfüllt somit die Bedingungen des erfindungsgemäßen Verfahrens. Von rechts nach links gelesen, wird das ursprüngliche System einmal an den Bogenanschlusspunkten und einmal am Widerlager aufgeweicht, bis in der vierten Spalte ganz links, das ganze System aus gelenkig miteinander verbundenen Teilstücken besteht. Somit stellen die äußeren Systeme die Grenzwerte des möglichen Tragverhaltens dar

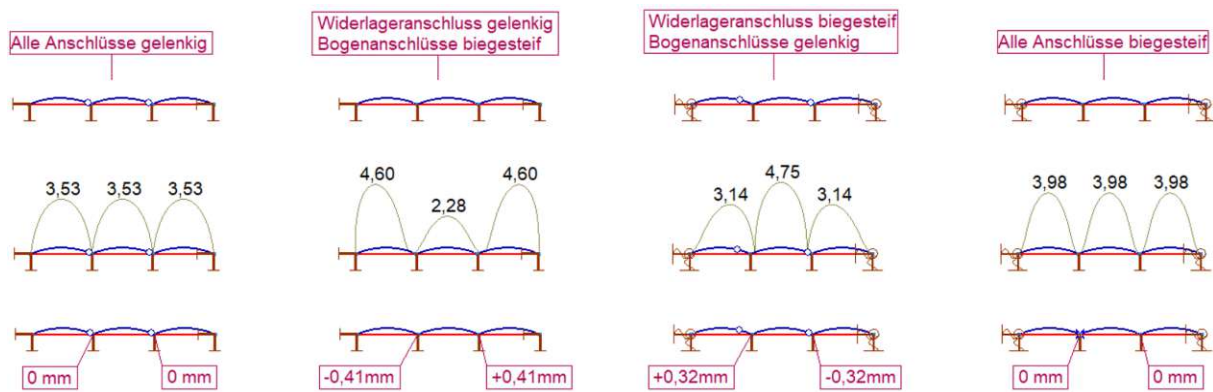


Abb. 3.90: Erwärmung um +20 °C - Oben: Darstellung der unterschiedlichen statischen System, Mitte: Darstellung der vertikalen Verformungen am Bogenscheitel [mm], Unten: Darstellung der horizontalen Verformungen im Pfeilerbereich [mm],

Beim erfindungsgemäßen Verfahren ist es notwendig, dass die biegesteif miteinander verbunden Bögen in ein steifes Widerlager einzuspannen. Dadurch entsteht eine möglichst homogene Schnittgrößenverteilung bei gleichzeitiger Minimierung von asymmetrischen Effekten. Als Folge dessen lassen sich die Bogenfußpunkte als Bewegungsruhepunkte interpretieren und es entsteht ein symmetrisches vertikales Verformungsbild, siehe Abbildung 3.90 rechts.

Beim Vergleich von Monitoringergebnis und den in Abbildung 3.90 dargestellten Simulationsergebnissen, lässt sich am Tragwerksverhalten des Prototyps eine gewisse Ähnlichkeit zum asymmetrischen System mit gelenkigem Widerlager- und biegesteifem Bogenanschluss beobachten, da die äußeren Scheitelbereiche des Prototyps im Vergleich zum Innenbogen ebenso höhere Vertikalverformungen aufweisen (vgl. Abbildung 3.81) und sich zudem ein ähnliches horizontales Verformungsbild einstellt (vgl. Abbildung 3.83). Somit liegt es nahe, dass entweder die Einspannung am Widerlager zu weich oder die Bogenanschlüsse steifer ausgelegt sind, als ursprünglich angenommen.

Grundsätzlich lässt sich sagen, dass das gegenwärtige Tragverhalten des Prototyps dem angestrebten Tragverhalten aus Abbildung 3.90 rechts, nicht eindeutig zugeordnet werden kann und sich innerhalb der dargestellten Grenzwerte einpendelt. Beim Vergleich der Horizontalverformungen der in Abbildung 3.90 dargestellten Systeme stellt man fest, dass eine Biegebelastung der Pfeiler bei gegebener Asymmetrie am größten wäre (siehe Abbildung 3.90 unten).

Im Falle einer Asymmetrie würde ein erwärmungsbedingter Spannkraftverlust zu einem zusätzlichen Bogenschub infolge Eigenwicht führen. Weiters würde auch jede symmetrische Verkehrsbelastung oder Temperatureinwirkung zu Biegebelastungen der Pfeiler führen. Horizontalschub aus feldweise wirkender Verkehrslast, kann wie schon in Kapitel 3.1 erwähnt, auch bei gleichmäßigen Steifigkeitsverhältnissen nicht verhindert werden und muss von den Zugbändern, Bögen und Pfeilern aufgenommen werden können.

Eine zusätzliche Beobachtung und zugleich weitere Asymmetrie im Tragverhalten betrifft die unterschiedlich hohen Verformungen bei Erwärmung und Abkühlung, welche bereits in Kapitel 3.3.4 (Abbildungen 3.54-3.55) erwähnt wurden. Dieser Effekt untersteht mehreren Einflüssen, wobei diese im Einzelnen in Kapitel 3.5.3, unter Zugrundelegung sämtlicher Nichtlinearitäten, einer näheren Analyse unterzogen werden.

3.4.5 Analyse der Kräfteaufzeichnung

Im Folgenden wird der jahreszeitliche Kräfteverlauf im Zugband, sowie der dabei entstehende maximale Zwang am Widerlager näher untersucht, siehe Abbildung 3.91. Während die Verläufe „Zug 1-3“ die in den Zugbändern der einzelnen Felder auftretenden Kräfte wiedergeben, beziehen sich die Einträge aus „WL1/2“ auf die Zwangskräfte am Widerlager. Die genaue Positionierung der Sensoren lässt sich aus Abbildung 3.3 in Kapitel 3.2.3 entnehmen.

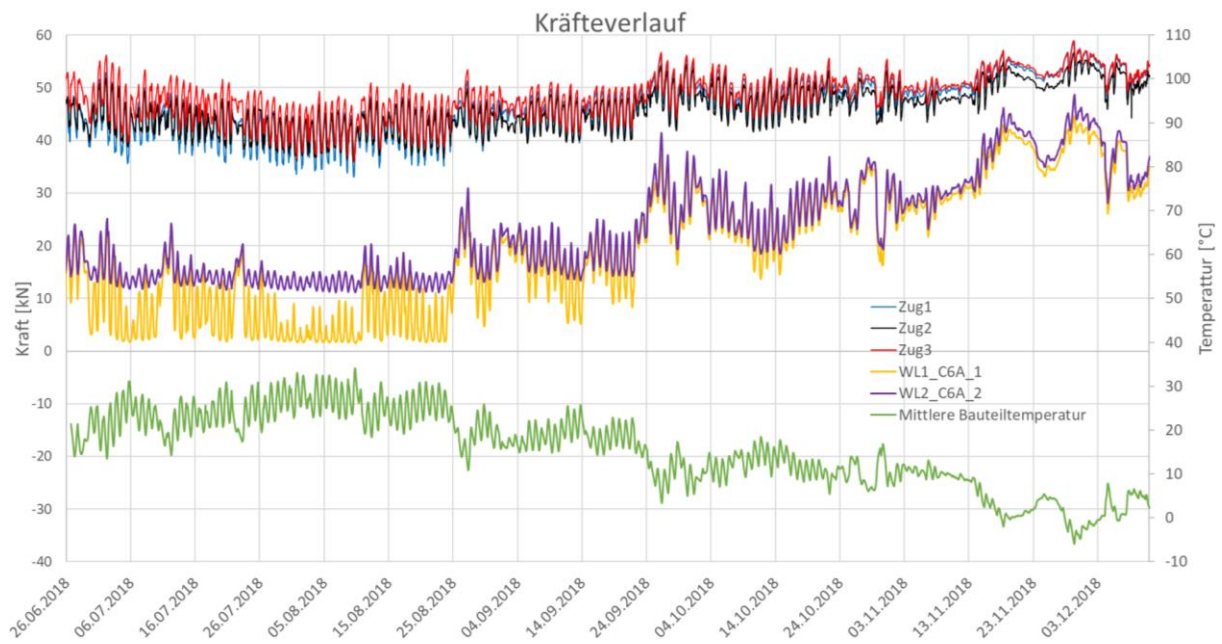


Abb. 3.91: Darstellung des jahreszeitlichen Kräfteverlaufs/Zwangsverlaufs im Zugband

Wie schon bei der Auswertung der vertikalen Messaufzeichnungen, ist es auch hier zielführend den jahreszeitlichen Kräfteverlauf im Einzelnen für Erwärmung und Abkühlung zu untersuchen. In Abbildung 3.92 ist ein Ausschnitt aus dem jahreszeitlichen Kräfteverlauf dargestellt, welcher den Zeitraum der maximalen Erwärmung im Sommer (+19,1 °C) und die damit einhergehenden Spannkraftverluste näher abbildet.

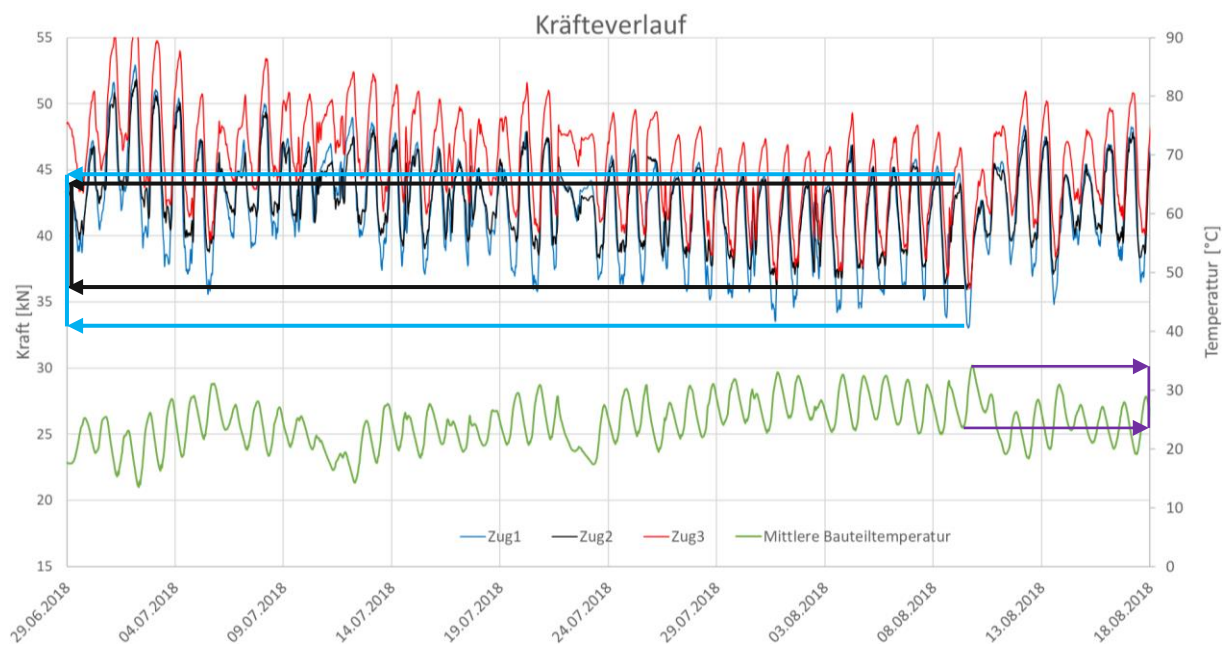


Abb. 3.92: Detaillierte Darstellung des Kräfteverlaufs im Zugband bei Erwärmung

Darin erkennt man, dass die Zugbänder in den Randbögen (Zug 1 und Zug 3), analog zur Vorhersage der FE-Berechnung, größere Spannkraftverluste erleiden. Zur genauen Ermittlung der elastischen Anteile der Spannkraftverluste wird hier dasselbe Zeitfenster wie in Kapitel 3.4.2 (vgl. Abbildung 3.81) betrachtet, sodass die effektive Bauteilerwärmung auch hier $\Delta = +10,5 \text{ °C}$ beträgt. Die Spannkraftverluste machen in den Randfeldern $\Delta = -12 \text{ kN}$ und im Innenfeld $\Delta = -8 \text{ kN}$ aus. Einer linearen Hochrechnung nach würde das Zugband somit auch bei einer Erwärmung um $+40 \text{ °C}$ nicht erschlaffen. Diese Tatsache unterstreicht zum einen die günstige Wahl einer genügend hohen Spannkraft und zum anderen bestätigt sich damit eine Bedingung des erfindungs-

gemäßem Verfahren, nach welchem das Spannglied zu keinem späteren Zeitpunkt erschaffen darf. Im Vergleich dazu liefert die FE-Analyse bei gegebener Temperaturdifferenz, Spannkraftverluste von $\Delta = -11$ kN im Randfeld und $\Delta = -9$ kN im Innenfeld (vgl. Abbildung 3.67) und stimmt mit den Messwerten gut überein.

Bei Abkühlung lassen sich im Vergleich zur Erwärmung annähernd symmetrische Spannkraftveränderungen in den Zugbändern beobachten, siehe Abbildung 3.93. Zur genauen Quantifizierung der Spannkrafterhöhung wird hier dasselbe Schema angewendet wie bei Erwärmung. Bei einer Bauteilabkühlung von $\Delta = -12$ °C im gewählten Zeitfenster erhöht sich die anfängliche von Spannkraft von 48 kN um $\Delta = +7$ kN. Im Unterschied zur Vorhersage der FE-Analyse (vgl. Abbildung 3.70) zeigen sich in der Realität zwar keine merkbaren (asymmetrischen) Kräfteunterschiede in den Zugbändern der drei Bogenträger, jedoch orientieren sich die gemessenen Werte größenordnungsmäßig an den Ergebnissen der FE-Analyse.

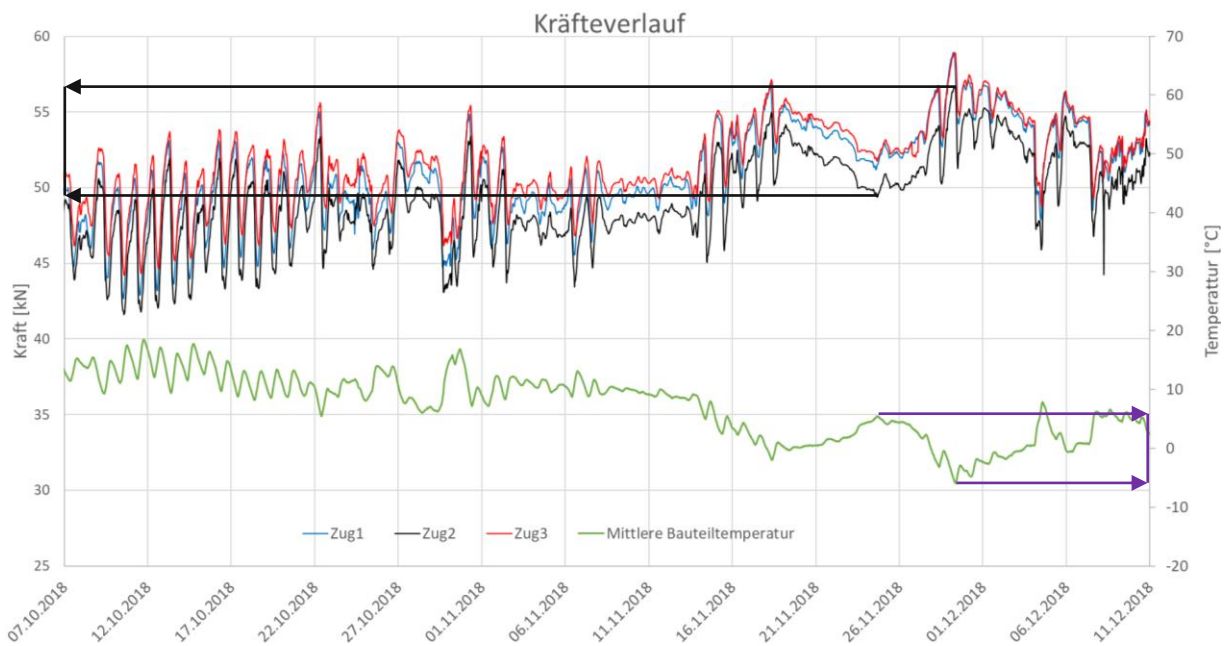


Abb. 3.93: Detaillierte Darstellung des Kräfteverlaufs im Zugband bei Abkühlung

Im gegenständlichen Fall ist die Quantifizierung des Zwangs am Widerlager ebenso von großer Bedeutung (siehe Abbildung 3.94). Hierbei repräsentiert das gewählte Zeitfenster eine Bauteilabkühlung von $\Delta = -10$ °C. Dabei stellt sich hinter der Widerlagerrückwand eine Zwangskrafterhöhung von $\Delta = 16$ kN ein. Im Vergleich dazu ergibt die FE-Berechnung (vgl. Abbildung 3.73) bei Bezug auf die gleiche Temperaturdifferenz ($\Delta = -10$ °C) einen um 8,5 kN größeren Wert. Dieser Unterschied ist größtenteils auf den einfachheitshalber konstant angesetzten Temperaturverlauf im FE-Modell zurückzuführen. Der gemessene Wert der Zwangskraft lässt sich in der Berechnung bei alleiniger Abkühlung des Betons (Abkühlung des Zugbands vernachlässigt) beobachten (vgl. Abbildung 3.71).

