

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der
Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt
(<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the
main library of the Vienna University of Technology
(<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

Kriechumlagerungen beim Bau von Brücken mit dünnwandigen Fertigteilen

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

O.Univ.Prof. Dr. Johann Kollegger

unter der Mitarbeit von
Dipl.Ing. David Wimmer

E 212
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Gustav Josef Benedek
0526086
Unterschützen 145
7400 Unterschützen

Wien, am 18. 11. 2011

.....

Vorwort / Danksagung

Alles geht einmal zu Ende - mit dieser Diplomarbeit nun auch mein Studium des Bauingenieurwesens. Was mir nun bleibt, ist Dank zu sagen. Danke an viele Personen, die mich auf meinem bisherigen Lebensweg begleitet, gefördert, gefordert und unterstützt haben. Ich danke aber auch all jenen, die dies nicht gemacht haben und mich dadurch auf eine andere Art und Weise angespornt haben, reifer und stärker werden ließen. Vorweg möchte ich mich bei allen entschuldigen, die hier nicht namentlich erwähnt werden. Aber ein Puzzle besteht bekanntlich aus vielen Teilen, und ich möchte mich bei den wichtigsten Bausteinen bedanken.

Für das Gelingen dieser Diplomarbeit und die hervorragende Betreuung bedanke ich mich bei allen Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau - allen voran bei O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann KOLLEGER. Besonders herzlicher Dank gilt meinem Diplomarbeitbetreuer Dipl.-Ing. David WIMMER, welcher immer ein offenes Ohr hatte und dem diese Arbeit mindestens genau so viele Nerven gekostet hat wie mir. Aber trotzdem hat er mir immer wieder aufs Neue Mut gemacht. Am Ende können wir beide nun sagen: Ende gut, alles gut!

Dafür, dass ich es in meinem Leben überhaupt so weit gebracht habe, bedanke ich mich ganz herzlich bei meiner Familie. An erster Stelle bei meinen Eltern Adelheid und Robert. Sie haben mich nicht nur finanziell unterstützt, sondern waren immer da, wenn ich sie brauchte und sind nach wie vor ein wichtiger Rückgrat und Ruhepol! Bei meinen beiden älteren Geschwistern Birgit und Berthold bedanke ich mich für all die netten Stunden und Momente, die wir gemeinsam verbracht haben und weiterhin verbringen werden und dafür, dass sie als Vorreiter mir so manchen Weg geebnet haben. Weiters bedanke ich mich bei allen anderen Verwandten dafür, dass mich jeder auf seine eigene Art und Weise unterstützt hat. Speziell möchte ich mich aber bei meinem Onkel Wilhelm bedanken, dass er mir handwerkliches und technisches Geschick beigebracht hat, mir oft mit Rat und Tat zur Seite steht und in vielen Belangen ein Gönner und Förderer ist.

Zu guter Letzt bedanke ich mich bei allen Freunden, Kameraden und Kollegen für erfolgreiche Augenblicke, spannende Momente und lustige Stunden, egal ob bei sportlichen Aktivitäten, bei der Feuerwehr, auf der Universität, in den Bergen, in der Natur, bei geselligem Beisammensein oder sonstigen Anlässen. Ohne sie wäre das Leben nicht annähernd so lustig und so leicht zu meistern.

DANKE!

Kurzfassung

In den letzten Jahren wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau - der Technischen Universität Wien ein neues Brückenbauverfahren, das sogenannte Brückenklappverfahren, entwickelt.

Im Sommer 2010 wurde in Gars am Kamp ein Großversuch zur praktischen Durchführbarkeit des Brückenklappverfahrens mit einer Spannweite von 50 m durchgeführt. Dabei wurde auch der Einsatz von dünnwandigen Betonfertigteilen im Brückenbau getestet.

Parallel dazu wurde ein ca. 30 m langer Einfeldträger aus Betonfertigteilen hergestellt. Der Querschnitt des Trägers ist ein dünnwandiger (7 cm starke Seitenwände, 20 cm Bodenplatte bei einer Trägerhöhe von 144 cm und 70 cm Breite) U-Trogquerschnitt. Die Herstellung dieser Fertigteile fand zur Gänze in der wettergeschützten Werkshalle statt. Am Bauplatz selbst erfolgte die Fundamentherstellung und die Montage des Trägers. Der Trogquerschnitt wurde dabei stufenweise in Summe auf 5300 kN vorgespannt. Parallel dazu wurde der Innenraum mittels Füllbeton ausgefüllt. Vorteil dieser dünnwandigen Fertigteile ist die leichte Handhabbarkeit während des Transports und der Montage und das geringere Eigengewicht gegenüber Vollquerschnitten.

Auf Grund des Kriechverhaltens von Beton wird eine Spannungsumlagerung auf den erhärtenden Füllbeton erwartet. Diese Diplomarbeit beinhaltet die Auswertung der Setzdehnungsmessung, mit der das Langzeitverhalten des Trägers aufgezeichnet und dokumentiert wurde. Außerdem wurde eine FEM (Finite Elemente Methode)-Simulation durchgeführt.

Durch einen Vergleich der Ergebnisse der Messung und jener der Simulation konnten Rückschlüsse auf das Kriechverhalten und die Spannungsumlagerungen geschlossen werden.

Abstract

Over the last few years a new bridge construction method, the so called “balanced lift method”, has been developed at the Institute for Structural Engineering at Vienna University of Technology. In the summer of 2010 a large scale experiment on the balanced lift method was performed in Gars am Kamp (Austria) to prove the feasibility of this method. The span of the bridge amounted to about 50 m. Moreover the utilization of thin-walled precast concrete parts in bridge-building has been tested during this experiment.

In addition to the balanced lift method experiment, a 30 m long beam was built, also using precast concrete parts. The cross section of the beam had a thin walled U-shape profile. The side walls had a width of 7 cm and a height of 144 cm. The bottom plate had a thickness of 20 cm and a width of 70 cm. The production of these parts took place in the weather-protected factory building. Only the foundation was built at the construction site and the precast parts were assembled on site. The U-shaped beam was prestressed to 5300 kN and the tray was filled with self compacting concrete. The advantage of this precast parts is the easy handling during transport and assembling because of the low self-weight.

It was assumed that stress from the precast parts flows to the filling concrete due to its creep behaviour. This thesis contains the results of the measurement taken by a stress-measuring extensometer which analyses the long-term behaviour of the beam. In addition, a FEM (finite element method)-simulation was carried out.

The comparison of the results of the measurements on the one hand and the simulation on the other hand allowed us to draw valuable conclusions on the creep behaviour.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Aufgabenstellung	5
3	Theoretische Grundlagen	9
3.1	Freyssinet - die Entdeckung der Langzeitverformungen des Betons [7]	9
3.2	Superpositionsgesetz der plastischen Formänderungen von Dischinger	13
3.3	Die Erkenntnisse von Trost bei Kriech- und Relaxationsproblemen bei Beton und Spannbeton	16
3.4	Veränderung von Zwangsschnittgrößen infolge von Kriechen	22
3.5	Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden laut Eurocode 2	24
3.6	Ermittlung der Kriechzahl nach Eurocode 2 [13]	25
3.6.1	Ermittlung mittels Diagrammen	25
3.6.2	Genaue Ermittlung der Kriechzahl nach Anhang B	27
4	Experimentelle Untersuchungen	30
4.1	Versuchsaufbau	30
4.1.1	Gegenstand der Untersuchung	30
4.1.2	Herstellung im Fertigteilwerk	31
4.1.3	Kenndaten des Versuchsträgers	33
4.1.4	Belastungsgeschichte	35
4.1.5	Ziel der Untersuchung	38
4.1.6	Berechnungen	39
4.2	Simulationssoftware	47
4.3	Versuchsmatrix	48
4.3.1	Modellierung des Versuchskörpers	48
4.3.2	Randbedingungen	54
4.3.3	Modellierung der Belastung	55
4.3.4	Zeitliche Entwicklung der Materialkennwerte von Beton	56
4.3.5	Belastungsgeschichte	57
4.3.6	Eingabeparameter	59
4.4	Ergebnisse	61
4.4.1	Auswertung der Versuchsergebnisse	61
4.4.2	Ergebnisse ATENA static	73
4.4.3	Ergebnisse ATENA creep	78
5	Diskussion / Schlussfolgerungen	90

1 Einleitung

Was ist Kriechen?

Unter Kriechen versteht man das zeit- und lastabhängige Verformungsverhalten von Beton unter Dauerbelastung. Bei der Belastung eines Betonquerschnitts mit Spannungen zum Zeitpunkt t_0 verformt sich dieser um den elastischen Anteil. Bleibt der Querschnitt über einen längeren Zeitraum belastet, so kommt zum elastischen noch ein plastischer Verformungsanteil. Dieser plastische Anteil entsteht infolge des Kriechens des Betons. Die Größe der Kriechverformung nähert sich erst nach längerer Zeit einem Endwert. Unabhängig von der Lasteinwirkung verläuft zeitlich parallel die Verformung infolge allmählichen Austrocknens des Betons, welche als Schwinden bezeichnet wird [6]. Wesentliche Ursache für Kriechvorgänge sind die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein und damit verbundene Gleitvorgänge. Daher ist der Wassergehalt des Betons bei Belastungsbeginn und der mögliche Wasserverlust während der Belastung entscheidend für die Größe der Kriechverformung. Weiteren maßgeblichen Einfluss haben die Belastungshöhe, die Belastungsdauer, die Umweltbedingungen, die Betonzusammensetzung, der Erhärtungszustand (Reifegrad) bei Belastungsbeginn sowie die Bauteilabmessungen [3]. Abbildung 1 zeigt die Verformung eines Betonkörpers zum Zeitpunkt t , die sich aus der elastischen Verformung δ_E und der Verformung infolge des Kriechens und Schwindens $\delta_{c(t)}$ zusammensetzen.

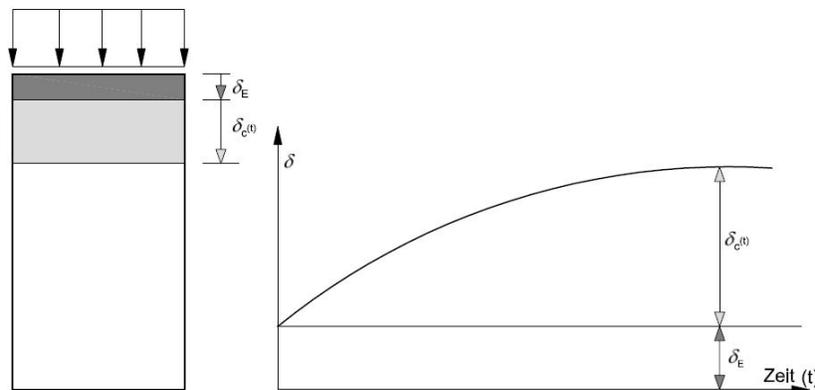


Abbildung 1: Elastische- und Kriechverformung infolge zentrischer Belastung [10]

Warum werden dünnwandige Betonfertigteile verwendet?

In den letzten Jahren wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau ein neues Brückenbauverfahren, das sogenannte Brückenklappverfahren entwickelt. Die Grundidee dabei ist, dass sowohl Pfeiler als auch Brückenträger in senkrechter Position errichtet werden und anschließend in die Endlage geklappt werden. Abbildung 2 zeigt Varianten des Brückenklappverfahrens. Im oberen

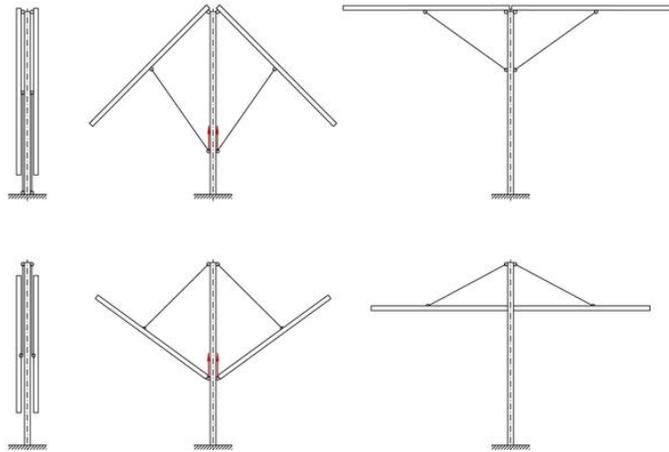


Abbildung 2: Druck- und Zugstrebenvariante des Brückenklappverfahrens [11]

Teil ist die Druckstrebenvariante zu sehen, bei welcher der Brückenträger durch zwei Druckstreben am Brückenpfeiler gestützt ist. Hingegen wird bei der Zugstrebenvariante, die in der Abbildung unten dargestellt ist, der Brückenträger durch Zugglieder am Pfeilerkopf aufgehängt. Beim ursprünglichen Entwurf des Verfahrens war geplant, dass die einzelnen Teilelemente unter Einsatz einer Kletterschalung errichtet werden. Eine weitere Möglichkeit ist, dass die Druckstreben- und Brückenträgereile im Werk als Fertigteile vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert und eingehoben werden. Anschließend wird der Klappvorgang durchgeführt. Dadurch ist ein weiterer Zeitgewinn gegenüber der Kletterschalung möglich. Die Fertigteile sind jedoch keine Vollquerschnitte, sondern ein Hohlkastenquerschnitt bei den Druckstreben und ein U-förmiger Trogquerschnitt bei den Brückenträgern. Nachdem die einzelnen Elemente in ihre Endposition geklappt und verankert sind, dienen sie als “verlorene” integrierte Schalung und die Hohlräume werden mit Ortbeton ausgegossen. Abbildung 3 zeigt den Versuch des Brückenklappverfahrens nach Beendigung des Klappvorgangs. Dabei ist der dünnwandige Fertigteilequerschnitt des Brückenträgers zu erkennen, der noch nicht ausbetoniert wurde. Bei der diagonal angeordneten Druckstrebe sieht man, dass ein Hohlkastenquerschnitt zum Einsatz kam.

Durch das Ausbetonieren entsteht ein monolithischer Stegquerschnitt. Nach Herstellung eines weiteren parallel geklappten Steges und Verbindung der beiden mittels einer Platte kann das System zu einer Plattenbalkenbrücke ausgebaut werden. Dünnwandige Fertigteile werden eingesetzt, da sie einerseits eine geringere Masse gegenüber Vollquerschnitten besitzen und somit leichter transportiert, eingehoben und geklappt werden können. Andererseits ist die Tragfähigkeit für den Montagezustand ausreichend, denn der Vollquerschnitt wird für den Endzustand der fertigen Brücke unter maximaler Belastung benötigt.

Ein ähnliches Verfahren wird im Hochbau beim Einsatz von Hohlwandelementen bzw. Elementdecken seit Jahren erfolgreich verwendet. Dabei werden beim Einsatz als Decke ca. 5 cm starke bewehrte Fertigteileplatten auf der Baustelle verlegt und anschließend mittels Ortbeton auf die endgültige Deckenkonstruktionshöhe ergänzt. In den



Abbildung 3: Einsatz von Fertigteilen beim Brückenklappverfahren

Fertigteil circa zur Hälfte einbetonierte Gitterträger übernehmen zum größten Teil die Sicherung des Verbunds mit dem Ortbeton, geben dem Fertigteil die notwendige Steifigkeit für den Montagezustand und wirken als Schub- und Biegezugbewehrung mit.

Als weitere Einsatzmöglichkeiten der dünnwandigen Fertigteile werden Plattenballenbrücken und Tunnels oder Unterführungen in offener Bauweise gesehen. Dabei kommt der gleiche Vorteil, wie schon zuvor beim Brückenklappverfahren erwähnt, zum Tragen. Durch den Einsatz von vorgespannten trogförmigen Fertigteilträgern in Kombination mit Fertigteildeckendecken kann auf einen Großteil der, bei in Ortbetonbauweise benötigten, Schalung und Rüstung verzichtet werden. Dadurch ergeben sich einerseits Kosteneinsparungen. Andererseits kann die Bauzeit durch den hohen Vorfertigungsgrad reduziert werden. In Abbildung 4 und 5 sind zwei mögliche Einsatzgebiete zu sehen. Dabei sind in den Schnitten die Fertigteile jeweils in rot bzw. grün dargestellt und

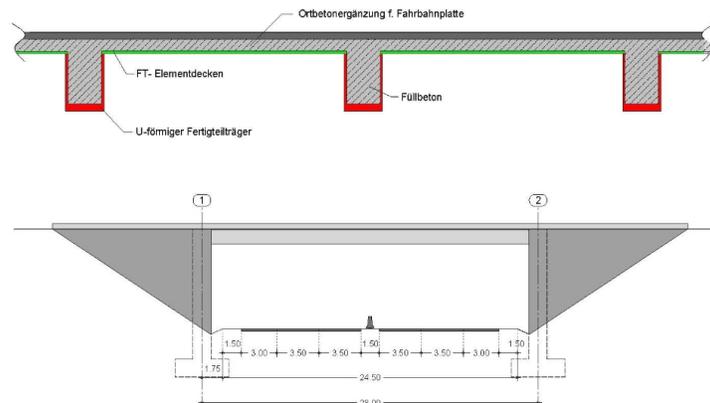


Abbildung 4: Einsatz von Fertigteilen bei Tunnel oder Unterführung in offener Bauweise

der auf der Baustelle eingebrachte Ortbeton in grau. Ein weiterer Vorteil wäre, dass aufgrund der besseren Produktionsbedingungen im Fertigteilwerk eine bessere Oberflächenqualität erzielt werden kann.

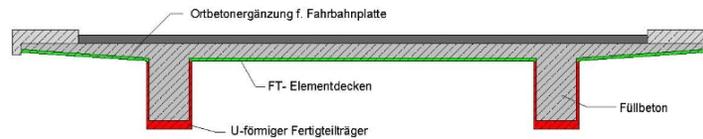


Abbildung 5: Einsatz von Fertigteilen bei Plattenbalkenbrücken

Warum sollen sich Kräfte umlagern?

Der Einsatzbereich für das Brückenklappverfahren liegt bei Pfeilerabständen zwischen 50 m und 250 m und hat somit ein ähnliches Anwendungsgebiet wie der Freivorbau. Für diese großen Spannweiten ist es notwendig, die Brücke vorzuspannen um sowohl die Tragfähigkeit, als auch die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Zudem sind für die verschiedenen Montagezustände des Brückenträgers (Transport, Einheben, senkrechte Montageposition, geneigte Positionen während des Klappens, waagrechte Endposition) mehrere unterschiedliche Spanngliedführungen notwendig. Durch diese hohe Dauerbelastung erfährt der Fertigteilquerschnitt eine Kriechverformung. Die Vorspannvorgänge, die Montage, das Klappen und das Ausbetonieren erfolgen innerhalb weniger Tage und bedeuten den Belastungszeitpunkt t_0 , welcher für die Kriechberechnungen entscheidend ist. Der Erhärtungsvorgang des Füllbetons und somit das Ansteigen des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit ist bekanntlich ein zeitlich abhängiger Prozess, wird aber in der Regel nach 28 Tagen als abgeschlossen angesehen. Der Kriechprozess dauert hingegen über Jahre an und hat somit eine viel größere Zeitdauer als der Erhärtungsprozess. Somit stellt sich folgende Situation ein: Der Fertigteilquerschnitt will sich infolge des Kriechens durch die Vorspannung verformen, der erhärtete Füllbeton behindert jedoch diese Verformung und wirkt dagegen. Voraussetzung für diese Behinderung ist, dass zwischen den beiden Betonkörpern Verbund herrscht. Dieser ist durch die Gitterträger und die aufgeraute Fertigteiloberfläche gegeben. Aus diesem Grund ist unsere Annahme, dass Kräfte bzw. Spannungen vom Fertigteil auf den Füllbeton übertragen werden und somit eine Spannungsumlagerung stattfindet. Der Füllbeton liegt somit nicht wie ein verbundloser Blindkörper im Fertigteiltrug und erzeugt infolge Eigengewicht eine Zusatzbelastung, sondern beteiligt sich an der Tragwirkung und entlastet das Fertigteil.

2 Aufgabenstellung

Im Rahmen des Feldversuches zur Herstellung einer Brücke aus dünnwandigen Betonfertigteilen mittels des Brückenklappverfahrens in Gars am Kamp wurde auch der Versuchsträger, der Gegenstand dieser Diplomarbeit ist, hergestellt. Dabei handelt es sich um einen 30 m langen Einfeldträger aus Betonfertigteilen, dessen Querschnitt ein dünnwandiger (7 cm Seitenwände, 20 cm Bodenplatte) U-Trogquerschnitt ist. Dieser Trogquerschnitt wurde stufenweise in Summe auf 5300 kN vorgespannt und der Innenraum stufenweise mittels Füllbeton ausgefüllt. Abbildung 6 zeigt den Versuchsträger während des Ausfüllens mit Beton. Im Hintergrund ist der Großversuch des Brücken-



Abbildung 6: Herstellung des Versuchsträgers

klappverfahrens zu sehen. Auf Grund des Kriechverhaltens von Beton (vor allem des Trogquerschnitts) wird eine Kraftumlagerung auf den erhärtenden Füllbeton erwartet. Aufgabenstellung war es, diesen Feldversuch mittels des nicht-linearen Finite Elemente Programms ATENA 3D nachzurechnen, Vergleiche mit den Versuchsergebnissen zu erstellen, eine Aussage über die Kraft- und Spannungsumlagerung zu treffen und eventuell einen Berechnungsansatz für eine händische Berechnung zu finden.

Um die Ergebnisse der Simulation mittels ATENA 3D mit dem realen Verhalten des Trägers vergleichen zu können, wurden diverse Messungen am Versuchsträger durchgeführt. Während des Vorspannens und Ausfüllens des Trogs mit Beton wurden mittels Dehnmessstreifen (DMS) Verzerrungen gemessen und in weiterer Folge auf Spannungen zurückgerechnet. Mit vier Kraftmessdosen, wobei jeweils zwei pro Trägerende angeordnet waren, wurden die vertikalen Auflagerkräfte während der beiden Herstellungstage gemessen und aufgezeichnet.

Das Langzeitverhalten des Trägers wurde mittels Setzdehnungsmessung über mehrere Monate protokolliert. Dazu wurden an den Trägerwänden im Abstand von 50 cm Messmarken über die gesamte Trägerlänge geklebt. Abbildung 7 zeigt die Großaufnahme einer Messmarke. Der Durchmesser dieser ca. 3 mm dicken Messmarke beträgt ca. 1 cm. Die Körnung in der Mitte der Messmarke dient als Aufnahme des Messfußes des Setzdehnungsmessers, um eine exakte Messung zu gewährleisten. Mittels eines Setzdehnungsmessers wurden zu verschiedenen Zeitpunkten die Abstände zwischen den



Abbildung 7: Messmarke

Messmarken gemessen. Durch Vergleich mit der Ausgangsmessung kann daraus auf das Dehnungs- bzw. Stauchungsverhalten des Betons rückgeschlossen werden. Der Setzdehnungsmesser besteht aus einem Metallstab, an dessen einem Ende sich ein fixer und am anderen Ende ein schwenkbar gelagerter Messfuß befindet. Der bewegliche Messfuß ist mit einer Messuhr verbunden, die die Längenänderung der Messstrecke anzeigt. In Abbildung 8 sind die wichtigsten Instrumente eines Setzdehnungsmesser markiert. Durch

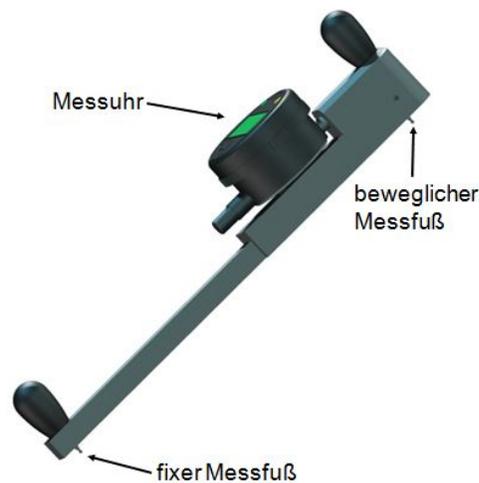


Abbildung 8: Setzdehnungsmesser

wiederholte Messung über einen längeren Zeitraum kann der zeitliche Dehnungsverlauf mit der aus der Festigkeitslehre bekannten Formel $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ berechnet und aufgezeichnet werden.

In der Mitte des Trägers und im Bereich der Stoßfugen wurden Wegaufnehmer appliziert. Mit diesen wurden die Durchbiegungen des Trägers in vertikaler Richtung an der jeweiligen Stelle während des Vorspannens und des Einbringens des Füllbetons

gemessen.

Die mit den zuvor beschriebenen Methoden ermittelten Ergebnisse des Versuchs müssen sich zwischen folgenden beiden Grenzfällen befinden:

Grenzfall 1: Der Füllbeton übernimmt keine Tragwirkung, liegt nur wie ein “Blindkörper” im Trog und belastet diesen mit seinem Eigengewicht.

Grenzfall 2: Der Füllbeton bildet mit dem Trogquerschnitt zusammen einen homogenen Rechteckquerschnitt, der sämtliche Belastungen aufnimmt.

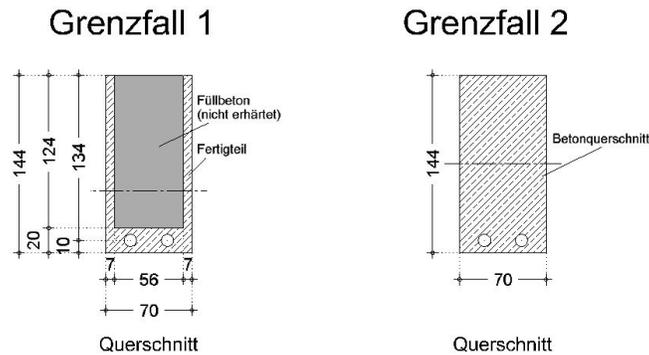


Abbildung 9: Querschnitte der Grenzfälle

Für die beiden oben erwähnten und in Abbildung 9 abgebildeten Grenzfälle wurden die Dehnungen an der Unterkante in Trägermitte ermittelt. Wie beim tatsächlichen Feldversuch wurde das Belastungsalter mit 48 Tagen angenommen. Vereinfachend wurden die einzelnen Belastungsschritte aus stufenweisem Vorspannen und Befüllen des Troges zu einem Belastungsschritt zusammengefasst. Die Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0) \approx 1,15$ wurde laut Eurocode 2 ermittelt. In Abbildung 10 sind die zeitlichen Dehnungsverläufe, sowohl der beiden Grenzfälle, als auch das erwartete Ergebnis des Versuchsträgers zu sehen. Dabei zeigen die beiden roten Linien die Dehnungsverläufe des ersten Grenzfalles und die beiden blauen Linie jene des Rechteckquerschnitts. Die horizontalen Linien kennzeichnen die elastischen Dehnungen der beiden Fälle. Die gekrümmten Linien stellen die Gesamtverformung aus elastischer Dehnung und Kriechen dar. Es ist zu erkennen, dass sich die Kriechverformungen mit der Zeit einem konstanten Endwert annähern. Die Differenz zwischen den Dehnungsverläufen der beiden Grenzfälle sowohl bei der elastischen Verformung, als auch bei der Gesamtverformung sind auf die Änderungen der Querschnittswerte (Querschnittsfläche und Trägheitsmoment) zurückzuführen. Der Versuchsträger ist anfangs ein Trogquerschnitt und wird mit dem Füllbeton und der Vorspannung belastet. Durch das Erhärten des Füllbetons wird aus dem Trogquerschnitt allmählich ein volltragender Rechteckquerschnitt.

Daher ist unsere Annahme, dass der Verlauf der Dehnungen zuerst jenen des reinen Trogquerschnitts ähnelt. Nach Abschluss des Erhärtungsprozesses übernimmt auch der

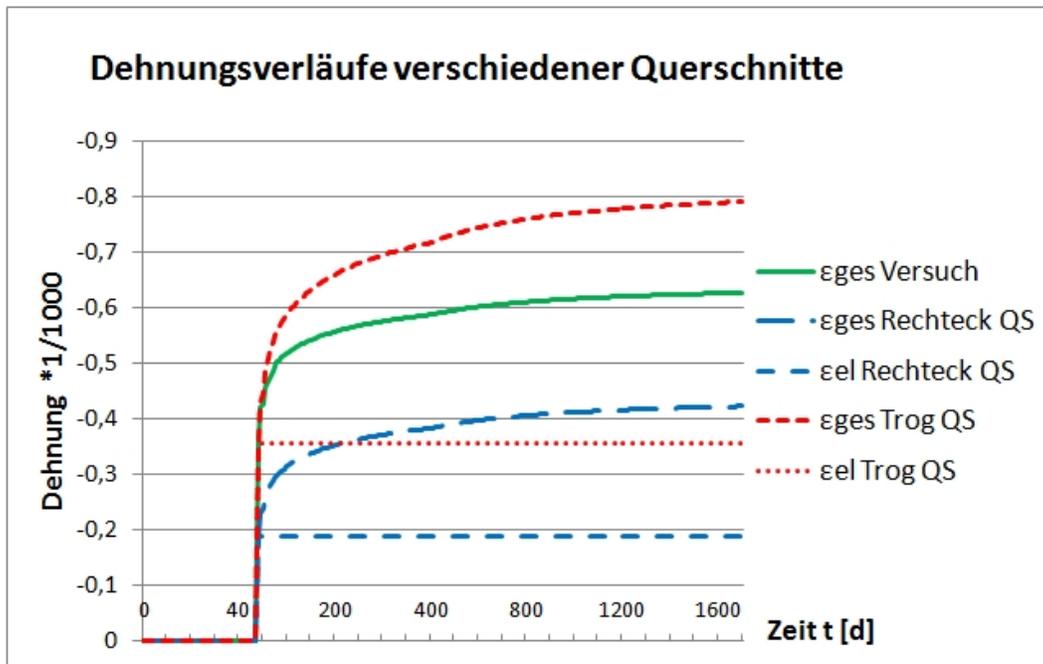


Abbildung 10: Zeit-Dehnungsverlauf der Grenzfälle und erwartetes Ergebnis des Versuchsträgers

Füllbeton einen Teil der Lastabtragung bzw. behindert die Kriechverformungen des Fertigteils. Somit nimmt die Kriechdehnung nicht so stark wie beim Trogquerschnitt zu und verläuft annähernd parallel zu den zeitlichen Verformungen des Rechteckquerschnitts. In Abbildung 10 ist der erwartete Dehnungsverlauf mit der grünen durchgezogenen Linie dargestellt. Die beiden Grenzfälle bilden daher eine obere und untere Schranke, zwischen welchen sich die Ergebnisse des Versuchs befinden sollten.