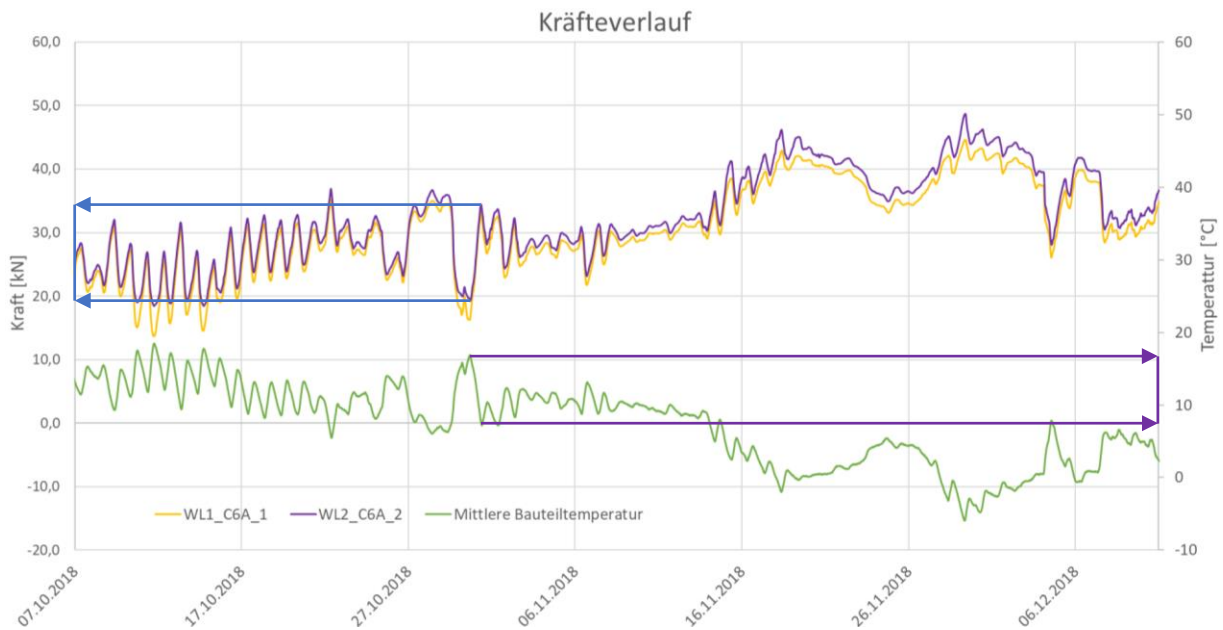


Abb. 3.94: Detaillierte Darstellung des Kräfteverlaufs im Zugband bei Abkühlung

3.4.6 Analyse der Dehnungsaufzeichnung

Wie schon in Kapitel 3.4.3 erwähnt, wurde das gesamte Verformungsverhalten der Bögen über eine händische Messung mittels Setzdehnungsmesser festgehalten, siehe Abbildung 3.83. Des Weiteren wurden die Dehnungen am Bogenscheitel zusätzlich über Schwingsaitensensoren aufgezeichnet. Aus den Vorkapiteln lässt sich entnehmen, dass die Beanspruchungen in den Randfeldern am größten sind, wodurch im Folgenden lediglich der Scheitelpunkt von Bogen 1 näher untersucht wird. Die temperaturkompensierten Messdaten der Schwingsaitensensoren sind in den Abbildungen 3.96-3.97 dargestellt. Aus den ermittelten Gesamtdehnungen am Bogenscheitel wurde dabei die mittlere Dehnung (Abbildung 3.96) sowie die Krümmung (Abbildung 3.97) des Querschnitts ermittelt. Aus diesen lassen sich die Normalkraft und das Biegemoment am Bogenscheitel bestimmen.

Im Falle der Setzdehnungsmessungen vergehen zwischen zwei Stichtagen im Mittel 1-2 Monate. In solch einem großen Zeitraum üben etwaige Kriech- und Schwindeinflüsse einen Einfluss auf das Tragverhalten aus, sodass im Folgenden zunächst nur die Messdaten der Schwingsaitensensoren näher analysiert werden. Im Gegensatz zu den Setzdehnungsmessungen ist es hierbei möglich zwei Zeitpunkte auszuwählen, die zeitlich nah beisammen liegen und zudem eine genügend große Temperaturdifferenz für einen aussagekräftigen Vergleich aufweisen. Ausgehend davon lassen sich bei gegebener Temperaturdifferenz die elastischen Schnittgrößenänderungen (Biege- und Normalkraftbeanspruchung) am Bogenscheitel ermitteln. Der für die Vergleichsrechnung gewählte Zeitraum ist in den Abbildungen 3.96-3.97 mit Pfeilen gekennzeichnet. Der Temperaturunterschied beträgt dabei +19,1 °C.

Die Messwerte $\Delta\varepsilon$ setzen sich im Allgemeinen aus folgenden Anteilen zusammen:

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_{\text{Kriechen}} + \Delta\varepsilon_{\text{Schwinden}} + \Delta\varepsilon_{\text{Temperatur}} + \Delta\varepsilon_{\text{elastisch}} \quad (3.18)$$

Eine konstante Temperaturbeanspruchung im System kann entsprechend der linearen Elastizitätstheorie als eine über die Trägerlänge verteilte eingepreßte Dehnung gedeutet werden. Somit handelt es sich bei $\varepsilon_{\text{Temperatur}}$ um einen konstanten Wert, der von der Temperaturdifferenz ΔT und dem Temperaturexpansionskoeffizienten α_T abhängt und an jedem Punkt des Körpers angreift. Wie groß der Einfluss dieser eingepreßten Dehnung auf die Tragwerksbeanspruchungen tatsächlich ist, hängt dabei von den Auflagersteifigkeiten und der Bauteilgeometrie ab und wird somit um einen gewissen entgegen gesetzten Widerstand $\varepsilon_{\text{elastisch}}$ abgemindert. Die Tempe-

ratur stellt in diesem Fall die einzige Einwirkungsgröße dar, da Schwind- und Kriecheinflüsse im Folgenden vernachlässigt werden. Dieser Umstand wird im nächsten Absatz an einem Einfeldträger demonstriert, welcher am rechten Auflager horizontal nachgiebig, mit der Federsteifigkeit k_x , gelagert wird, siehe Abbildung 3.95.



Abb. 3.95: Grenzwertbetrachtung am Beispiel eines Einfeldträgers

Wie bereits erwähnt, führt eine eingeprägte Dehnung infolge einer Temperaturbeanspruchung, in Abhängigkeit des statischen Systems, zu einer gewissen elastischen Dehnung $\epsilon_{\text{elastisch}}(k_x)$, bis schließlich ein Gleichgewichtszustand erreicht wird. Für den Fall einer unendlich kleinen Horizontalsteifigkeit, ergibt sich ein statisch bestimmtes System, bei der sich die eingepprägten Dehnungen ohne entgegengebrachten Widerstand einstellen können und $\epsilon_{\text{elastisch}}(k_x)$ zugleich zu „0“ wird. In diesem Fall würde man die reine Temperaturdehnung $\epsilon_{\text{Temperatur}}$ messen. Bei einer unendlich großen Horizontalsteifigkeit ergäbe sich dagegen keine Horizontalbewegung. Dies würde bedeuten, dass der entgegengesetzte Tragwerkswiderstand $\epsilon_{\text{elastisch}}(k_x)$ so groß wie die eingepprägte Dehnung $\epsilon_{\text{Temperatur}}$ selbst wird und diese sich somit gegenseitig aufheben. In solch einem Fall würde der Messwert theoretisch „0“ ergeben.

Die in Gleichung (3.18) angeführte Beziehung gilt dabei nicht nur für gerade eindimensionale Strukturen, sondern für jede erdenkliche Geometrie, einschließlich dem untersuchte Bogen-tragwerk. Da im vorliegenden Fall Kriech- und Schwindeinflüsse nicht berücksichtigt werden, vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_{\text{elastisch}} + \Delta\epsilon_{\text{Temperatur}} = \Delta\epsilon_{\text{elastisch}} + \alpha T \cdot \Delta T \quad (3.19)$$

$$\Delta\epsilon_{\text{elastisch}} = \Delta\epsilon - \alpha T \cdot \Delta T = \Delta\epsilon - 12 \cdot 10^{-6} \left[\frac{1}{K} \right] \cdot 19,1 [^{\circ}C]$$

$$\Delta\epsilon_{\text{elastisch}} = \Delta\epsilon - 12 \cdot 10^{-6} \cdot 19,1$$

Im ersten Schritt wird der reale Normalkraftzuwachs am Bogenscheitel bei einer gegebenen Temperaturerwärmung von +19,1 °C ermittelt, siehe Gleichung (3.19). Dazu wird der Messwert $\Delta\epsilon$ zwischen den Zeitpunkten T1 und T2 aus den Messdaten herausgelesen und in die Gleichung (3.19) eingesetzt. Anschließend wird die elastische Dehnung mit der Dehnsteifigkeit des Bogenscheitels multipliziert. Der sich daraus ergebende Endwert entspricht somit dem bereinigten Wert der Normalkrafterhöhung bei gegebener Temperaturerhöhung. Die dabei in Rechnung gestellten Materialparameter sind aus Tabelle 3.4 (Kapitel 3.2.4) entnommen.

$$\Delta\epsilon_{\text{elastisch}} (\text{Schwingsaitensor, Feld 1}) = 239 \cdot 10^{-6} - 12 \cdot 10^{-6} \cdot 19,1 = 9,8 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta N = (E \cdot A_{\text{Bogenscheitel}}) \cdot \Delta\epsilon_{\text{elastisch}} = \quad (3.20)$$

$$\Delta N_{\text{Schwingsaitensor, Feld 1}} = 3997,8 \frac{kN}{cm^2} \cdot (25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}) \cdot (-9,8 \cdot 10^{-6})$$

$$\Delta N_{\text{Schwingsaitensor, Feld 1}} = -39,2 \text{ kN} (\Delta T = +19,1 \text{ } ^{\circ}C)$$

Zum Vergleich der Ergebnisse beider Messeinrichtungen wird die resultierende Normalkraft im Feld 1 zusätzlich aus den Messwerten der Setzdehnungsmessungen ermittelt, siehe Gleichung (3.21). Dabei wird ebenfalls der Scheitelbereich im Feld 1 untersucht, siehe Abbildung 3.83 (Kapitel 3.4.3). Hierbei beträgt der Temperaturunterschied zwischen den Stichtagen +10,3 °C.

$$\Delta\varepsilon_{\text{elastisch}}(\text{Setzdehnungsmess,Feld1}) = 133 \cdot 10^{-6} - 12 \cdot 10^{-6} \cdot 10,3 = 9,4 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta N_{\text{Setzdehnungsmessung,Feld 1}} = -37,6 \text{ kN} (\Delta T = +10,3 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (3.21)$$

Man erkennt, dass die errechneten Normalkräfte aus den Messwerten der Setzdehnungsmessungen weitaus höhere Druckkräfte ergeben, obwohl das System im untersuchten Zeitraum zusätzlichen Kriech- und Schwindinflüssen ausgesetzt war. Einerseits wurden die Druckspannungen infolge Kriechen teilweise abgebaut und andererseits lässt sich der Schwindvorgang als eine äquivalente Abkühlung interpretieren, welche die effektive Temperaturerhöhung in diesem Zeitraum zusätzlich verringert. Eine mögliche Ursache kann in den unterschiedlichen Messstellen der Messeinrichtungen liegen. Da die Messpunkte der Setzdehnungsmessungen an der Oberfläche und nicht im Inneren des Querschnitts angebracht sind, unterliegen diese im Vergleich zu den Messpunkten der Schwingsaitensensoren einem höheren Temperaturunterschied. Beim Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen der FE-Simulation (siehe Abbildung 3.75) erkennt man, dass sich das Simulationsergebnis mittig zwischen beiden einordnet. Aufgrund der gegebenen Unsicherheiten in der Auswertung, wird die Berechnung des resultierenden Moments im Folgenden nicht explizit ausgeführt. Die Formel zur Berechnung ist dennoch in Gleichung (3.22) angeführt.

$$\Delta M = (E \cdot I_{\text{Bogenscheitel}}) \cdot \Delta \kappa_{\text{elastisch}} \quad (3.22)$$

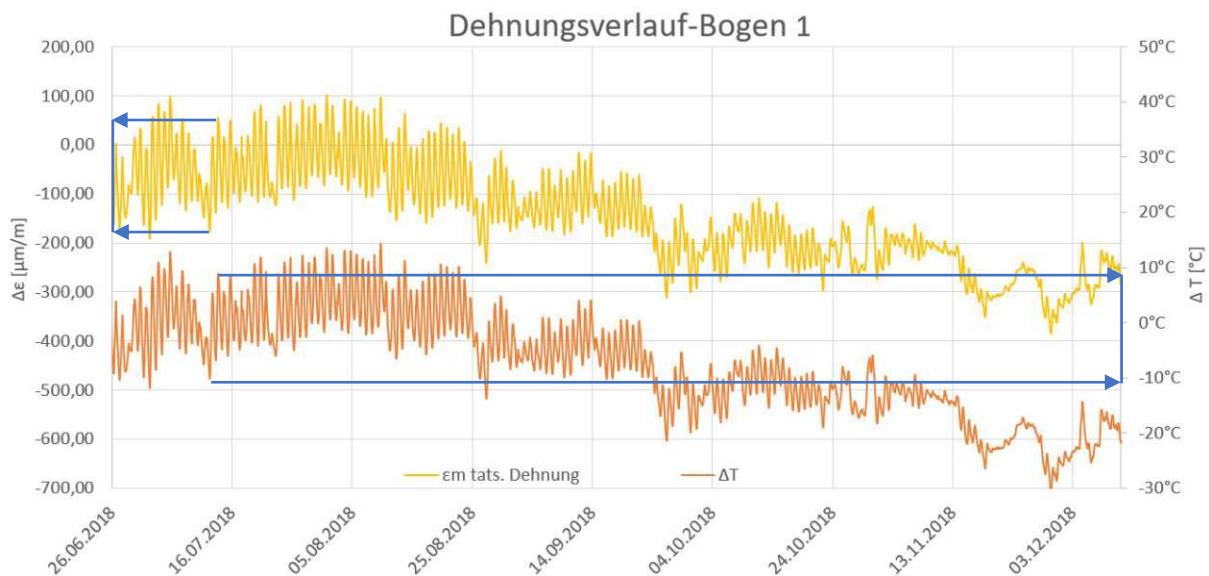


Abb. 3.96: Auswertung der Schwingsaitensensoren - Darstellung des Dehnungsverlaufs am Bogenscheitel von Bogen 1

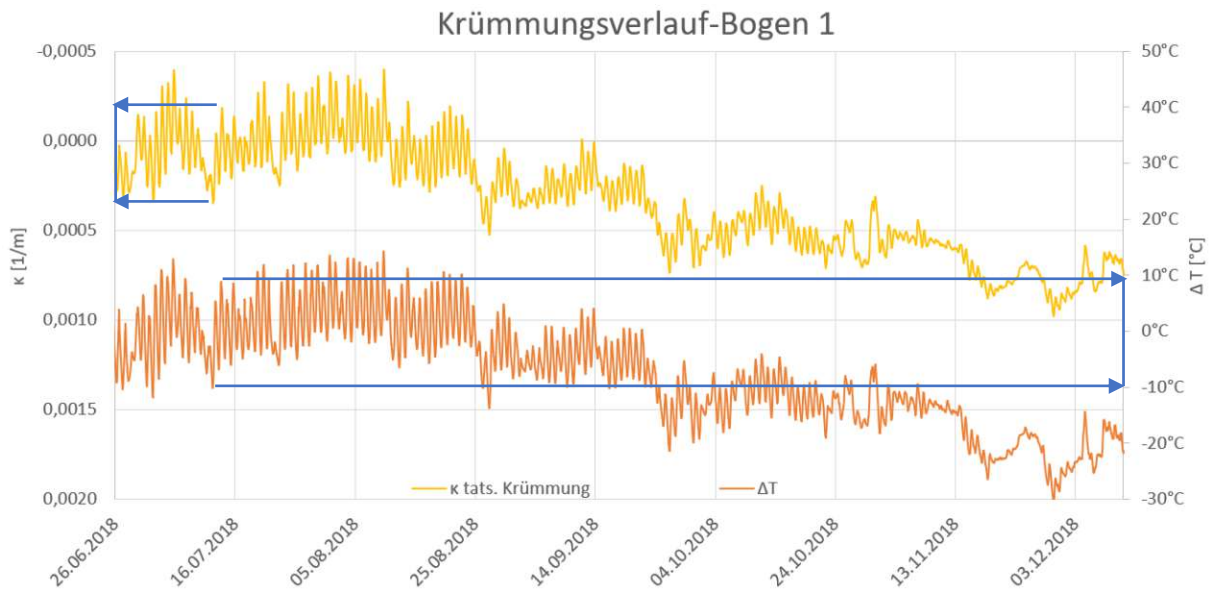


Abb. 3.97: Auswertung der Schwingsaitensensoren - Darstellung des Krümmungsverlaufs am Bogenscheitel von Bogen 1

3.4.7 Rissdokumentation

Zu den rissgefährdeten Stellen am Prototyp gehören jene Bereiche, an denen Spannungsspitzen zu erwarten sind. Dazu zählen zum einen der Scheitelbereich aufgrund von möglichen Biegezugrissen und zum anderen die Kontaktpunkte an den Auflagern und damit einhergehenden Spaltzugrissen. Die Rissbilder der drei Bögen sind im Einzelnen in den Abbildungen 3.98-3.100 dargestellt. Die Dokumentation erfolgte dabei händisch mittels Risslineal.