3 Theoretische Grundlagen

Im folgenden Kapitel wird auf die geschichtliche Entwicklung der Spannbetonbauweise und auf die Entdeckung der Kriechverformungen eingegangen. Eugene Freyssinet war ein Vorreiter auf dem Gebiet der Spannbetonbauweise und erkannte auch, dass es neben elastischen Verformungen auch Verformungen infolge Kriechens gab, konnte jedoch den Hintergrund nicht entdecken. Franz Dischinger forschte aufbauend auf Versuchen nach dem Verlauf der Kriechfunktion. Er untersuchte auch das Kriechverhalten von zu verschiedenen Zeitpunkten aufgebrachten Dauerlasten und entwickelte das Superpositionsgesetz für plastische Formänderungen. Heinrich Trost korrigierte Dischingers Ansatz des Superpositionsgesetzes. Weiters untersuchte er das Kriechverhalten bei Relaxationsproblemen und führte zur einfacheren Berechnung den Relaxations- bzw. Alterungsbeiwert ein. Nach dem geschichtlichen Überblick über die Entdeckung der Kriechverformungen und deren Berechnungsansätzen wird noch auf den derzeitigen Stand der Technik über die Ermittlung der Kriechzahl nach Eurocode 2 eingegangen. Dabei kann die Kriechzahl für überschlagsmäßige Berechnungen mittels Diagrammen oder für eine genaue Berechnung mit den Formeln nach Anhang B ermittelt werden.

3.1 Freyssinet - die Entdeckung der Langzeitverformungen des Betons [7]

Der Spannbetonbau hatte ähnliche Startschwierigkeiten wie der Stahlbetonbau. Um einen Ersatz für faulendes Holz zu haben, erfand Louis Labot den Stahlbeton. Weiterentwickelt und patentiert wurde Stahlbeton vom Joseph Monier, einem Gärtner, der ein ähnliches Interesse verfolgte und Pflanzkübel, anstatt aus leichtverrottendem Holz, aus Eisen und Zement baute. In Frankreich hatte man anfangs in den elitären Kreisen erhebliches Misstrauen, denn man war der Meinung, dass dieses Material eher etwas für Bastler und nicht für ernsthafte Ingenieure sei. In Deutschland waren diese Vorurteile nicht vorhanden. Mathias Koenen, staatlicher Bauleiter, verwendete beim Bau des Reichstags in Berlin dieses neue Material für die Zwischenwände im obersten Geschoss aus Feuerschutzgründen. Kurioserweise wurden diese Wände nach dem Brand 1933 abgebrochen. Es war auch Mathias Koenen, der 1886 erkannte, dass Beton nicht nur als Korrosionsschutz des Stahls oder als Brandschutz nützlich war, sondern dass ein neuer Baustoff erfunden worden war. Die Kombination aus druckfestem Beton und zugfestem Stahl war damals eine intellektuelle Herausforderung für Eugene Freyssinet (1879 - 1962), aber er stellte sich dieser, forschte, entwickelte weiter und gilt als Erfinder des Spannbetons.

Seit den Vorlesungen seines Lehrers Charles Rabut war Freyssinet von der Idee der Vorspannung begeistert. 1908 ließ er einen Versuchsbogen mit 50 m Stützweite bauen. Dabei wurden die beiden Widerlager mit einem vorgespannten Zuggurt verbunden. Der Zuggurt bestand aus einigen hundert kaltgezogenen Drähten, die paarweise gespannt und mit einem Keil hinter einer durchbohrten Stahlplatte verankert wurden. Dieser Zuggurt gilt als Urform aller Spannbetonbauwerke. Abbildung 11 zeigt freigestemm-

te Verankerungen dieses Systems, wobei die durchbohrte Stahlplatte, das verankerte Spanndrahtpaar und der Keil zu erkennen sind. Freyssinet meldete 1928 erstmals ein

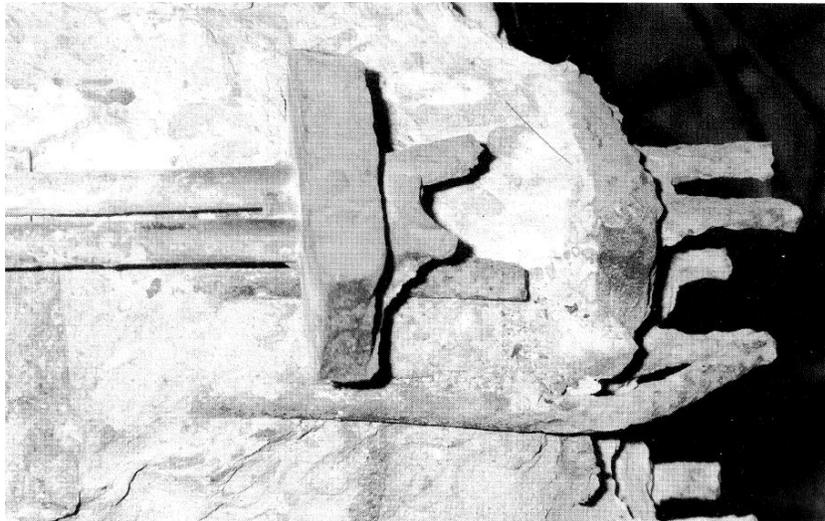


Abbildung 11: Mit einem Keil hinter einer Stahlplatte verankerte Spanndrahtpaare [7]

Patent zur Herstellung von Teilen aus bewehrtem Beton an. Die Vorspannung wurde zwar beschrieben, kam aber als Wort selbst nicht vor. Da seine Idee von Kollegen als aussichtslos abgestempelt wurde, musste er einen Posten als Mitgeschäftsführer der Firma Limousin räumen. Notgedrungen wendete er die neue Technik bei der Produktion von Stromleitungsmasten, die kein optimales Anwendungsgebiet waren, an. Er schaffte jedoch, das Eigengewicht um 40% und den Stahlaufwand um zwei Drittel zu senken. Durch Zufall erfuhr Freyssinet, dass ein 600 m langer und 55 m breiter Überseekai in Le Havre zu versinken und einzustürzen drohte. Der Kai war das Landungsbauwerk der Normandie, dem damals größten Passagierschiff. Freyssinet sah es als einzige Chance, das von ihm entwickelte Verfahren vor dem Vergessen zu bewahren und übernahm die Verantwortung für die Sanierung. Er wendete ein völlig unerprobtes Spannverfahren an, die Setzungen kamen zum Stillstand und die Sanierung war ein voller Erfolg. Damit betrieb er perfekte Werbung, die Baustelle lockte viele Fachleute an und Freyssinet fand Unterstützer für seine Entwicklung. Unter ihnen war auch Edme Campenon, Generaldirektor der Firma Campenon-Bernard, der ihn danach bis zu seinem Tod uneingeschränkte Unterstützung zusagte.

Die erste Spannbetonbrücke, ein Bedienungssteg für das Wehr eines Staudammes, baute Freyssinet dann mit Campenon-Bernard in Algerien. In Deutschland stieß sein Patent bei den Sachbearbeitern auf Unmut, denn sie sahen in der Anmeldung keine neue Idee. Erschwerend kam hinzu, dass Freyssinet neben seiner Muttersprache Occitan nur französisch sprach und sich daher in Deutschland nicht verständlich machen konnte. Zudem wurde von mehreren Seiten Einspruch gegen das Patent erhoben. So kam es auch, dass wie 40 Jahre zuvor bei Moniers Patentanmeldung die Fachwelt aktiviert wurde und einige Wettbewerber wohl aus Vermeidung von Abhängigkeit und

Lizenzgebühren ebenfalls Patente anmeldeten. Ewald Hoyer zum Beispiel entwickelte ab 1937 den “Stahlsaitenbeton”, bei dem dünner Spannstahl in direktem Verbund mit Beton war. Hoyer sah dies als neuen Werkstoff und nicht als neue Konstruktion an. Damit stellte er hauptsächlich Platten und kleine Träger bis 25 cm Höhe in direktem Verbund in langen Spanbetten her. Durch beliebiges Ablängen und elastische Vergrößerung der Dicke der Drähte am Schnitt war die Verankerung gegeben. Neun Jahre zuvor hatte jedoch Freyssinet bereits in einer Zusatzpatentschrift dieses Prinzip erwähnt, es jedoch nie angewandt, da er immer endverankerte Spannstähle verwendete. Es kam zu einem jahrelangen Patentstreit in Deutschland, welcher auf Grund von Personalmangel während des 2. Weltkrieges per Verordnung beendet wurde.

Freyssinet entwickelte jedoch weiter, und 1939 wendete er erstmals seine Beton-Konus-Verankerung an. Damit krepelte er das bisher bekannte Spannverfahren völlig

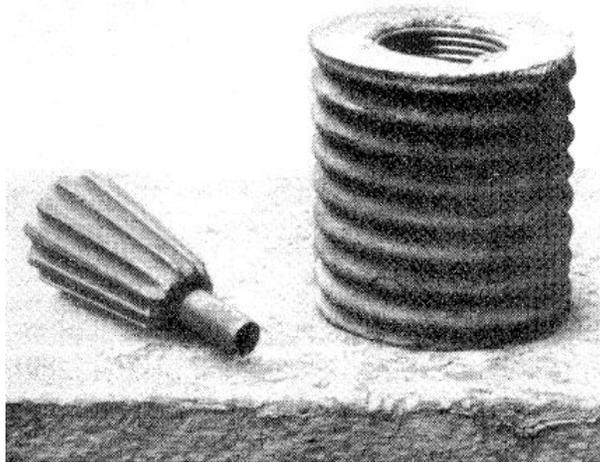


Abbildung 12: Beton-Konus-Verankerung [7]

um. Die Spanndrahtpaare, welche bisher auf einem kostenintensiven Spannbett vorgespannt wurden, wurden durch 10 oder 12 Spanndrähte ersetzt und als Bündel gegen den bereits erhärteten Beton gespannt. Abb. 12 zeigt die Beton-Konus-Verankerung. Diese besteht aus einem hoch bewehrten Betonzylinder mit mittiger konischer Öffnung und einem gerillten Konus (im Bild links), der die Spanndrähte in der Öffnung festklemmt. Voraussetzung für dieses Verfahren war, dass zunächst keine Haftung zwischen den Drähten und dem Frischbeton bestand. Somit war die Vorspannung mit nachträglichem Verbund bzw. ohne Verbund geboren. Mit dieser Entwicklung war auch die gekrümmte Vorspannung, die sich der meist parabelförmigen Biegebeanspruchung besser anpasst, möglich. Um ein Gleiten beim Vorspannen zu ermöglichen, wurden die Drähte mit Bitumen und Papier umhüllt. Die Betonkonus-Ankerkörper wurden auf vorgefertigten Endplatten, die auch als Schalung dienten, montiert. Gleichzeitig mit den Ankerkörpern entwickelte er auch eine Spannpresse, um in einem Schritt alle Drähte einer Verankerung zu spannen. Dieses System wird in modifizierter Weise heutzutage bei Spannpressen nach wie vor verwendet. In Abb. 13 ist eine Spanndrahtpresse zu sehen,

die auf eine Beton-Konus-Verankerung aufgesetzt ist und die Drähte des Spanndrahtbündels vorspannt. Während Freyssinet zur parabelförmigen Spanngliedführung gelangt

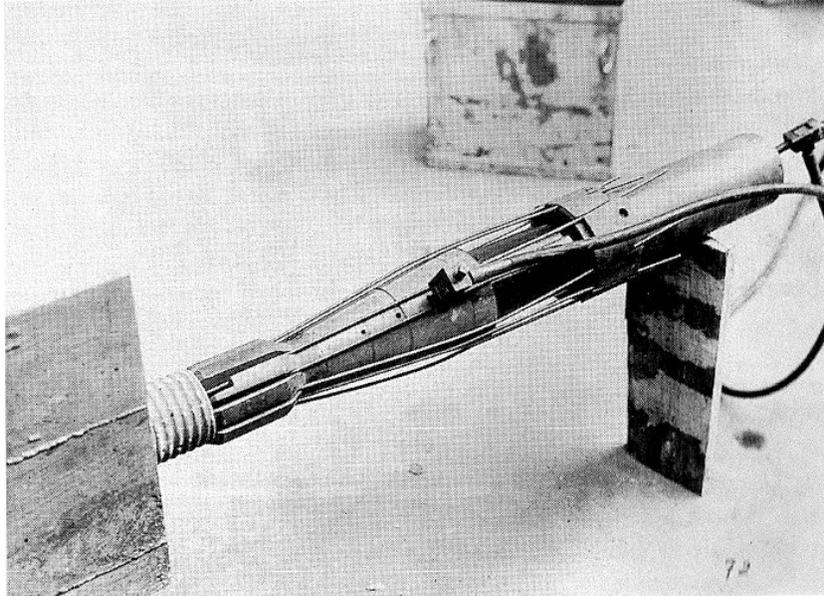


Abbildung 13: Spannpresse und Beton-Konus-Verankerung [7]

war, entschieden sich die Ingenieure Wayss und Freytag für parabelförmige Obergurte und geradlinige Vorspannung im Untergurt. Mit dieser Tragwerksform wollte man sich durch den variierenden Hebelsarm zwischen Zug- und Druckgurt der Beanspruchung aus Biegung besser anpassen. Abbildung 14 zeigt Skizzen von Trägern mit parabolischem Obergurt, welche von Wayss und Freytag entwickelt wurden. Dieser Trägertyp wurde beim Neubau diverser Bunker während des 2. Weltkrieges eingesetzt und war Bestandteil von bis zu 7 m dicken Deckenkonstruktionen, um vor feindlichen Bombenangriffen geschützt zu sein.

Neben der Erfindung bereits erwähnter und vieler weiterer Innovationen, ist die Beobachtung und Deutung der Langzeitverformungen des Betons wohl die größte Leistung von Freyssinet. Denn, wie er selbst sagte, war die Idee der Vorspannung uralte. Kein Holzfass wäre dicht ohne Spannring und kein Holzrad würde ohne Eisenreifen halten. So wurde die Vorspannung auch auf Beton angewandt. Auch wenn sie im Widerspruch zu den Vorstellungen der damaligen Fachwelt stand, war die Entdeckung der Langzeitverformungen des Betons eine geniale Leistung. Diese Entdeckung war jedoch nicht patentfähig. Freyssinet hatte auch dafür eine Lösung, denn er fand ein patentfähiges Verfahren, Beton trotz der Langzeitverformungen vorzuspannen.

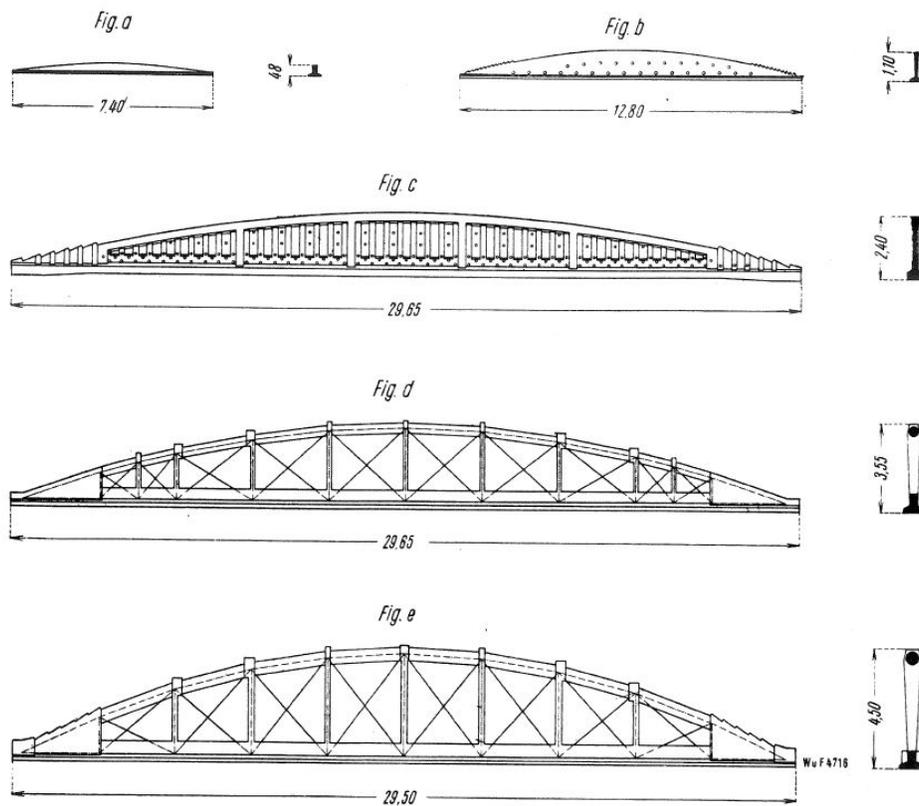


Abbildung 14: Träger mit parabolischem Obergurt[7]

3.2 Superpositionsgesetz der plastischen Formänderungen von Dischinger

Franz Dischinger führte Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken durch. Dokumentiert ist das in "Der Bauingenieur" [4] von 1937, wo er unter anderem auch auf allgemeine Angaben über das Kriechen und die dafür maßgebenden Gesetze eingeht. Hier sind nun die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

Es war schon lange bekannt, dass sich Beton im Laufe der Zeit verkürzt. Dies wurde jedoch ausschließlich auf das Schwinden zurückgeführt. Nach Versuchen von Glanville und Davis wurde das jedoch nicht bestätigt, da sich für den belasteten und unbelasteten Beton unterschiedliche Formänderungen ergaben. Beim dauerbelasteten Beton waren diese viel größer. Da es jedoch nichts mit dem Fließen des Baustahls bei Überschreitung der Fließgrenze zu tun hat, sondern es sich um einen zeitabhängigen plastischen Prozess handelt, wurde der Name "Kriechen des Betons" eingeführt. Somit wurden damals folgende Formänderungsarten des Beton unterschieden:

- Formänderungen infolge Temperatur

- Schwinden des Betons, das einem Temperaturabfall von bis zu 25°C gleichzusetzen ist
- Formänderung durch Quellen (Durchfeuchtung) bei Wasserbauten
- Formänderung aus Belastungen mit kurzer Dauer (Verkehr), welche bei einem sehr hohen, "federnden" Elastizitätsmodul vor sich gehen
- Formänderungen aus Dauerspannungen, welche sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil (Kriechen) zusammensetzen

Aus den Versuchen von Glanville und Davis sind folgende Erkenntnisse bekannt:

- Das Kriechmaß ist sehr stark vom Alter des Betons, bei dem die Dauerlast aufgebracht wird abhängig. Bei einem jungen Beton ergeben sich wesentlich größere Zusammendrückungen als bei einem alten.
- Je magerer der Beton ist, umso größer ist das Kriechmaß
- Relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur haben Einfluss. Durch dauernde Berieselung kann das Kriechmaß wesentlich gesenkt werden, wohingegen hohe Temperaturen dieses steigen lassen.
- Kriechen ist auch von der mineralogischen Natur der Zuschlagstoffe abhängig. Kalksteinzusatz mindert zum Beispiel das Kriechen, erhöht aber andererseits die elastische Formänderung.

Die physikalischen Ursachen nahm Dischinger als noch nicht vollständig geklärt hin. Er verwies aber auf die interessanten und sehr wahrscheinlichen Theorien von Freyssinet, wonach das Kriechen und das Schwinden auf die gleichen Ursachen zurückgeführt werden können. Aus diesem Grund haben die beiden Wirkungen wahrscheinlich auch ähnliche Verläufe.

Die wichtigsten Erkenntnisse, die Dischinger aus den zuvor genannten Versuchen ableitete, sind jedoch folgende:

- Das Kriechen ist fast genau proportional zu den Dauerspannungen. Somit darf für den Zusammenhang zwischen Spannungen und Formänderungen das Hookesche Gesetz verwendet werden. Abbildung 15 zeigt ein Spannungs-Dehnungsdiagramm, in welchem die Spannungs-Dehnungslinie sowohl für die Augenblicksbelastung aus Verkehr (ϵ), als auch für die Dauerlast ($\epsilon + f$) für eine Dauer der Belastung von 7 Tagen, 1 Monat, 1 Jahr und 3 Jahren aufgetragen sind. Dabei ist die Proportionalität zwischen den Spannungen und den plastischen Formänderungen f sehr gut zu erkennen.
- Das Superpositionsgesetz, mit welchem die plastischen Formänderungen für Dauerlasten, die zu verschiedenen Zeitpunkten aufgebracht wurden, zu berechnen sind. In Abbildung 16 ist der Verlauf des Kriechens f als Funktion der Zeit für eine

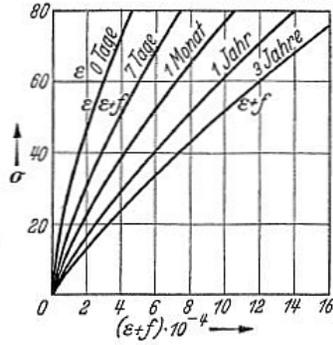


Abbildung 15: Spannungs-Dehnungslinie [4]

gegebene Spannung im Verhältnis zu den elastischen Formänderungen aufgetragen. Da das Hookesche Gesetz gültig ist, gilt dieses Diagramm für jede beliebige Spannung σ . Die Kriechmaße, die zur beliebigen Spannung σ bzw. zu der entsprechenden Dehnung ε gehören, werden mit f_t bezeichnet. In diesem Diagramm ist auch zu erkennen, dass das Kriechen in der ersten Phase nach dem Aufbringen der Last sehr stark ist und rasch abnimmt. Als abgeschlossen wird das Kriechen nach ca. 5 Jahren angesehen, wobei der Größtwert mit f_n bzw. φ_n bezeichnet wird. Gleich wie bei der Berechnung der elastischen Formänderung mittels des Hookeschen Gesetzes $E_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ wird auch der Einfluss des Kriechens berechnet. Jedoch wird anstelle des federnden Elastizitätsmoduls E_0 mit dem zeitabhängigen Modul E_t gerechnet, der ebenfalls in Abbildung 16 zu sehen ist. Errechnet wird der zeitabhängige Modul E_t wie folgt:

$$E_t = E_0 \frac{\varepsilon}{\varepsilon + f_t} \quad (3.1)$$

bzw. für $t = t_n$ (Abschluss des Kriechens)

$$E_n = \frac{E_0}{1 + \varphi_n} \quad (3.2)$$

Zum Zeitpunkt $t = 0$ ist der ideelle Modul E_t gleich dem federnden Modul E_0 . Mit fortschreitender Zeit wird er kleiner und erreicht zum Zeitpunkt $t = t_n$ (Abschluss des Kriechens) den Kleinstwert E_n , wobei $\sigma = 1$ die Einheitsspannung und φ_n der zugehörige Größtwert des Kriechens ist. φ_n gibt an, wieviel mal größer die plastische als die elastische Verformung nach Abschluss des Kriechens ist. Die beiden zuvor genannten Gleichungen gelten jedoch nur für eine zum Zeitpunkt der Ausrüstung $t = 0$ aufgebrachte Dauerlast. Wird zu einem späteren Zeitpunkt $t = t_1$ eine weitere Dauerlast aufgebracht, dann gelten folgende Gleichungen:

$$E_t = E_0 \frac{\varepsilon}{\varepsilon + f_t + f_{t1}} \quad (3.3)$$

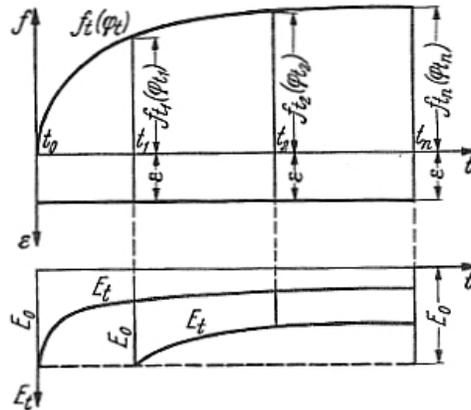


Abbildung 16: Verlauf der Kriechfunktion [4]

bzw. für $t = t_n$ (Abschluss des Kriechens)

$$E_n = \frac{E_0}{1 + \varphi_n + \varphi_{t1}} \quad (3.4)$$

Die Gleichungen (3.3) und (3.4) werden von Dischinger als **Superpositions-gesetz** der plastischen Formänderungen bezeichnet. Zum Zeitpunkt der Lastauf-bringung $t = t_n$ ist der ideelle Modul E_t gleich dem federnden Modul E_0 . Da sie jedoch in einem höheren Betonalter aufgebracht wird, macht sich das Kriechen nicht mehr so stark bemerkbar und der Abfall von E_0 ist geringer, was ebenfalls in Abb. 16 zu sehen ist. Da die Dauerlast zum Zeitpunkt des Aufbringens wie eine Augenblicksbelastung wirkt, hat der ideelle Modul zu Beginn die Größe des fe-dernden Elastizitätsmoduls E_0 . Laut Superpositionsgesetz muss die Kriechkurve für eine zum Zeitpunkt $t = t_1$ aufgebrachte Dauerlast nach einer Linie verlau-fen, die durch verkleinern der Ordinaten der ursprünglichen Kriechkurve um f_{t1} bzw. φ_{t1} gewonnen wird. Abbildung 17 zeigt die aus Versuchen gewonnenen idea-len Kriechkurven f_1 , f_2 und f_3 für zu verschiedenen Zeitpunkten aufgebrachte Dauerlasten, welche auch als Whitney-Idealkurven bezeichnet werden.

3.3 Die Erkenntnisse von Trost bei Kriech- und Relaxations-problemen bei Beton und Spannbeton

Heinrich Trost führte Untersuchungen über das zeitabhängige Verhalten von Stahl- und Spannbeton durch. Er konzentrierte sich dabei auf Kriech- und Relaxationsprobleme, korrigierte das von Dischinger aufgestellte Superpositionsprinzip und führte den Rela-xationskennwert χ bzw. ρ ein. In "Beton- und Stahlbetonbau" [8] aus dem Jahre 1967 sind seine Erkenntnisse dokumentiert.

Bei der Lösung von Festigkeitsaufgaben zur Ermittlung von Spannungen und Ver-formungen im Rahmen der Theorie I. Ordnung und der linearen Elastizitätstheorie

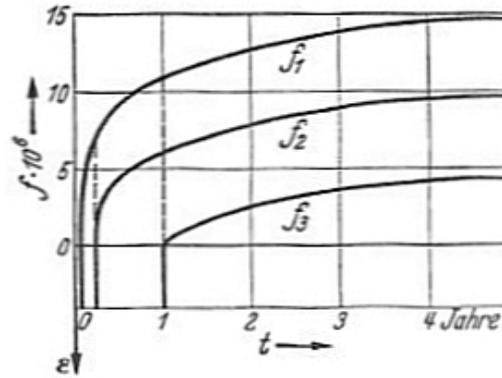


Abbildung 17: Whitney-Kurven für Kriechverläufe [4]

darf das Prinzip der Superposition (Boltzmann'sches Superpositionsprinzip) angewendet werden. Dieses besagt, dass die Antwort der Summe zweier Spannungen gleich der Summe der Antworten der beiden Spannungen ist. Bei einachsiger Beanspruchung eines Stabes mit rein elastischem Werkstoffverhalten, wie z.B. Stahl (Index s), ist der Zusammenhang zwischen Spannung σ und Dehnung ε durch das Hookesche Gesetz mit

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (3.5)$$

gegeben, wobei E_s der zeitunabhängige Elastizitätsmodul ist. Diese Beziehung gilt unabhängig vom Zeitpunkt der Belastung und der Dauer der Einwirkung. Daher tritt im Superpositionsgesetz für elastische Tragwerke die Zeit nicht auf.

Hingegen setzt sich die Verformung von Beton unter konstanter Belastung als Summe von elastischen zeitunabhängigen und viskosen zeitabhängigen Anteilen zusammen. Die viskosen zeitabhängigen Anteile können in lastabhängige (Kriechen) und lastunabhängige (Schwinden) Terme unterteilt werden. Aus Versuchen (siehe auch Annahmen von Dschinger in Kapitel 3.2) ist bekannt, dass die elastischen und Kriechverformungen proportional zu den verursachenden Spannungen sind. Daher stellte sich Trost folgende Fragen: Wie lautet der zeitabhängige lineare Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei Beton? Wie ist das Superpositionsgesetz bei Beton zu formulieren?