An den Rissbildern erkennt man, dass sich an den relevanten Stellen auch tatsächlich Risse ergeben. Die Rissbreiten sind jedoch sehr gering und kommen fast ausschließlich im Bereich von $\leq 0,05$ mm zu liegen. Risse unterhalb dieser Grenze sind mit dem freien Auge in der Regel kaum erkennbar. Aus Kapitel 3.4.2 ist bereits bekannt, dass sich die Randfelder bei Erwärmung im Vergleich zum Innenfeld stärker krümmen. Außerdem weist das System bei Abkühlung, im Vergleich zur Erwärmung, weitaus geringere Vertikalverformungen auf. Entsprechend dieser zwei Gegebenheiten lässt sich schlussfolgern, dass sich etwaige Biegerisse in erster Linie bei Erwärmung in den Obergurten der Randscheitel ergeben. Auf Rang zwei stehen dabei erwärmungsbedingte Biegerisse am Bogenscheitel des Innenbogens. Abkühlungsbedingte Biegerisse im Untergurt der Bogenscheitel sind dagegen von geringerer Relevanz. In Abbildung 3.98 und 3.100 lassen sich in den Obergurten der Randscheitelbereiche, den Umständen entsprechend, Biegerisse mit Rissbreiten von $\leq 0,05$ mm feststellen. Abkühlungsbedingte Risse an der Unterkante ergeben sich hierbei nicht.

Bei näherer Betrachtung der Rissbilder fällt auf, dass sich die Risse im Scheitelbereich von Bogen 2 (Abbildung 3.99) über die gesamte Querschnittshöhe ziehen. Obwohl die Rissbreiten ebenfalls im Bereich von $\leq 0,05$ mm zu liegen kommen, widerspricht dieser Sachverhalt dem in Kapitel 3.4.2 dargestellten Verformungsverhalten. Aus dem Bautagebuch lässt sich jedoch herauslesen, dass sich im Zuge des Umspannvorgangs Risse im Scheitelbereich von Bogen 2 ergeben könnten. Somit liegt es nahe, dass diese Risse herstellungsbedingter Natur sind.

Die verzeichneten Rissbilder lassen sich aus den Ergebnissen der linear-elastischen Berechnung in Kapitel 3.3, unter der Vernachlässigung von allfälligen Kriech- und Schwindeinflüssen, vorhersagen. Der Berechnung nach ergeben sich in den Scheitelbereichen Zugspannungen, die über der Zugfestigkeit des Betons liegen. Dieser Effekt lässt sich sowohl bei Erwärmung als auch bei Abkühlung beobachten.

Prototyp eines neuen Bauverfahrens für integrale Brücken

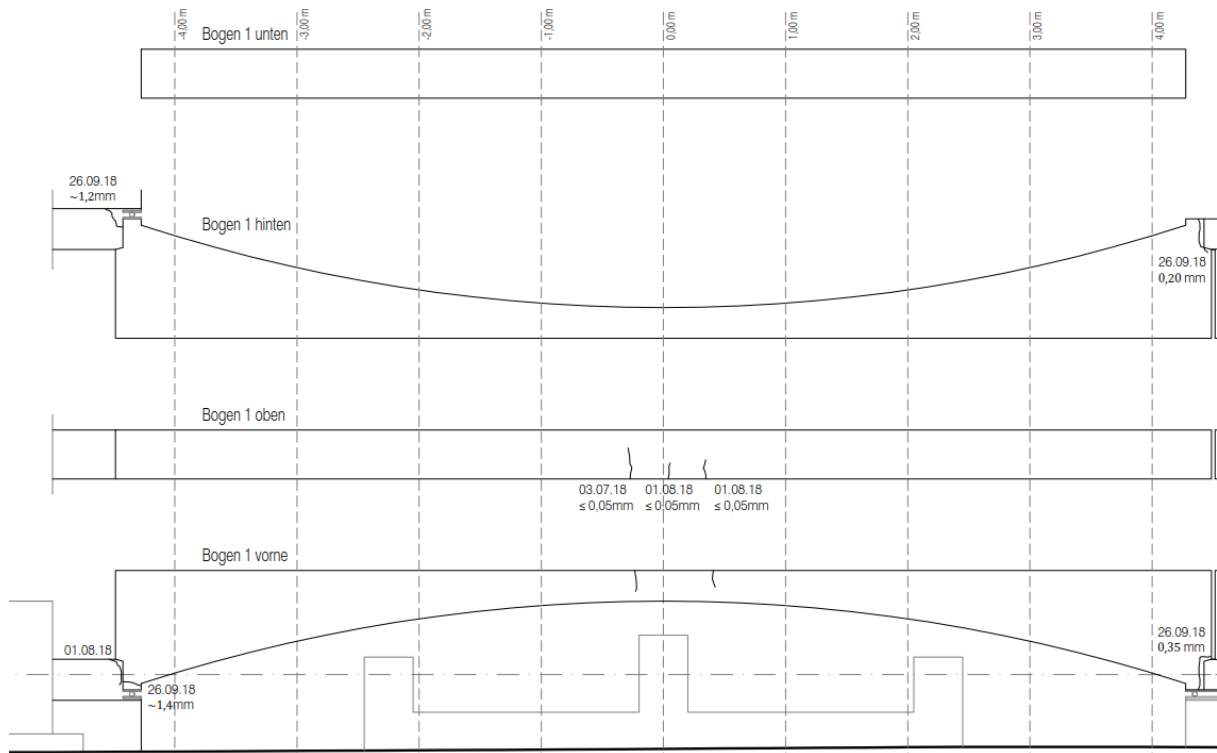


Abb. 3.98: Rissaufnahme - Bogen 1

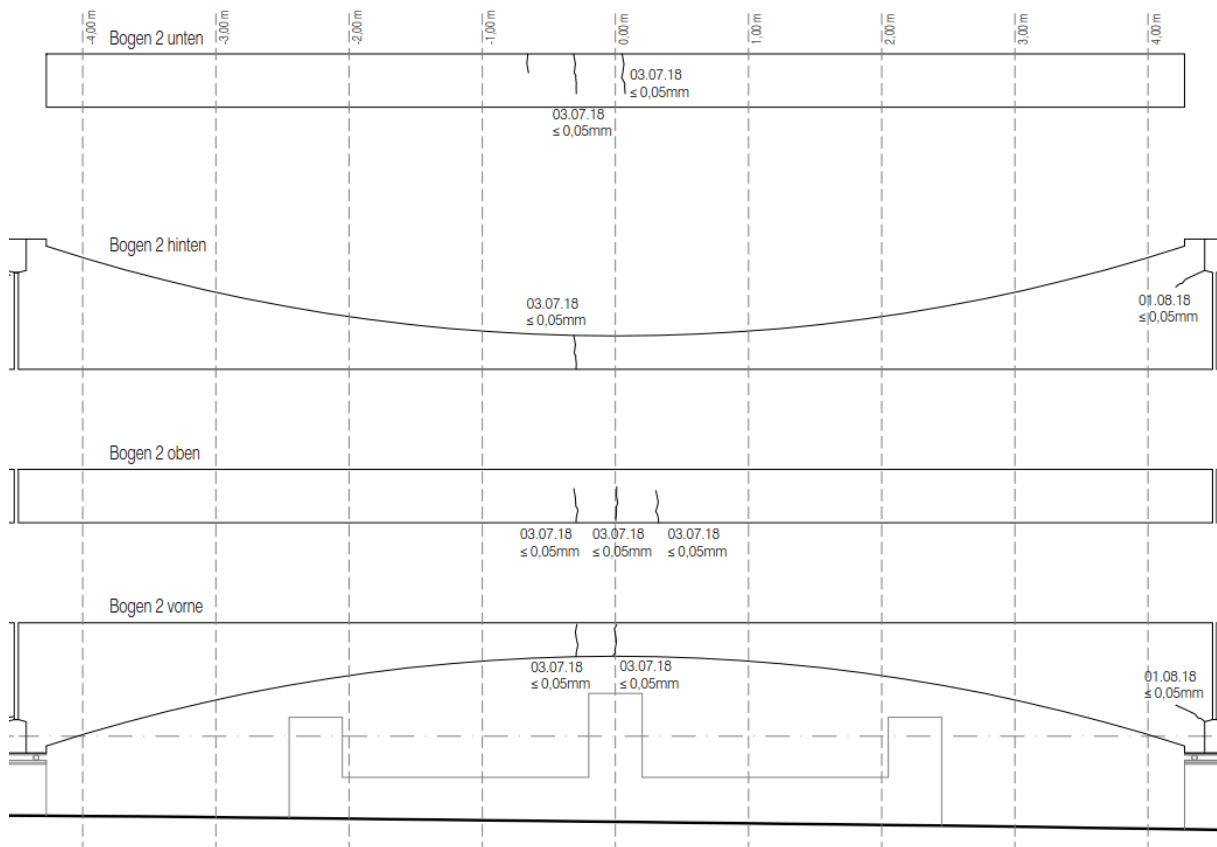


Abb. 3.99: Rissaufnahme - Bogen 2

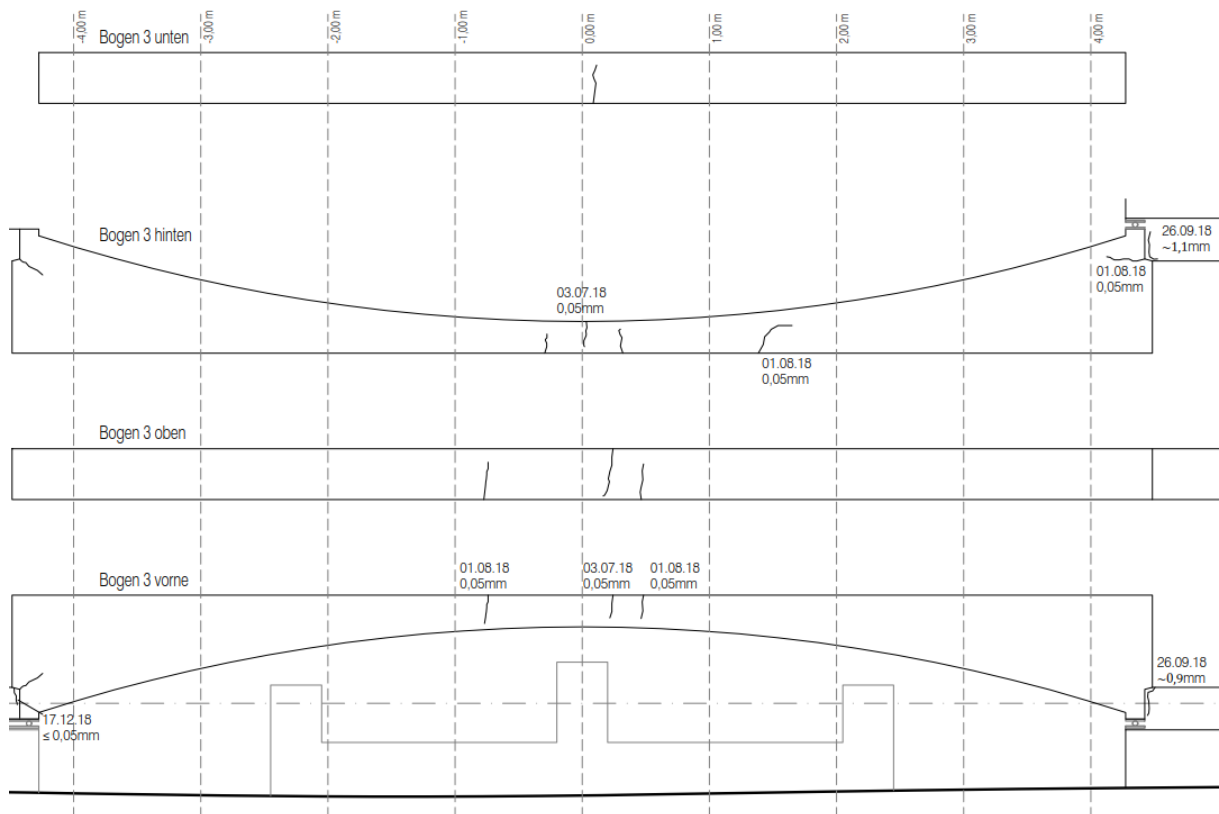


Abb. 3.100: Rissaufnahme - Bogen 3

3.4.8 Interpretation der Ergebnisse hinsichtlich des angestrebten Strukturverhaltens

In Anbetracht der ausgewerteten Monitoringdaten lässt sich behaupten, dass das aufgezeichnete Tragverhalten des Prototyps die Anforderungen des erfindungsgemäßen Verfahrens nach Kapitel 3.1 in den wesentlichen Aspekten erfüllt. Dazu zählt in erster Linie der Nachweis, dass die Pfeilerbreiche bei Temperatureinwirkung annähernd als Bewegungsruehpunkte betrachtet werden dürfen. Diese Erkenntnis ist hauptsächlich für den Fall der Erwärmung von Bedeutung, da bei Abkühlung messtechnisch bedingte Asymmetrien in Kauf genommen werden mussten (vgl. Kapitel 3.2.3) und sich dadurch auch höhere Horizontalverformungen in den Stützbereichen ergeben haben (vgl. Kapitel 3.4.3). Hinsichtlich eines möglichen erwärmungsbedingten Erschlaffens des Zugbandes konnte mittels der Messdaten (Kapitel 3.4.5) nachgewiesen werden, dass die vorhandene Spannkraft von 48 kN auch eine Bauteilerwärmung von bis zu +40 °C problemlos überstehen würde, ehe das Spannglied in einen spannungsfreien Zustand übergeht. Im Vergleich dazu liegt der Höchstwert der gemessenen mittleren Bauteilerwärmung bei +20 °C. Neben einer erfolgversprechenden Messauswertung hinsichtlich des neuen patentierten Verfahrens, wurden im vertikalen Verformungsverhalten, entgegen der Erwartung, auch einige Asymmetrien beobachtet. Diese betreffen zum einen die stärkere Hebung der Randbögen bei Erwärmung und Abkühlung und zum anderen die im Vergleich zur Erwärmung geringere Durchbiegung bei Abkühlung. Während ersteres bereits in Kapitel 3.4.4 einer detaillierten Analyse unterzogen wurde, werden die unterschiedlich hohen Durchbiegungen bei Erwärmung und Abkühlung in Kapitel 3.5.3 näher untersucht.

3.4.9 Mögliche Optimierungsvorschläge für eine FE-Simulation

Generell zeigt das linear-elastische Berechnungsergebnis der linear-elastischen Analyse eine in weiten Teilen korrekte Abbildung des realen Systemverhaltens und erkennt dabei die Eigenheiten des Tragverhaltens. Dazu gehört in erster Linie das asymmetrische Verformungsverhalten,

welches in Kapitel 3.4.4 bereits detailliert untersucht wurde. Mittels der in Kapitel 3.4 gezogenen Vergleiche zwischen FE-Berechnung und den Monitoringdaten stellt man jedoch fest, dass die realen Verformungen um einiges geringer ausfallen. Dies betrifft sowohl die horizontalen als auch die vertikalen Verschiebungsanteile. Im Falle der Vertikalverformungen am Bogenscheitel weichen die Maxima der aufgezeichneten jahreszeitlichen Verformungen von denen des Rechenmodells um etwa 28 % ab (vgl. Kapitel 3.4.2). Die Messwerte der Spannkraftveränderung (Verlauf und Größenordnung) lassen sich bei Erwärmung und Abkühlung dagegen mit dem Rechenmodell präzise abbilden und sind ein weiteres Indiz für die korrekte Annahme des Rechenmodells (vgl. Kapitel 3.4.5). Eine linear-elastische Berechnung bildet die Realität im Vergleich zu nicht-linearen (materiell) Modellen weitaus steifer ab. Da im vorliegenden Fall die Ergebnisse der FE-Simulation entgegen der Erwartung dennoch größere Verformungen ergeben als in Wirklichkeit, werden im Folgenden mögliche Ursachen dafür erforscht.

Im Falle des untersuchten Prototyps sind materialbedingte Kriech- und Schwindeinflüsse in die Berechnung nicht miteingeflossen. Im Allgemeinen lassen sich die vergrößerten Verformungen zufolge Betonkriechen durch eine Abminderung des E-Moduls abbilden. Aufgrund der behinderten Verformung baut sich beim vorliegenden statisch unbestimmten System ein Zwang auf. Der Kriecheinfluss verringert die dabei entstehenden Zwangsschnittgrößen mit der Zeit erheblich und führt zu einer Verformungszunahme. Hinsichtlich der Berechnungsergebnisse führt eine über die Trägerlänge symmetrisch angenommene Temperatureinwirkung, bei einer gleichmäßigen kriechbedingten Steifigkeitsverminderung, im Gegensatz zu einer gewöhnlichen Auflast (Flächenbeanspruchung) zu keiner wesentlichen Änderung des Verformungsverhaltens, da die Verformungen lediglich an das Steifigkeitsverhältnis und nicht an die absolute Größe der Steifigkeiten geknüpft sind. Der erwärmungsbedingte Horizontalschub am Widerlager wird durch die geringere Materialsteifigkeit jedoch reduziert. Wahrnehmbare Unterschiede ergeben sich lediglich bei einer asymmetrischen Temperatureinwirkung oder bei voneinander veränderlichen Kriechverläufen. Am realen System sind beide dieser Effekte präsent, einerseits unterscheiden sich die gemessenen Temperaturen lokal um bis 10 °C voneinander (vgl. Kapitel 3.4.1) und andererseits weisen die einzelnen Bögen, bedingt durch zeitlich verzögerte Herstellung im Werk, geringfügig unterschiedlichen Kriechverläufe auf.

Hinsichtlich des belastungsunabhängigen Schwindvorgangs, welcher zu einer Verkürzung des Betons führt, lässt sich zeigen, dass dieser einen weitaus größeren Einfluss auf das Tragverhalten ausübt als der Kriechvorgang. Unter Einbeziehung der einzelnen Herstellungszeitpunkte der Bögen, lässt sich die resultierende Schwinddehnung über die Formelapparate nach EN 1992-1-1 [25] berechnen, siehe Gleichung (3.23). Diese setzt sich aus der Trocknungsschwinddehnung ε_{cd} und der autogenen Schwinddehnung ε_{ca} zusammen.

$$\varepsilon_{cs(t)} = \varepsilon_{cd(t)} + \varepsilon_{ca(t)} \quad (3.23)$$

Für einen Zeitraum von 180 Tagen, welcher vom Zeitpunkt der Integralisierung aus betrachtet bis zum Beginn des Dezembers reicht (Zeitpunkt mit den tiefsten aufgezeichneten Temperaturen), ergibt sich nach nach EN 1992-1-1 [25] eine Schwinddehnung von $\varepsilon_{cs} = 0,00011956$. Diese lässt sich über die Gleichung (3.24) in eine äquivalente Abkühlung umrechnen.

$$\Delta T_{\text{äquivalent}} (t=180d) = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_T \cdot \Delta T} = \frac{0,00011956}{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (-1)} = -10^\circ\text{C} \quad (3.24)$$

Gemäß Gleichung (3.23) ergibt sich für diesen Zeitraum eine Verkürzung, die einer Abkühlung von -10°C entspricht. In Kapitel 3.4.2 wurde anhand von Messwerten bereits gezeigt, dass sich die Scheitelbereiche der Randbögen bei einer maximalen Bauteilerwärmung von 19,4 °C um 4,55 mm (FE-Ergebnis = 5,98 mm) heben und bei einer maximalen Abkühlung von -20,4 °C um 2,79 mm (FE-Ergebnis = 4,19 mm) senken. Im Vergleich zur errechneten Maximalverformung (linear-elastisch) von 10,19 mm beträgt der Messwert somit 7,34 mm. Da die Verformungen bei

Abkühlung weitaus geringer ausfallen, lässt sich das Simulationsergebnis über eine lineare Hochrechnung nach Gleichung (3.25) um den Schwindanteil folgendermaßen korrigieren.

$$w_{ges,bereinigt}^{Randfeld} = | + 5,98 | \cdot \left(\frac{+ 10 \text{ }^\circ\text{C}}{+ 20 \text{ }^\circ\text{C}} \right) + | - 4,19 | \cdot \left(\frac{- 30 \text{ }^\circ\text{C}}{- 20 \text{ }^\circ\text{C}} \right) = \mathbf{9,28 \text{ mm}} \quad (3.25)$$

Durch die Einbeziehung der Schwindverkürzung reduziert sich der maximale Verformungsunterschied zwischen Berechnung und Messwert von 2,85 mm auf 1,94 mm und kommt der Realität dadurch näher.

Neben den bereits angeführten Materialeinflüssen lässt sich das FE-Modell in erster Linie hinsichtlich der angesetzten Temperaturbeanspruchung optimieren. Im vorliegenden Fall wurde die Simulation einfachheitshalber mit einer konstanten Temperatureinwirkung durchgeführt. Dabei wurde aus den Messdaten ein mittlerer Temperaturgradient von $\pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$ ermittelt. Jedoch muss hinzugefügt werden, dass die Sensoren je nach Position sehr unterschiedliche Messwerte aufzeigen. In Abbildung 3.101 sind drei am Ende von Bogen 2 angebrachte Temperatursensoren (B2_T1 – B2_T3) dargestellt. An jenem Tag, an dem auch die maximal gemittelte Bauteilerwärmung von $+20,4 \text{ }^\circ\text{C}$ ermittelt wurde, zeichnete der Sensor B2_T1 eine maximale Bauteiltemperatur von $36,8 \text{ }^\circ\text{C}$ auf, während der Sensor B2_T2 zum selben Zeitpunkt eine Temperatur von $31,8 \text{ }^\circ\text{C}$ aufzeigte. Die Temperaturdifferenz von $5 \text{ }^\circ\text{C}$ ist dabei auf eine unterschiedlich starke Sonneneinstrahlung der oberen und unteren Bauteilkante zurückzuführen.

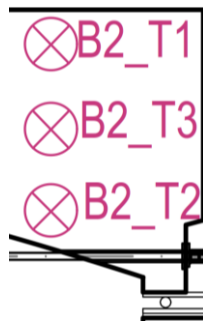


Abb. 3.101: Darstellung dreier angebrachter Temperatursensoren am Bogen 2

Einer Vergleichsrechnung nach, reduziert die Berücksichtigung eines linear veränderlichen Temperaturverlaufs (Oberkante: $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ / Unterkante: $+15 \text{ }^\circ\text{C}$) die errechnete Maximalverformung am Randfeld um weitere $\sim 0,9 \text{ mm}$, wodurch sich der Unterschied zum Messwert auf $\sim 1 \text{ mm}$ verringert.

Ein weiterer und zugleich maßgebender Einflussfaktor auf das Berechnungsergebnis stellt die Wärmedehnzahl des Betons dar. Die in Kapitel 3.2.4 getroffene Annahme von $1,2 \cdot 10^{-5} [1/\text{K}]$ wurde zwar anhand der bereitgestellten Monitoringdaten ermittelt, jedoch kann dieser unter Umständen dennoch vom realen Wert abweichen. Eine Reduktion der linearen Wärmedehnzahl von $1,2 \cdot 10^{-5} [1/\text{K}]$ auf $1,1 \cdot 10^{-5} [1/\text{K}]$ würde die Verformungen in den Randfeldern um weitere $\sim 1 \text{ mm}$ verringern.

Angesichts der vorgeschlagenen Modelloptimierungen zeigt sich, dass die Erzielung eines realitätsnahen Verformungsbilds mittels des in Kapitel 3.3 angenommenen Rechenmodells möglich ist und unterstreicht dessen Korrektheit. Geringgradige Asymmetrien in den Messaufzeichnungen der Verformungs- und Beanspruchungsgrößen können auf die unterschiedlichsten Ursachen zurückgeführt werden. Dazu gehören vor allem asymmetrische Temperatureinwirkungen, unterschiedliche Kriech- und Schwindverläufe sowie herstellungsbedingte Ungenauigkeiten in den Randbedingungen oder beim Umspann- und Versetzvorgang der Bögen. Weiters weisen die drei Bögen auch nicht dieselben Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften auf, sodass sich ein Bogen geringgradig weicher als der andere verhält und sich dadurch auch eine gewisse Asymmetrie ergibt. Herstellungsbedingte Fehler lassen sich in der Realität nicht zur Gänze vermeiden,

wodurch sich zwangsläufig Asymmetrien ergeben, welche im vorliegenden Fall jedoch gering ausfallen (vgl. Kapitel 3.4.2).

An dieser Stelle ist jedoch anzumerken, dass in den Scheitelpbereichen des realen Tragwerks temperaturbedingte Biegerisse dokumentiert wurden, welche die lokalen Steifigkeitsverhältnisse gewissermaßen reduzieren (vgl. Kapitel 3.4.7). Demzufolge ergeben sich in der Realität größere Verformungen, welche von der linear-elastischen Berechnung in Kapitel 3.3 jedoch nicht erkannt werden. Aus diesem Grund gilt es nachzuweisen, ab welcher Temperatur sich Biegerisse einstellen, um festzustellen zu können, wie groß der Einfluss des nicht-linearen Materialverhaltens in Wirklichkeit ist. Eine mögliche Rissbildung lässt sich ebenso aus den Spannungsbildern der linear-elastischen Analyse in Kapitel 3.3.4 voraussagen. Den aufgezählten Möglichkeiten einer Modelloptimierung steht somit eine steifigkeitsmindernde Rissbildung (materielle Nichtlinearität) entgegen, dessen Berücksichtigung größere Maximalverformungen am FE-Modell zur Folge hat. Aus diesem Grund gilt es das Ausmaß dieser materiellen Nichtlinearität, unter der Zugrundelegung eines realitätsnahen Materialmodells, präzise zu quantifizieren, mehr dazu in Kapitel 3.5.

3.5 Nicht-Lineare numerische Untersuchung des Gesamtsystems

In Kapitel 3.3 wurde der Prototyp unter Zugrundelegung der linearen Elastizitätstheorie numerisch analysiert. Zur realitätsnahen Abbildung der geometrischen Rand- und Übergangsbedingungen wurde dabei von physikalischen Nichtlinearitäten Gebrauch gemacht. Trotz der Zugrundelegung einer materiell linearen Theorie, ergab das Berechnungsergebnis eine in weiten Teilen korrekte Abbildung des realen Systemverhaltens und erkannte dabei die Eigenheiten des Tragverhaltens.

Das nichtlineare Materialverhalten des Verbundwerkstoffs „Stahlbeton“ setzt sich im Allgemeinen aus den folgenden Einflussfaktoren zusammen:

- 1) Nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstahl;
- 2) Nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Linie von druckbeanspruchtem Beton;
- 3) Rissbildung im Beton;
- 4) Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen („tension stiffening“).

Bei linear-elastischer Berechnung einer integralen Brücke kann die Superposition von Schnitt- und Zwangsgrößen unter Umständen zu unsicheren Ergebnissen führen [1]. Aus diesem Grund ist es in den meisten Fällen vorteilhaft, das gesamte Strukturverhalten unter Einbeziehung aller Nichtlinearitäten zu simulieren. Dabei ist die exakte Nachbildung des Bauablaufs notwendig, da das Superpositionsgesetz seine Gültigkeit verliert. Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung ist die getrennte Betrachtung von System (Schnittgrößen) und Querschnitt (Bemessung) nicht mehr zulässig. Aus diesem Grund bedingt die Berechnung der Schnittgrößenverteilung die Übernahme der genauen Bewehrungslage in das Rechenmodell.

Die nicht-lineare Simulation des gesamten Bauablaufs wird im Folgenden mit dem FE-Programm „ATENA 2D ENGINEERING“ von Červenka Consulting s.r.o durchgeführt.

3.5.1 Modellierung

An der Eingabe der Geometrie ergibt sich im Vergleich zu Kapitel 3.3 lediglich eine Änderung, wobei diese die Ergänzung der schlaffen Bewehrung betrifft, siehe Abbildung 3.102.

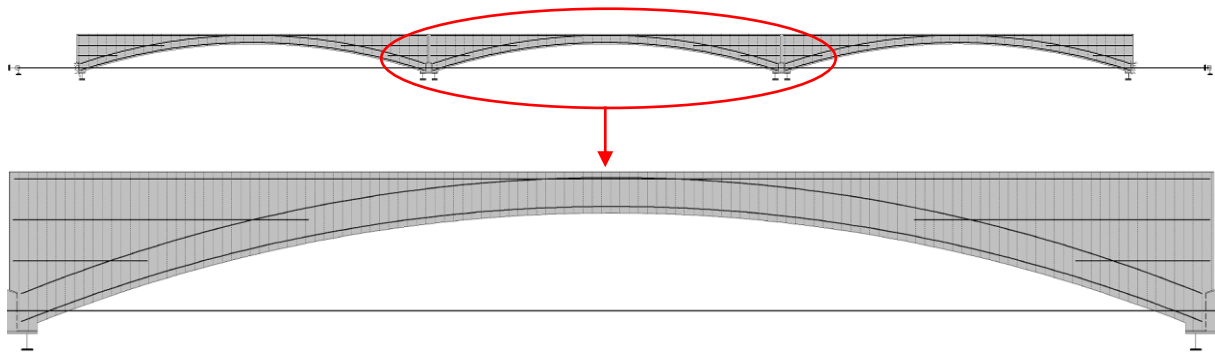


Abb. 3.102: Modellierung der tatsächlich vorhandenen Bewehrung - Ausschnitt Bogen 2

Während die Horizontalbewehrung (inkl. Bogenbewehrung) diskret modelliert ist, wird die vertikale Bügelbewehrung einfachheitshalber als verschmierte Bewehrung mit einem Bewehrungsgrad ρ von 0,002 abgebildet. Die genaue Lage und Menge der Bewehrung lässt sich aus dem beigelegten Bewehrungsplan in Abbildung 3.7 (Kapitel 3.2.2) entnehmen.

Modellierung der Rand- und Übergangsbedingungen

Grundsätzlich unterscheidet sich die Modellvorstellung in den Rand- und Übergangsbedingungen von jenen der linear-elastischen Analyse in Kapitel 3.3 kaum, Veränderungen betreffen ein-

zig die programmbedingte Eingabe. Während es in „AxisVM“ möglich ist, nicht-lineare (auf Zug ausfallend) Linienlager zu definieren, müssen die Federn hierbei im Einzelnen, unter Zugrundelegung eines nicht-linearen Federmodells definiert werden. Zwecks Erzielung realitätsnaher Steifigkeitsverhältnisse sind die vertikalen Federn je nach Lage weicher modelliert als die horizontalen Federn (siehe Abbildung 3.104).

Weiters ist es in „ATENA“ ohne größeren Aufwand möglich, Kontaktbedingungen zwischen zwei Flächen zu definieren. Für die korrekte Abbildung der Übergangsbedingungen zwischen zwei Bögen wurde ein Grenzflächenmaterial (Interface) modelliert, dessen theoretische Grundlage das Schergesetz von Mohr-Coulomb dargestellt, siehe Abbildung 3.103.

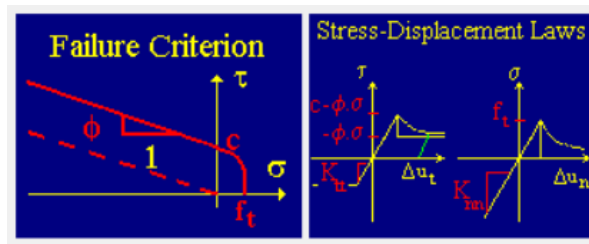


Abb. 3.103: Links: Nicht-Lineares Federmodell, Rechts: Interface-Modell

In Abbildung 3.104 sind die Anschlusspunkte „Bogen-Widerlager“ und „Bogen-Bogen“ nochmals im Detail dargestellt.