Für eine konstante kriecheerzeugende Spannung σ_{b0} , welche zum Zeitpunkt t_0 auf einen Betonstab aufgebracht wird, ergibt sich die Gesamtverformung $\varepsilon_b(t)$ als Summe der elastischen Dehnung ε_{el} , der Kriechdehnung $\varepsilon_k(t)$ und der Schwinddehnung $\varepsilon_s(t)$ zu

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_k(t) + \varepsilon_s(t) = \frac{\sigma_{b0}}{E_{c0}} [1 + \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_s(t) \quad (3.6)$$

Dabei wird $\varphi(t, t_0)$ als Kriechfunktion oder kurz als Kriechzahl φ bezeichnet. Das erste Argument kennzeichnet die Dauer t und das zweite Argument t_0 den Eintritt der Beanspruchung σ_{b0} . Aus Kriechversuchen erhält man den Verlauf der Kriechkurve

$$\varphi = \varphi(t, t_0) = k_0 \cdot \varphi_N \cdot f(t) = \varphi_\infty \cdot f(t) \quad (3.7)$$

und aus Schwinderversuchen erhält man den Verlauf der Schwindverformungen zu

$$\varepsilon_s(t) = \varepsilon_{s\infty} \cdot f(t_s) \approx \frac{\varepsilon_{s\infty}}{\varphi_\infty} \varphi(t, t_0) \quad (3.8)$$

Es wird also ein affiner Verlauf von Schwinden und Kriechen angenommen.

Trost verwendet bei diesen und späteren Formeln und Gleichungen folgende Bezeichnungen:

t Zeit ab dem Einwirken einer Ausgangsbeanspruchung $\sigma_{b0} = \sigma_0$, die zum Zeitpunkt t_0 aufgebracht wurde

$k_0 = k(t_0 + t)_{t=0}$ Faktor für die Auswirkung des Belastungsalters t_0 ("Kriechschonzeit" nach Betonherstellung)

$\varphi_N = \varphi_0 c_2 c_3$ Normkriechmaß, das den Einfluss von Betonkonsistenz c_2 und Bauwerksabmessungen c_3 auf die Grundkriechzahl φ_0 berücksichtigt

φ_∞ Endkriechzahl zur Zeit $t \rightarrow \infty$ für eine im Zeitpunkt t_0 aufgebrachte Belastung

$f(t)$ Zeitfunktion für den Kriechverlauf mit den Grenzwerten 0 für $t = 0$ und 1 für $t \rightarrow \infty$

$\varepsilon_{s\infty}$ Endschwindmaß

$t_0 + t_i$ Alter des Betons bei einer späteren Belastungsänderung im Zeitpunkt $t = t_i$

$k_i = k(t_0 + t)_{t=t_i}$ Faktor für die Auswirkung des Belastungsalters $t_0 + t_i$, der die Kriechschonzeit bis zur Belastungsänderung berücksichtigt

$t - t_i$ Zeitdauer ab dem Einwirken einer Belastungsänderung im Zeitpunkt t_i

$f(t - t_i)$ Zeitfunktion für den Kriechverlauf einer Belastungsänderung

$\varphi(t, t_i) = k_i \varphi_N f(t - t_i)$ Kriechfunktion für die Belastungsänderung im Zeitpunkt t_i

Allgemein kennzeichnet die Frage nach der Dehnung bei einem bekannten Spannungsverlauf ein Kriechproblem. Hingegen stellt die Frage nach dem unbekanntem Spannungsverlauf bei einem vorgegebenen Verlauf der Dehnung ein Relaxationsproblem dar. Grundlage für die rechnerischen Untersuchungen von Formänderungen infolge von Kriechen und Schwinden bei Stabtragwerken aus Beton oder Spannbeton ist die von Dischinger aufgestellte Differentialgleichung für die zeitliche Änderung des Dehnungszustandes

$$\frac{d\varepsilon_b}{dt} = \frac{1}{E_b(t)} \frac{d\sigma_b}{dt} + \frac{\sigma_b}{E_{b0}} \frac{d\varphi}{dt} + \frac{\varepsilon_{s\infty}}{\varphi_\infty} \frac{d\varphi}{dt}, \quad (3.9)$$

wobei vereinfachend der E-Modul $E_b(t) = E_{b0}$ konstant und im letzten Term das Schwinden affin zum Kriechen angenommen wird. Als Voraussetzung für die Gültigkeit dieser differentiellen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung wurden von Dischinger folgende Annahmen getroffen:

1. In der Kriechfunktion $\varphi = \varphi(t, t_0)$ ist die Zeit t vom Zeitpunkt der Belastbarkeit (praktisch von der Erstbelastung an) zu zählen.
2. Die Kriechkurven für später eintretende Belastungen werden durch das Restkriechvermögen, das die Erstbelastung zu diesem Zeitpunkt noch aufweist, dargestellt. Das heißt, dass durch senkrecht Verschieben der Ausgangskriechkurve die sogenannten "Whitney'schen Idealkurven" gewonnen werden.

Diese Voraussetzungen stehen jedoch im Widerspruch zu tatsächlichen Beobachtungen:

- Die 1. Annahme verletzt das allgemeine Superpositionsprinzip, denn jede Belastungsstufe bewirkt ein neues Kriechen, und die Zeit ist vom jeweiligen Belastungsbeginn neu zu zählen.
- Die 2. Annahme berücksichtigt das jeweilige Endkriechmaß $k_i \cdot \varphi_N$ für eine Spannungsänderung im Zeitpunkt t_i nur zu einem Teil.

Für mehrere konstante Belastungsstufen $\Delta \sigma_b(t_i)$, die in beliebigen Zeitpunkten t_i zusätzlich zu einer seit dem Zeitpunkt t_0 wirkenden Ausgangsbeanspruchung σ_{b0} auf einen einachsig beanspruchten Betonstab aufgebracht werden, liefert die oben genannte Differentialgleichung (3.9) nach **Dischinger** folgenden Ausdruck

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{el,0} [1 + k_0 \varphi_N f(t)] + \sum_{t_i} \Delta \varepsilon_{el}(t_i) \{1 + k_0 \varphi_N [f(t) - f(t_i)]\} + \varepsilon_s(t) \quad (3.10)$$

mit dem Endwert

$$\varepsilon_{b\infty} = \frac{\sigma_{b0}}{E_b} [1 + k_0 \varphi_N] + \sum_{t_i} \frac{\Delta \sigma_b(t_i)}{E_b} \{1 + k_0 \varphi_N [1 - f(t_i)]\} + \varepsilon_{s\infty} . \quad (3.11)$$

Trost korrigierte diesen Ansatz folgendermaßen: Das allgemeine Superpositionsprinzip für Werkstoffe mit linearem viskoelastischem Verhalten bekommt gegenüber dem Überlagerungssatz für rein elastische Werkstoffe folgende Erweiterung: Verschiedene Belastungs- bzw. Verformungszustände dürfen nur unter Berücksichtigung des Belastungszeitpunktes überlagert werden. Daher ist der Beginn und die Zeitdauer jeder Einwirkung zu beachten, damit der Einfluss von einzelnen Ursachen auf Kraft- oder Weggrößen auf den Gesamteinfluss zu einem beliebigen Zeitpunkt t richtig erfasst wird. Der **korrigierte Ansatz** für die Dehnung der Gleichungen (3.10) und (3.11) sieht daher wie folgt aus:

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{el,0} [1 + k_0 \varphi_N f(t)] + \sum_{t_i} \Delta \varepsilon_{el}(t_i) [1 + k_i \varphi_N f(t - t_i)] + \varepsilon_s(t) \quad (3.12)$$

mit dem Endwert

$$\varepsilon_{b\infty} = \frac{\sigma_{b0}}{E_b} [1 + k_0 \varphi_N] + \sum_{t_i} \frac{\Delta \sigma_b(t_i)}{E_b} [1 + k_i \varphi_N] + \varepsilon_{s\infty} . \quad (3.13)$$

Abbildung 18 zeigt den Vergleich von Kriechkurven für verschiedene Belastungszeitpunkte nach Dischinger und für ein alterndes viskoelastisches Material. Bei den idealen Kriechkurven (Whitney'schen Idealkurven) von Dischinger (linkes Diagramm) ist zu erkennen, dass die Kriechdehnung bei Belastung eines alten Betons gegen Null geht. Bei einem viskoelastischen Material (rechtes Diagramm) beginnt die Kriechgeschichte hingegen für jede aufgebrauchte Belastung erneut. Die Kriechfähigkeit wird jedoch durch die Alterung verringert.

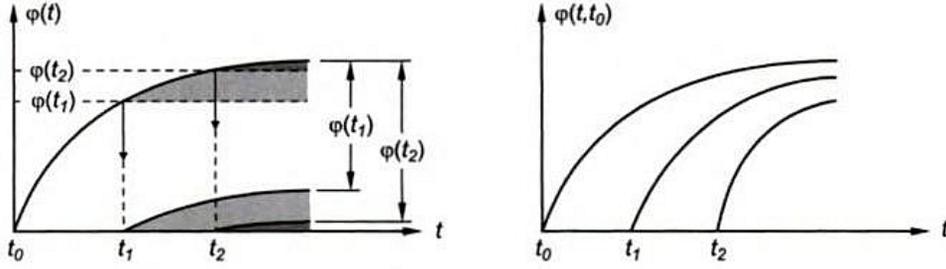


Abbildung 18: Vergleich der Kriechzahlen für verschiedene Belastungszeitpunkte
links: Idealkurve nach Dischinger (Whitney Idealkurven)
rechts: Kriechkurven eines alternden viskoelastischen Materials (=Beton)[15]

Wird anstatt einer abschnittswise konstanten Spannungsfunktion wie in den Gleichungen (3.10) - (3.13) eine sich stetig veränderliche Spannungsfunktion betrachtet, so wird aus dem Summenausdruck in (3.12) ein Integral über das Zeitintervall $[t_0, t]$. Somit ergibt sich das Superpositionsprinzip zu

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el,0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_i=0}^t \frac{\partial \varepsilon_{el}(t_i)}{\partial t_i} [1 + \varphi(t, t_i)] dt_i + \varepsilon_s(t) \quad (3.14)$$

bzw. bei Verwendung des Spannungsdifferentials $d\sigma(t_i) = E(t_i) d\varepsilon_{el}(t_i)$ zu

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_i=0}^t \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} \frac{1}{E(t_i)} [1 + \varphi(t, t_i)] dt_i + \varepsilon_s(t) . \quad (3.15)$$

Die Schwierigkeit bei der Auswertung der Gleichung (3.15) liegt darin, dass sowohl $E(t_i)$ als auch $\varphi(t, t_i)$ zeitabhängige Werkstoffkennwerte sind. Da sich beide Werte einer einfachen mathematischen Formulierung entziehen, ist eine geschlossene Lösung der Integralgleichung sowohl für Kriech- als auch Relaxationsprobleme nicht möglich. Wenn der Beton nicht im Alter von wenigen Tagen belastet wird, ist es vertretbar den Elastizitätsmodul konstant mit einem Mittelwert anzunehmen. Für die Kriechfunktion konnte laut Trost kein passender mathematischer Ansatz gefunden werden, daher schlägt er bei Kriechproblemen folgende Lösungsvorschläge vor:

- Bei stufenweiser konstanter Spannung ist unmittelbar die Gleichung (3.12) bzw. (3.13) auszuwerten,
- Bei bekannter stetiger Spannungsänderung ist die gesuchte Dehnung durch numerische Integration von Gleichung (3.14) zu bestimmen.

Bei **Relaxationsproblemen**, bei denen der Dehnungsverlauf entweder absolut oder aus Verträglichkeitsbedingungen gegeben ist, besteht die Aufgabe darin, den unbekanntem Spannungsverlauf aus der Integralgleichung bestimmen zu müssen. Dafür hat Trost ein Verfahren entwickelt, das eine unmittelbare Lösung der integralen Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Gleichung (3.15) für in der Ingenieurpraxis auftretende Relaxationsprobleme erlaubt. Zur Vereinfachung wird der Elastizitätsmodul von Beton $E(t_i) = E_0$ also konstant angenommen. Aus Gleichung (3.15) wird durch Umformen:

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{1}{E_0} \int_{t_i=0}^{t_i=t} \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} dt_i + \frac{1}{E_0} \int_{t_i=0}^{t_i=t} \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} \frac{1}{E(t_i)} \varphi(t, t_i) dt_i + \varepsilon_s(t) \\ &= \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{1}{E_0} (\sigma(t) - \sigma(t_0)) + \frac{1}{E_0} \int_{t_i=0}^{t_i=t} \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} \frac{1}{E(t_i)} \varphi(t, t_i) dt_i + \varepsilon_s(t) \quad (3.16) \end{aligned}$$

Da der Integralausdruck im vorletzten Term nach wie vor nicht mit einfachen mathematischen Mitteln zu lösen ist, substituierte Trost das Integral und führte folgenden Beiwert ein:

$$\chi = \frac{\int_{t_i=0}^{t_i=t} \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} \varphi(t, t_i) dt_i}{(\sigma(t) - \sigma(t_0)) \varphi(t, t_0)} \quad (3.17)$$

Zur einfachen Formulierung einer zeitabhängigen linearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung bei Relaxationsproblemen mit vorgegebener konstanter oder affin zum Kriechen ändernder Dehnung bei stabförmigen Betontragwerken, ergibt sich Gleichung (3.16) daher zu:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_0} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_s(t) \quad (3.18)$$

Der eingeführte Kennwert χ (oftmals auch mit ϱ bezeichnet) wird als Alterungs- oder **Relaxationsbeiwert** bezeichnet. Dieser erfasst den zeitlichen Verlauf der Spannungen und die Auswirkung der Betonalterung auf das Endkriechmaß. Er beschreibt also die abgeminderte Kriechfähigkeit bei späteren Spannungsänderungen. Vorteil ist, dass der Relaxationsbeiwert χ vorab bestimmt wird und die aufwändige Integration entfällt. Da Beton mit zunehmendem Alter an Kriechvermögen verliert, muss $\chi \leq 1$ sein. Durch Versuchsauswertungen für in Wirklichkeit vorkommende Verhältnisse kommen für χ

Zahlenwerte zwischen 0,8 und 0,9 in Frage. Für wachsende Kriechschonzeit nähert sich der Wert der Größe 1,0. Im Eurocode 2 wird derzeit $\chi = 0,8$ verwendet.

Abschließend betrachtet sind also folgende Lösungsansätze zur Ermittlung der Gesamtverformung sinnvoll:

- Bei Kriechproblemen mit abschnittsweiser konstanter Spannung ist die Gesamtverformung mit den Gleichungen (3.12) und (3.13) durch Berechnung des Summenausdrucks zu berechnen.
- Bei Kriechproblemen mit bekannter stetiger Spannungsänderung ist die gesuchte Dehnung bzw. Verformung durch Lösung des Integrals von Gleichung (3.15) zu bestimmen. Dabei ist es sinnvoll das Integral numerisch zum Beispiel mit Hilfe der Trapez- oder der Simpsonregel zu lösen.
- Für Relaxationsprobleme bei denen ein bekannter Dehnungs-, aber unbekannter Spannungsverlauf vorliegt, können die Verformungen nach Gleichung (3.18) berechnet werden. Dabei darf der von Trost eingeführte Relaxations- oder Alterungsbeiwert im Normalfall mit $\chi = 0,8$ angenommen werden.

3.4 Veränderung von Zwangsschnittgrößen infolge von Kriechen

Die im folgenden Abschnitt erläuterten Beziehungen sind in Anlehnung an die Ausführungen von Heinrich Trost [8] und das Skriptum Betonbau 2 [9] des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien.

Grundlage für die Untersuchung von Veränderungen von Zwangsschnittgrößen infolge von Kriechen in Stabtragwerken aus Beton ist die folgende Gleichung:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} + \varepsilon_{c,cr} = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_c} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_{c,s(t)} \quad (3.19)$$

Der Elastizitätsmodul E_c wird dabei konstant angenommen. Für den Zeitpunkt $t = 0$ ist in dieser Gleichung das Hookesche Gesetz mit $E_c \cdot \varepsilon_{c(0)} = \sigma_{(0)}$ bei einachsiger Beanspruchung enthalten. Die oben angeführte zeitabhängige Beziehung beschreibt den linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung an einem beliebigen Stabelement in einer untersuchten Betonfaser im Abstand y von der Stabachse.

Mit $\sigma = \frac{F}{A_c}$ erhält man die zeitabhängige Verzerrungs-Normalkraftbeziehung unter Vernachlässigung der Schwindverzerrungen

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} + \varepsilon_{c,cr} = \frac{F_{c(t_0)}}{E_c \cdot A_c} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{F_c(t) - F_{c(t_0)}}{E_c \cdot A_c} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.20)$$

Auf Grund der Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte und sonstigen Voraussetzungen der technischen Biegelehre können für einen homogenen Betonquerschnitt im Zustand I die Spannungen infolge von Balkenschnittkräften (Normalkraft N und Biegemoment M) wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{(t_0)} = \frac{N_{(t_0)}}{A_c} + \frac{M_{(t_0)}}{I_c} y \quad (3.21)$$

$$\sigma_{(t)} = \frac{N_{(t)}}{A_c} + \frac{M_{(t)}}{I_c} y \quad (3.22)$$

Setzt man die Gleichungen (3.21) und (3.22) in Gleichung (3.19) ein und werden die Dehnungen in den Fasern 1 und 2 mit dem Abstand Δh angegeben, erhält man die zeitabhängige Krümmungs-Momentenbeziehung:

$$\vartheta_{c(t)} = \vartheta_{c,e} + \vartheta_{c,cr} = \frac{\varepsilon_{1(t)} - \varepsilon_{2(t)}}{\Delta h} = \frac{M_{(t_0)}}{E_c \cdot I} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{M_{(t)} - M_{(t_0)}}{E_c \cdot I} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.23)$$

Bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme sind die statisch überzähligen Größen aus den den Verträglichkeitsbedingungen so zu bestimmen, dass sich in einem zusammenhängenden Tragwerk an den Stellen der am Grundsystem eingeführten Überzähligen zu jeder Zeit t die gegenseitigen Klaffungen und Verdrehungen zu Null ergeben.

In den folgenden Erläuterungen wird nur ein einfach statisch unbestimmtes System betrachtet. Bei einem zeitlich veränderlichem Materialverhalten ändert sich auch die Zwangsschnittgröße $X_{1(t)}$ mit der Zeit und setzt sich wie folgt zusammen:

$$X_{1(t)} = X_{1(t_0)} + X_{1\varphi(t)}$$

$X_{1(t_0)}$ Zwangsschnittgröße zur Zeit $t = t_0$ (elastische Schnittgröße ohne zeitabhängigen Anteil)

$X_{1\varphi(t)}$ zeitlich veränderliche Zwangsschnittgröße

Mit dem Kraftgrößenverfahren ergibt sich in einem einfach statisch unbestimmten System mit zeitlich veränderlichem Materialverhalten die Schnittgröße $M_{1(t)}$ zu

$$M_{1(t)} = M_{10} + M_{11} \cdot X_{1(t)}$$

M_{10} Schnittgröße am statisch bestimmten Grundsystem

M_{11} Schnittgröße infolge der virtuellen Einheitsschnittgröße

$X_{1(t)}$ zeitlich veränderliche Zwangsschnittgröße

Für ein einfach statisch unbestimmtes System mit zeitunabhängigem Materialverhalten lautet die Verträglichkeitsbedingung

$$\delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.24)$$

Hat man jedoch ein zeitlich veränderliches Materialverhalten, sieht die Verträglichkeitsbedingung wie folgt aus:

$$\delta_{10(t)} + [X_{1(t_0)} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) + X_{1\varphi(t)} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))] \delta_{11} = 0 \quad (3.25)$$

Die Verschiebung od. Klaffung $\delta_{10(t)}$ am aufgeschnittenen System besteht im allgemeinen Fall aus einem zeitunabhängigen und einem zeitabhängigen Anteil

$$\delta_{10(t)} = \delta_{10(t_0)} + \delta_{10\varphi(t)} \quad (3.26)$$

Die oben genannte Verträglichkeitsbedingung (3.25) muss sowohl für von Zeit unabhängige Anteile

$$\delta_{10(t_0)} + X_{1(t_0)} \cdot \delta_{11} = 0 , \quad (3.27)$$

als auch für die zeitabhängigen Anteile

$$\delta_{10\varphi(t)} + [X_{1(t_0)} \cdot \varphi(t, t_0) + X_{1\varphi(t)} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))] \delta_{11} = 0 \quad (3.28)$$

erfüllt sein, denn es darf zu keinem Zeitpunkt an der aufgeschnittenen Stelle eine Verschiebung oder Klaffung auftreten.

Wie bereits erwähnt, wird der Einfluss des Schwindens nicht berücksichtigt. Prinzipiell ist aber bekannt, dass bei innerlich oder äußerlich statisch unbestimmten Systemen infolge von Behinderung von Verformungen Zwangsschnittgrößen entstehen. Vernachlässigt man die Behinderung des Schwindens durch die Bewehrung, werden bei Durchlaufträgern die Schnittgrößen infolge von Schwinden des Betons nicht geändert, sofern bewegliche Lager eingebaut sind und die Lagerreibung vernachlässigbar ist.

Bei Tragwerken mit unverschieblichen Auflagern (z.B.: Rahmen oder Bogen) entstehen Zwangsschnittgrößen durch Behinderung der Schwindverformungen. Diese Schnittgrößen werden aber bereits während ihrer Entstehung durch Kriechen wieder abgebaut. Dieser Prozess wird auch als "Schwindkriechen" bezeichnet.

Die zuvor erläuterten und hergeleiteten Formeln können für diverse ingenieurspezifische Aufgabenstellungen Verwendung finden. In der folgenden Aufzählung werden einige Anwendungsmöglichkeiten genannt:

- Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Schnittgrößen, die durch einen rasch aufgebrauchten Zwang (z.B.: plötzliche Stützensenkung) hervorgerufen werden
- Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Schnittgrößen, die von einem sich langsam aufbauenden Zwang (z.B.: langsame Stützensenkung infolge Baugrundsetzung) hervorgerufen werden
- Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Schnittgrößen, infolge der Änderung des statischen Systems (z.B.: nachträglicher Verbund von 2 Einfeldträgern zu einem Durchlaufträger)
- Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Schnittgrößen, die durch den nachträglichen Einbau von Auflagern entstehen
- Schnittgrößenumlagerungen bei abschnittweisem Bauen

3.5 Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden laut Eurocode 2

Laut Eurocode 2 Kapitel 2.3.2.2 [13] ist Kriechen und Schwinden wie folgt zu berücksichtigen:

1. Kriechen und Schwinden sind zeitabhängige Eigenschaften des Betons. Ihre Auswirkungen sind in der Regel immer für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.
2. Kriechen und Schwinden sollten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann berücksichtigt werden, wenn es wesentlich ist, z. B. bei Nachweisen im GZT, die nach Theorie II. Ordnung geführt werden müssen. In anderen Fällen müssen Kriechen und Schwinden im GZT nicht berücksichtigt werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit im ausreichenden Maße nachgewiesen werden können.
3. Wird das Kriechen berücksichtigt, ist in der Regel sein Einfluss unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu ermitteln, unabhängig davon, ob eine ständige, eine vorübergehende oder eine außergewöhnliche Bemessungssituation betrachtet wird.

Dabei darf im Allgemeinen das Kriechen unter ständigen Lasten und dem Mittelwert der Vorspannung ermittelt werden.

3.6 Ermittlung der Kriechzahl nach Eurocode 2 [13]

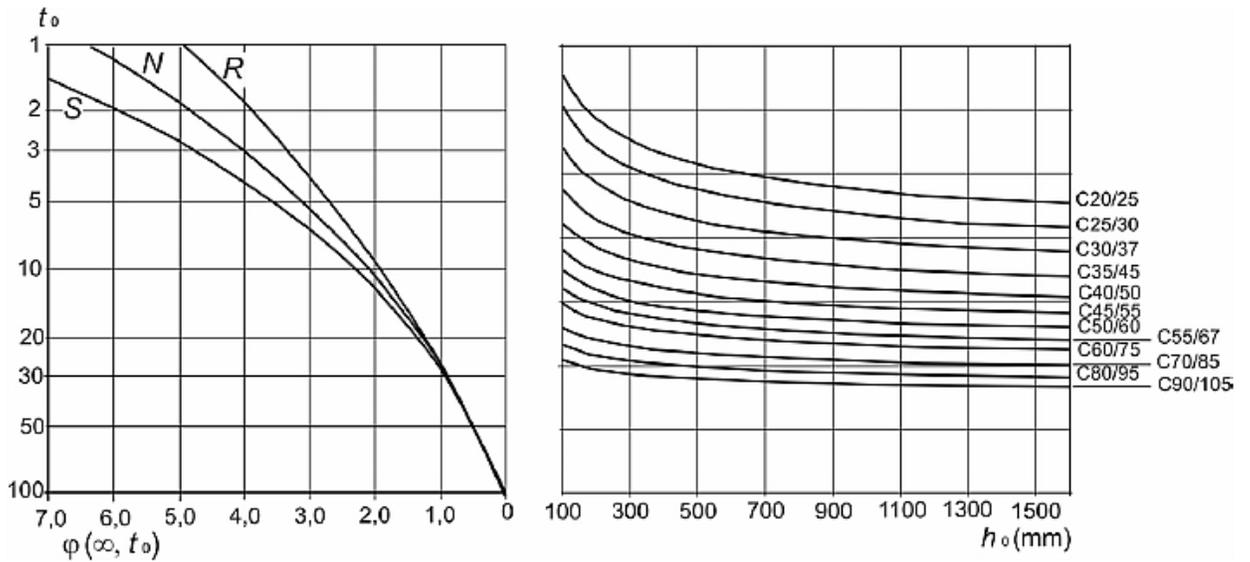
Im folgenden Kapitel wird die Ermittlung der Kriechzahl nach derzeitigem Stand der Technik beschrieben. Der Eurocode 2 [13] bietet dafür zwei Möglichkeiten an. Für eine überschlagsmäßige Berechnung, bei der keine besondere Genauigkeit erforderlich ist, kann die Kriechzahl, wie in Kapitel 3.6.1 beschrieben, mittels Diagrammen ermittelt werden. Ist eine genaue Ermittlung notwendig, kann die Kriechzahl nach Anhang B des Eurocode 2 bzw. wie in Kapitel 3.6.2 beschrieben, berechnet werden.

3.6.1 Ermittlung mittels Diagrammen

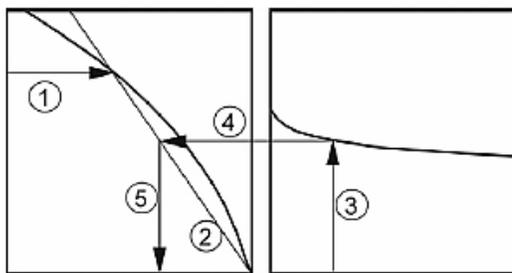
Wenn für die Ermittlung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ keine besondere Genauigkeit erforderlich ist, kann diese mittels Diagrammen (siehe Abb. 19 auf der nächsten Seite) für Beton im Alter von 70 Jahren ermittelt werden. Der ermittelte Wert darf als Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ angesehen werden. Jedoch ist zu beachten, dass folgende Voraussetzungen für die Anwendung dieser Diagramme gelten:

- der Beton ist beim Belastungsbeginn zum Zeitpunkt $t = t_0$ höchstens einer Druckspannung von $0,45 f_{ck}(t_0)$ ausgesetzt
- Beton der Festigkeitsklassen C 20/25 bis C 90/105 wird verwendet
- mittlere relative Luftfeuchtigkeit liegt zwischen 40% und 100%
- Umgebungstemperaturen liegt zwischen -40°C und $+40^\circ\text{C}$

In den Diagrammen von Abbildung 19 werden folgende Formelzeichen verwendet:

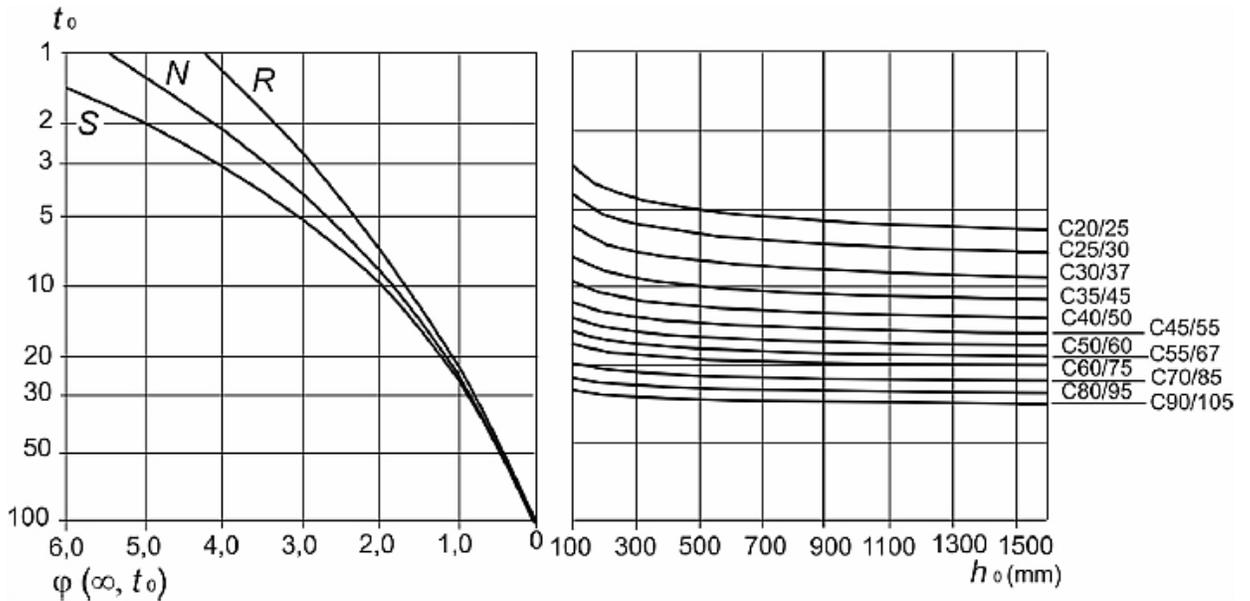


a) trockene Innenräume, Relativer Luftfeuchte = 50%



ANMERKUNG

- der Schnittpunkt der Linien 4 und 5 kann auch über dem Punkt 1 liegen
- für $t_0 > 100$ darf $t_0 = 100$ angenommen werden (Tangentenlinie ist zu verwenden)



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80%

Abbildung 19: Diagramme zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ nach EC 2 [13]

- $\varphi(\infty, t_0)$ für die Endkriechzahl
- t_0 Alter des Betons bei Erstbelastung
- h_0 für die wirksame Bauteildicke. $h_0 = 2 \cdot A_c / u$, wobei A_c die Querschnittsfläche des Betons und u der Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen ist
- S, N, R Zemente verschiedener Festigkeitsklassen nach EN 1992-1-1:2004 3.1.2 (6)

Die Kriechverformung $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ im Alter $t = \infty$ von Beton bei konstanter Druckspannung σ_c , aufgebracht im Betonalter t_0 , darf mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.29)$$

Übersteigt die Druckspannung von Beton im Alter t_0 den Wert von $0,45 f_{ck}(t_0)$, ist in der Regel die Nicht-Linearität des Kriechens zu berücksichtigen. Derartige hohe Spannungen können durch Vorspannung im sofortigen Verbund entstehen, z.B. bei vorgefertigten Betonelementen im Bereich der Spannglieder. In diesen Fällen darf die nicht-lineare rechnerische Kriechzahl mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) \quad (3.30)$$

Dabei ist:

- $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ die nicht-lineare rechnerische Kriechzahl, welche $\varphi(\infty, t_0)$ ersetzt
- k_σ das Spannungs-Festigkeitsverhältnis $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, wobei σ_c die Druckspannung ist und $f_{ck}(t_0)$ der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung.