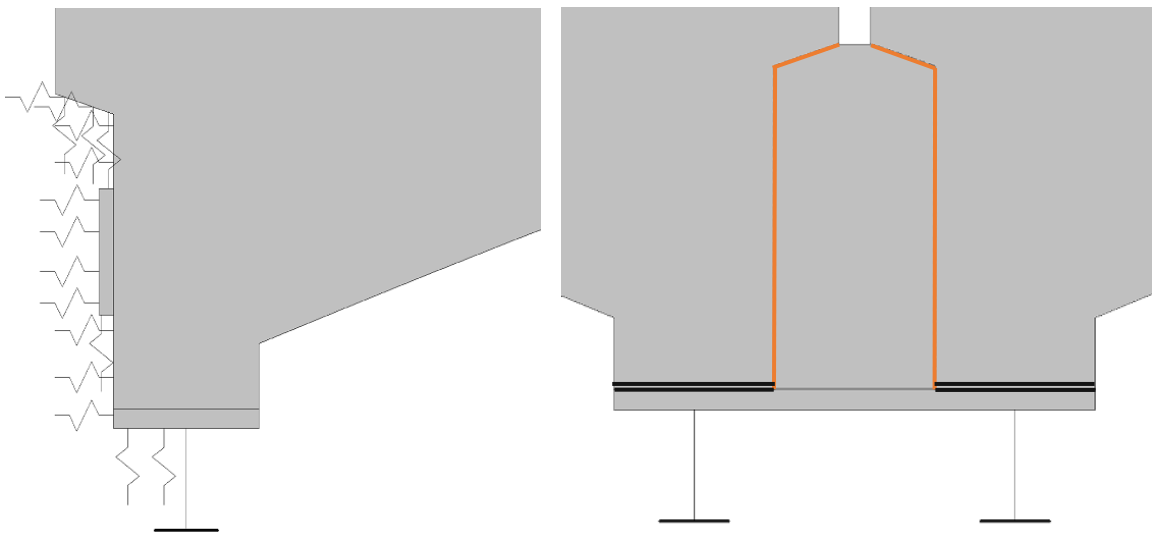


Abb. 3.104: Links: Modellierung der Randbedingung, Rechts: Modellierung der Übergangsbedingung zwischen zwei Bögen

Eingabe der Materialmodelle

Hinsichtlich des nicht-linearen Materialmodells (Beton) stehen in „ATENA“ mehrere Auswahlmöglichkeiten zur Verfügung. Einer Empfehlung nach [35] fällt die Wahl auf das „Sbeta-Material“. In Abbildung 3.105 ist die zugehörige Spannungs-Dehnungs-Linie sowie das biaxiale Versagensgesetz dargestellt. Die zugehörigen Materialparameter sind aus Tabelle 3.4 (Kapitel 3.2.4) entnommen.

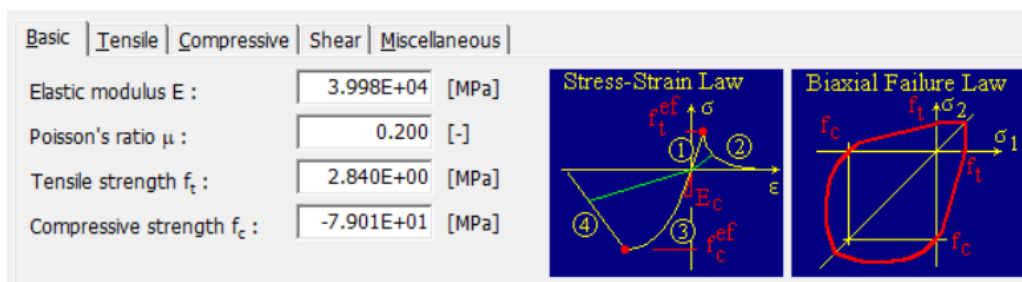


Abb. 3.105: Nicht-lineares Materialmodell für den Beton (SBeta)

Für den Betonstahl sowie die Gewindestange kommt ein bilineares Materialmodell zum Einsatz, welches die Zunahme der Festigkeit durch plastische Verformung erkennt (Materialverfestigung), siehe Abbildung 3.106.

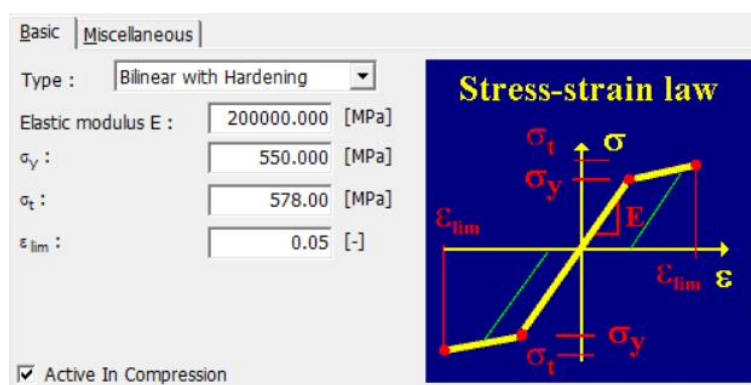


Abb. 3.106: Bilineares Materialmodell für den verwendeten Stahl

Berechnungsparameter

Zur gezielten Erfassung des Verformungsverhaltens sind an den relevanten Stellen des Modells Monitoringpunkte gesetzt. Diese zeigen die Entwicklung der gewünschten Größen je aufgebrachtem Belastungsschritt (Step) an. Der Rechengang besteht aus insgesamt 70 Steps. In den ersten 10 Steps erfolgt die Aufbringung der Vorspannung und des Eigengewichts. In den darauffolgenden 20 Steps wird das System um -20 °C abgekühlt und in den letzten 40 Steps wird das System um $+40\text{ °C}$ erwärmt, sodass am Ende die gewünschte Temperatureinwirkung von $\pm 20\text{ °C}$ zumindest einmal durchgelaufen ist. Als Lösungsverfahren (Solver) kommt dabei das Newton-Raphson-Verfahren zur Anwendung.

3.5.2 Auswertung der Ergebnisse

Vertikales Verformungsverhalten

Am vertikalen Verformungsbild in Abbildung 3.104 lässt sich bei einer Erwärmung von $+20\text{ °C}$ eine maximale Hebung von $6,2\text{ mm}$ ablesen. Dieser Wert ist im Vergleich zum linear elastischen Berechnungsergebnis (vgl. Abbildung 3.54) um etwa $0,20\text{ mm}$ größer. Bei Erwärmung erkennt man weiters, dass sich die Randbögen im Vergleich zum Innenfeld, analog zur linear-elastischen Berechnung, stärker verformen. Der Verformungsunterschied zwischen Innen- und Endfeld beträgt hierbei $1,55\text{ mm}$ und bildet die Realität im Vergleich zum Ergebnis der linear-elastischen Analyse präziser ab (vgl. Kapitel 3.4.2).

Der Effekt der abkühlungsbedingten höheren Verformungen in den Randfeldern lässt sich im Unterschied zur linear-elastischen Berechnung sowie der Messaufzeichnungen jedoch nicht beobachten. In Abbildung 3.104 erkennt man, dass die Verformungsgrößen nahezu dieselbe Größenordnung von $-4,2\text{ mm}$ annehmen. Grund für die leicht größere Durchbiegung am Scheitel von Bogen 1 ($-4,5\text{ mm}$) ist schlichtweg jener, dass die abkühlungsbedingte Rissbildung ihren Ur-

sprung im Scheitlbereich von Bogen 1 hat und diesen somit als erstes aufgeweicht hat, mehr dazu im nächsten Unterkapitel „Rissuntersuchung“. Ein weiterer und in der linear-elastischen Analyse ebenfalls beobachteter Effekt betrifft die unterschiedlich hohen Verformungen bei Erwärmung und Abkühlung, mehr dazu in Kapitel 3.5.3.

Beim Vergleich der Gesamtverformungen von Bogen 1 (Scheitlbereich) ergibt sich zwischen dem linearen (10,2 mm) und dem nicht-linearen Berechnungsergebnis (10,7 mm) ein Unterschied von knapp 0,50 mm. An den nahezu linear verlaufenden vertikalen Verformungen lässt sich beobachten, dass eine Temperaturbelastung von $\pm 20^\circ\text{C}$ nur eine geringe Nichtlinearität (materiell) auslöst. Das Einsetzen des nichtlinearen Materialverhaltens macht sich bei genauerer Betrachtung am rot markierten Kreis dennoch bemerkbar (siehe Abbildung 3.107). Darin erkennt man, dass sich im Verformungsverlauf von Bogen 1 und 3, bei einer Bauteilerwärmung von 17°C (Step 67), ein Knick einstellt. Die bis dahin linear verlaufende Verformungskurve bleibt zwar weiterhin linear, jedoch nimmt die Steigung geringgradig zu. Dieser Steifigkeitsverlust ist auf eine beginnende Rissbildung zurückzuführen, welche im nächsten Unterkapitel näher untersucht wird.

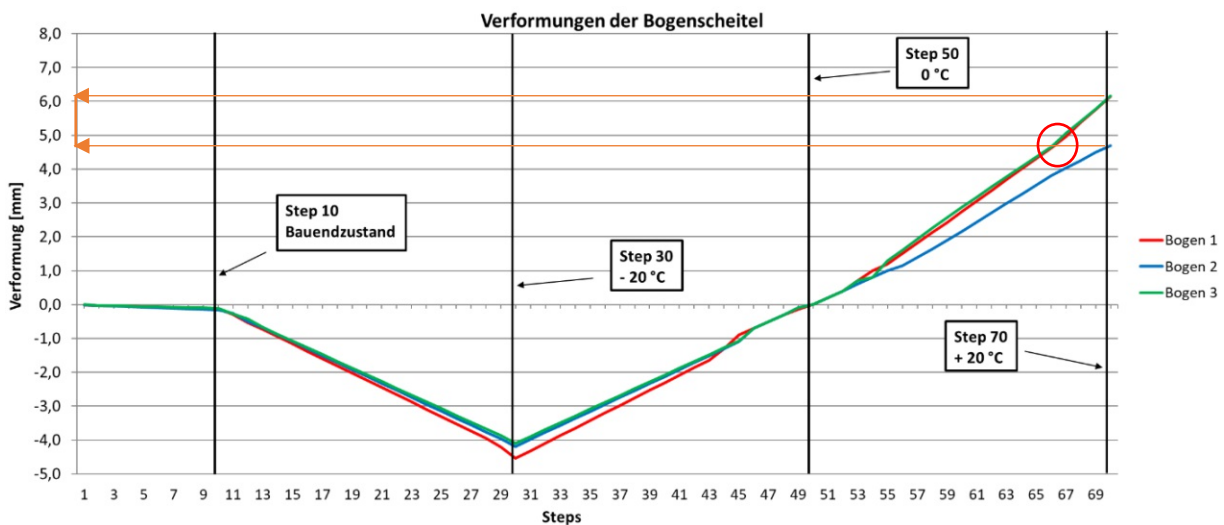


Abb. 3.107: Verformungsverlauf (vertikal) der Bogenscheitel

Darüber hinaus wurde untersucht, ob eine zyklische Temperaturbeanspruchung, welche angesichts der Tagesverläufe der Temperatur in der Realität gegeben ist, das System weiter aufweicht und in vergrößerten Verformungen resultiert. Dabei konnten lediglich geringe Verformungszuwächse im Wertebereich von $\sim 0,15$ mm festgestellt werden.

Rissuntersuchung

Gemäß den Simulationsergebnissen bilden sich in den Scheitlbereichen aller 3 Bögen, sowohl bei Erwärmung, als auch bei Abkühlung, Risse ein. Die kritische Bauteilabkühlung ist bei Step 28 (-18°C) erreicht. Dabei ergeben sich zunächst im Feld 1 vereinzelt Risse, ab Step 29 sind auch in den anderen Feldern Rissbildungen zu beobachten. Die asymmetrische Rissentwicklung ist unter anderem für das asymmetrische Systemverhalten bei Abkühlung verantwortlich. In Abbildung 3.108 ist ein Rissbild vom Feldbereich des ersten Bogens bei einer Bauteilabkühlung von -20°C dargestellt. Die maximale Rissbreite beträgt $\sim 0,007$ mm.

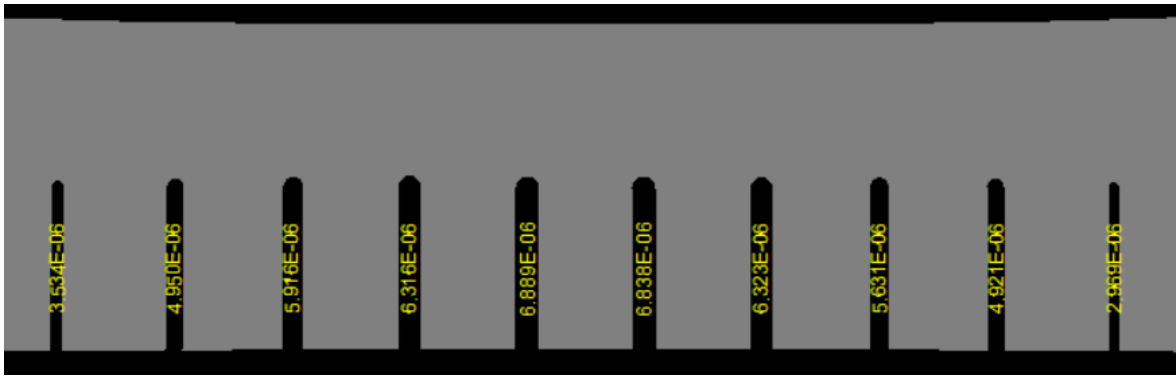


Abb. 3.108: Step 30 (Abkühlung um -20 °C) - Rissbild im Scheitelbereich von Bogen 1 [m]

Im umgekehrten Fall ergeben sich ab einer Bauteilerwärmung von $+17\text{ °C}$ (Step 67) bereits einzelne Risse im Zugbereich. Dabei entstehen die Risse im Gegensatz zur Abkühlung symmetrisch in beiden Randfeldern, treten aber nicht im Innenfeld auf. Dadurch entstehen in den Randfeldern Risse, die sich über die gesamte Querschnittshöhe reichen. Die dabei ermittelte maximale Rissbreite beträgt $\sim 0,021\text{ mm}$, siehe Abbildung 3.109.



Abb. 3.109: Step 70 (Erwärmung um $+20\text{ °C}$) - Rissbild im Scheitelbereich von Bogen 1 [m]

Beim Vergleich der errechneten Rissbilder mit der Rissdokumentation (Monitoring) aus Kapitel 3.4.7 lässt sich eine gewisse Analogie erkennen. Die außenliegenden Feldbereiche des Prototyps weisen lediglich an der oberen Bauteilkante erwärmungsbedingte Biegerisse auf. Abkühlungsbedingte Risse an der unteren Bauteilkante wurden nicht dokumentiert. Zum Innenfeld lässt sich dagegen kein genauer Vergleich ziehen, da sich die Risse dort vermutlich bereits während des Umspannvorgangs bildeten (vgl. Kapitel 3.4.7). Der Rissbreitenvergleich zeigt, dass sowohl die Simulationsergebnisse als auch die Messwerte unterhalb der händisch messbaren Grenze von $0,05\text{ mm}$ zu liegen kommen. Dazu muss allerdings gesagt werden, dass die berechneten Rissbreiten nicht unbedingt repräsentativ mit den gemessenen verglichen werden können. Die in den Abbildungen 3.108-3.109 relativ eng verteilten Risse können, in der Realität mit einem größeren Rissabstand vorkommen, wodurch sich eine größere Rissbreite ergibt.

Horizontales Verformungsverhalten

Hinsichtlich des horizontalen Verformungsbilds sind im Speziellen die Widerlager- und Pfeilerbereiche von Bedeutung. Den Berechnungsergebnissen nach lassen sich diese bei Erwärmung, analog zu den Ergebnissen der linear-elastischen Analyse, als Bewegungsruehpunkte betrachten. Bei Abkühlung ergeben sich Bewegungen, die im Vergleich zu den Werten der linearen Analyse (vgl. Kapitel 3.3.4) um einiges geringer ausfallen und dadurch näher an den real gemessenen Werten liegen. Während der linke Stützbereich bei einer Abkühlung von -20 °C um $0,21\text{ mm}$ zur Systemmitte hin wandert, verschiebt sich der rechte Stützbereich um $0,24\text{ mm}$ nach innen. Neben den zur linearen Berechnung vergleichsmäßig geringeren Absolutwerten fällt auf, dass die Differenz der beiden Werte weitaus geringer ist. Eine geringe Differenz deutet in weiterer

Folge auf eine geringere Asymmetrie im Verformungsbild hin. Dieser Umstand konnte auch in der Messauswertung (vgl. Kapitel 3.4) beobachtet werden. Das nicht-lineare Modell bildet das horizontale Verformungsverhalten im Vergleich zur linearen Berechnung Modell somit besser ab. Anzumerken ist jedoch, dass der Grund für diese Verbesserung nicht zwangsläufig auf die Einbeziehung der materiellen Nichtlinearität zurückzuführen ist, sondern auch an den geringfügig geänderten Rand- und Übergangsbedingungen liegen kann.

Temperaturbedingter Zwang

Im Falle der Abkühlung nimmt der Messwert aus Zwang, an dem an den Widerlagern verankerten Zugband, bei einer Bauteilabkühlung von -20 °C etwa den Wert 32 kN an, (vgl. Kapitel 3.4.5). Zum besseren Vergleich ist in Abbildung 3.108 der errechnete temperaturabhängige Verlauf der Zwangskraft dargestellt. Darin erkennt man, dass dieser mit steigender Temperatureinwirkung linear anwächst und bei Step 30 (-20 °C) den Maximalwert von 42 kN erreicht, siehe Abbildung 3.110.

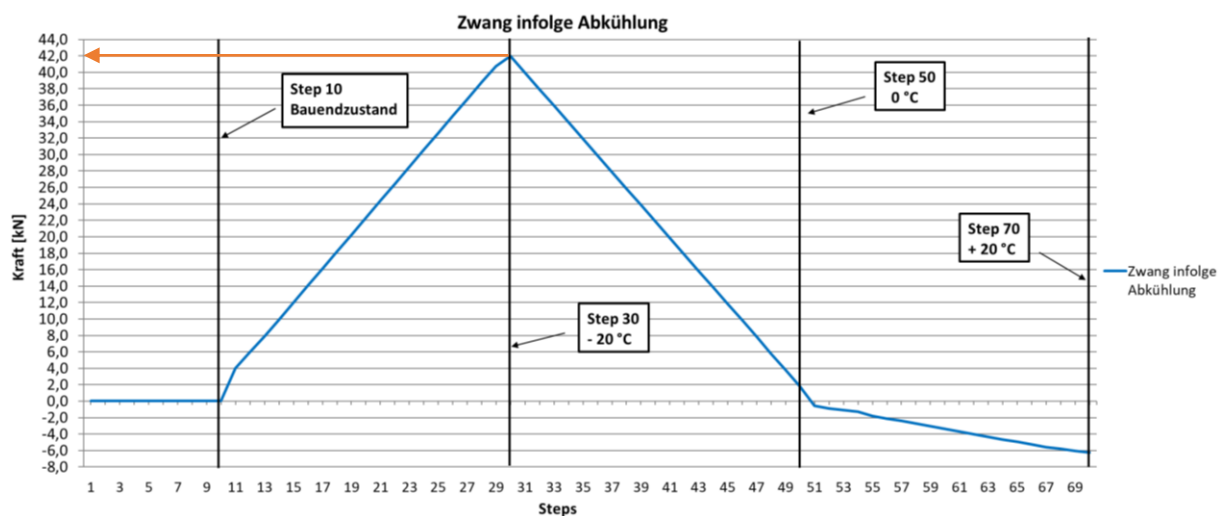


Abb. 3.110: Zwang infolge Abkühlung

Im Vergleich zum linear-elastischen Ergebnis ergibt sich dabei ein um 7 kN geringerer Wert, wobei diese Differenz auf eine lokale Rissbildung im Verankerungsbereich zurückzuführen ist. Die in den Steps 50-70 aufscheinende Druckkraft im Zugband ($-6,5\text{ kN}$) ist analog zur linear-elastischen Analyse (-10 kN) auf die Zugbänderwärmung zurückzuführen, da sich dieser bei Erwärmung wie ein auf beiden Seiten eingespannter Stab verhält und sich versucht auszudehnen. Grundsätzlich lässt sich sagen, dass das nicht-lineare Modell die Realität im Vergleich zum linear-elastischen Modell weitaus besser abbildet.

Zur Erfassung des Horizontalschubs infolge Erwärmung musste das Modell im Widerlagerbereich geringfügig modifiziert werden, da es in „ATENA ENGINEERING 2D“ nicht möglich ist die Auflagerkräfte (Federkräfte) als Durchschnittswerte darzustellen, siehe Abbildung 3.111 links. Dabei wurde darauf geachtet, dass die Verformungen mit denen des Urmodells kompatibel sind. Mittels gesetzten „Monitoring-Points“ (roter Kreis) am horizontalen Auflager lässt sich die Entwicklung des Zwangs in Abhängigkeit der Temperatur darstellen. Um die Auswirkungen des nicht-linearen Materialverhaltens zum Ausdruck zu bringen, wurde das modifizierte Modell im zweiten Schritt mit linear-elastischem Materialverhalten untersucht. Der direkte Vergleich der entstehenden Kräfte ist in Abbildung 3.112 dargestellt. Während die Zwangskraft am Widerlager im linear-elastischen Fall einen Wert von $97,5\text{ kN}$ annimmt, ergibt die Zwangskraft im nichtlinearen Modell mit 66 kN einen um $\sim 32\%$ geringeren Wert. Anzumerken ist, dass diese Zwangskräfte die Druckkomponenten eines Einspannmoments enthalten, wodurch die absoluten

Zwangskräfte in beiden Fällen um etwa ~ 7 kN zu verringern sind. Da sich die Differenz beider Kräfte dadurch nicht ändert, wurde dieser Umstand im vorliegenden Fall nicht explizit durchgeführt. Die errechneten Rissbreiten bewegen sich dabei im Wertebereich von 0,003 - 0,096 mm. Da indirekte Einwirkungen (Zwang) im Gegensatz zur Schnittgrößenverteilung nach linearer Elastizitätstheorie nicht nur von der Steifigkeitsverteilung im System abhängen, sondern mit den absoluten Steifigkeitswerten in Verbindung stehen, führt die Nichtberücksichtigung einer Rissbildung im Allgemeinen zu sicheren jedoch unwirtschaftlichen Ergebnissen.

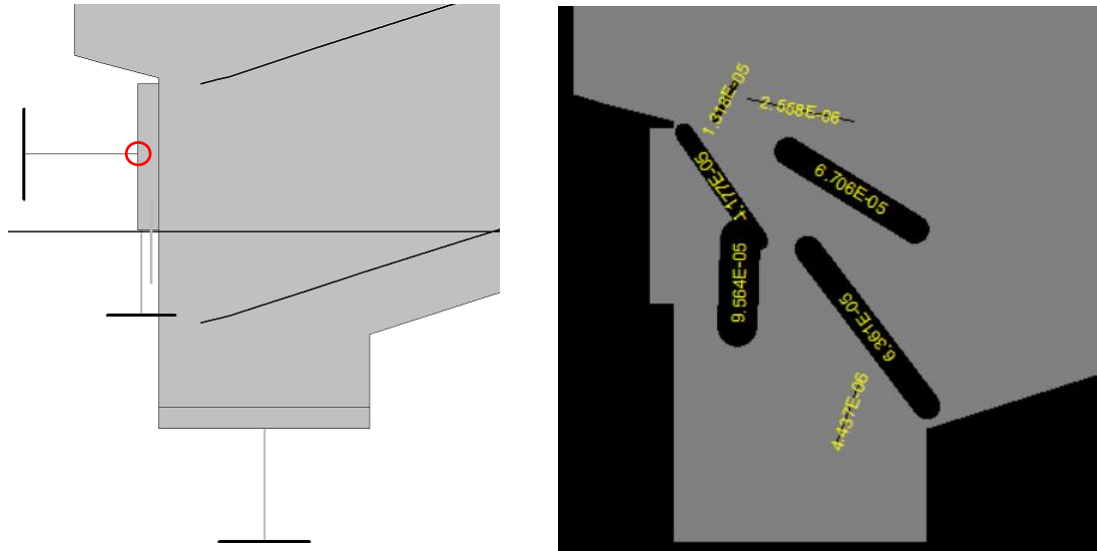


Abb. 3.111: Links: Modifiziertes Modell des Widerlageranschlusses, Rechts: Rissbild an der Kontaktzone zum Widerlager bei einer Erwärmung von $+20$ °C

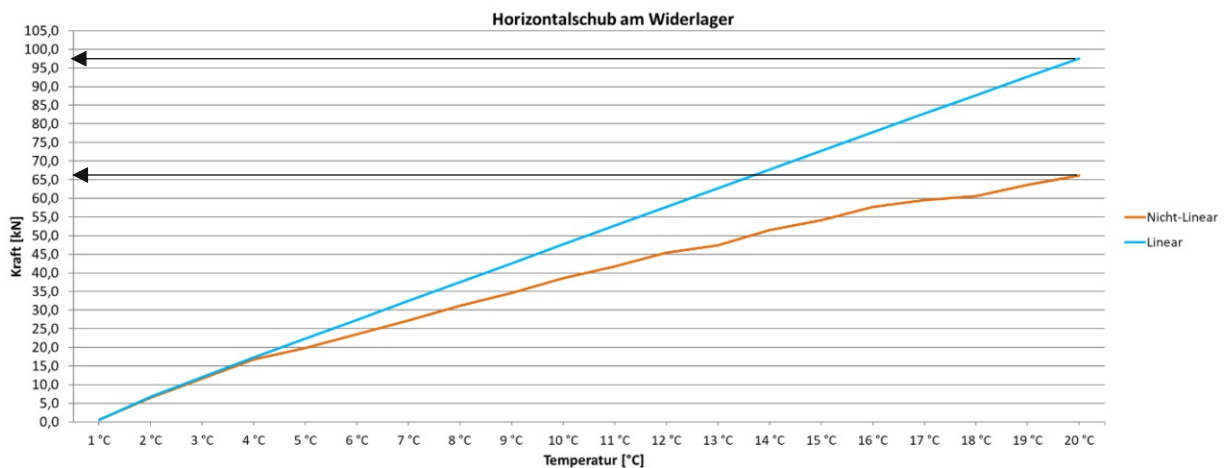


Abb. 3.112: Resultierender Horizontalschub am Widerlager bei einer Erwärmung von $+20$ °C

Veränderung der Vorspannkkräfte

An den bisherigen gezogenen Vergleichen zwischen linearer und nicht-linearer Berechnung zeigt sich, dass die nicht-linearen Simulationsergebnisse wirklichkeitsnähere Resultate liefern. An den temperaturbedingten Spannkraftverlusten (Erwärmung) sowie Spannkraftzuwachsen (Abkühlung) im Zugband machen sich dagegen keine nennenswerten Unterschiede zu den Ergebnissen der linearen Analyse bemerkbar (vgl. Kapitel 3.3.4).

Vorhersage des Verformungs- und Rissverhaltens bei einer Erwärmung von +40 °C

Damit der Einfluss des nicht-linearen Materialverhaltens besser zum Ausdruck kommt, wird im Folgenden eine Bauteilerwärmung von +40 °C simuliert. Dazu werden weitere 20 Steps an die bereits vorhandenen Berechnungsparameter hinzugefügt.

Am vertikalen Verformungsbild der Scheitelbereiche beider Randfelder fällt auf, dass die Kurve nach der anfänglichen Rissbildung ab Step 67 (+17 °C) mit steigender Stepzahl immer steiler wird. Die lokale Systemsteifigkeit verringert sich mit fortschreitender Rissbildung und resultiert in vergrößerten Verformungen, siehe Abbildung 3.113. Ab einer Bauteilerwärmung von +23 °C (Step 73) ergeben sich schließlich auch im Scheitelbereich des Innenbogens (Zuggurt) Biegerisse.

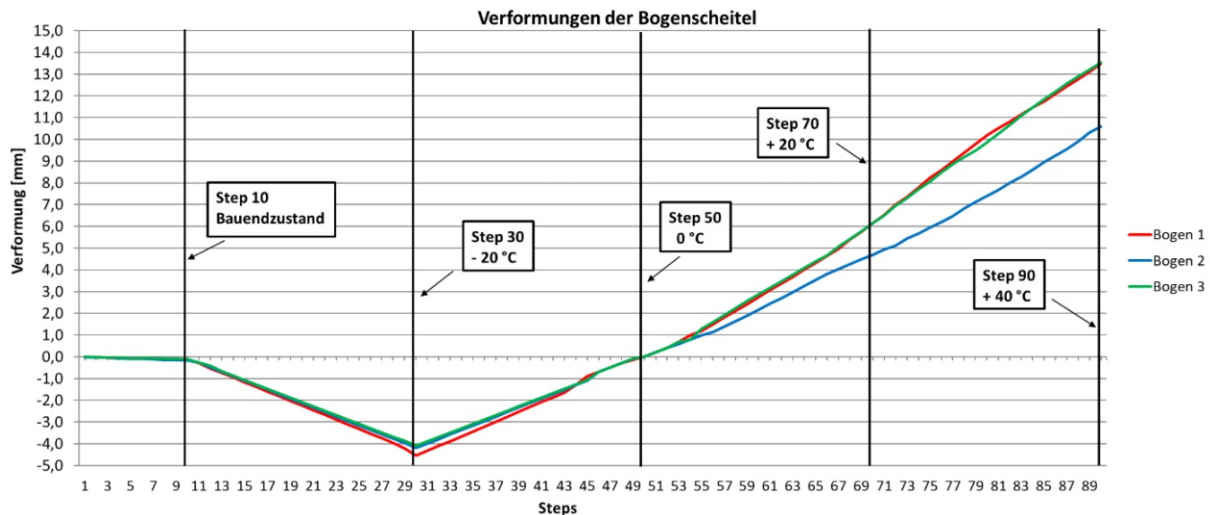


Abb. 3.113: Vertikalverformungen der Bogenscheitel

Während die maximale Rissbreite im Scheitelbereich von Bogen 1 bei einer Erwärmung von +20 °C einen Wert von ~0,021 mm annimmt (vgl. Abbildung 3.109), vergrößert sich dieser bei Verdoppelung der Temperatur auf ~0,069 mm, siehe Abbildung 3.114.

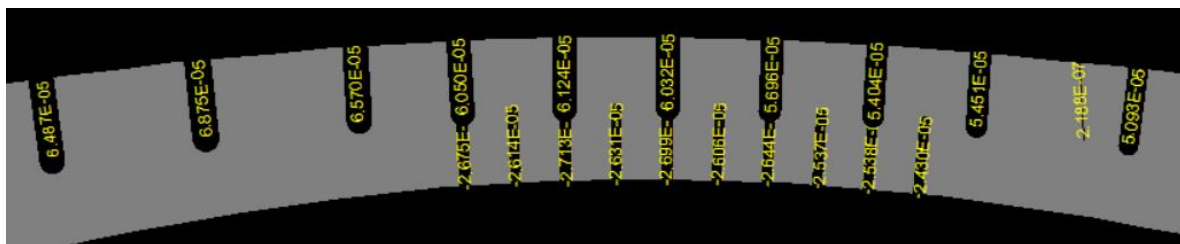


Abb. 3.114: Rissbild im Scheitelbereich von Bogen 1 bei einer Erwärmung um +40 °C (Step 90)

3.5.3 Analyse der unterschiedlich hohen Vertikalverformungen bei Erwärmung und Abkühlung

In diesem Kapitel wird der in Kapitel 3.3.4 bereits beobachtete und in den Messwerten des Monitorings verifizierte Effekt der unterschiedlich hohen Verformungen bei Erwärmung und Abkühlung näher untersucht. Als möglichen Ursachen kommen dabei alle in die Berechnung einfließenden Nichtlinearitäten in Frage. Dazu gehören in erster Linie die physikalischen Nichtlinearitäten in den Auflagerbereichen (Widerlager und Innenstütze) und das nichtlineare Materialverhalten. Deren Auswirkungen werden im weiteren Verlauf im Einzelnen untersucht, wobei jede Nichtlinearität gesondert mit einer leicht abgeänderten Version des in Kapitel 3.5.1 dargestellten Modells analysiert wird. Dabei wird die herstellungsbedingte Asymmetrie am Widerlagerende (unterschiedlich lange Zugbänder) aus dem Modell entfernt und durch eine Feder

ersetzt, damit die zu untersuchenden Einflussparameter im Einzelnen und ohne asymmetrische Störeffekte analysiert werden können, siehe Abbildung 3.115. Die Änderungen (je untersuchter Nichtlinearität) betreffen entweder die Modellierung an den Pfeilerbereichen oder den Anschluss an die Widerlager. Die FE-Analyse erfolgt mit „ATENA“ für eine Temperatureinwirkung von $\pm 20^\circ\text{C}$ (60 Steps).

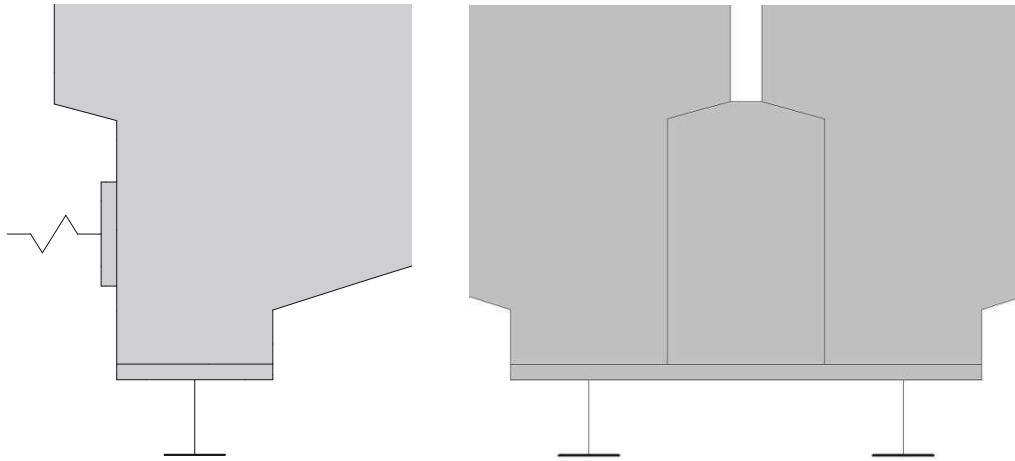


Abb. 3.115: Modellierung des Widerlager- und Pfeilerbereichs

Auswirkungen nichtlinearer Randbedingungen (physikalische Nichtlinearität)

Zur Untersuchung der Auswirkungen nichtlinearer Randbedingungen wird linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Hinzu kommt, dass das eingebaute Interface-Material in den Pfeilerbereichen entfernt wird, wodurch einzig die Nichtlinearität in den Randbedingungen verbleibt. Während für das Vergleichsmodell („Alles Linear“) ein lineares und unendlich steifes Federmodell (horizontales Festlager) zum Einsatz kommt, werden zwei weitere nichtlineare (zugweiche) Federmodelle, mit unterschiedlich hohen Steifigkeiten im Zugbereich, definiert. Diese sind in Abbildung 3.116 mit den Bezeichnungen „Feder weich“ und „Feder real“ angeführt, wobei zweiteres die Steifigkeitsverhältnisse des realen Zugbandes abbildet. Die Federsteifigkeit im Druckbereich kann für alle Federmodelle als unendlich groß angenommen werden.