3.6.2 Genaue Ermittlung der Kriechzahl nach Anhang B

Ist eine genaue Ermittlung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ bzw. die zeitabhängige Kriechentwicklung notwendig, so kann diese nach Anhang B des EN 1992-1-1:2004 ermittelt werden. Dabei wird die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ wie folgt ermittelt:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.31)$$

Dabei ist

- φ_0 die Grundzahl des Kriechens und darf wie folgt ermittelt werden:
 $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$
- φ_{RH} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens:
 $\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$ für $f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$
 $\varphi_{RH} = [1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1] \cdot \alpha_2$ für $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$

RH	relative Luftfeuchte der Umgebung in %
$\beta(f_{cm})$	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens: $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm^2 nach 28 Tagen
$\beta(t_0)$	Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens: $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})}$
h_0	die wirksame Bauteildicke in mm. Dabei ist $h_0 = \frac{2A_c}{u}$
A_c	die Gesamtfläche des Betonquerschnitts
u	der Umfang des Querschnitts, der der Trocknung ausgesetzt ist
$\beta_c(t, t_0)$	Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn $\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3}$
t	Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in Tagen
t_0	tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen
$t - t_0$	nicht angepasste Belastungsdauer in Tagen
β_H	Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit (RH in %) und der wirksamen Bauteildicke (h_0 in mm). Er darf wie folgt ermittelt werden: $\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500$ für $f_{cm} \leq 35 N/mm^2$ $\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$ für $f_{cm} \geq 35 N/mm^2$
$\alpha_{1/2/3}$	Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit: $\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$

Die Auswirkung der Zementart auf die Kriechzahl des Betons darf durch die Anpassung des Betonalters bei Belastungsbeginn t_0 in der Gleichung für $\beta(t_0)$ berücksichtigt werden. t_0 darf wie folgt ermittelt werden:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.32)$$

Dabei ist

$t_{0,T}$ das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung darf mit der Gleichung 3.33 für t_T erfolgen

α eine Potenz zur Berücksichtigung der Zementart:
 = -1 für Zemente der Klasse S
 = 0 für Zemente der Klasse N
 = 1 für Zemente der Klasse R

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

$$t_T = \sum_{k=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (3.33)$$

Dabei ist

t_T das temperaturangepasste Betonalter, das t in den entsprechenden Gleichungen ersetzt

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

Δt_i die Anzahl der Tage, in denen die Temperatur vorherrscht

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

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Versuchsaufbau

4.1.1 Gegenstand der Untersuchung

Wie bereits in der Einleitung (Seite 1) erwähnt, wurde in den letzten Jahren am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau - der Technischen Universität Wien das Brückenklappverfahren entwickelt. Im Rahmen eines Großversuches wurde dabei eine spezielle Variante des Brückenklappverfahrens untersucht: In Gars am Kamp wurde im Sommer 2010 eine Versuchsbrücke mit einer Gesamtspannweite von 50,4 m und einer Höhe von 7,46 m errichtet. Dabei wurde nicht, wie in der Einleitung erklärt bzw. in Abbildung 2 auf Seite 2 dargestellt, das Druck- oder Zugstrebenmodell angewandt, sondern die Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler. In Abbildung 20 ist schematisch der Klappvorgang des Brückenklappverfahrens mit Hilfspfeiler zu sehen. Diese Variante wird für flache Taleinschnitte verwendet, bei denen

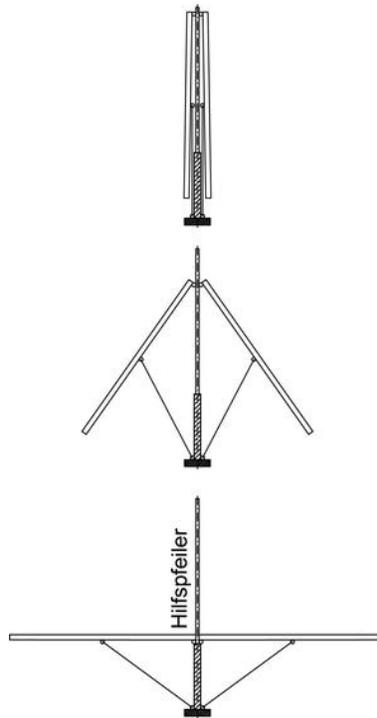


Abbildung 20: Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler

die Pfeilerhöhe zu gering ist, um Brückenträger mit einer sinnvollen Spannweite mittels der reinen Druckstrebenvariante zu klappen. Dieser Versuch diente dazu, das Verfahren zu testen und weitere Erkenntnisse und Verbesserungsmöglichkeiten über den Bauablauf zu bekommen. Beim Neubau der Schnellstraße S7 könnte das Brückenklappverfahren für eine Lafnitzüberquerung erstmalig zum Einsatz kommen. Der Hilfspfeiler wird als Führungsschiene für die beiden Brückenträger während des Klappvorganges benötigt,

um ein seitliches Ausweichen zu verhindern. Nach dem Klappen wird dieser wieder demontiert. Neben der reibungslosen praktischen Durchführbarkeit des Klappvorganges wurde auch der Einsatz von neu entwickelten trogförmigen Betonfertigteilen erprobt. Dabei kamen aus dem Hochbau bekannte Fertigteilplatten (Gitterträgerdecken) zum Einsatz. Diese bilden die Seitenwände der trogförmigen Fertigteile. Der Unterschied in der Fertigung gegenüber herkömmlichen Fertigteildecken stellte nur die zusätzliche Anschlussbewehrung für die Bodenplatte dar. Die detaillierte Beschreibung über den Großversuch des Brückenklappverfahrens ist in der Diplomarbeit von Mario Müller [11] nachzulesen.

Parallel zum Brückenklappverfahren wurde ein vorgespannter Einfeldträger, der Gegenstand dieser Diplomarbeit ist, hergestellt. Der genaue Versuchsaufbau ist der Diplomarbeit von Benjamin Kromoser [1] zu entnehmen. An diesem Träger wurden Untersuchungen über die Tragwirkung, das Kriech- bzw. Verformungsverhalten, die Kraftabtragung, die Spannungumlagerung und den Torsionwiderstand eines dünnwandigen vorgespannten Betonfertigteiltrogquerschnitts mit nachträglich verfülltem Zwischenraum untersucht. Abbildung 21 zeigt ca. die Hälfte des Versuchsträgers während des Vorspann- und Füllvorgangs am Lagerplatz der Firma Oberndorfer in Gars am Kamp.



Abbildung 21: halber Versuchsträger während der Herstellung

Hier werden nun die wichtigsten Eigenschaften des Trägers und seiner Herstellung, die für die späteren Untersuchungen wichtig sind, erläutert.

4.1.2 Herstellung im Fertigteilwerk

Wie bereits erwähnt, wurde der Trogquerschnitt aus dünnwandigen Fertigteilen hergestellt. Die 30 m langen Seitenwände bestehen aus modifizierten Fertigteilplatten (Gitterträgerdecken bzw. Hohlwandelemente), die im Hochbau eingesetzt werden. Zusätzlich zur statisch erforderlichen Bewehrung wurden in die 7 cm dicken Fertigteilplatten bereits die Anschlussbewehrung für die Bodenplatte und die Umlenksättel einbetoniert.

In Abbildung 22 ist eine der Fertigteilplatten, die später als Seitenwand dient, während des Aushärtens zu sehen. Auf diesem Foto ist die Anschlussbewehrung einerseits für die

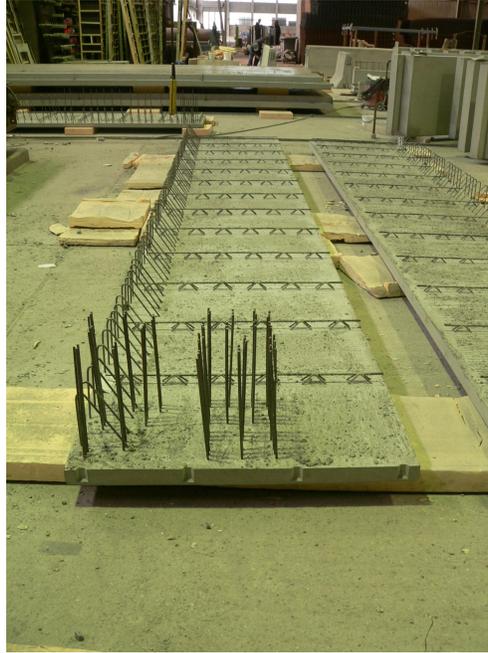


Abbildung 22: Seitenwand des Trogquerschnittes mit Anschlussbewehrung

Bodenplatte, die die dreieckförmigen Bügel am linken Plattenrand sind, zu sehen. Andererseits ist die Anschlussbewehrung für den Umlenksattel der Spannglieder, die sich im vorderen Teil der Platte befindet, zu erkennen. Weiters sind die aus dem Hochbau beim Einsatz von Fertigteildecken bekannten Gitterträger zu erkennen, die in einem Abstand von ca. 55 cm eingebaut wurden. Diese sind neben der aufgerauten Oberfläche des Fertigteiles für die Verbundsicherung zum später eingebauten Füllbeton verantwortlich. Nach dem Erhärten der Platten wurden diese in einem Abstand von 70 cm parallel zueinander aufgestellt und dazwischen die 20 cm dicke Bodenplatte hergestellt. In die Bodenplatte wurde bereits die erforderliche schlaaffe Biegebewehrung sowie die beiden Hüllrohre für die Spannglieder eingebaut. Somit war der Trogquerschnitt mit einer Höhe von 144 cm, einer Breite von 70 cm, einer 20 cm dicken Bodenplatte und 7 cm dicken Seitenwänden fertiggestellt. Abbildung 23 zeigt die parallel aufgestellten Seitenwände und die bereits dazwischen betonierete 20 cm starke Bodenplatte. Aus der Bodenplatte ragt die schlaaffe Längsbewehrung des Trägers heraus. Ebenfalls zu sehen sind die Hüllrohre der Spannglieder, die in diesem Bereich mit einer Neigung von ca. 3° zur Endverankerung im Querträger verlaufen.

In drei Teilen wurden die Querschnitte zum endgültigen Versuchsplatz gebracht, wobei an den Enden der beiden äußeren Trogquerschnitte Querträger betoniert wurden. Diese Träger mit 3 m Breite, 60 cm Dicke und 1,44 m Höhe dienen einerseits zur Lagesicherheit gegen Kippen. Andererseits sind sie für den späteren Torsionsversuch



Abbildung 23: Herstellung der Bodenplatte des Trogquerschnitts

notwendig, um das Torsionsmoment im Auflagerbereich ableiten zu können. Sie beinhalten die für die Vorspannung benötigten Ankerplatten, Trompeten, Spiralbewehrung und Hüllrohre. Abbildung 24 zeigt den Trogquerschnitt mit dem anbetonierten Querträger (links im Bild). Am Versuchsort wurden die drei Teile dann mit Hilfe eines Krans eingehoben. An den äußeren Enden wurden sie auf den endgültigen Auflagern abgelegt und bei den Stoßfugen zum mittleren Bauteil jeweils durch eine Hilfskonstruktion unterstützt. Danach wurden die Spannkabel eingebracht und die Stoßfugen vergossen. Also Fugenmasse wurde der zementöse Vergussmörtel “SikaGrout” der Firma Sika verwendet. Durch das Spannen der Litzen verformte sich der Träger nach oben, die Hilfsunterstellungen wurden dadurch entlastet und konnten abgebaut werden. Ab diesem Zeitpunkt war das statische System des Trägers ein Einfeldträger. Die Hilfsunterstellungen sind in Abbildung 26 strichliert dargestellt. Die weitere Vorgehensweise der Herstellung wird in der Belastungsgeschichte auf Seite 35 beschrieben.

4.1.3 Kenndaten des Versuchsträgers

Im folgenden Abschnitt werden die wichtigsten Abmessungen, Eigenschaften und Kenndaten des Versuchsträgers, die auch in den Zeichnungen in Abbildung 25 und 26 zu sehen sind, erläutert.

Das statische System des Versuchsträgers ist ein Einfeldträger. Der Abstand zwischen den Auflagerpunkten beträgt 29,4 m. Der Trogquerschnitt, von dem in Abbildung 25 ein Regelquerschnitt in Trägermitte dargestellt ist, ist 28,8 m lang. An den beiden Enden des Trogquerschnitts schließt jeweils ein 60 cm starker Auflagerquerträger an,



Abbildung 24: Trogquerschnitt mit Querträger

in dessen Mitte sich die Auflagerplatten befinden. Somit ergibt sich inklusive der Vergussfugen zwischen den einzelnen Trägerelementen eine Gesamtlänge von 30,02 m.

Die Spannliedführung beginnt in den Auflagerachsen in der Höhe des Schwerpunktes des Troges bei $z_s \approx 50$ cm. Mit einer Neigung von $\psi \approx 3,15^\circ$ verläuft sie dann linear bis zu den Umlenksätteln, die 7,64 m vom Auflager entfernt sind. Zwischen den Umlenkungen haben die Spannkabel konstant einen Abstand von 10 cm zur Trägerunterkante. Es werden zwei Spannkabel mit einem Abstand von 34 cm geführt. Jedes Kabel besteht aus 19 Litzen. Auf Grund der Litzenquerschnittsfläche von $1,5$ cm² ergibt sich eine Spannstahlquerschnittsfläche von 57 cm². Die Litzen haben die Spannstahlgüte St 1680/1860. Da die Hüllrohre nachträglich verpresst wurden, liegt für den Endzustand eine Vorspannung mit nachträglichem Verbund vor.

Laut dem Formblatt der Betonherstellung des Fertigteilwerkes wurde für die Fertigteilwandelemente die Betonsorte C 30/37 B2 GK 16 F52 verwendet. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen betrug $f_{cm,cube} = 64$ N/mm². Für die Bodenplatte und den Füllbeton wurde ein selbstverdichtender Beton (self compacting concrete) SCC 40/50 B2 GK16 F73 mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 62,4$ N/mm² verwendet. Laut Eurocode 2 wird der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm} mit $f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube}$ berechnet. Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} ergibt sich aus der Formel $f_{cm} = f_{ck} + 8$ N/mm², und die charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ wird aus der Beziehung $f_{ck} = 0,8 \cdot f_{ck,cube}$ ermittelt. Somit ergibt sich für die beiden verwendeten Betonsorten eine Betonfestigkeitsklasse, die zwischen C 40/50 und C 45/55 liegt. Der Elastizitätsmodul E_{cm} kann somit nach EC 2 Tabelle 3.1 mit $E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$ berechnet werden und liegt zwischen 35000 und 36000 N/mm².

Bewehrt wurde der Versuchsträger mit Betonstahl BSt 550. Die genaue Aufteilung und Positionierung der Bewehrung ist der Diplomarbeit von Benjamin Kromoser [1] zu entnehmen. Überblicksmäßig ist die Bewehrung in Kapitel 4.3.1 auf Seite 48 dargestellt.

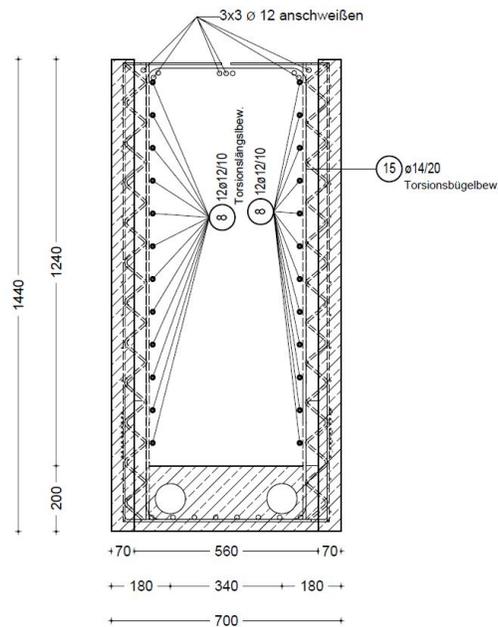


Abbildung 25: Regelquerschnitt in Trägermitte

4.1.4 Belastungsgeschichte

Im folgenden Abschnitt wird die endgültige Herstellung des Versuchsträgers am Lagerplatz der Firma Oberndorfer in Gars am Kamp beschrieben. Am 28.10. (Tag 1) und 29.10.2010 (Tag 2) wurden folgende Arbeitsschritte durchgeführt:

Tag 1:

- 10:00 Vorspannen auf 1500 kN und umheben
- 11:00 Vorspannen auf 2500 kN
- 11:10 Einbringen von 5 m³ Beton (Füllbeton 1)
- 11:30 Vorspannen auf 3000 kN
- 12:00 Einbringen von 5 m³ Beton (Füllbeton 2)

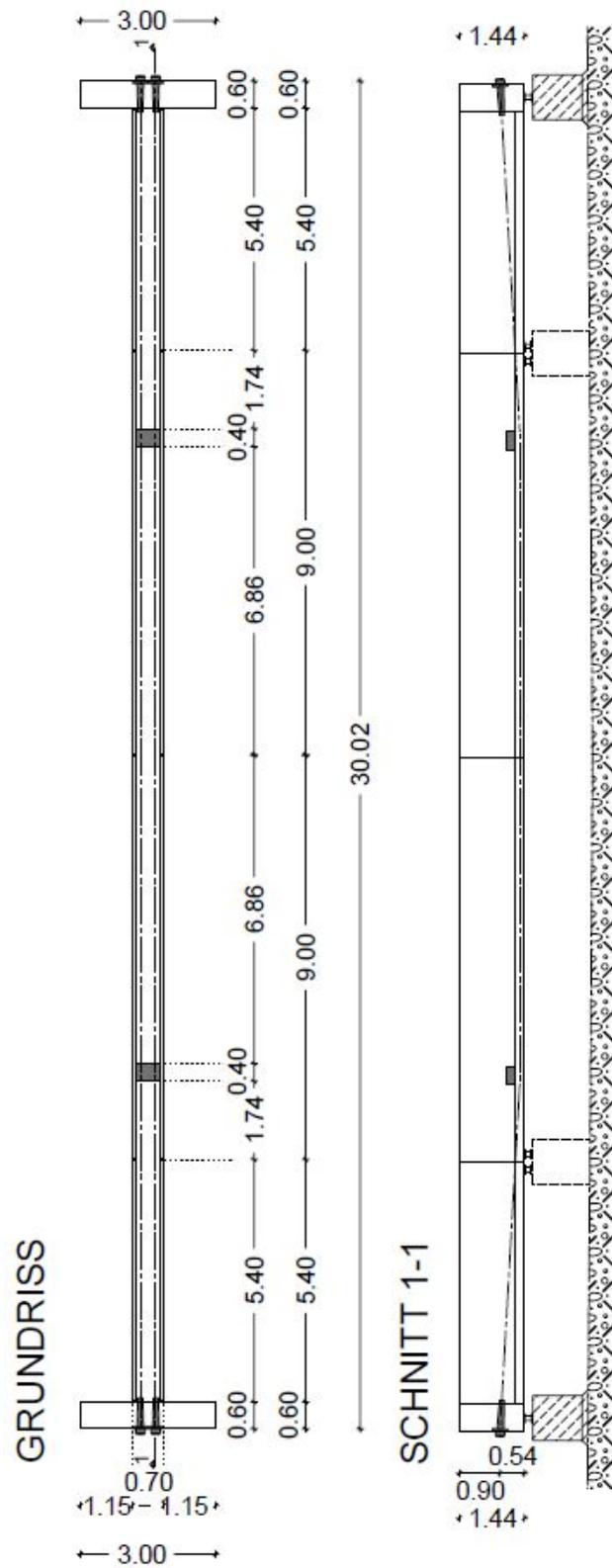


Abbildung 26: Grundriss und Schnitt des Versuchsträgers

Tag 2:

09:50	Vorspannen auf 4500 kN
10:25	Einbringen von 5 m ³ Beton (Füllbeton 3)
10:45	Vorspannen auf 5300 kN
11:25	Einbringen von 5 m ³ Beton (Füllbeton 4)

Diese Belastungsgeschichte ist für die späteren Berechnungen sehr wichtig, denn sie beschreibt die einzelnen Belastungsschritte und deren Belastungszeitpunkt.

Zwischen der Herstellung der Fertigteilquerschnitte im Werk und Tag 1 der Errichtung des Versuchsträgers sind 48 Tage vergangen. Dieser Wert ist für die spätere Berechnung der Kriechzahlen wichtig, denn er kennzeichnet das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn. In den theoretischen Grundlagen wurde diese Zeitspanne auch oft als Kriechschonzeit bezeichnet.

Das Vorspannen des Trägers wurde aus Herstellungs- und Spannungsgründen stufenweise durchgeführt. Ein sofortiges Vorspannen auf 5300 kN hätte zu zu großen Spannungen im Fertigteilquerschnitt geführt. Durch Einbringen des Füllbetons wurden diese teilweise wieder abgebaut, denn der Hintergedanke der Spanngliedführung war, dass sich die Biegemomente und Spannungen infolge Eigengewicht und infolge Vorspannung annähernd kompensieren. Mit einer parabelförmigen Spanngliedführung wäre diese Kompensation besser ausgefallen. Da jedoch ein Trogquerschnitt eingesetzt wurde, erfolgte die Umlenkung punktuell an Umlenksätteln und somit war die Spanngliedführung abschnittsweise linear. Die Wirkungsweise entsprach einer externen Vorspannung.

Während des Herstellungsprozesses wurden mit vier Kraftmessdosen (jeweils zwei pro Auflager) die vertikalen Auflagerreaktionen gemessen. In Trägermitte und an den Stoßfugen, die sich jeweils ca. 6 m vom Auflager entfernt befinden, wurde mittels Wegaufnehmer die jeweilige Durchbiegung gemessen. Abbildung 27 zeigt den zeitlichen Verlauf der Messungen. Dabei stellen die vier annähernd parallel verlaufenden Linien, die mit WayCon 1-4 (gelbe, rote, violette und blaue Linie) bezeichnet sind, die Messdaten der Wegaufnehmer dar. WayCon 2 und 3 waren in der Trägermitte angebracht, WayCon 1 und 4 jeweils bei den Stoßfugen zwischen dem äußeren und mittleren Trogquerschnitt. Dabei sind die einzelnen Belastungsschritte sehr gut zu erkennen. Eine negative Durchbiegung, also eine Verformung des Trägers nach oben ist im Diagramm ebenfalls nach oben aufgetragen. Diese negativen Durchbiegungen sind jeweils auf die Erhöhung der Vorspannkraft zurückzuführen. Die markanten Abfälle nach unten, also eine positive Durchbiegung, sind hingegen auf das Einbringen des Füllbetons zurückzuführen. Sehr gut ist auch zu erkennen, dass sich die Durchbiegung des Trägers nach dem letzten Füllvorgang und dem damit verbundenen Ende der Belastungsgeschichte wieder annähernd auf Null einstellen. Dies spricht für eine richtige Dimensionierung der Vorspannung. Auffällig ist auch, dass die Verformungen zwischen den einzelnen Belastungsschritten nicht konstant sind. Infolge konstanter Beanspruchung eines elastischen Materials wäre ein konstantes Plateau zwischen den Belastungsänderungen zu

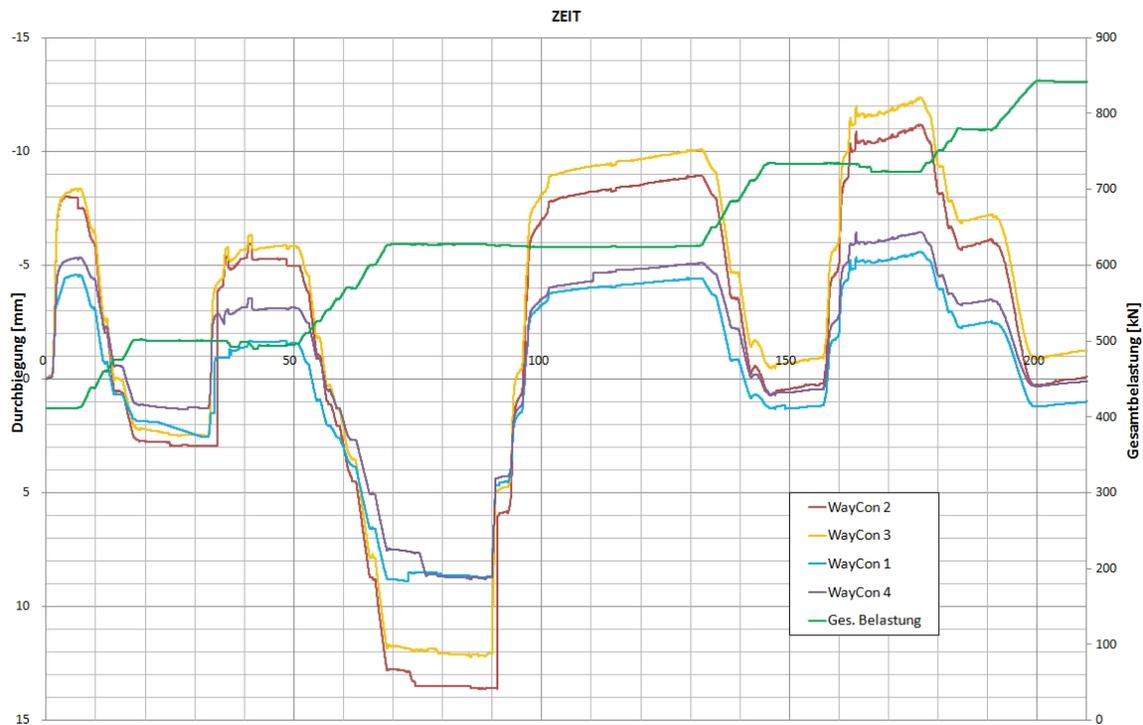


Abbildung 27: Durchbiegung und Auflagerreaktion während der Herstellung

erwarten. Die Veränderung der Durchbiegungen, die an den geneigten Plateaus zu erkennen ist, dürfte daher bereits das zeitlich veränderliche Materialverhalten von Beton widerspiegeln und erste Kriechverformungen darstellen.

Die blaue grüne Linie stellt die akkumulierte Belastung dar. Sie ist die Summe der Messwerte aller vier Kraftmessdosen und stellt die Änderung der Gesamtbelastung des Trägers dar. Dabei sind die vier Befüllungsschritte sehr gut zu erkennen. Die Stufe beim letzten Füllvorgang ist auf eine einbaubedingte Verzögerung zurückzuführen und ist auch bei Verformungen durch einen markanten Sprung eindeutig zu erkennen. Gut zu sehen ist auch, dass jede Belastungssteigerung direkt eine positive Verformung bewirkt. Hingegen bewirkt eine Änderung der Vorspannkraft keine Auflagerreaktion, da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt und somit keine Zwängungen auftreten.