In Abbildung 3.116 (oben) ist der vertikale Verformungsverlauf der Scheitelbereiche von Bogen 1 (\cong Bogen 3) und Bogen 2 (Innenfeld) dargestellt. Angesichts der Analyse dreier unterschiedlicher Systeme sind in der Summe sechs verschiedene Verformungskurven abgebildet. Entsprechend den Erwartungen erkennt man bei Erwärmung (Steps 1-40) einen identen Verformungsverlauf für alle drei Systeme. Dies gilt als Nachweis dafür, dass alle Federn im Druckbereich dieselbe Steifigkeit (unendlich hoch) aufweisen und dementsprechend auch dasselbe Tragverhalten an den Tag legen. Im Falle der Abkühlung (Steps 41-60) stellt man fest, dass der Verformungszuwachs mit zunehmender Reduktion der Federsteifigkeit (im Zugbereich) stark abfällt. Dies ist besonders gut am Verformungsverhalten von Bogen 1 ersichtlich, siehe Abbildung 3.116 (unten). Am Prototyp konnte diese Folgeerscheinung bereits in Kapitel 3.3.4 beobachtet werden, wobei in diesem Fall das Zugband die zugweiche Feder am Widerlager darstellt. Hierbei verhindert einzig die Steifigkeit der Gewindestange ein Zusammenziehen der Struktur (Prototyp).

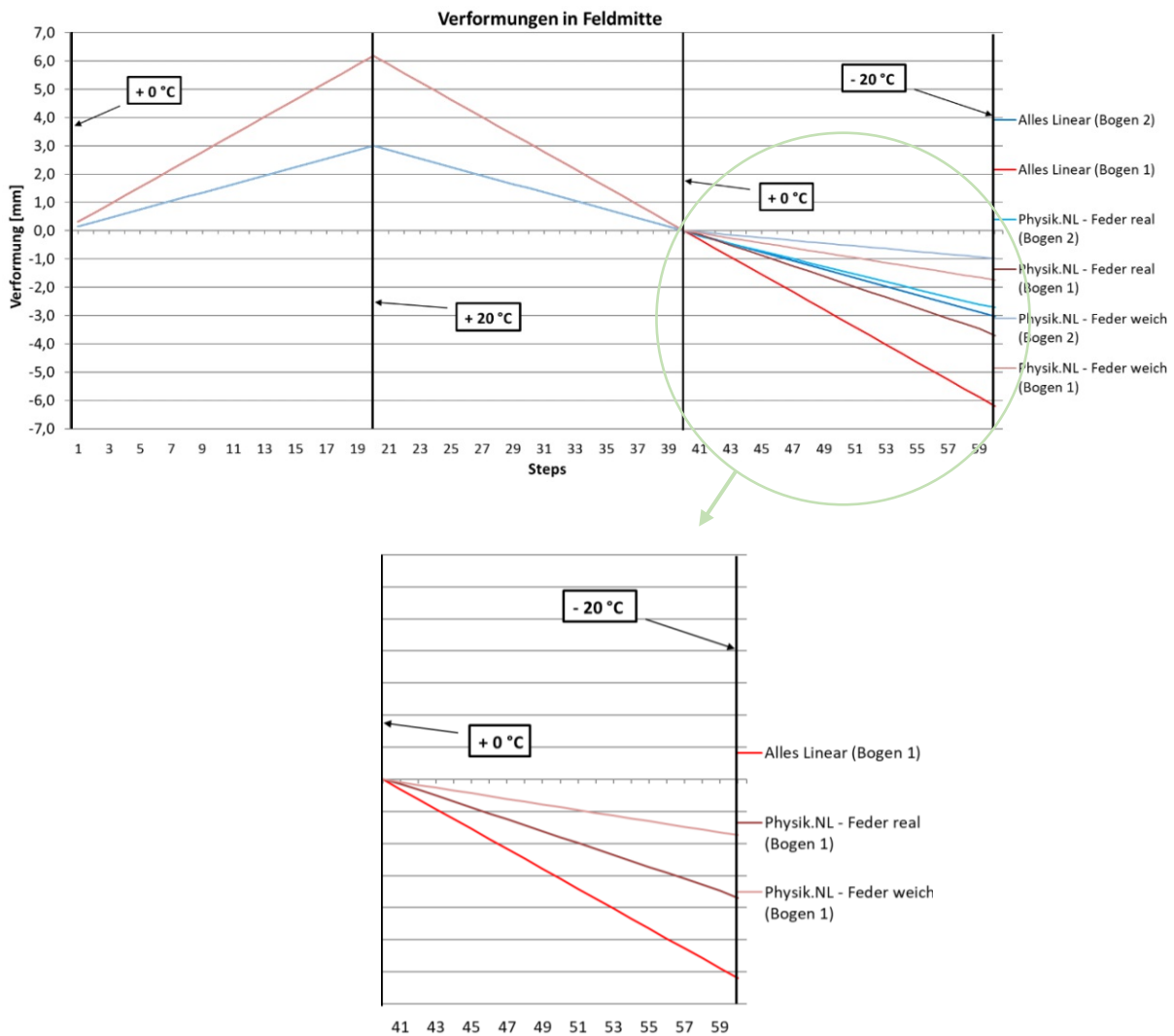


Abb. 3.116: Oben: Verlauf der Vertikalverformungen in den Scheitelbereichen für unterschiedliche Federsteifigkeiten im Zugbereich, Unten: Darstellung eines Ausschnitts (Bogen 1)

Auswirkungen nichtlinearer Übergangsbedingungen (physikalische Nichtlinearität)

Der zweite zu untersuchende Einflussparameter betrifft die physikalische Nichtlinearität in den Pfeilerbereichen. Hierbei wird ein lineares Federmodell in den Randbedingungen sowie linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, sodass das Interface-Material in den Stützbereichen als einzige Nichtlinearität verbleibt. Das temperaturbedingte, nicht-lineare Verformungsverhalten in der Druckfuge ist in Abbildung 3.117 abgebildet.

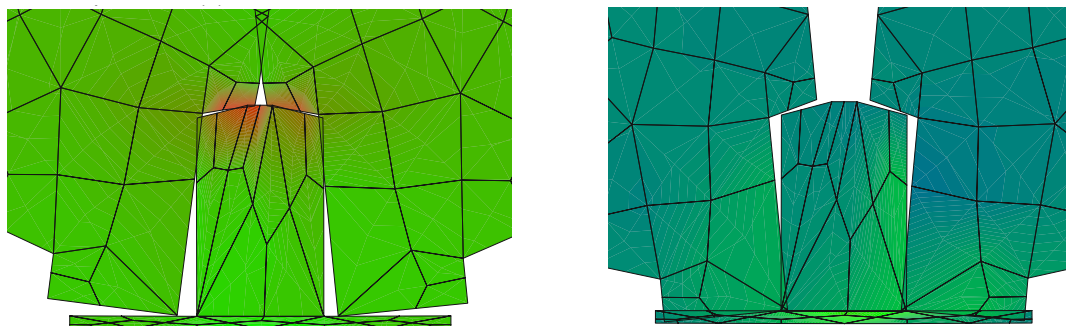


Abb. 3.117: Verformungsverhalten in den Fugenbereichen - Links: Erwärmung um +20°C, Rechts: Abkühlung um -20°C

Angesichts der sich einstellenden Öffnungen in den Stützbereichen, ergeben sich die in Abbildung 3.115 dargestellten Vertikalverformungen in den Scheitelbereichen. Darin erkennt man, dass sich der gesuchte asymmetrische Effekt einzig an den Randfeldern (\cong Bogen 1 in Abb. 3.118) einstellt. Hierbei fallen die erwärmungsbedingten Maximalverformungen um $\sim 13\%$ größer aus als bei Abkühlung. Am Bogen 2 (Innenfeld) macht sich jener Umstand zwar in gering ausgeprägter, jedoch umgekehrter Weise bemerkbar. Hierbei fallen die abkühlungsbedingten Verformungen um 2% größer aus als bei Erwärmung. Weiters ergeben sich bei Abkühlung in den Randbögen um 2% größere Verformungen als im Innenfeld.

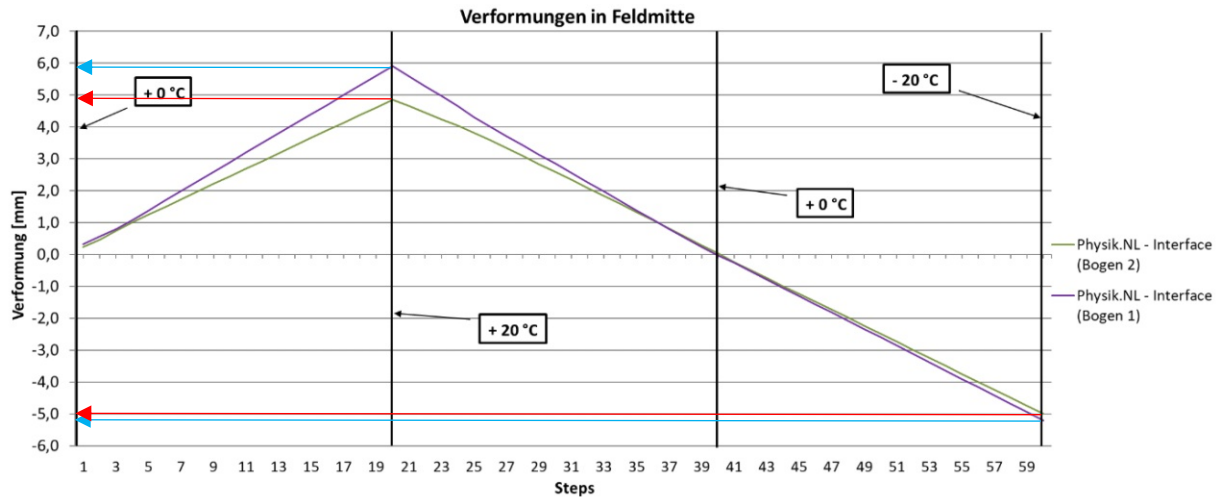


Abb. 3.118: Verlauf der Vertikalverformungen in den Scheitelbereichen

Materielle Nichtlinearität

Im Gegensatz zu den bereits angeführten physikalischen Nichtlinearitäten, kann die materielle Nichtlinearität als ein Vergrößerungsfaktor für Verformungen im gerissenen Bereich gedeutet werden. Das zur Anwendung kommende nicht-lineare Materialmodell entspricht jenem in Kapitel 3.5.1.

In Abbildung 3.119 erkennt man, dass sich in den Scheitelbereichen der Randfelder (Bogen 1) Risse bilden, welche sich über den gesamten Querschnitt ziehen. Das Innenfeld bleibt hierbei ungerissen, wodurch sich im Verformungsverhalten keine Unterschiede zum rein elastischen Modell („Alles Linear“) ergeben, siehe Abbildung 3.120. Die teilweise nichtlinearen Verformungsverläufe am Bogen 2 sind auf lokale Rissbildungen im Auflagerbereich zurückzuführen. Am Bogen 1 lassen sich dagegen rissbedingte Asymmetrien im Verformungsverhalten beobachten. Im Gegensatz zu den bereits untersuchten Nichtlinearitäten ist der Verformungsunterschied zwischen Erwärmung und Abkühlung hierbei nicht auf eine verringerte Verformung bei Abkühlung, sondern auf einen Verformungszuwachs infolge Erwärmung zurückzuführen. Bei Abkühlung lassen sich trotz Rissbildung über die gesamte Querschnittshöhe und entgegen der Erwartungen keine Verformungszuwächse beobachten.

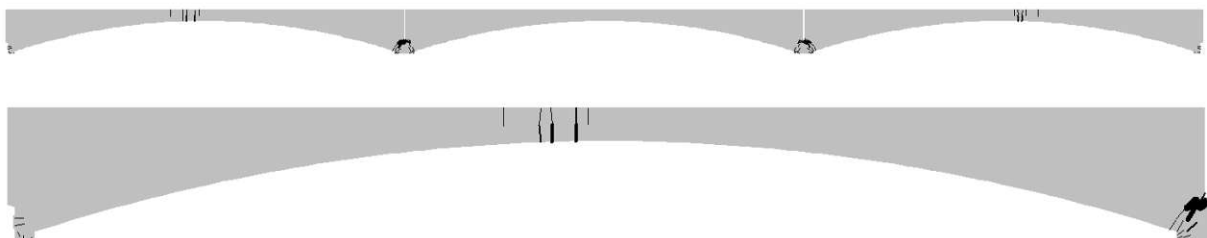


Abb. 3.119: Darstellung des Rissbilds – Oben: Gesamtbild, Unten: Ausschnitt des linken Randfelds

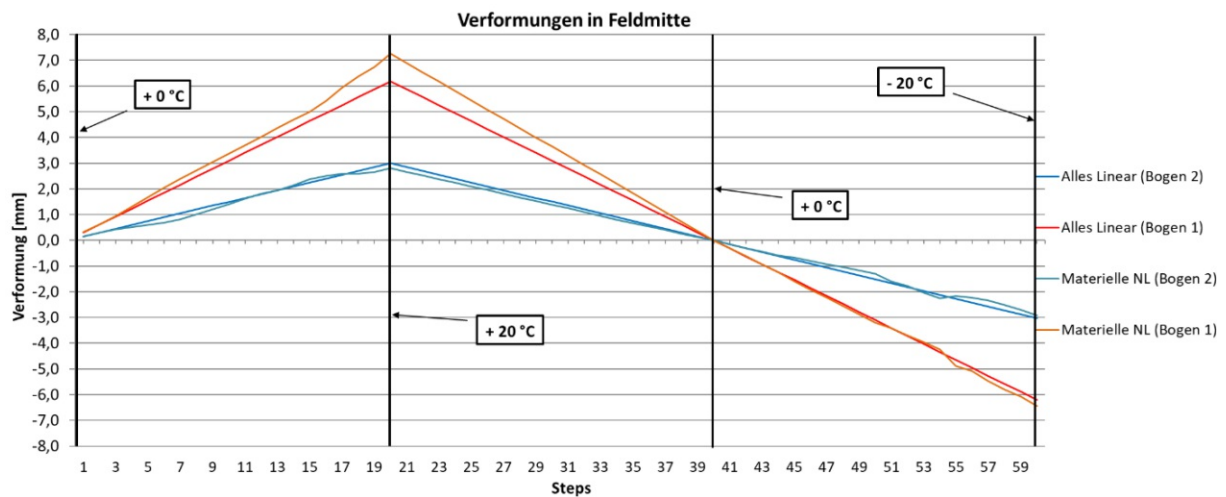


Abb. 3.120: Verlauf der Vertikalverformungen in den Scheitelbereichen

Resümee

Im Großen und Ganzen zeigt sich, dass die Nichtlinearität in den Randbedingungen den größten Einfluss auf das temperaturbedingte Phänomen der unterschiedlich großen Verformungen ausübt, wobei der nichtlinearen Übergangsbedingung hinsichtlich des untersuchten Effekts, ebenfalls ein hoher Stellenwert zuteilwird.