4.1.5 Ziel der Untersuchung

Mit der Untersuchung dieses Versuchsträgers soll herausgefunden werden, ob sich Schnittgrößen bzw. Spannungen von den Fertigteilelementen auf den Füllbeton umlagern. Mit den Ergebnissen soll bewiesen werden, dass es möglich ist Fertigteile auch im Brückenbau einzusetzen. Speziell durch die Kriechverformung der Fertigteile wird eine Kraftumlagerung erwartet. Da durch den Einsatz von Fertigteilen ein Großteil der Schalung und Rüstung auf der Baustelle entfällt und somit auch eine enorme Zeitersparnis zu erwarten ist, hat dieses Bauverfahren großes Potential für die Zukunft.

Die Frage ist, ob und in welcher Größe sich Spannungen umlagern. Für den Fall, dass der Füllbeton durch Kriechen der Fertigteile keine Spannungen aufnimmt, würden die Spannungen in den dünnwandigen Seitenwänden sehr hoch bleiben. Für eine zusätzliche Belastung des Gesamtträgers nach dem Erhärten des Füllbetons steht dann zwar der Gesamtquerschnitt zur Lastabtragung zur Verfügung. Die Spannungen aus dieser Zusatzbelastung müssen aber mit jenen aus der Zeit der Herstellung überlagert werden. Durch den Ausbau des Trägers mit einer Fahrbahnplatte zu einem Brückentragwerk, würde man daher in den Fertigteilen an die Grenzen der Tragfähigkeit stoßen oder man müsste Beton mit einer höheren Festigkeit einsetzen. Dies wäre auch für die Langlebigkeit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion nicht von Vorteil. Infolgedessen müsste man den Querschnitt der dünnwandigen Fertigteile erhöhen, um die Spannungen zu senken. Eine Querschnittsvergrößerung hat zur Folge, dass sich auch das Eigengewicht erhöht. Somit würde der Vorteil der dünnwandigen und leichten Konstruktion nicht mehr so gut zur Geltung kommen.

Sollten sich jedoch die Spannungen aus den Fertigteilen auf den Füllbeton umlagern, wäre das für dieses Bauverfahren perfekt. Im Idealfall wären nach dem Erhärten des Füllbetons in einer Faser des Querschnitts die Spannungen im Fertigteil und im Füllbeton gleich groß. Dieser Fall würde dann einem in Ortbetonbauweise gefertigtem monolithischem Träger entsprechen. Bei der Verwendung von Fertigteilen entfällt jedoch auf der Baustelle der Einsatz der Schalung und auch ein Großteil der Rüstung. Dadurch kann man schneller, ressourcenschonender und somit auch wirtschaftlicher bauen.

Für die Untersuchung stellt sich daher die Frage, ob und wie sich Spannungen umlagern. Verhält sich der Versuchsträger wie einer der beiden oben beschriebenen Fälle, oder liegt er dazwischen? Falls sich, wie vor dem Versuch erwartet wurde, nur ein Teil der Spannungen umlagert, stellt sich die Frage, wie groß der Prozentsatz der Umlagerung ist. Des Weiteren wäre es wünschenswert, aus den gewonnenen Versuchsergebnissen einen Berechnungsansatz zu finden, um für darauffolgende Projekte eine genauere Kenntnis über das Tragverhalten und die Lastabtragung zu haben.

4.1.6 Berechnungen

Wie bereits im Kapitel 2 auf Seite 5 erwähnt, wurden zwei Grenzfälle betrachtet, die jeweils eine obere und untere Schranke für die erwarteten Ergebnisse bilden. Im folgenden Abschnitt werden nun die beiden Grenzfälle genauer erklärt und Berechnungen für die beiden Schranken durchgeführt.

Grenzfall 1: Dabei wird die gesamte Belastung vom Trogquerschnitt übernommen. Der Füllbeton übernimmt keine Tragwirkung, sondern wirkt nur als Belastung auf das System. Da die Querschnittswerte im Vergleich zum Vollquerschnitt kleiner sind, werden die Spannungen, Dehnungen und Durchbiegungen größer. Der Grenzfall 1 beschreibt somit eine obere Schranke für die erwarteten Ergebnisse.

Grenzfall 2: Der Querschnitt wird als homogener Rechteckquerschnitt betrachtet. Der Trogquerschnitt und der Füllbeton übernehmen gemeinsam die Tragwirkung. Im

Vergleich zum Versuchsträger sind die Querschnittswerte größer, da beim Versuch der Füllbeton anfangs weich und plastisch ist und erst mit dem Erhärtungsprozess an Steifigkeit und somit Tragvermögen gewinnt. Somit beschreibt dieser Grenzfall eine untere Schranke, da die Spannungen, Dehnungen und Durchbiegungen am geringsten sind.

In Abbildung 28 sind die Querschnitte der beiden Grenzfälle zu sehen. Abgebildet

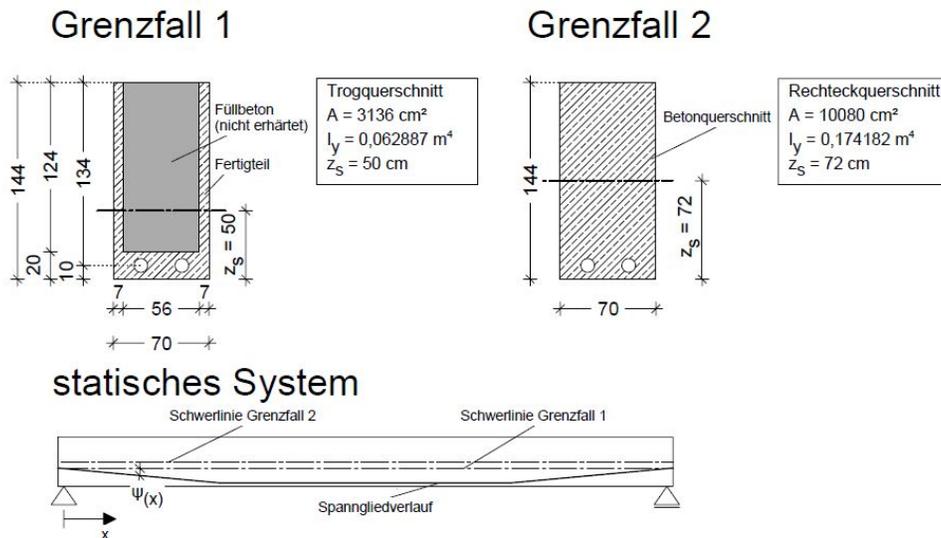


Abbildung 28: Grenzfälle mit Querschnittswerten

sind auch die wichtigsten Querschnittskennwerte und Abmessungen, welche für die Berechnung notwendig sind. Belastet werden sie jeweils mit einer Vorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ und dem Eigengewicht von $g = 25,2 \text{ kN/m}$. Da es eine Grenzwertbetrachtung ist, wird angenommen, dass die Vorspannkraft und die Belastung aus Eigengewicht nicht, wie in der Belastungsgeschichte beschrieben, stufenweise, sondern gleichzeitig in voller Größe zu einem Zeitpunkt aufgebracht werden. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da sich die Kriechverformungen aus Belastungen, welche zu einem späteren Zeitpunkt aufgebracht werden, mit einer kleineren Kriechzahl eingehen. Da die einzelnen Belastungsschritte innerhalb eines Tages aufgebracht werden, sind die Auswirkungen auf die Endkriechzahl vernachlässigbar klein. Das Eigengewicht ist in beiden Fällen gleich groß, da die Annahme getroffen wird, dass sowohl der Fertigteilquerschnitt und der Füllbeton, als auch der Vollquerschnitt die gleiche Wichte von $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ besitzen.

Für beide Grenzfälle wird der in Abbildung 28 im unteren Bereich dargestellte Spanngliedverlauf verwendet. Somit ergeben sich die in Abbildung 29 dargestellten Momentenverläufe. Die blaue Linie kennzeichnet dabei das Biegemoment infolge Eigengewicht und ist wegen der zuvor getroffenen Annahme für beide Grenzfälle ident. Der Verlauf beschreibt eine quadratische Parabel. Die Momentenverläufe infolge Vorspan-

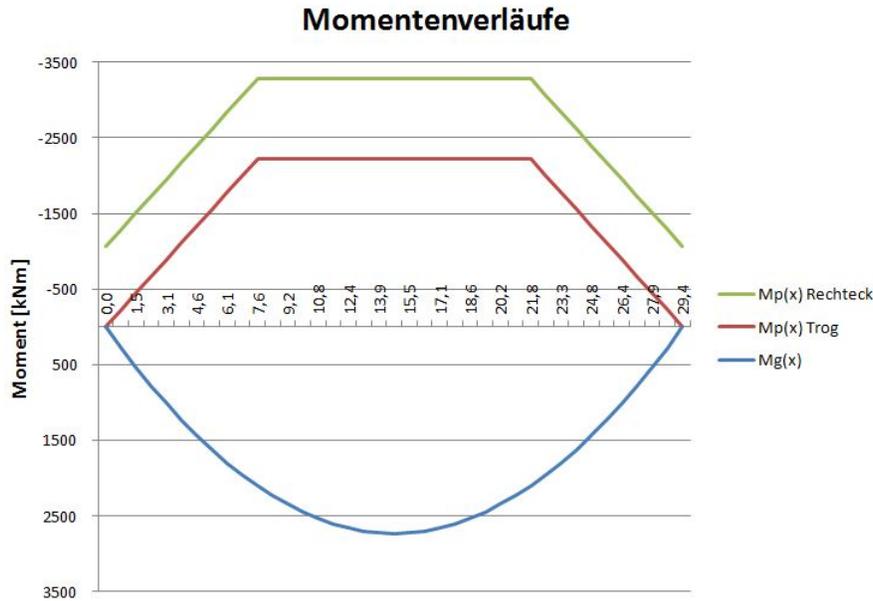


Abbildung 29: Momentenverläufe der beiden Grenzfälle

nung für Grenzfall 1 (rote Linie) und Grenzfall 2 (grüne Linie) sind trotz gleicher Vorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ hingegen nicht ident. Der Grund dafür ist in Abbildung 28 zu erkennen, denn die beiden Grenzfälle haben verschiedene Schwerpunktlagen. Dieser Umstand ist darauf zurückzuführen, dass im Grenzfall 1 der Füllbeton als nicht tragfähig und somit nur als Gewichtsbelastung auf den Trogquerschnitt angesehen wird. Im Grenzfall 2 trägt jedoch der gesamte Rechteckquerschnitt die Last ab. Das Moment infolge Vorspannung wird mit der Formel $M_{p(x)} = -P(x) \cdot \cos(\psi(x)) \cdot z_{cp(x)}$ berechnet, wobei der Abstand $z_{cp(x)}$ immer auf die Schwerachse bezogen ist. Da die Schwerachse sich zwischen den Grenzfällen ändert, ändert sich folgedessen auch das erzeugende Moment. Die Differenz der Schwerpunktabstände beträgt über die gesamte Trägerlänge $\Delta z_s = 20 \text{ cm}$. Somit beträgt die Differenz zwischen den beiden Momentlinien $\Delta M = \Delta z_s \cdot P = 1060 \text{ kNm}$.

Der für die nachfolgende Spannungsberechnung notwendige Normalkraftverlauf ist nicht graphisch abgebildet. Der Verlauf wird nach der Formel $N_{p(x)} = -P \cdot \cos(\psi(x))$ berechnet. Da die Neigung der Spannglieder in den Trägerrandbereichen mit $\psi \approx 3,15^\circ$ sehr gering ist, ist die Normalkraft annähernd konstant über die Trägerlänge. In den Bereichen mit geneigter Spanngliederführung wird die Normalkraft um ca. 8 kN abgemindert, was bei einer Gesamtvorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ vernachlässigbar ist. Nach den aus der Festigkeitslehre bekannten Formeln ergibt sich die Spannung an der Stelle x und im Abstand z von der Schwerachse zu:

$$\sigma_{(x,z)} = \frac{N_{p(x)}}{A} + \frac{M_{p(x)}}{I_y} z + \frac{M_{g(x)}}{I_y} z. \quad (4.1)$$

Abbildung 30 veranschaulicht die Ermittlung des Gesamtspannungsverlaufes. Dabei

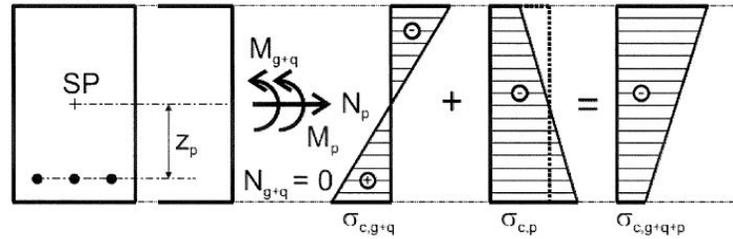


Abbildung 30: Ermittlung des Spannungsverlaufes bei exzentrischer Vorspannung

wird der Spannungsverlauf infolge Biegemoment aus Eigengewicht bzw. äußerer Belastung $\sigma_{c,g+q}$ mit dem Spannungsverlauf infolge Vorspannung $\sigma_{c,p}$ überlagert. Der Spannungsverlauf infolge Vorspannung $\sigma_{c,p}$ setzt sich aus einem konstanten Anteil infolge Normalkraft N_p (gepunktelt dargestellt) und einem über den Querschnitt veränderlichen Anteil infolge Biegemoment aus Vorspannung M_p zusammen.

In der Gleichung (4.1) kennzeichnet der erste Term die Spannung infolge Normalkraft aus der Vorspannung, der zweite Term den Biegespannungsanteil infolge Vorspannung und der dritte Term den Biegespannungsanteil infolge Eigengewicht. Die Anteile für die Normalkraft $N_{p(x)}$ und des Biegemoments infolge Eigengewicht $M_{g(x)}$ sind für beide Grenzfälle gleich. Hingegen ist in der oben genannten Formel neben der Fläche A und dem Flächenträgheitsmoment I_y auch das Biegemoment infolge Vorspannung $M_{p(x)}$ wegen der sich ändernden Schwerpunktslage veränderlich.

In Abbildung 31 sind die Spannungsverläufe der Randspannungen an der Trägerunterkante über die gesamte Trägerlänge für die beiden Grenzfälle dargestellt. Deutlich zu erkennen ist dabei, dass sämtliche Spannungen Trogquerschnitt (Grenzfall 1) betragsmäßig größer sind als beim Rechteckquerschnitt. Dies ist wie bereits zuvor erwähnt auf die kleineren Querschnittswerte (Fläche, Trägheitsmoment) zurückzuführen. Beim oberen Diagramm sieht man, dass der Spanngliedverlauf auf diese Ausgangskonfiguration ausgelegt ist, denn der parabelförmige Spannungsverlauf infolge Eigengewicht (blaue Linie) wird durch den polygonförmigen Verlauf infolge Vorspannung (rote Linie) annähernd kompensiert. Somit ist der Grundgedanke der Vorspannung nach [10], der besagt, dass man den aus äußeren Einwirkungen entstehenden Spannungen mit einem durch die Vorspannung verursachten, entgegengerichteten Spannungszustand überlagern will, erfüllt. Der Gesamtspannungsverlauf (violett) besteht somit zu einem Großteil aus dem Spannungsanteil der Normalkraft (grün) infolge Vorspannung und orientiert sich an diesem.

Bei den Spannungsverläufen des zweiten Grenzfalles sind alle Spannungen deutlich kleiner als bei Grenzfall 1. Eine Ausnahme stellt der Biegespannungsverlauf infolge Vorspannung (rote Linie) in den Randbereichen des Trägers dar. Dies ist auf die Exzentrizität des Spanngliedes an den Trägerenden und das daraus folgende Anfangsmoment von $M_p = 1060 \text{ kNm}$ zurückzuführen. Die geringeren Spannungen ergeben sich auf Grund der größeren Querschnittswerte (Fläche, Trägheitsmoment) des Vollquerschnitts.

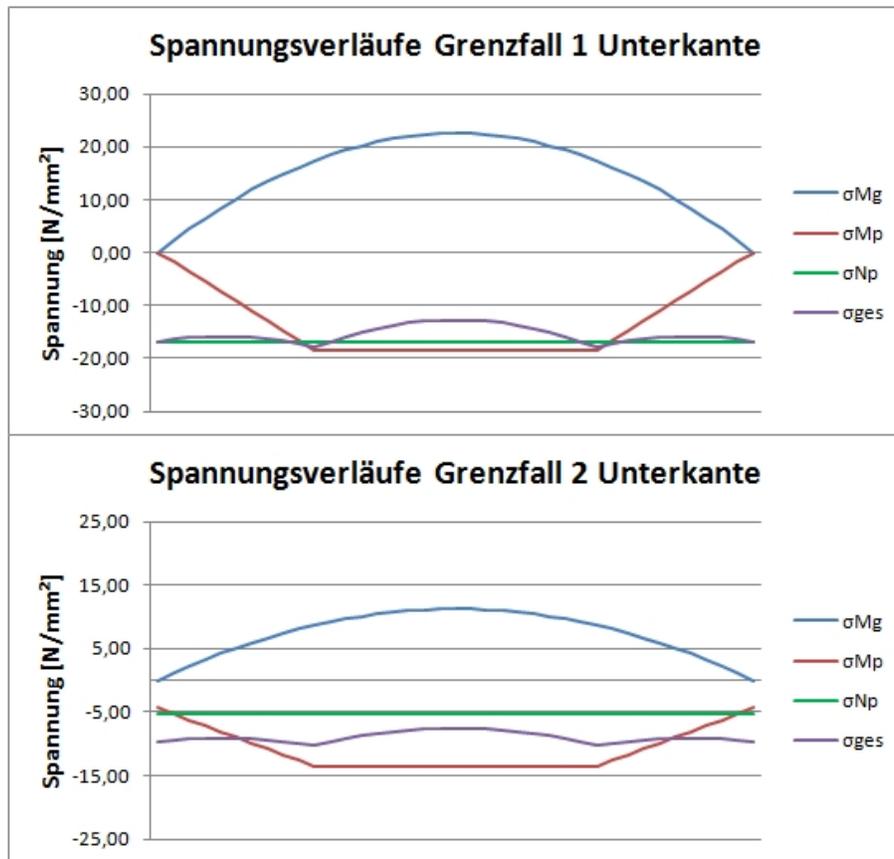


Abbildung 31: Spannungsverläufe der beiden Grenzfälle an der Trägerunterkante

tes. Weiters ist zu erkennen, dass sich die Biegespannungsverläufe infolge Eigengewicht σ_{M_g} (blaue Linie) und infolge Vorspannung σ_{M_p} (rote Linie) nicht so gut kompensieren wie beim ersten Grenzfall. Der Hintergrund dafür ist, dass der Spanngliedverlauf für den Beginn der Lastgeschichte, wo nur der Trogquerschnitt vorhanden ist, ausgelegt ist. In weiterer Folge orientiert sich daher der Gesamtspannungsverlauf nicht so sehr am Spannungsverlauf infolge Normalkraft, sondern besteht gegenüber dem ersten Grenzfall aus einem deutlich größeren Anteil infolge Biegespannungen.

Bei beiden Grenzfällen ist die maximale Gesamtspannung im Bereich der Umlenkrollen. Dieser Umstand ist auf die durch den Knick des Spanngliedes eingeleitete Umlenkkraft zurückzuführen. Daher ist das Hauptaugenmerk bei Spannungsuntersuchungen auf diese Bereiche zu richten.

In Abbildung 32 ist die Auswertung der Spannungsberechnung der beiden Grenzfälle für die Trägeroberkante zu sehen. Dabei sind ähnliche Erkenntnisse wie an der Trägerunterkante zu erkennen. Die Spannungen des zweiten Grenzfalles sind, mit Ausnahme der Biegespannungen σ_{M_p} in den Trägerrandbereichen, betragsmäßig kleiner als jene des ersten Grenzfalles. Beim zweiten Grenzfall sind die Biegespannungen aus Eigengewicht und infolge Vorspannung gegenüber der Spannungsverläufe an der Träger-

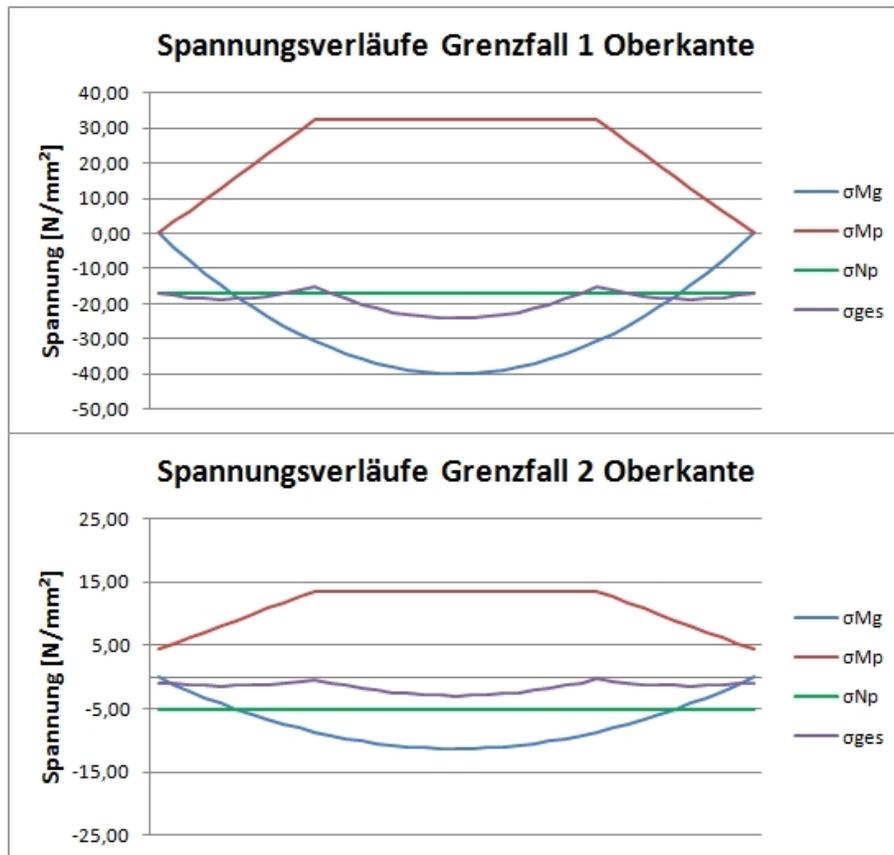


Abbildung 32: Spannungsverläufe der beiden Grenzfälle an der Trägeroberkante

unterkante um den Spannungsnullwert gespiegelt. Das ist darauf zurückzuführen, dass der Abstand z in der Gleichung (4.1) zur Unterkante $z = 0,72\text{ m}$ und zur Oberkante $z = -0,72\text{ m}$ beträgt. Beim Grenzfall 1 ist dies nicht exakt gegeben, da sich die Schwerlinie des Trogquerschnittes nicht in der Streckensymmetrale der Trägerhöhe befindet. In diesem Fall beträgt der Abstand z in Gleichung (4.1) zur Unterkante $z = 0,52\text{ m}$ und zur Oberkante $z = -0,92\text{ m}$. Die Spannungsverläufe infolge Normalkraft sind ident zur Unterkante, da dieser Spannungsanteil unabhängig von der Schwerpunktslage konstant über den gesamten Querschnitt ist. Da sich an der Oberkante die Biegespannungsanteile ebenfalls annähernd kompensieren, orientieren sich die Gesamtspannungsverläufe wie an der Unterkante an den Spannungsverläufen infolge Normalkraft. Daraus lässt sich schließen, dass die Spannungen des Trägers zu einem Großteil aus Normalkraft infolge Vorspannung resultieren und nur zu einem kleinen Teil aus jenen infolge Biegemoment. Der Träger unterscheidet sich somit nur geringfügig zu einem zentrisch vorgespannten Stab unter Vernachlässigung dessen Eigengewichts. An der Trägeroberkante treten die maximalen Spannungen in Trägermitte auf. Daher sind Spannungsuntersuchungen an der Stelle $x = l/2$ durchzuführen.

Die zeitlich veränderlichen Dehnungen ergeben sich ohne Berücksichtigung der Schwinddehnungen zu:

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma_{(x,z)}}{E_c} [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (4.2)$$

Die Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ bzw. die Kriechzahl $\varphi(1600, t_0)$ zum Zeitpunkt $t = 1600 d$, der das Ende des Diagramms in Abbildung 33 darstellt, wurde nach Eurocode 2 bzw. wie in Kapitel 3.6 auf Seite 25 beschrieben, folgendermaßen ermittelt:

- $A_c = 313600 \text{ mm}^2$ Querschnittsfläche des Trogquerschnittes
- $u = 3720 \text{ mm}$ der Trocknung ausgesetzter Umfang des Querschnittes
- $h_0 = \frac{2A_c}{u} = 169 \text{ mm}$ wirksame Bauteildicke
- $RH = 75 \%$ relative Luftfeuchte
- $t_0 = 48$ Betonalter bei Belastungsbeginn
- $f_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$ mittlere Zylinderdruckfestigkeit
- $\alpha_1 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,7} = 0,779$; $\alpha_2 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,2} = 0,931$; $\alpha_3 = [\frac{35}{f_{cm}}]^{0,5} = 0,837$
- $\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3$ für $f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
 $\beta_H = 500,028$ Beiwert zur Berücksichtigung von h_0 und RH
- $\beta_c(t, t_0) = [\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}]^{0,3}$ Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens
 $\beta_c(\infty, 48) = 1$ für $t = \infty$
 $\beta_c(1600, 48) = 0,920$ für $t = 1600 d$
- $\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} = 0,441$ Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters zu Belastungsbeginn
- $\varphi_{RH} = [1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}] \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1,259$ Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte
- $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,319$ Grundzahl des Kriechens
- $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ Kriechzahl
 $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 = 1,319$ für $t = \infty$
 $\varphi(1600, t_0) = 1,214$ für $t = 1600 d$

In Trägermitte und 10 cm über der Trägerunterkante ausgewertet, ergeben sich die in Abbildung 33 dargestellten zeitlichen Dehnungsverläufe. Die Auswertung wurde 10 cm über der Trägerunterkante durchgeführt, da in dieser Höhe die Messmarken der Setzdehnungsmessung appliziert waren. Somit können die gemessenen mit den errechneten

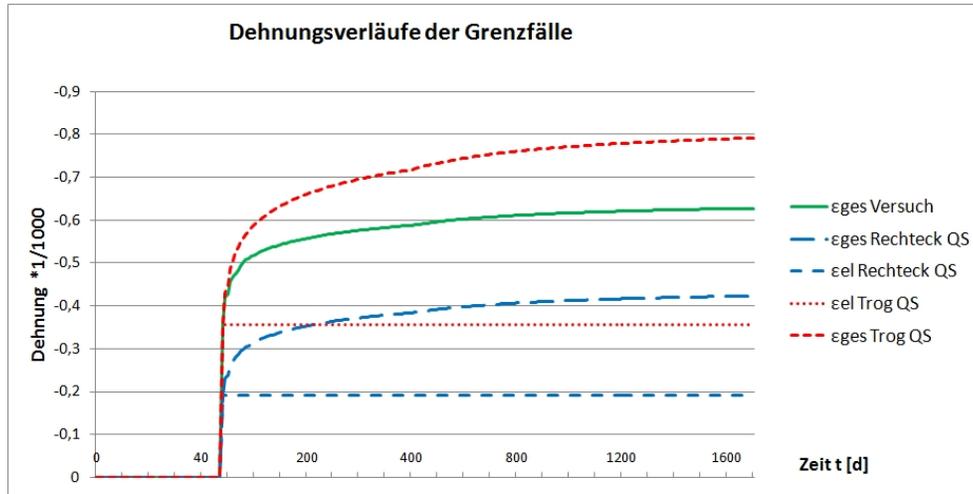


Abbildung 33: Dehnungsverläufe in Trägermitt 10 cm über Trägerunterkante

Werten verglichen werden. In diesem Diagramm sind sowohl die elastischen Dehnungsverläufe, die zeitlich konstant verlaufen, als auch die Dehnungsverläufe infolge Kriechen dargestellt. Die roten Linien stellen dabei die Verläufe des Trogquerschnittes (Grenzfall 1) und die blauen Linien jene des Vollquerschnittes (Grenzfall 2) dar. Die horizontalen Verläufe sind die elastischen Dehnungen. Die gekrümmten Verläufe hingegen stellen die Gesamtdehnungen aus elastischer Verformung und Kriechverformung dar. Die Differenz sowohl zwischen den elastischen Verläufen als auch zwischen den Gesamtdehnungen ist ebenfalls wieder auf die unterschiedlichen Querschnittswerte zurückzuführen. Wegen der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0) \approx 1,32$ nähern sich die Verformungen einem konstanten Endwert, der das $1 + \varphi(t, t_0) \approx 2,32$ -fache der elastischen Dehnung beträgt. Da das Diagramm jedoch beim Zeitpunkt $t = 1600 d$ mit der zugehörigen Kriechzahl $\varphi(1600, t_0) = 1,214$ endet, erreichen die Gesamtverformungen den $2,214$ -fachen Wert der elastischen Dehnung. Dabei ist zu erkennen, dass die Kriechverformungen anfänglich schneller ablaufen und sich dann asymptotisch dem Endwert nähern. Für alle Verläufe wurde von einem zeitlich konstanten Elastizitätsmodul $E_c = 38000 N/mm^2$ ausgegangen. Diese Annahme kann getroffen werden, da der Elastizitätsmodul vor allem im jungen Beton zeitlich veränderlich, aber ab 28 Tagen als konstant angesehen wird, und in unserem Fall der Belastungszeitpunkt 48 Tage beträgt.