Hinzuzufügen ist, dass diese Ergebnisse lediglich zum Zwecke der Veranschaulichung aller nichtlinearen Effekte dienen. Angesichts der dargestellten Verformungsverläufe können direkte Analogien zum realen Tragverhalten nur bedingt gezogen werden, da die nichtlinearen Einflüsse in Wirklichkeit in Wechselwirkung zueinander stehen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Lange integrale Brücken (über 70 m) sind aufgrund von Temperatur- und materialbedingten Langzeiteinflüssen wie Kriechen und Schwinden nur bedingt realisierbar, wobei der wesentliche Grund in der thermischen Entwicklungslänge liegt. Mittels des neu entwickelten und patentierten Verfahrens zur Herstellung von integralen Bogenbrücken, lassen sich integrale Brücken von beliebiger Länge herstellen. Durch die Bogen-Zugband-Tragwirkung wird bei asymmetrischen Einwirkungen einerseits das Tragverhalten des einzelnen Bogens erheblich verbessert und andererseits verringert sich die Biegebelastung auf die Pfeiler, wodurch die Ausführung von schlanken Pfeilerkonstruktionen möglich wird. Des Weiteren löst dieses Verfahren das Problem der Bogenschubsicherung im Bauzustand, da der Horizontalschub aus dem Eigengewicht des zuletzt hergestellten Bogens nicht vom nächstgelegenen Pfeiler, sondern zur Gänze vom vorgespannten Zugband aufgenommen wird. Durch die Einbindung eines Zugbandes zwischen den Pfeilerfußpunkten lässt sich unter anderem das Sicherheitsniveau der Gesamtkonstruktion bei Ausfall eines einzelnen Bogens erhöhen und in weiterer Folge einen dominoartigen Gesamtkollaps der Konstruktion verhindern.

Die monitoringgestützte Traganalyse, des errichteten dreifeldrigen Prototyps unter Temperaturbeanspruchung (vgl. Kapitel 3.4), welche in der vorliegenden Arbeit ausführlich beschrieben wurde, liefert bedeutende Erkenntnisse. Mittels der Messdaten lässt sich nachweisen, dass die Anforderungen des erfindungsgemäßen Verfahrens hinsichtlich des Tragverhaltens in den wesentlichen Aspekten erfüllt sind. Dazu zählt in erster Linie der Nachweis, dass die Pfeilerbreiche bei Temperatureinwirkung annähernd als Bewegungsruepunkte betrachtet werden dürfen. Bezüglich eines möglichen erwärmungsbedingten Erschlaffens des Zugbandes zeigt sich, dass das vorgespannte Zugband selbst eine Bauteilerwärmung von bis zu +40 °C problemlos überstehen würde, ehe es in einen spannungsfreien Zustand übergeht. Weitere relevante Messgrößen lassen sich aus Kapitel 3.4 entnehmen.

Neben dem Nachweis der Einhaltung von relevanten verfahrenstypischen Eigenschaften, lassen sich mittels der Messdaten, die in Kapitel 3.3 getroffenen Modellannahmen zum Prototyp (vgl. Kapitel 3.3) auf Korrektheit überprüfen. Es zeigt sich, dass die getroffenen Annahmen das Temperaturverhalten bis auf geringe Abweichungen realitätsnah abbilden. Generell zeigt das linear-elastische Berechnungsergebnis eine in weiten Teilen korrekte Abbildung des realen Systemverhaltens und erkennt dabei die Eigenheiten des Tragverhaltens. Die nicht-lineare numerische FE-Analyse zeigt, dass die Nichtlinearität (materiell) bei alleiniger Temperaturbeanspruchung schwach ausgeprägt ist. Entsprechend dieser Umstände lässt sich folgern, dass die linear-elastische Simulation das Tragverhalten bei geringen Beanspruchungen, zu der auch die Temperaturbelastung im vorliegenden Fall zugeordnet werden kann, ausreichend genau beschreibt. Mit zunehmender Belastung empfiehlt es sich, von nicht-linearen Materialmodellen (vgl. Kapitel 3.5.1) Gebrauch zu machen, da die Verformungen dadurch einerseits realitätsnäher abgebildet werden und andererseits die Nichtberücksichtigung einer Rissbildung im Allgemeinen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt, da der Horizontalschub am Widerlager (Zwang), aufgrund der statischen Unbestimmtheit von integralen Brücken, mit den absoluten Steifigkeitswerten gekoppelt ist.

Angesichts des umfangreichen Messsystems konnten Daten gewonnen werden, anhand derer, numerische Optimierungen ausgearbeitet wurden (vgl. Kapitel 3.4.9). Mit diesen lassen sich sowohl lineare als auch nicht-lineare numerische Berechnungsmodelle in optimierter Fassung kalibrieren, unter der Berücksichtigung von materiellen Langzeiteinflüssen (Kriechen und Schwinden).

Für den Fall eines Ausführungsprojekts wären vor allem die Detailpunkte in den Rand- und Übergangbedingungen zu untersuchen, damit eine symmetrische Steifigkeitsverteilung im System sichergestellt werden kann. Eine Asymmetrie widerspricht den Bedingungen des neuen Verfahrens und führt zu unerwünschten Effekten im Tragverhalten. Die Ergebnisse der Untersuchung aus Kapitel 3.4.4 verdeutlichen diesen Einfluss. Da sich das Tragverhalten in der Realität nicht rein symmetrisch verhält, sollten asymmetrische Konstellationen in den Randbedingungen, analog zur Grenzwertbetrachtung bei der Bauwerk-Baugrund-Interaktion, als Lastfall in die Bemessung eingehen, damit die Folgen präzise abgeschätzt werden können.

Zur weiteren Optimierung der neuen Technologie sollten Möglichkeiten angedacht werden, wie die in der gegenständlichen Variante über den Pfeilern angeordneten Schlitzte vermieden werden könnten. Beim Wegfall dieser Schlitzte, ergäbe sich in der vorliegenden Variante der Ausführung mit Normalbeton, angesichts der hohen Dehnsteifigkeit ein hoher Horizontalschub in den Widerlagerbereichen, der, unterstützt durch die Exzentrizität zur Gründungsebene, zu sehr hohen Beanspruchungen der Widerlagerkonstruktionen führen würde.

Bei größer werdenden Spannweiten und gleichzeitiger Erhöhung des Bogenstichs, erhöht sich zudem auch die Betonkubatur. Mittels eines Aufbetons aus Leichtbeton (siehe Abbildung 4.1) ließen sich dagegen Materialkosten einsparen, sowie das Eigengewicht und der resultierende Widerlagerschub reduzieren. Für den Vergleich beider Ausführungsvarianten, hinsichtlich des resultierenden Widerlagerschubs, wird das in Kapitel 3.3 angeführte Modell in geringfügig modifizierter Form und unter Zugrundelegung der linearen Elastizitätstheorie untersucht. Die Änderung betrifft lediglich die Entfernung der Schlitzte und den über die gesamte Querschnittshöhe erstreckenden kraftschlüssigen Anschluss (Druck und Zug) der Randbögen an die Widerlager. Die untersuchten Modelle sind in Abbildung 4.1 dargestellt.

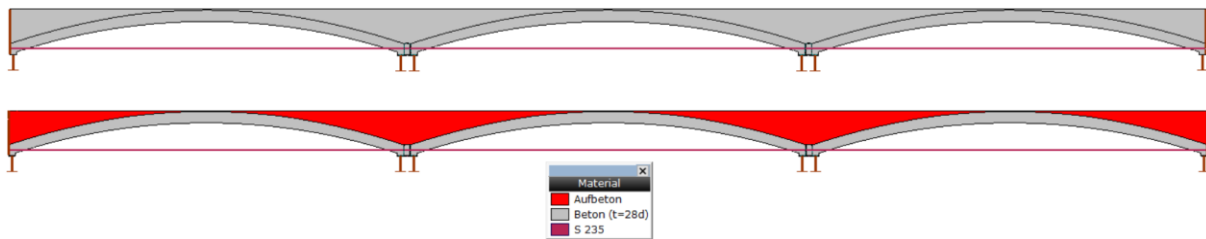


Abb. 4.1: Umgestaltung des Prototyps – Oben: Variante – „Normalbeton“, Unten: Variante – „Normalbeton mit Aufbeton aus Leichtbeton“

Die relevanten Materialparameter sind in Tab. 4.1 angegeben. Anzumerken ist, dass der Normalbeton dieselben Materialkennwerte des Prototyps (vgl. Kapitel 3.2.4) aufweist. Die angesetzte Temperatureinwirkung beträgt +20 °C.

Tab. 4.1: Auflistung relevanter Materialparameter

Materialparameter	E-Modul [N/mm ²]	Wärmedehnzahl α_T [1/K]
Normalbeton	39978	$12 \cdot 10^{-6}$
Leichtbeton	4000	$12 \cdot 10^{-6}$

In Abbildung 4.2 sind die Horizontalkräfte im Widerlagerbereich pro Längeneinheit (R_y) dargestellt. Die angegebenen Durchschnittswerte beziehen sich hierbei auf die Länge 0,995 m und können näherungsweise als resultierender Widerlagerschub interpretiert werden. Es zeigt sich, dass die Variante „Normalbeton“ (1321 kN), im Vergleich zur Variante „Normalbeton mit Aufbeton aus Leichtbeton“ (388 kN), einen um 933 kN (+340 %) höheren Widerlagerschub aktiviert.

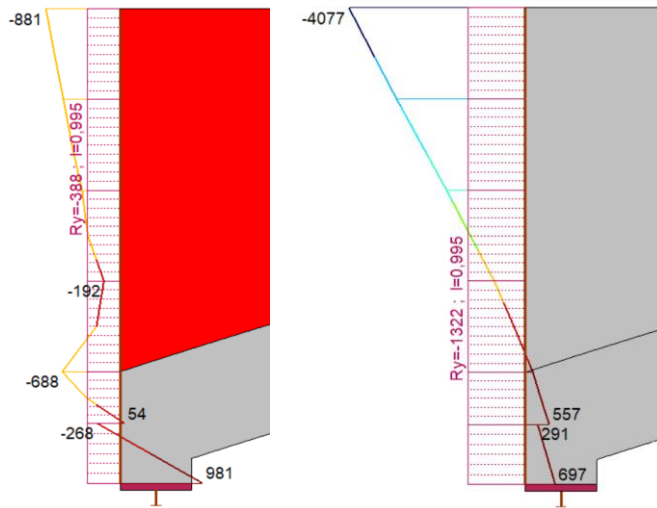


Abb. 4.2: Widerlagerschub bei einer Erwärmung von $+20^{\circ}\text{C}$ [kN/m] – Links: Variante - Normalbeton, Rechts: Variante - Normalbeton mit Aufbeton aus Leichtbeton

Eine solche Ausführungsvariante könnte eine weitere Optimierung der gegenständlichen Technologie bedeuten, bedarf jedoch einer genauen Untersuchung, da Leichtbeton in diesem Fall nicht nur die Kraftgrößen, sondern auch das Verformungsverhalten beeinflusst.

Literaturverzeichnis

- [1] R. Geier, V. Angelmaier und C. Graubner. *Integrale Brücken - Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring*. Berlin: Wilhelm Ernst und Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2016. isbn: 978-3-433-03030-1.
- [2] F. Resch. *Integrale Brücken – Ein Kostenvergleich über den Lebenszyklus mit konventionellen Brücken*. TU Wien Dipl.-Arb.: 2010
- [3] B. Fenz, S. Maier. *Integrale Brücken mit Bogentragwirkung*. TU Wien. Dipl.-Arb.: 2018.
- [4] M. Marx und M. Wenner. „*Integrale und semintegrale Bauweise*“. In: *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Hrsg. von G. Mehlhorn und M. Curbach. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014, S. 102–111. isbn: 978-3-658-03339-2.
- [5] schach bergemann partner. sbp GmbH: „*Integrale Brücken*“ URL: <https://www.sbp.de/themenwelt/integrale-bruecken> (besucht am 21.01.2019)
- [6] F. Aigner. *Betonbogenbrücken*. In: *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Hrsg. von G. Mehlhorn und M. Curbach. 3. Auflage, Springer Vieweg. Wiesbaden: 2014.
- [7] RVS 15.02.12: *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken*. Herausgeber: FSV April 2018
- [8] B. Pichler und J. Eberhardsteiner. „*Baustatik*“. Vorlesungsunterlagen. TU Wien - Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, 2013.
- [9] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010. isbn: 978-3-540-70637-3.
- [10] N. Viet Tue, R. Della Pietra und S. Oberwalder. *Integralbrücken über 70m Länge - Arbeitspaket 1 - Literaturstudie Integrale Brücken*. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien, 2017. 58 S.
- [11] dsp Ingenieure & Planer AG, Dr. sc. Techn. Dipl. Bauing. W. Kaufmann: *Integrale Brücken – Sachstandsbericht*, Juni 2008
- [12] J. Kollegger, G. Gaßner: "*Verfahren zur Herstellung einer integralen Brücke und integrale Brücke*". Patent: Österreich, Nr. A 50705/2017. eingereicht: 24.08.2017
- [13] J. Kollegger, B. Eichwalder: Patent Österreich Nr. AT 514036: *Fahrbahnübergangsvorrichtung*
- [14] R. Michael: *Integrale Bogenbrücke mit Zugband: Alternativentwurf für die nördliche Vorlandbrücke der Stadsbrug Nijmegen „De Oversteek*“. TU Wien. Dipl.-Arb.: in Arbeit.
- [15] S. Marx, L. Krontal, K. Tamms: *Monitoring von Brückenbauwerken als Werkzeug der Bauüberwachung*, Bautechnik 92 (2015), Heft 2, Seite 123-133, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin
- [16] S. Spindlböck, R. Geier: *Modern, Innovativ, Integral und Instrumentalisiert - Seitenhafenbrücke in Wien*, Brückentagung 2011, Wien Suite Hotel am Kahlenberg, 18.-20. Mai 2011

- [17] R. Geier, T. Mack, E. Krebes: *Monitoring der Seitenhafenerbrücke in Wien*, Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 7, Seiten 486-495 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.
- [18] A. Strauss, M. Reiterer: *Monitoringbasierte Analyse der Integralen Brücke S33.24* Forschungsarbeiten des österreichischen Verkehrssicherheitsfonds (VSF) Forschungsjahr 2, Band 006, Wien 2011
- [19] R. Geier, M. Menge, T. Mack, T. Petraschek: *ÖBB Steyrtalbrücke – Belastungsprobe und Langzeitmessungen*, Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 8 Seiten 505-514 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin
- [20] R. Geier, F. Binder: *Die Überwachung der Wiener Erdberger Brücke*, Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) Seiten 530-535, Heft 8, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin
- [21] M. Vospernig: „*Monitoring Systeme für Betontragwerke*“, Vortrag - Erhaltung und Ertüchtigung von Betontragwerken“ TU Wien 2018
- [22] Brückeneinsturz Genua URL: <https://www.sueddeutsche.de/panorama/brueckeneinsturz-in-genua-eine-gewaltige-tragoedie-1.4092866> (besucht am 24.02.2019)
- [23] RVS 13.03.01: *Monitoring von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken*. Herausgeber: FSV Februar 2012
- [24] mts. *Kraftsensoren* URL: <https://www.mts.ch/produkte-messtechnik-schaffhausen-gmbh-kraftsensoren/kraftsensoren.html/60> (besucht am 13.03.2019)
- [25] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Austrian Standards Institute, Feb. 2015.
- [26] P. Marti, O. Monsch und B. Schilling. *Ingenieur-Betonbau*. 1. Aufl. Zürich: vdf Hochschulverlag AG, 2005. ISBN: 3728129992.
- [27] Ihacom. *Segovia* URL: <https://www.ihacom.ch/ferienwohnungen-segovia/-=/> (besucht am 11.01.2019).
- [28] *Technisches Planungshandbuch PlaBP der ASFiNAG*, Pläne zur technischen Richtlinie, Regelplan Nummer 800.300 1543 integrale Brücken – Hinterfüllung, Juli 2011. URL: <http://www.asfinag.net/Home/PlaPB>.
- [29] ÖNORM EN 1991-1-5:2012 09 01: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards Institute, Sep. 2012.
- [30] M. Kalch: *Planung und Herstellung eines Prototyps für eine integrale Brücke mit Bogen – Zugband - Tragwirkung*. TU Wien Dipl.-Arb.: 2019.
- [31] Aktien- Gesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau (vorm. Johann Caspar Harktor in Duisburg) in Duisburg. "Brücke mit über den einzelnen Bogen liegenden Zugband"; Patentschrift: Deutschland, Nr. 539580, ausgegeben am: 03.12.1931.
- [32] Vergussmörtel SIKKA - PRODUKTDATENBLATT *SikaGrout® 334*

- [33] B. Breitenbücher. Artikel aus Betonkalender 2017 - Spannbeton, Spezialbetone:
„Gesteinskörnungen für die Herstellung von Beton“. Wilhelm Ernst und Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2016. ISBN: 978-3-433-03123-0.
November 2016
- [34] GEOKON. Vibration Wire Strain Gauges Model 4200 Series. *Instruction Manual*. 2018
- [35] V. Červenka, L. Jendele und J. Červenka. ATENA Program Documentation Part 1 - Theory.
Prag: Červenka Consulting s.r.o, 2016
- [36] F. Leonhardt. Vorlesungen über Massivbau. Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Dritte Auflage, Verlag Springer 1974 ISBN: 978-3-662-10822-2
- [37] Wikipedia. *Sunnibergbrücke* URL: https://de.wikipedia.org/wiki/Datei:Sunnibergbruecke_nordwest.jpg (besucht am 07.03.2019)
- [38] Ausführungspläne zur Herstellung „Prototyp Integrale Brücke“ Georg Gaßner, TU Wien
März 2018.