Die Endkriechzahl für den Rechteckquerschnitt wurde mit den selben Eingangswerten wie beim Trogquerschnitt für die Gesamtfläche des Betonquerschnitts und dem der Trocknung ausgesetzten Umfang des Querschnitts ermittelt. Da jedoch der Umfang und die Querschnittsfläche nicht gleich sind, ändert sich die wirksame Bauteildicke h_0 von $h_0 = 169 mm$ auf $h_0 = 471 mm$. Folglich verringert sich die Endkriechzahl von $\varphi(\infty, t_0) \approx 1,32$ auf $\varphi(\infty, t_0) \approx 1,22$. Somit liegt die Annahme für die untere Schranke (Rechteck QS) beim Dehnungsverlauf in Abbildung 33 auf der sicheren Seite. Denn mit der tatsächlichen Kriechzahl würde sich der Verlauf der unteren Schranke noch weiter nach unten verschieben.

Der grüne Verlauf im Diagramm stellt die erwarteten Ergebnisse des Versuchsträgers dar. Da der Versuchsträger anfänglich ein reiner Trogquerschnitt ist, der mit dem noch plastischen Füllbeton und der Vorspannung belastet wird, wird angenommen, dass der Dehnungsverlauf anfänglich jenem des ersten Grenzfalles ähnlich ist. Durch den Erhärtungsprozess gewinnt der Füllbeton an Steifigkeit, übernimmt dadurch einen Teil der Lastabtragung bzw. behindert die Kriechverformungen des Fertigteils. Aus dem Trogquerschnitt wird allmählich ein volltragender Rechteckquerschnitt. Die Kriechdehnung nimmt gegenüber dem Trogquerschnitt nicht so stark zu, orientiert sich an den zeitlichen Verformungen des Rechteckquerschnitts und verläuft annähernd parallel zu diesen.

4.2 Simulationssoftware

Die Simulation des Versuchsträgers wurde mit der Software Atena Science durchgeführt. Für die rein elastischen Materialuntersuchungen wurde das Modul AtenaWin v4 Statics verwendet. Für die Langzeitverformungen infolge Kriechen wurden Simulationen mit AtenaWin v4 Creep durchgeführt.

Das Programm ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) der Firma Cervenka Consulting aus Prag ist eine Weiterentwicklung des Programms SBETA (StahlBETon Analyse) für die Rechnerimulation des realen Verhaltens von Beton- und Stahlbetonstrukturen. Es wurde für eine fortgeschrittene Analyse von Beton- und Stahlbetonbauten entwickelt. Das Programm basiert auf der Finite-Elemente Methode und sein Hauptmerkmal ist die Anwendung von nichtlinearen Materialmodellen [2].

Dabei wurden die auf den neuesten Erkenntnissen der Materialforschung beruhenden Materialmodelle verwendet, welche die charakteristischen Versagensarten von Beton und Stahlbeton simulieren können. Das ermöglicht die Strukturen unter kritischen Bedingungen zu untersuchen, wo es zu Versagen und Nachbruchverhalten der Struktur kommt. Für Stahlbetontragwerke können Nachweise sowohl für den Gebrauchszustand als auch für den Bruchzustand und für das Bewehrungsfließen durchgeführt werden. Atena kann für die Analyse von Schadensfällen, wie zum Beispiel nach Einwirkung von Feuer auf Betonstrukturen, verwendet werden. Jedoch kann es auch als „virtuelles Versuchslabor“ genutzt werden, wie zum Beispiel für die Simulation von Wärme und Feuchtigkeitstransport oder Kriechen und Schwinden [12].

Die letztgenannten Anwendungsgebiete machten dieses Programm für die Nachrechnung des Versuchsträgers interessant.

Für die Eingabe (preprocess) und teilweise auch für die Auswertung der Ergebnisse (postprocess) wurde das Programm GID 10.0.3, das mit den ATENA-Modulen kompatibel ist, verwendet. GID wird für die Dateneingabe und -aufbereitung verwendet. Atena ist für die eigentliche Analyse zuständig.

GID ist ein universeller pre- und postprocessor für numerische Simulationen in Wissenschaft und Technik. Das Programm wurde entwickelt, um alle gemeinsamen Bedürfnisse bei numerischen Simulationen während des pre- und postprocessing, wie zum Beispiel geometrische Modellierung, Definition der Analysedaten, Netzgeneration, Datenübertragung zur Analysesoftware (in unserem Fall Atena) und Darstellung der Er-

gebnisse zu vereinen [5].

4.3 Versuchsmatrix

Im folgenden Abschnitt wird die Modellierung beschrieben. Dabei wird erklärt, wie der in Kapitel 4.1 beschriebene Versuchsträger für die Simulation modelliert wurde, welche Eingabeparameter gewählt wurden und wie die zeitliche Entwicklung der Belastung und Materialkennwerte berücksichtigt wurde. Es wurde versucht, die reale Geometrie möglichst sinnvoll und genau einzuhalten und zu modellieren.

4.3.1 Modellierung des Versuchskörpers

Der Versuchsträger wurde an beiden Enden gelenkig gelagert. Somit ergibt sich als statisches System ein Einfeldträger. Durch die Vorspannkraft werden keine Zwangsschnittgrößen erzeugt und die Auflager nur durch das Eigengewicht des Trägers und in späterer Folge durch das Gewicht des Füllbetons belastet. Der Träger ist symmetrisch um die Mittelachse in Trägerlängsrichtung, da sowohl die Querschnittskennwerte, die Auflagerbedingungen, der Verlauf der Spannkabel und die Bewehrung symmetrisch sind. Aus diesem Grund genügte es, nur eine Hälfte des Trägers zu modellieren und in weiterer Folge zu analysieren. Wie diese Symmetrie ausgenutzt und modelliert wurde, wird etwas später bei der Eingabe der Randbedingungen erklärt.

In Abbildung 34 ist die Modellierung der Betonkörper des Versuchsträgers zu sehen. Auf Grund der zuvor erwähnten Symmetrieeigenschaften ist nur die linke Hälfte des Trägers zu sehen. Die Stirnfläche stellt die Trägermitte dar. Dabei ist zu erkennen, dass der Querträger (blau), der Fertigteilträger (olivgrün) und der Füllbeton (violett) jeweils als eigene Volumen definiert wurden. Die horizontale Linie in der Stirnfläche im Füllbeton stellt eine Unterteilung in zwei Körper dar, obwohl der Füllbeton in vier Stufen eingebaut wurde. Diese Annahme wurde getroffen, da der zeitliche Abstand zwischen erstem und zweitem bzw. drittem und viertem Einbauvorgang so gering war und noch dazu "frisch auf frisch" betoniert wurde. Somit hat der am ersten Tag eingebaute Füllbeton (Füllbeton 1 und 2), der durch das untere Volumenelement dargestellt ist, immer die gleichen Eigenschaften. Selbiges gilt für den am zweiten Tag eingebauten Füllbeton (Füllbeton 3 und 4), der durch das obere Volumenelement definiert ist.

Abbildung 35 zeigt die Modellierung der Spannglieder.

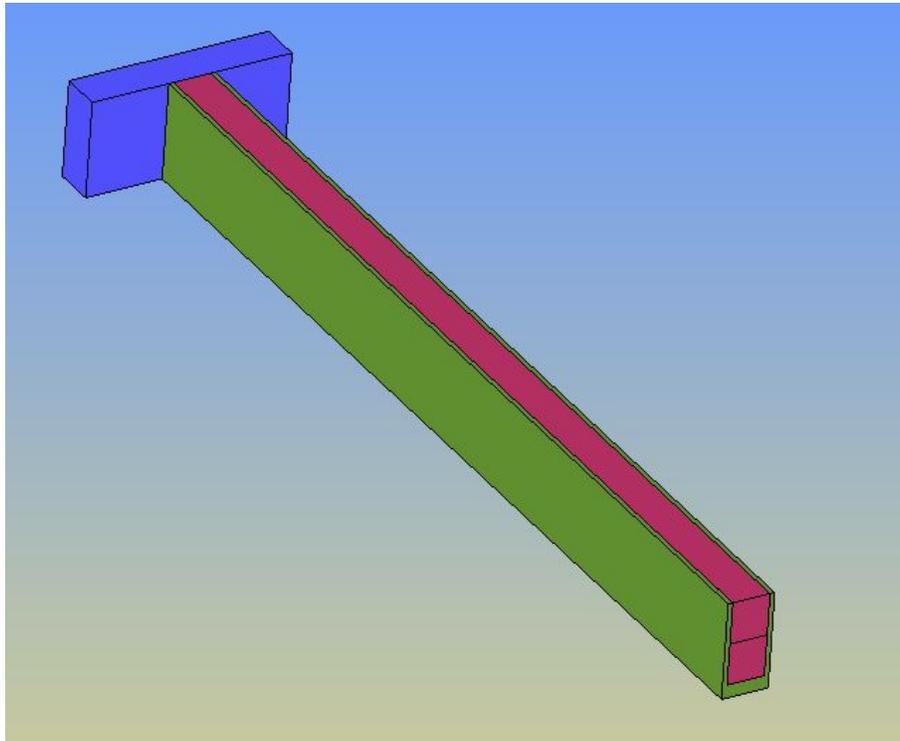


Abbildung 34: Modellierung der Betonkörper

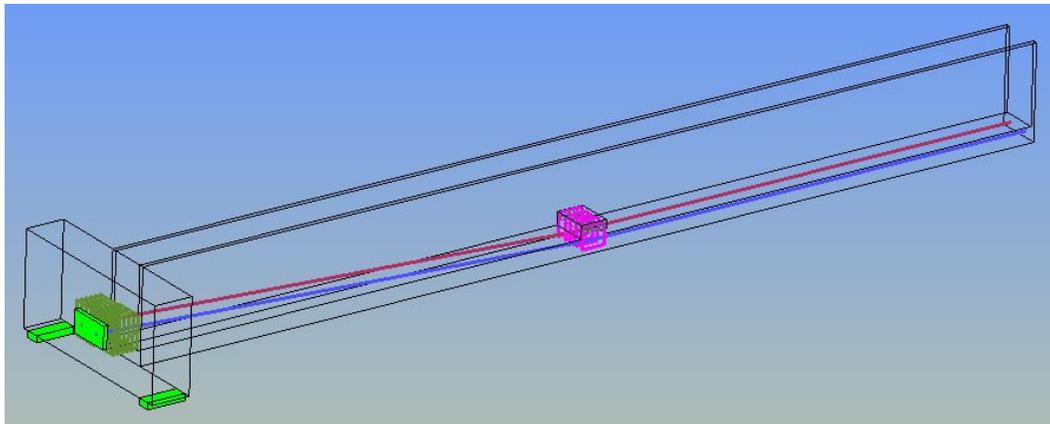


Abbildung 35: Modellierung der Spannglieder

Dabei sind die zuvor erwähnten Betonkörper als Drahtkörper zu erkennen. Die beiden Linien (blau und rot) bilden den polygonförmigen Verlauf der beiden Spannglieder ab. Der Knick des Spannkabels findet ca. in der Mitte der Trägerhälfte beim Umlenksattel statt. Es ist zu erkennen, dass in diesem Bereich die Bodenplatte verstärkt wurde und die entstehende Umlenkkraft durch eine Bügelbewehrung (pink) und eine in dieser Abbildung nicht dargestellte Längsbewehrung, die quer zur Trägerlängsachse verläuft, abgeleitet wurde. Im Querträger ist die Spanngliedverankerung zu erkennen. Die hell-

grüne Platte an der vertikalen Seite des Querträgers stellt die Lasteinleitungsplatte aus Stahl dar. Dahinter befindet sich die notwendige Spaltzugbewehrung (olivgrün). Ebenfalls auf dieser Abbildung sind die beiden Auflagerplatten an der Unterseite des Querträgers zu sehen.

In Abbildung 36 ist die Modellierung der Längs- und Verteilerbewehrung des Querträgers zu sehen.

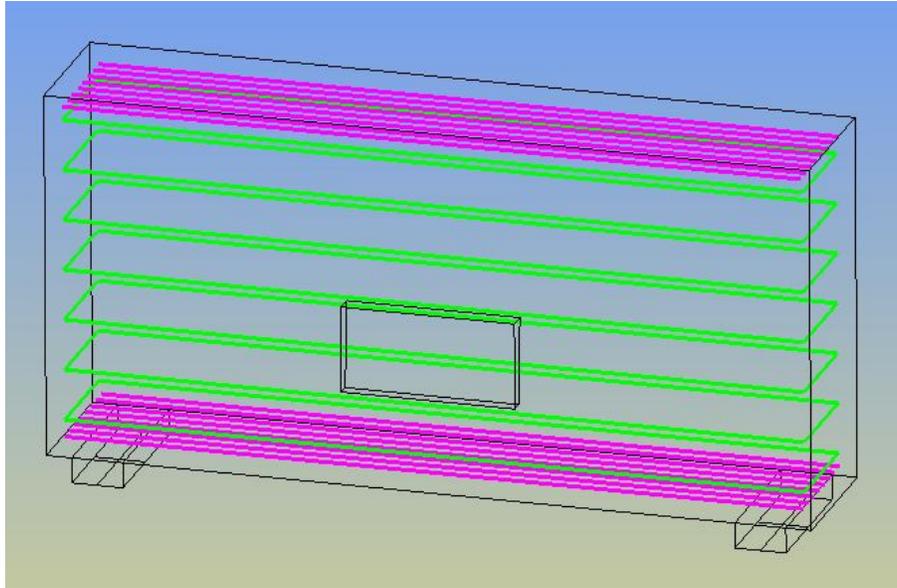


Abbildung 36: Längs- und Verteilerbewehrung des Querträgers

Sämtliche Bewehrungsstäbe wurden nicht, wie in Atena möglich, als “verschmierte” Bewehrung, sondern lagetreu als einzelne Stäbe modelliert. Die Längsbewehrung ist mit pinker Farbe an der Trägerober- und Trägerunterseite zu erkennen. Mit den grünen umlaufenden Linien wurde die Verteilerbewehrung modelliert.

In Abbildung 37 ist die Längsbewehrung (grün) des Trogquerschnittes abgebildet.

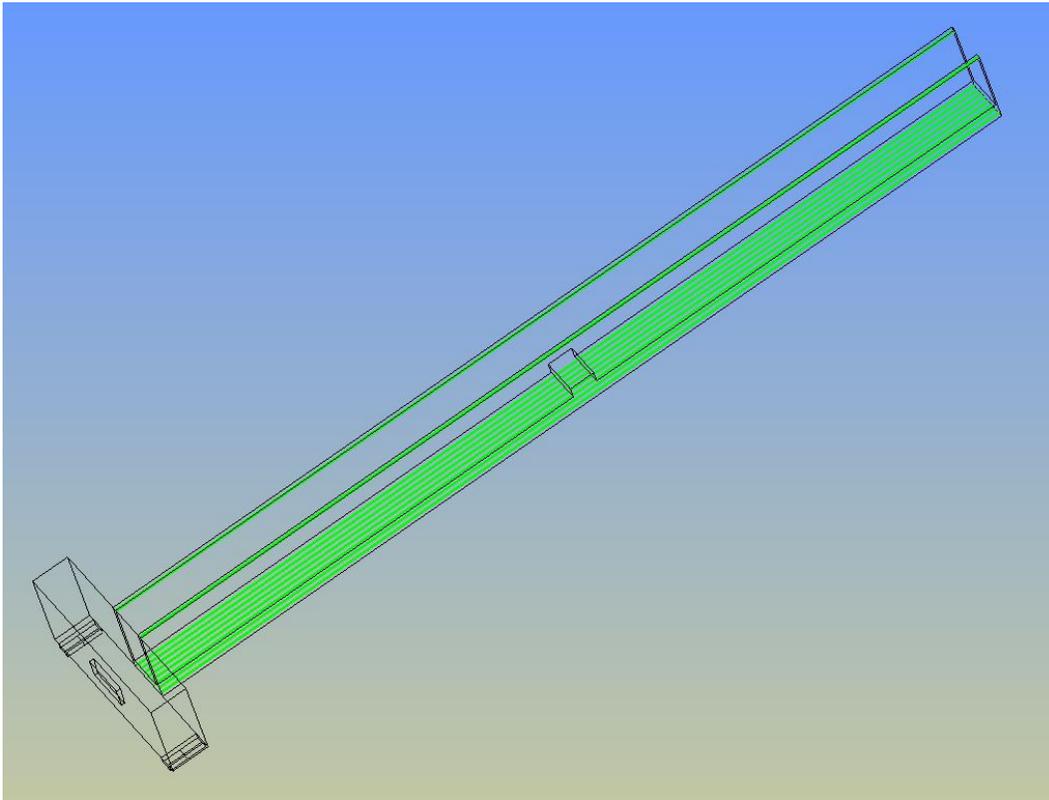


Abbildung 37: Längsbewehrung des Trogquerschnittes

Dabei ist zu erkennen, dass sich diese nur in den Fertigteilen, die im Werk hergestellt wurden, befindet. An der Trägerunterseite ist sie über die gesamte Trägerbreite verteilt. An der Oberkante ist die Längsbewehrung gebündelt in den dünnwandigen Fertigteilen angeordnet.

In Abbildung 38 ist in hellgrün ansatzweise die Verteilerbewehrung des Trogquerschnittes zu sehen. Sie befindet sich wie die Längsbewehrung nur in den Fertigteilen und ist über die gesamte Höhe verteilt. Ebenfalls in dieser Abbildung ist die Anschlussbewehrung (olivgrün und pink) zwischen Trogquerschnitt und Querträger zu erkennen. Die Nadeln der Anschlussbewehrung wurden bei der Herstellung zuerst in den Querträger einbetoniert und anschließend bei der Herstellung der Bodenplatte des Troges in diese miteinbetoniert.

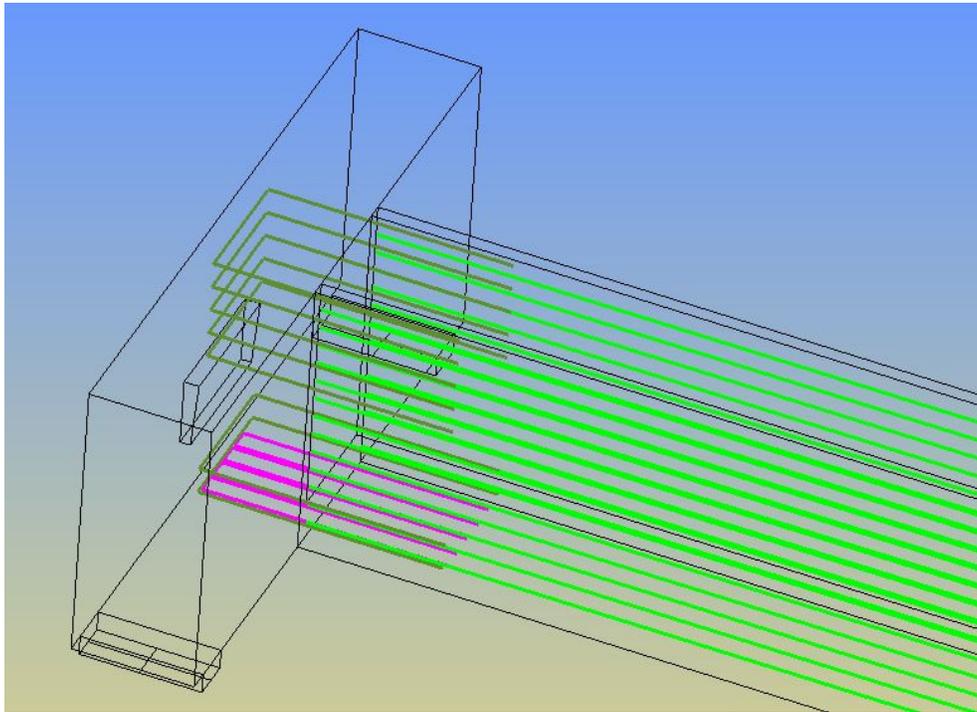


Abbildung 38: Anschluss- und Verteilerbewehrung des Trogquerschnittes

In Abbildung 39 ist die Schubbewehrung des Versuchsträgers zu sehen.

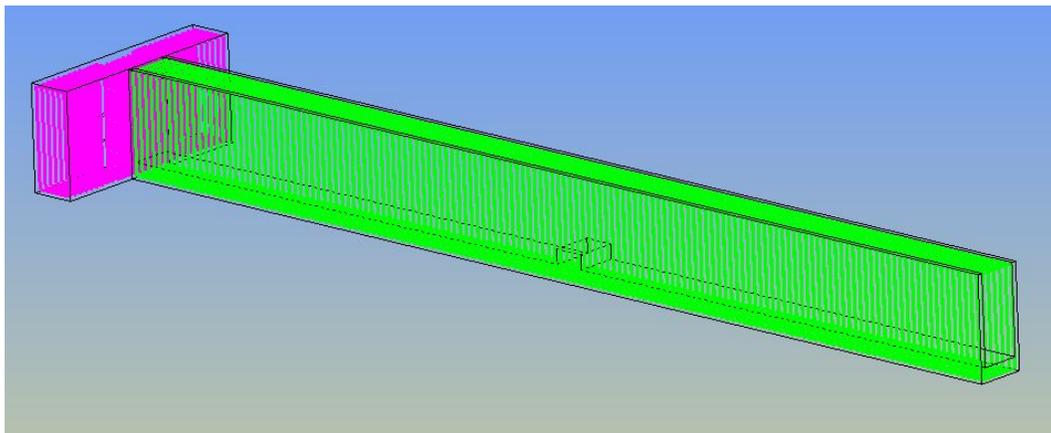


Abbildung 39: Schubbewehrung

Im Querträger sind die umlaufenden Bügel in pink dargestellt. Beim Trogquerschnitt sind es ebenfalls umlaufende Bügel (grün). Diese wurden jedoch nicht aus einem Stück gebogen, sondern in jede Seitenwand wurde je die Hälfte eines Bügels einbetoniert, und erst im Rahmen der Herstellung der verbindenden Bodenplatte wurden diese zusammengesweisst.

4.3.2 Randbedingungen

Im folgenden Abschnitt werden nun die Randbedingungen zur Modellierung des Trägers erläutert.

Wie bereits bei der Modellierung des Versuchskörpers zuvor beschrieben, wurde auf Grund der Symmetrie des Trägers nur eine Hälfte analysiert. Daher ist es notwendig, an der Stirnfläche der Trägermitte mittels Randbedingungen die Symmetrie vorzugeben. Dies wird dadurch bewerkstelligt, dass die horizontalen Verschiebungen in Trägerlängsrichtung gleich Null sind. In Abbildung 40 sind die Randbedingungen für die Symmetrieeigenschaften in Trägermitte zu sehen.

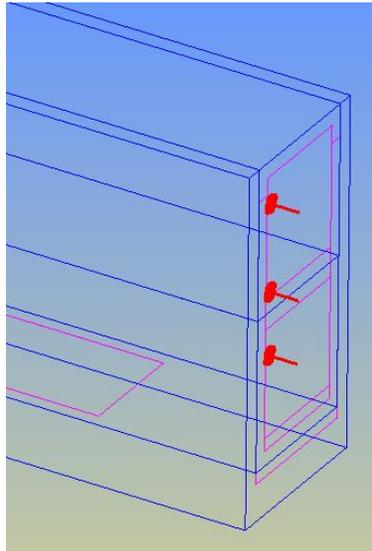


Abbildung 40: Randbedingung der Trägersymmetrie

Die drei roten Symbole kennzeichnen dabei, dass die Stirnflächen des Trogens und der beiden Füllbetonvolumen in Trägerlängsrichtung unverschieblich sind. Eine Verschiebung in horizontaler Richtung quer zur Trägerlängsachse und in vertikaler Richtung sind jedoch möglich. Bei der späteren Ergebnisauswertung ist darauf zu achten, dass nur eine Trägerhälfte betrachtet wird. Zum Beispiel wird bei der Auswertung der Verschiebung in Trägerlängsrichtung nur eine Trägerhälfte abgebildet. Um die gesamte Trägerstauchung zu bekommen, muss daher das Ergebnis aus der Simulation verdoppelt werden.

Die Auflagerung des Trägers erfolgt am Querträger. Da es sich um einen statisch bestimmten Einfeldträger handelt, muss am Querträger ein Gelenk modelliert werden. Abbildung 41 zeigt die Auflagerbedingungen am Querträger.

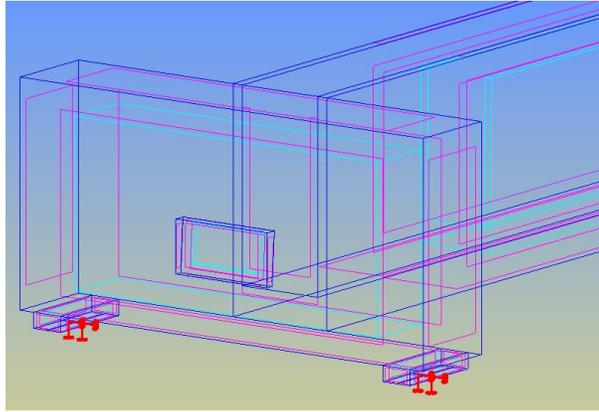


Abbildung 41: Auflagerandbedingung am Querträger

Dabei stellen die roten Symbole eine Unterstützung der Auflagerstahlplatten in vertikaler Richtung und horizontal quer zur Trägerlängsachse dar. Der große Abstand der Auflagerpunkte hat zum einen die Lagesicherheit gegen das Umkippen des Trägers als Hintergrund. Zum anderen wird der Abstand zur Abtragung des Torsionsmoments beim Torsionsversuch benötigt.

4.3.3 Modellierung der Belastung

Im folgenden Abschnitt wird die auf den Träger einwirkende Belastung und deren Modellierung beschrieben.

Die Vorspannkraft wurde nicht als Kraft, sondern als Dehnung (initial strain for reinforced line) eingegeben. Die Dehnung wurde dabei mit der aus der Festigkeitslehre bekannten Beziehung $\sigma = E \cdot \varepsilon$ berechnet. Die Spannung σ wurde dabei aus der jeweils aufgetragenen Vorspannkraft ΔP und der Spannstahtfläche $A_p = 57 \text{ cm}^2$ mit der Formel $\sigma = \Delta P / A_p$ ermittelt. Mit dem Elastizitätsmodul des Spannstahts von $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ konnte somit die Dehnung $\varepsilon = \frac{\Delta P}{A_p \cdot E}$ berechnet werden.

Die Belastung des Trägers aus dem Eigengewicht des Fertigteiltrögs und dem des Querträgers wurde als Volumenbelastung (weight for volume) mit $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ modelliert.

Bei der Belastung des Trägers mit dem Eigengewicht des Füllbetons funktionierte diese Lasteingabe bei Atena unerklärlicherweise nicht. Daher wurde die Belastung in eine Flächenlast umgerechnet und damit der Trogquerschnitt belastet. Damit konnte auch die stufenweise Einbringung des Füllbetons in vier Schritten berücksichtigt werden, obwohl nur zwei Volumkörper für den Füllbeton modelliert wurden. Bei einer Innenhöhe des Trögs von $h_i = 124 \text{ cm}$ beträgt die Höhe einer Viertelfüllung im Durchschnitt 31 cm . Bei einer Wichte von $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ des Füllbetons ergibt sich eine Flächenlast von $p = 23 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,31 \text{ m} = 7,13 \text{ kN/m}^2$ pro Viertelfüllung.

4.3.4 Zeitliche Entwicklung der Materialkennwerte von Beton

Da Atena bei den Materialparametern für Beton keine zeitliche Entwicklung berücksichtigen kann, wurden diese händisch berechnet und abschnittsweise konstant in den einzelnen Intervallen dem Material zugeordnet. Hauptsächlich ist davon der Füllbeton betroffen, denn sein Erhärtungsgrad reicht während der Simulation vom Frischbeton über jenen des jungen Beton bis zum Festbeton. In Abbildung 42 ist die zeitliche Entwicklung der Zug- und Druckfestigkeit sowie des Elastizitätsmoduls dargestellt.

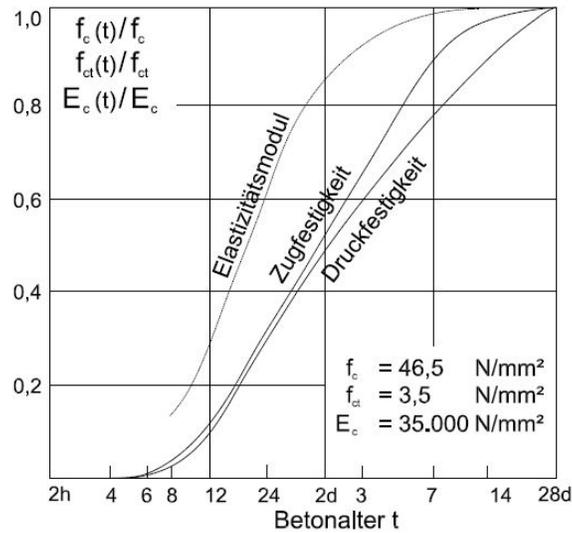


Abbildung 42: zeitliche Entwicklung der Betonfestigkeit und des Elastizitätsmoduls [14]

Anhand des Verlaufs dieser Funktionen wurde der Elastizitätsmodul und die Druckfestigkeit für verschiedene Zeitpunkte errechnet, denn aus dem Formblatt der Betonherstellung ist die mittlere Würfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 62,4 \text{ N/mm}^2$ für den Füllbeton bekannt. Zusätzlich ist aus einem Druckversuch bekannt, dass die Würfeldruckfestigkeit nach ca. 20 Stunden $f_{c,cube,(20h)} = 13,8 \text{ N/mm}^2$ beträgt.

Tabelle 1 zeigt die errechneten Werte. Dabei ist zu erkennen, dass sich der Elastizitätsmodul schneller aufbaut als die Druck- und Zugfestigkeit. Die Druckfestigkeit erreicht nach zwei Tagen aber auch bereits fast 50 % jener Druckfestigkeit, die nach 28 Tagen vorliegt.

Das untere Füllbetonvolumen hätte erst mit dem Einbringen des ersten Füllbetons aktiviert werden müssen, das obere Füllbetonvolumina mit dem Einbringen des dritten Füllbetons. Da der Befehl “elements activity for volume \rightarrow delete” jedoch immer zum Absturz der Simulation führte, wurde am Beginn ein Material mit einem Elastizitätsmodul von $E_c \approx 0$ für beide Volumina verwendet. Erst mit Fortdauer der Simulation wurden dem Füllbeton dann die in Tabelle 42 angegebenen Materialparameter zugewiesen.

Tabelle 1: zeitliche Entwicklung der Materialparameter von Beton

Betonalter	E_{cm} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]
2 h	1	1,0	0,1
8 h	5114	1,9	0,1
12 h	10606	6,2	0,4
16 h	17348	9,4	0,6
20 h	24089	13,8	1,2
48 h	32198	30,0	2,1
28 d	37880	62,4	4,2

4.3.5 Belastungsgeschichte

Aus dem in Kapitel 4.1.4 beschriebenen zeitlichen Verlauf der Herstellung wurde für die Simulation eine Belastungsgeschichte entwickelt. Dazu wurde die Herstellungsgeschichte in einzelne Intervalle unterteilt und die jeweilige Beanspruchung des Trägers zugewiesen.

In Tabelle 2 ist die modellierte Belastungsgeschichte für die Simulation mit Atena creep zu sehen. Dabei ist zu erkennen, dass Intervall 1 erst mit Tag 48 beginnt. Damit wurde berücksichtigt, dass zwischen der Fertigteileproduktion im Werk und der endgültigen Trägerherstellung am Lagerplatz circa eineinhalb Monate vergangen sind. Ab Intervall 7 werden dem Füllbeton steigende Materialkennwerte zugeordnet. Die Abkürzungen E(0h), E(8h), E(12h), E(16h), E(20h), E(48h) und E(28d) sind dabei auf die in Tabelle 1 errechneten Materialparameter bezogen, die jeweils dem Füllbeton zugeordnet werden. Damit wird der fehlenden zeitlichen Materialentwicklung in Atena Rechnung getragen. Die Materialkennwerte sind somit für die einzelnen Intervalle konstant angenommen. Sie entsprechen nicht exakt der in Abbildung 42 dargestellten zeitlich stetigen Entwicklung. Die Zuweisung dieser Materialparameter erfolgte mit dem Befehl “elements activity for volume → create with new”. Es konnte aber leider nicht herausgefunden werden, ob dieses Ersetzen der Materialparameter durch das Löschen der alten und Zuweisung der neuen Kennwerte Auswirkung auf die Spannungsumlagerung hat bzw. die Beanspruchungen richtig weitergegeben wurden.

Für die Simulation mit Atena static wurde die in Tabelle 3 dargestellte Belastungsgeschichte verwendet. Dabei ist zu erkennen, dass wegen des zeitunabhängigen Materialverhaltens die Zeit in der Belastungsgeschichte entfällt. Somit reduziert sich die Belastungsgeschichte auf zehn Intervalle. Sämtliche Pausen während der Herstellung entfallen. Ebenso fallen die Intervalle, die die zeitliche Entwicklung des Füllbetons berücksichtigen, weg. Es bleiben also nur Intervalle übrig, in denen Vorspannung aufgebracht wird, Belastung durch den eingebrachten Füllbeton auf das System wirkt bzw. dem Füllbeton eine Steifigkeit zugewiesen wird.

Tabelle 2: Belastungsgeschichte für ATENA creep

Intervall	Loadsteps	Beginn [d]	Ende [d]	Dauer [hh:mm]	Programmeinstellungen
1	1 - 5	48,000	48,128	03:05	Vorspannen auf 2500 kN, Eigengewicht QT & FT
2	6 - 10	48,128	48,142	00:20	Füllbeton 1 (5m ³)
3	11 - 15	48,142	48,149	00:09	Pause
4	16 - 20	48,149	48,156	00:11	Vorspannen auf 3000 kN
5	21 - 25	48,156	48,167	00:15	Pause
6	26 - 30	48,167	48,174	00:10	Füllbeton 2 (5m ³)
7	31 - 35	48,174	48,476	07:15	Füllbeton 1&2 E(0h)
8	36 - 40	48,476	48,642	04:00	Füllbeton 1&2 E(8h)
9	41 - 45	48,642	48,809	04:00	Füllbeton 1&2 E(12h)
10	46 - 50	48,809	48,976	04:00	Füllbeton 1&2 E(16h)
11	51 - 55	48,976	49,076	02:25	Füllbeton 1&2 E(20h)
12	56 - 60	49,076	49,081	00:06	Vorspannen auf 4500 kN
13	61 - 65	49,081	49,101	00:29	Pause
14	66 - 70	49,101	49,110	00:13	Füllbeton 3 (5m ³)
15	71 - 75	49,110	49,115	00:08	Pause
16	76 - 80	49,115	49,122	00:10	Vorspannen auf 5300 kN
17	81 - 85	49,122	49,142	00:29	Pause
18	86 - 90	49,142	49,153	00:15	Füllbeton 4 (5m ³)
19	91 - 95	49,153	49,443	06:58	FB 3&4 E(0h)
20	96 - 100	49,443	49,610	04:00	FB 3&4 E(8h)
21	101 - 105	49,610	49,776	04:00	FB 3&4 E(12h)
22	106 - 110	49,776	49,943	04:00	FB 3&4 E(16h)
23	111 - 115	49,943	50,142	04:47	FB 3&4 E(20h)
24	116 - 120	50,142	51,110	23:13	FB 1&2 E(48h)
25	121 - 140	51,110	76,142	25d 00:47	FB 3&4 E(48h)
26	141 - 145	76,142	77,110	23:13	FB 1&2 E(28d)
27	146 - 150	77,110	78,000	21:22	FB 3&4 E(28d)
28	151 - 170	78,000	100,000	22d	

Materialkennwerte Füllbeton steigern

Tabelle 3: Belastungsgeschichte für ATENA static

Intervall	Loadsteps	Beanspruchung
1	1 - 5	Vorspannen auf 2500 kN, Eigengewicht QT & FT
2	6 - 10	Füllbeton 1
3	11 - 15	Vorspannen auf 3000 kN
4	16 - 20	Füllbeton 2
5	21 - 25	Füllbeton 1&2 erhält E-Modul
6	26 - 30	Vorspannen 4500 kN
7	31 - 35	Füllbeton 3
8	36 - 40	Vorspannen 5300 kN
9	41 - 45	Füllbeton 4
10	46 - 50	Füllbeton 3&4 erhält E-Modul

4.3.6 Eingabeparameter

Die folgenden drei Tabellen zeigen die Materialeingabeparameter für die Simulation. In Tabelle 4 sind die Grundeinstellungen des nichtkriechfähigen Betons zu sehen. Tabelle 5 zeigt die zusätzlichen Parameter, die für das Kriechverhalten notwendig sind. In Tabelle 6 sind die Materialkennwerte für die Bewehrung und die Spannkabel abgebildet.

Tabelle 4: Eingabeparameter solid concrete

		Name	FT C50/60	E0	FB E8h	FB E12h	FB E16h	FB E20h	FB E48h	FB E28d
solid concrete	Basic	Elastic modulus [Mpa]	38200	0,001	5114	10606	17348	24089	32198	37880
		Poisson's ratio [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
		Tension Strength Ft [Mpa]	4,2	0,05	0,13	0,42	0,63	1,18	2,14	4,2
		Compr. Strength Fc [Mpa]	-64	-1	-1,87	-6,24	-9,36	-13,8	-30	-62,4
	Tensile	Fracture energy Gf [MN/m]	$1,05 \cdot 10^{-4}$	$1,83 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-5}$	$6,5 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-4}$
		Fixed crack	1	1	1	1	1	1	1	1
		Agg size [m]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	Compres.	Plastic Strain-EPS CP	-0,00166	-0,000296	-0,000741	-0,000741	-0,000741	-0,000741	-0,00106	-0,00166
		Onset of crushing Fc0 [Mpa]	-8,82	-0,105	-0,273	-0,882	-1,323	-2,478	-4,494	-8,82
		Critical comp disp-Wd [m]	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005
		Fc reduction	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	Misc.	Excentricity-Exc	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
		Rho-density [kton/m ³]	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023
	Geo.	Thermal expansion-Alpha	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,2 \cdot 10^{-7}$
		Geometrical Non-Linearity	linear	linear	linear	linear	linear	linear	linear	linear
		Idealisation	3D	3D	3D	3D	3D	3D	3D	3D

Tabelle 5: Eingabeparameter solid creep concrete

		FT C50/60 kriechf	FT C50/60 kriechf	E0 kriechf	FB E8h kriechf	FB E12h kriechf	FB E16h kriechf	FB E20h kriechf	FB E28d kriechf		
SOLID creep concrete	Creep material	Name	FT C50/60	FT C50/60	E0	FB E8h	FB E12h	FB E16h	FB E20h	FB E28d	
		Base Material	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	
		Concrete type	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal	
		Thickness	0,04639	0,04639	4,639	4,639	4,639	4,639	4,639	4,639	
		Humidity	0,732	0,732	0,732	0,732	0,732	0,732	0,732	0,732	
		Density [kg/m ³]	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	
		AC	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37	
		WC	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	
		Shape factor	square prism								
		Curing	air	air	air	air	air	air	air	air	
		End of Curing Time [d]	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	
		Geo.	Geom. Non-Linearity	linear	linear	linear	linear	linear	linear	linear	linear
			Idealisation	3D	3D	3D	3D	3D	3D	3D	3D

Tabelle 6: Eingabeparameter Bewehrung und Spannkabel

Name	D8	D12	D14	D16	D20	19LITZE1860
Elastic modulus [Mpa]	$2 \cdot 10^5$					
Profile [mm]	8	12	14	16	20	8
Yield strength [Mpa]	550	550	550	550	550	1860
Rho-density [kton/m ³]	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785	0,00785
Thermal expansion-Alpha	$1,2 \cdot 10^{-5}$					
Geometrical Non-Linearity	linear	linear	linear	linear	linear	nonlinear
Geom Type	normal	normal	normal	normal	normal	cable
embedded reinforcement	x	x	x	x	x	x
embedded short bars	x	x	x	x	x	x
area [m ²]						0,00285
active anchor						fixed end
friction						0,19
cohesion						0
radius						0

4.4 Ergebnisse

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Versuchsauswertung und der Simulation sowohl mit ATENA creep als auch ATENA static dokumentiert. Dabei wird versucht, die einzelnen Ergebnisse miteinander bzw. mit den Ergebnissen der händischen Berechnungen des Versuchsträgers zu vergleichen, um daraus Rückschlüsse auf das Kriech- und Verformungsverhalten ziehen zu können.

4.4.1 Auswertung der Versuchsergebnisse

Wie bereits in Kapitel 2 auf Seite 5 erwähnt, wurde das Langzeitverhalten des Versuchsträgers mittels einer Setzdehnungsmessung aufgezeichnet. Die Messmarken (siehe Abbildung 7) für diese Messung wurden im Abstand von 10 cm zur Trägerunterkante und 50 cm zueinander am Träger appliziert. Mittels des Setzdehnungsmessers (siehe Abbildung 8) wurde die Längenänderung zwischen den einzelnen Messmarken und den jeweiligen Messzeitpunkten bezogen auf die Ausgangsmessung ermittelt. Danach wurde mit der Beziehung $\varepsilon = \Delta l/l$ auf das Dehnungs- bzw. Stauchungsverhalten des Trägers zurückgerechnet. Für das Langzeitverhalten wurde nur die Setzdehnungsmessung verwendet, da andere Messmethoden wie zum Beispiel Dehnmessstreifen (DMS) nicht so gut geeignet sind. Bei einer DMS-Messung wäre eine ständige Stromversorgung notwendig. Außerdem wären die DMS ständig der Witterung ausgesetzt. Somit wäre eine Langzeitmessung mit erheblichem Aufwand verbunden. Zudem sprechen finanzielle Gründe und zu große Datenmengen dagegen.

Setzdehnungsmessungen wurden an folgenden Zeitpunkten durchgeführt:

- 28.10.2010 08:21 (Ausgangsmessung)
- 28.10.2010 10:30
- 28.10.2010 12:21
- 29.10.2010 11:53
- 02.11.2010 13:00
- 15.11.2010 11:30
- 24.11.2010 10:45
- 24.03.2011 10:54
- 14.04.2011 09:15
- 28.04.2011 15:00
- 10.05.2011 15:30

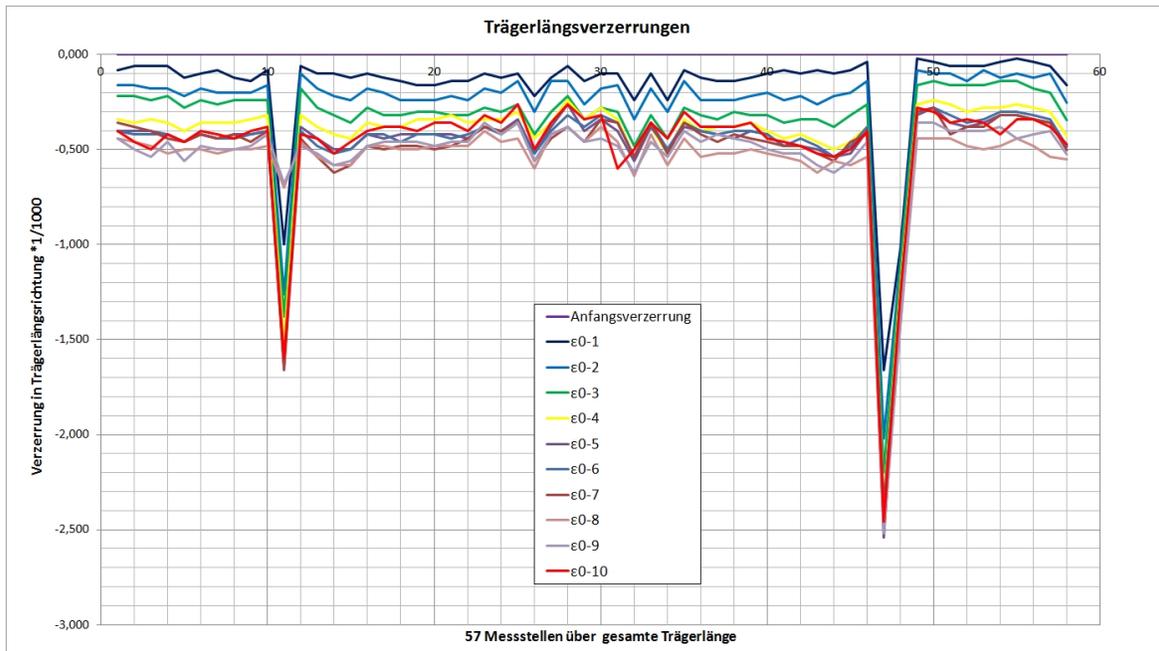


Abbildung 43: Trägerlängsverzerrungen laut Setzdehnungsmessung

Abbildung 43 zeigt die ausgewertete Setzdehnungsmessung für eine Trägerseite über die gesamte Trägerlänge. An jeder Trägerseite wurden 58 Messmarken appliziert. Somit konnten 57 Messungen pro Trägerseite durchgeführt werden. Die markanten Spitzen im Verlauf, die sich jeweils elf Messmarken vom Trägerende entfernt befinden, sind auf die Vergussfugen zurückzuführen. Da die Fugen erst bei der Herstellung am Lagerplatz mit zementösem Vergussmörtel vergossen wurden, erreichten diese zum Beginn des Vorspannens nicht die nötige Steifigkeit. Dadurch erfuhren sie infolge Vorspannkraft eine größere Stauchung als der restliche Träger.

Eliminiert man diese Ausreisser aus dem Dehnungsverlauf, so erhält man den in Abbildung 44 dargestellten geglätteten Verlauf der Trägerlängsverzerrungen, die mit der Setzdehnungsmessung ermittelt wurden. Bei den beiden Diagrammen (Abbildung 43 und Abbildung 44) stellt sich auf den ersten Blick ein ansteigender Dehnungsverlauf ein. Betrachtet man die Diagramme jedoch genauer, ist zu erkennen, dass die Verläufe der Trägerlängsverzerrungen nicht chronologisch untereinander angeordnet sind. Markant ist es an der in rot dargestellten letzten Messung zu erkennen. Diese befindet sich nicht wie erwartet unterhalb sämtlicher Verläufe, sondern tummelt sich inmitten der Verläufe der vorigen Messungen. Mögliche Ursache für dieses Phänomen könnten Messfehler, Messungenauigkeiten oder Temperatureinflüsse sein. Darauf wird später noch eingegangen.

Bei beiden Diagrammen ist jedoch zu erkennen, dass sämtliche Verzerrungen negativ sind. Dies entspricht somit einer Stauchung des Trägers 10 cm über der Trägerunterkante. Infolge Biegung durch Eigengewicht müssten an der Unterkante Dehnungen auftreten. Somit ist bestätigt, dass die Vorspannung die an sie gestellten Anforderun-

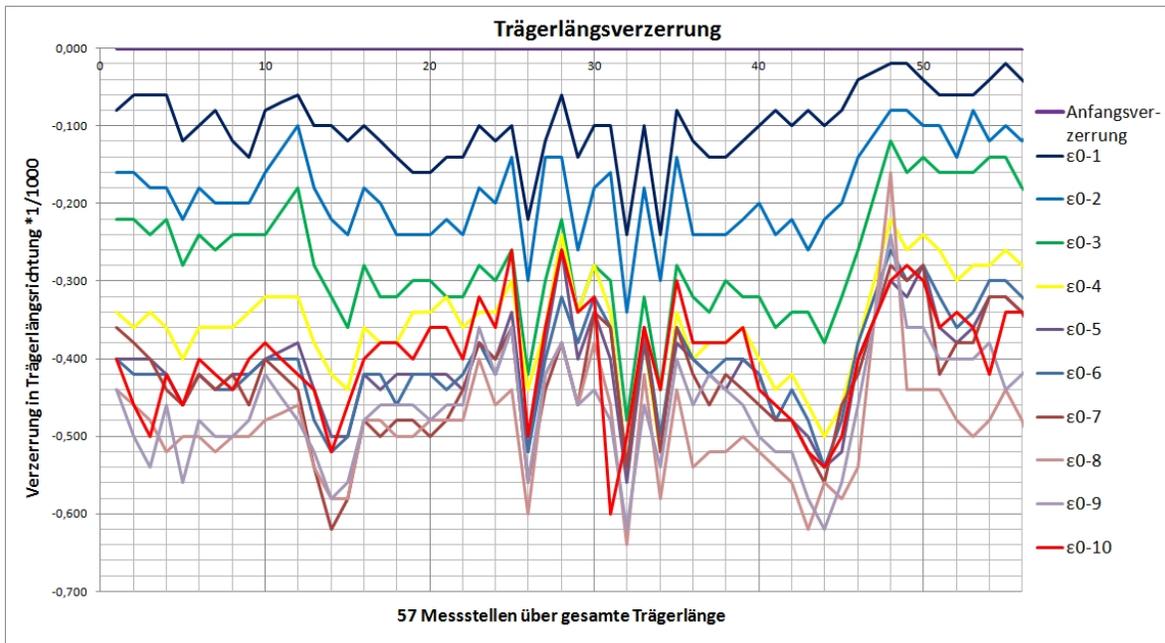


Abbildung 44: Trägerlängsverzerrungen ohne Ausreisser

gen erfüllt. Da der Abstand der Setzdehnungsmessung von der Trägerunterkante mit der Spanngliedlage zusammenfällt, ist auch der Nachweis der Dekompression, der bei Spannbetonbauwerken gefordert ist, für diesen Zeitpunkt erfüllt.

Wertet man die Ergebnisse der Messstelle 28, die sich in der Trägermitte befindet, aus und fügt sie in ein Dehnungs-Zeit-Diagramm ein, erhält man den in Abbildung 45 dargestellten Verlauf. In diesem Diagramm sind wie in Abbildung 33 die errechneten zeitlichen Dehnungsverläufe der beiden Grenzfälle zu sehen. An Stelle des erwarteten Verlaufes der Dehnung des Versuchsträgers wurde die Auswertung für die Messstelle 28 eingefügt (grüne Linie). Dabei ist zu erkennen, dass der Verlauf sich zwischen den beiden Grenzfällen befindet und sich eher am Grenzfall des Vollquerschnitts orientiert. Der abrupte Abfall des Verlaufes am Ende ist, wie bereits zuvor erwähnt, vermutlich auf Messfehler, Messungenauigkeiten oder Temperatureinflüsse zurückzuführen.

Einfluss der Temperatur auf das Dehnungsverhalten

Da der Abfall der Messergebnisse auf einen eventuellen Temperatureinfluss zurückzuführen ist, wird dieser im folgenden Abschnitt behandelt. Werden die Temperatureinflüsse auch berücksichtigt, setzt sich die Gesamtverformung wie folgt zusammen:

$$\varepsilon_{ges}(t) = \varepsilon_{Messung}(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{\Delta T}(t) \quad (4.3)$$

Dabei kennzeichnen die ersten beiden Terme auf der rechten Seite die bisher behandelten Dehnungen infolge elastischer Verformung und Kriechverformung. Sie können wie in den theoretischen Grundlagen beschrieben zu $\varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{el} \cdot (1 + \varphi(t, t_0))$ zusammengefasst

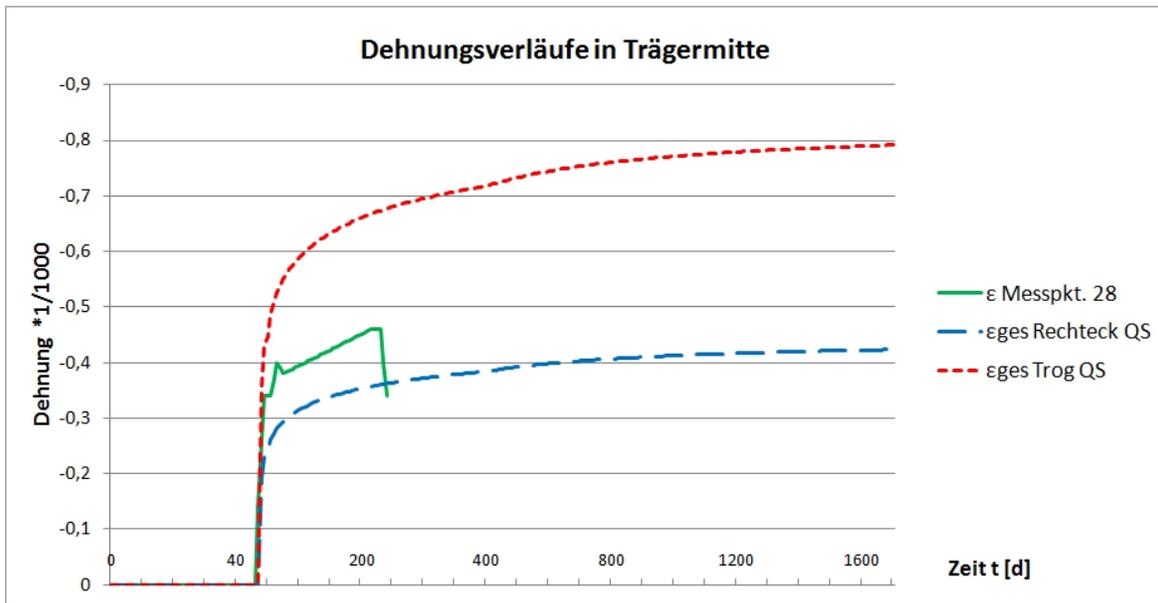


Abbildung 45: zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte

werden. Der dritte Term berücksichtigt die Dehnungen infolge Temperatureinfluss. Die Formänderungen infolge Temperatur werden nach der bekannten Formel

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.4)$$

berechnet. Dabei kennzeichnet α_T den Temperatureausdehnungskoeffizienten und ΔT die Temperaturdifferenz. Der Temperatureausdehnungskoeffizient α_T von Beton liegt bei $\alpha_T = 8 - 12 \cdot 10^{-6} 1/K$. Für die weiteren Berechnungen wird der Temperatureausdehnungskoeffizient mit $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} 1/K$ angenommen. Um die Messwerte der Setzdehnungsmessung vom Temperatureinfluss zu entkoppeln und die beiden Diagramme in Abbildung 44 bzw. 45 zu korrigieren, muss daher die Gleichung (4.3) wie folgt umgeformt werden:

$$\varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{Messung}(t) - \varepsilon_{\Delta T}(t) \quad (4.5)$$

Somit können die Werte mit den Ergebnissen der Berechnung der Kriechverformungen verglichen werden.

Zu den Zeitpunkten der Setzdehnungsmessung wurden keine Temperaturmessungen durchgeführt. Aus diesem Grund wurden von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) Wetterdaten angefordert. Da die ZAMG in Gars am Kamp eine Wetterstation betreibt, können für den Versuchstandort die Temperaturwerte sehr genau ermittelt werden. Daher wurden für die Tage, an denen Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden, die Tagesmitteltemperaturen und die Temperaturwerte für die in Österreich üblichen Standardzeitpunkte meteorologischer Beobachtungen - 7, 14 und 19 Uhr - angefordert. In Tabelle 7 sind die zuvor erwähnten Tagestemperaturdaten abgebildet.

Tabelle 7: Tagestemperaturdaten Gars am Kamp

Jahr	Monat	Tag	Tagesmitteltemp. [°C]	Temp. 07 Uhr [°C]	Temp. 14 Uhr [°C]	Temp. 19 Uhr [°C]
2010	10	28	1,8	-4,2	8,1	5,3
2010	10	29	3,6	-2,3	9,2	2,7
2010	11	2	8,2	5,9	10,9	7,9
2010	11	15	7	7,1	10,1	9,3
2010	11	24	3,5	3,9	4,8	1,2
2011	3	24	8,8	-0,9	17,7	8,7
2011	4	14	7,2	5,8	8,2	6,2
2011	4	28	13,5	8,2	20,4	14,1
2011	5	10	13,6	9,8	24,2	17,1

Legende
Zeit in MEZ, d.h. Sommerzeit nicht berücksichtigt

Zusätzlich wurden auch die Temperaturmonatsmittelwerte für Oktober und November 2010 sowie März, April und Mai 2011 erhoben. Diese sind in Tabelle 8 zu sehen.

Tabelle 8: Monatsmittelwerte Gars am Kamp

Jahr	Monat	Monatsmitteltemperatur [°C]
2010	10	5,7
2010	11	5,4
2011	3	3,4
2011	4	11,1
2011	5	13,7

Mit diesen Temperaturdaten wurden drei Varianten untersucht:

Variante 1: Aus den in Tabelle 7 dargestellten Temperaturen wurden die Temperaturwerte für den jeweiligen Zeitpunkt der Setzdehnungsmessung linear interpoliert. Mit diesen Werten wurden die Formänderungen infolge Temperatur ermittelt.

Variante 2: Da sich die Änderung der Umgebungstemperatur nicht sofort auf den relativ großen Versuchsträger auswirkt, sondern aufgrund der Masse, der Trägheit und der periodischen Eindringtiefe mit einer gewissen Verzögerung auswirkt, wurde bei dieser Variante mit den Tagesmitteltemperaturen gerechnet.

Variante 3: Bei dieser Variante wurde die verzögerte Auswirkung der Formänderungen infolge Temperatur auf den Träger noch extremer und langsamer ablaufend angenommen. Daher wurde für diese Berechnung die Monatsmitteltemperatur verwendet.

In Tabelle 9 sind die für die zuvor beschriebenen Varianten benötigten Daten dargestellt.

Tabelle 9: Variantenvergleich der Temperaturdehnungen

Messzeitpunkt	Variante 1			Variante 2			Variante 3		
	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$	Temperatur	ΔT	$\varepsilon_{\Delta T}$
	[°C]	[°C]	*10 ⁻³	[°C]	[°C]	*10 ⁻³	[°C]	[°C]	*10 ⁻³
28.10.2010, 08:21	-1,6	0,0	0	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
28.10.2010, 10:30	2,0	3,6	0,036	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
28.10.2010, 12:21	5,5	7,1	0,071	1,8	0,0	0	5,7	0,0	0
29.10.2010, 11:53	5,9	7,5	0,075	3,6	1,8	0,018	5,7	0,0	0
02.11.2010, 13:00	10,2	11,8	0,118	8,2	6,4	0,064	5,4	-0,3	-0,003
15.11.2011, 11:30	9,0	10,6	0,106	7,0	5,2	0,052	5,4	-0,3	-0,003
24.11.2011, 10:45	4,4	6,0	0,06	3,5	1,7	0,017	5,4	-0,3	-0,003
24.03.2011, 10:54	9,7	11,3	0,113	8,8	7,0	0,07	3,4	-2,3	-0,023
14.04.2011, 09:15	6,7	8,3	0,083	7,2	5,4	0,054	11,1	5,4	0,054
28.04.2011, 15:00	19,1	20,7	0,207	13,5	11,7	0,117	11,1	5,4	0,054
10.05.2011, 15:30	22,1	23,7	0,237	13,6	11,8	0,118	13,7	8,0	0,08

Für Variante 1 wurde die Temperatur zum Messzeitpunkt linear zwischen den Temperaturwerten von 7 Uhr, 14 Uhr bzw. 19 Uhr aus Tabelle 7 interpoliert. Für Variante 2 und Variante 3 wurden die Daten direkt aus Tabelle 7 bzw. Tabelle 8 übernommen. Die Temperaturdifferenz ΔT wurde durch Subtraktion des Wertes zum Zeitpunkt der Ausgangsmessung ermittelt. Die Dehnung infolge Temperatureinwirkung wurde mit der in Gleichung 4.4 und einem Temperatúrausdehnungskoeffizienten von $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} 1/K$ berechnet.

Die Dehnungen infolge Temperatur $\varepsilon_{\Delta T}$ wurden mit den Messwerten der Setzdehnungsmessung überlagert. Somit entstehen aus den Diagrammen in Abbildung 44 und Abbildung 45 folgende Verläufe, die für die einzelnen Varianten dargestellt sind:

Variante 1:

Abbildung 46 zeigt die Trägerlängsverzerrungen über die gesamte Trägerlänge.

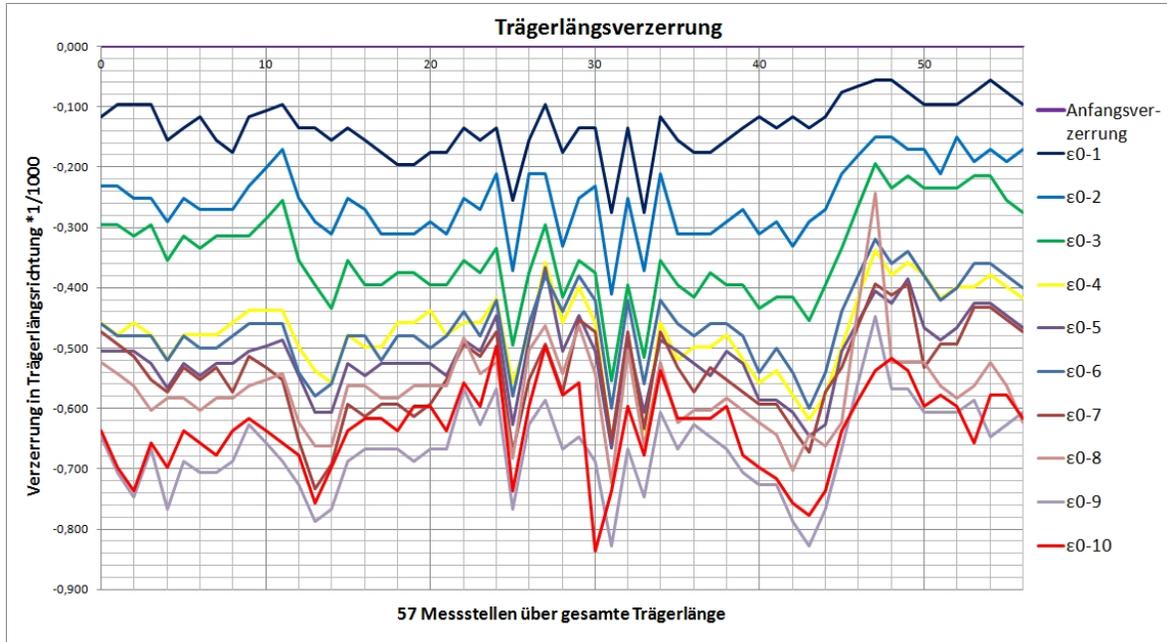


Abbildung 46: Trägerlängsverzerrungen Variante 1

Dabei wurden von den Verläufen der korrigierten Setzdehnungsmessung aus Abbildung 44 die Dehnungen infolge Temperatur $\varepsilon_{\Delta T}$ der Variante 1 aus Tabelle 9 subtrahiert. Die Korrektur der Setzdehnungsmessung mit dieser ersten Variante brachte eine Verbesserung, da zum Beispiel der Verlauf der zehnten Setzdehnungsmessung (rote Linie) sich deutlich nach unten verschob. Prinzipiell wurden alle Verzerrungen durch diese Korrektur größer. Folgedessen wurden alle Verläufe parallel um den Wert der Temperaturdehnung nach unten verschoben.

Ein ähnliches Ergebnis liefert das Diagramm in Abbildung 47.

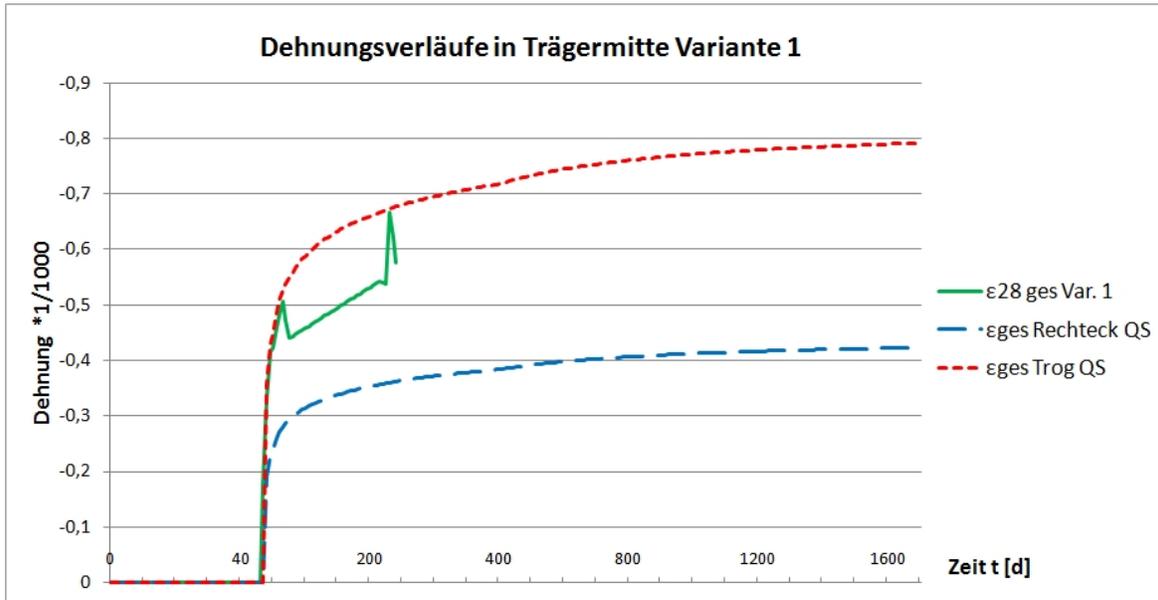


Abbildung 47: zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 1

Es zeigt sich ein deutlicher Anstieg der Stauchungen an der Unterkante in Trägermitte. Der Verlauf erhält durch die Korrektur jedoch deutlich größere Zacken. Dies ist auf die großen Schwankungen der Temperaturwerte zu den Messzeitpunkten zurückzuführen. Da der Träger diese kurzzeitigen Temperatureinwirkungen auf Grund seiner Trägheit, nicht so stark aufnimmt wurden weitere Varianten untersucht.

Variante 2:

Abbildung 48 zeigt die Trägerlängsverzerrungen über die gesamte Trägerlänge für Variante 2.

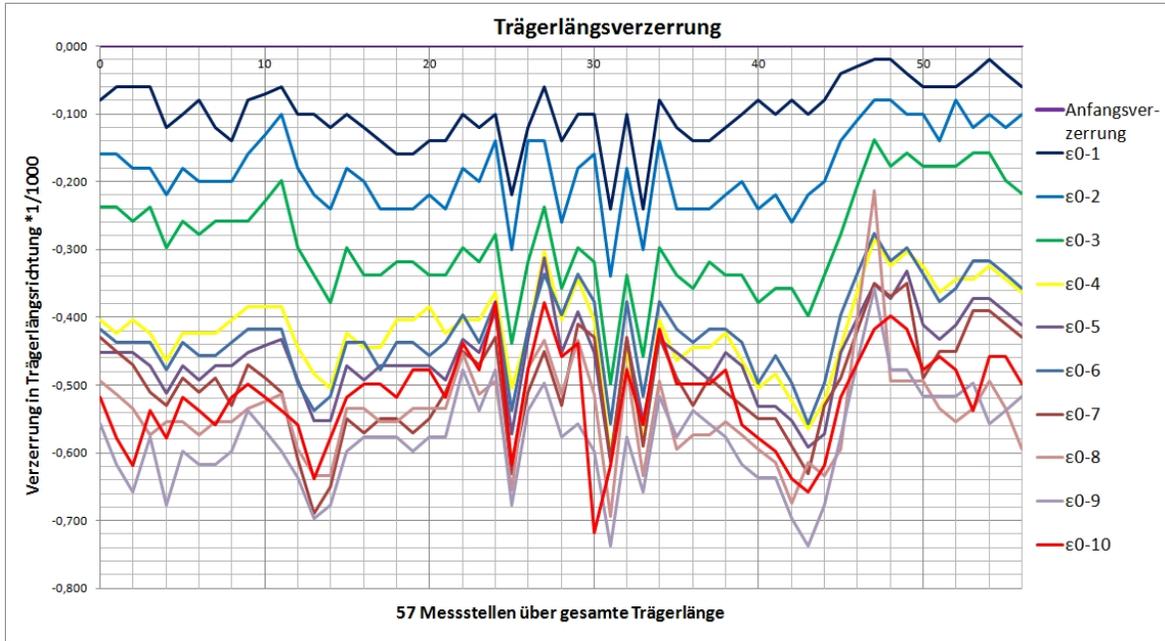


Abbildung 48: Trägerlängsverzerrungen Variante 2

Dabei zeigt sich ein ähnliches Ergebnis wie bei Variante 1. Die Verläufe sind gegenüber jenen aus der reinen Setzdehnungsmessung chronologisch angeordnet. Die Vergrößerung der Verzerrung gegenüber der ersten Variante fällt nicht so groß aus, da auf Grund der Wahl der Tagesmitteltemperaturen die Temperaturdifferenzen nicht so groß sind. Für die Verläufe der ersten beiden Messungen ist die Temperaturdifferenz $\Delta T = 0$. Daher sind diese beiden Verläufe ident mit jenen der Setzdehnungsmessung.

Ein ähnliches Ergebnis liefert das Diagramm in Abbildung 49.

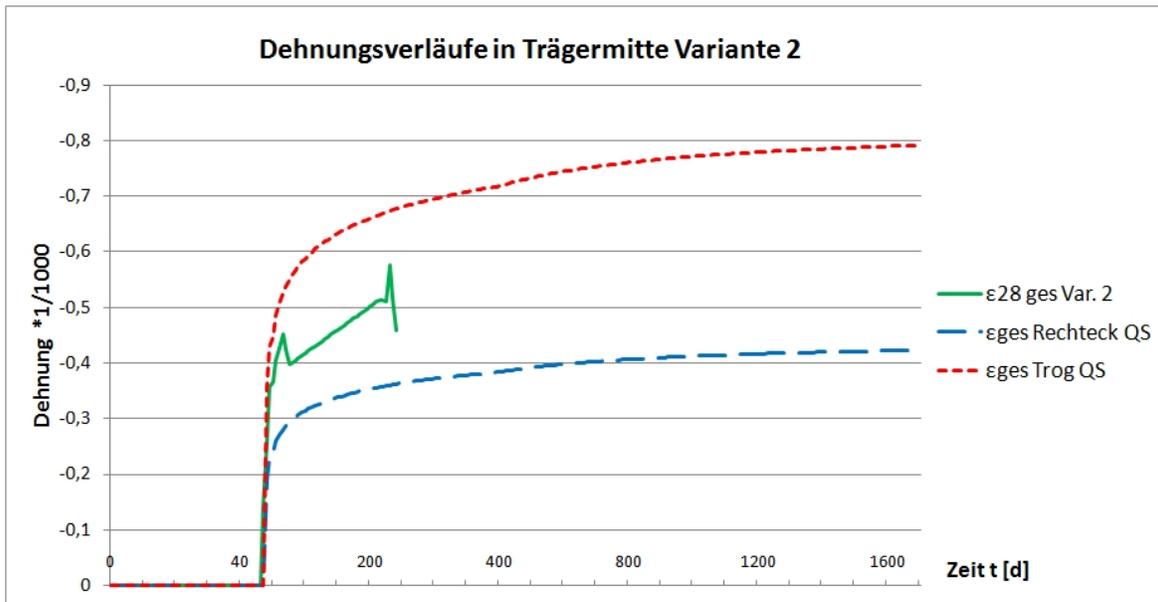


Abbildung 49: zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 2

Bei der grünen Linie ist dabei zu erkennen, dass die Stauchungen kleiner ausfallen und sich der Verlauf daher wieder mehr in Richtung des Dehnungsverlaufs des Rechteckquerschnitts (blau strichlierte Linie) verschiebt. Der Abfall der letzten beiden Messungen nach 230 bzw. 242 Tagen kann trotzdem nicht kompensiert werden.

Variante 3:

Abbildung 50 zeigt die Korrektur der Trägerlängsverzerrungen aus der Setzdehnungsmessung mit den Temperaurdehnungen auf Basis der Monatsmittelwerte.

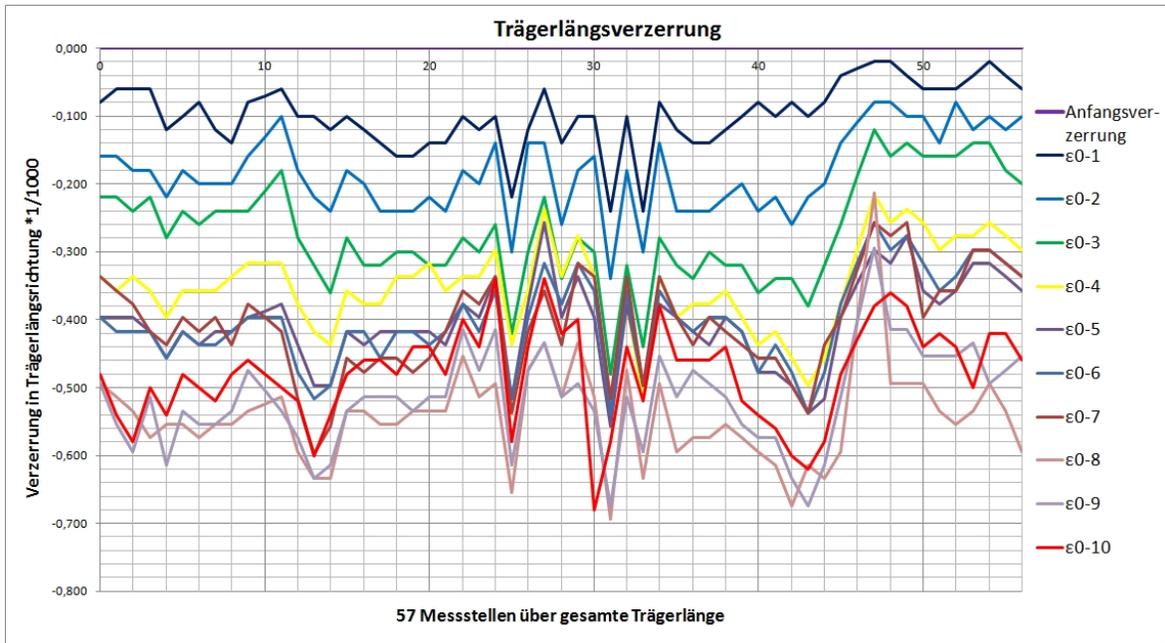


Abbildung 50: Trägerlängsverzerrungen Variante 3

Dabei treten im Vergleich aller drei Varianten die geringsten Veränderungen auf. Grund dafür ist die geringere Temperaturdifferenz zwischen den Monatsmittelwerten und, dadurch bedingt, die geringeren Temperaturdehnungen. Die Verläufe $\varepsilon_0 - 1$ bis $\varepsilon_0 - 6$ sind ident bzw. annähernd ident mit jenen der Messung, da die Temperaturdifferenz und somit auch die Dehnung infolge Temperatur Null bzw. annähernd Null ist.

Abbildung 51 zeigt wieder die zeitlichen Dehnungsverläufe der beiden Grenzfälle und der mit der Temperaturdehnung überlagerten Setzdehnungsmessung in Trägermitte.

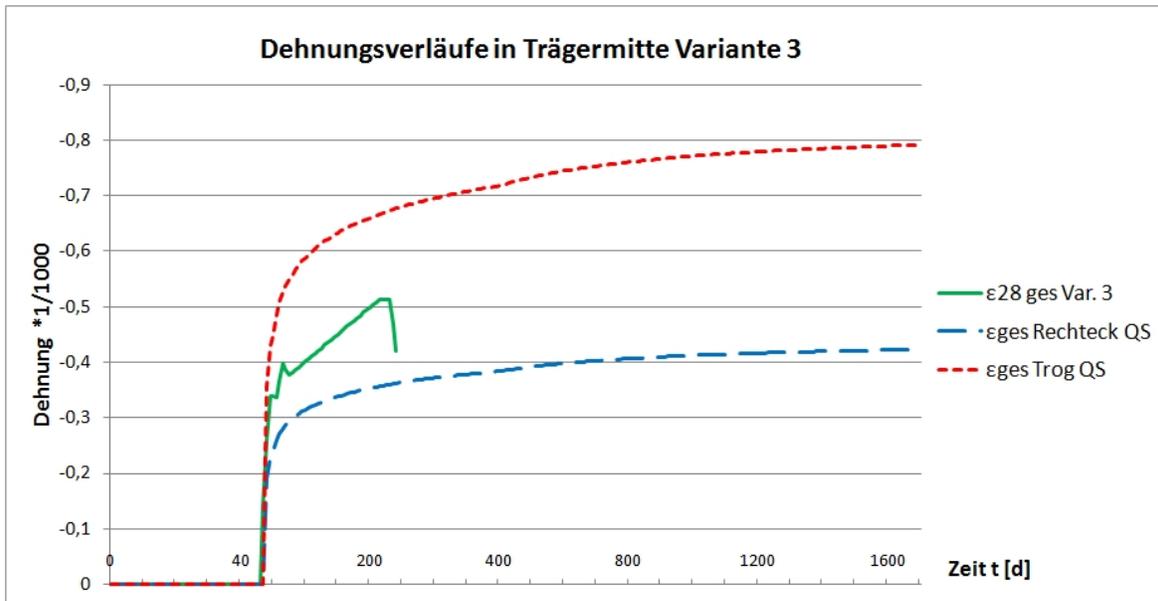


Abbildung 51: zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 3

Dabei ist abermals zu erkennen, dass der Abfall der letzten beiden Messwerte nicht kompensiert werden kann.

Es stellt sich daher die Frage, ob der Abfall der letzten beiden Messungen auf Messfehler oder Messungenauigkeiten zurückzuführen ist. Der Messfehler des Setzdehnungsmessers beträgt $f = \frac{\Delta f}{l} = \pm \frac{0,01}{500} = 0,002\%$. Da sich die Verzerrungen der Messung im zehntel Promillbereich befinden, hat der Messfehler einen Einfluss auf die Messungen, kann den Abfall am Ende jedoch nicht vollständig kompensieren.

Es ist aber auf Fälle sehr gut zu erkennen, dass sich der Verlauf zwischen den beiden Grenzwerten befindet. Daher kann daraus geschlossen werden, dass sich der Füllbeton an der Lastabtragung beteiligt.

Längenänderung des Trägers

Durch Aufsummierung der Messwerte einer Setzdehnungsmessung über die gesamte Trägerlänge erhält man die Längenänderung des gesamten Trägers 10 cm über der Trägerunterkante. Tabelle 10 zeigt die gemessenen Längenänderungen am Versuchsträger.

Tabelle 10: Längenänderung des Trägers in mm

Messung	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Datum	28.10.2010	28.10.2010	28.10.2010	29.10.2010	02.11.2010	15.11.2011	24.11.2011	24.03.2011	14.04.2011	28.04.2011
Uhrzeit	08:21	10:30	12:21	11:53	13:00	11:30	10:45	10:54	09:15	15:00
Summe	-8,55	-13,12	-15,81	-18,38	-20,79	-22,42	-22,22	-22,92	-24,25	-23,49
Δl [mm]	0	-4,57	-7,26	-9,83	-12,24	-13,87	-13,67	-14,37	-15,7	-14,94

4.4.2 Ergebnisse ATENA static

Der folgende Abschnitt zeigt die Ergebnisse der Simulation mit ATENA static. Dabei wird nicht ins Detail gegangen, da diese Simulation nur als Vorstufe und Vergleich für die Simulation der Kriechumlagerungen dient. Die Simulation wurde nach der in Tabelle 3 beschriebenen Belastungsgeschichte durchgeführt.

Spannungsverläufe im Trogquerschnitt

Stellvertretend für alle Belastungsschritte stellen die in Abbildung 52 bis Abbildung 59 dargestellten Spannungsverläufe die wichtigsten Belastungsschritte des Fertigteilrogquerschnitts dar.

Sie zeigen die Spannungsverläufe an der vertikalen Aussenwand des Fertigteilquerschnitts. Das rote Rechteck am linken Bildrand stellt jeweils den Querträger dar. An der rechten Seite der Simulationauswertungen befindet sich die Trägermitte, die zugleich die Symmetrieachse ist. Circa in der Mitte der Abbildungen befindet sich der Umlenksattel. Die Spannungen sind in N/mm^2 angegeben.

Abbildung 52 zeigt den Spannungsverlauf im Fertigteil nach dem ersten Vorspannen auf $P = 2500\text{ kN}$ und infolge Belastung durch Eigengewicht des Trogquerschnitts.

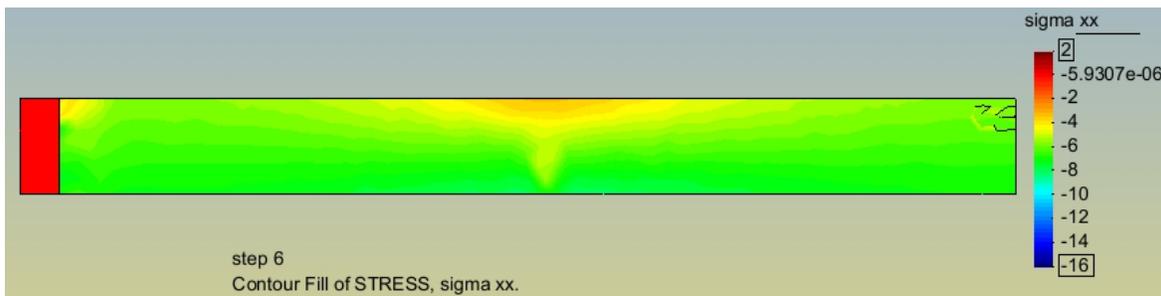


Abbildung 52: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500\text{ kN}$; step 6

In Abbildung 53 kommt zur vorigen Belastung die Belastung des ersten Füllbetons mit einem Volumen von 5 m^3 hinzu. Dabei ist zu erkennen, dass über die gesamte Länge des Trogquerschnitts eine ziemlich konstante Spannung wirkt. Zu diesem Zeitpunkt stellt sich ein Spannungsverlauf ein, der jenem eines zentrisch vorgespannten Stabes ähnelt.

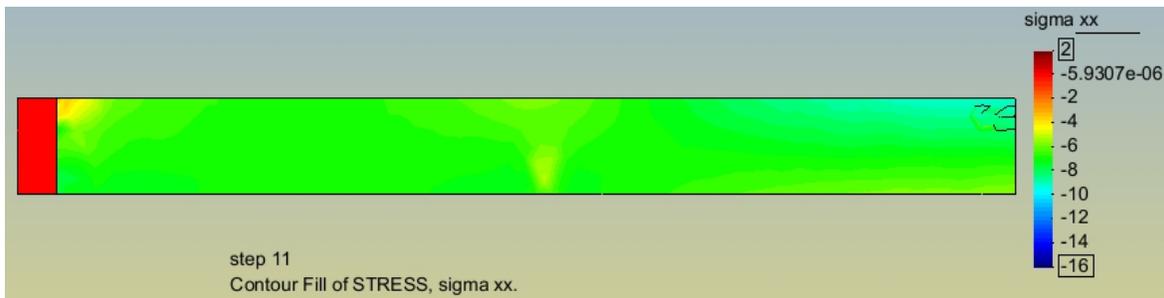


Abbildung 53: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 11

Abbildung 54 zeigt den Spannungsverlauf nach dem Vorspannen auf $P = 3000 \text{ kN}$. Das Füllbetonvolumen bleibt dabei bei 5 m^3 .

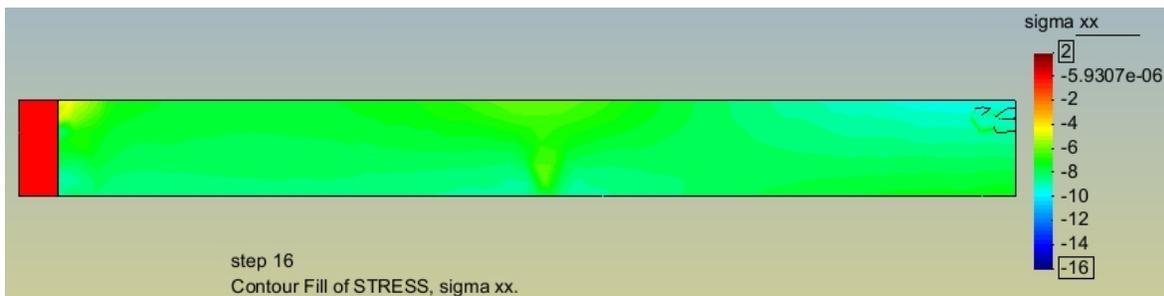


Abbildung 54: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 16

In Abbildung 55 sind die Auswirkungen auf die Spannungsverteilung bei einer Vorspannkraft von $P = 3000 \text{ kN}$ und nach dem Einbringen von weiteren 5 m^3 Füllbeton zu erkennen. In Summe sind damit 10 m^3 Füllbeton eingebracht.

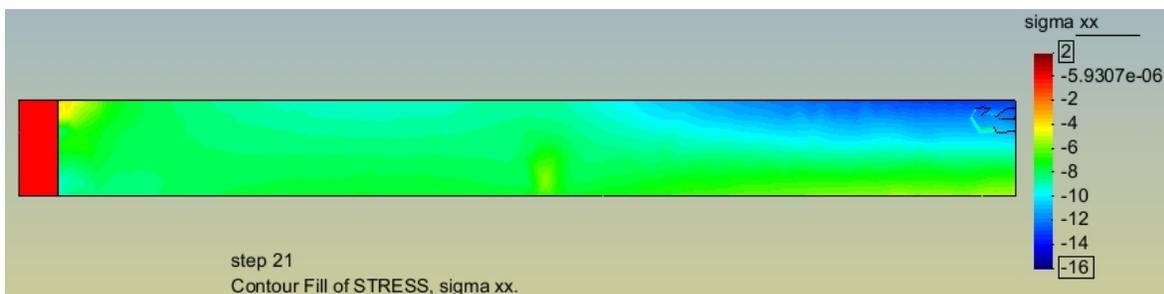


Abbildung 55: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 21

Abbildung 56 stellt die Spannungen nach der Erhöhung der Vorspannkraft auf $P = 4500 \text{ kN}$ und nach der Zuweisung der Materialparameter von 20 h auf die untere Hälfte des Füllbetons dar.

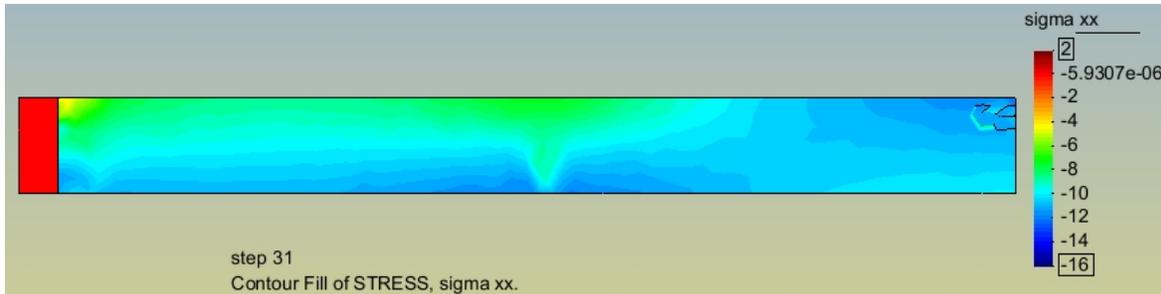


Abbildung 56: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 31

Abbildung 57 zeigt den Spannungsverlauf nachdem in Summe 15 m^3 Füllbeton eingebracht wurden und die Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ beträgt.

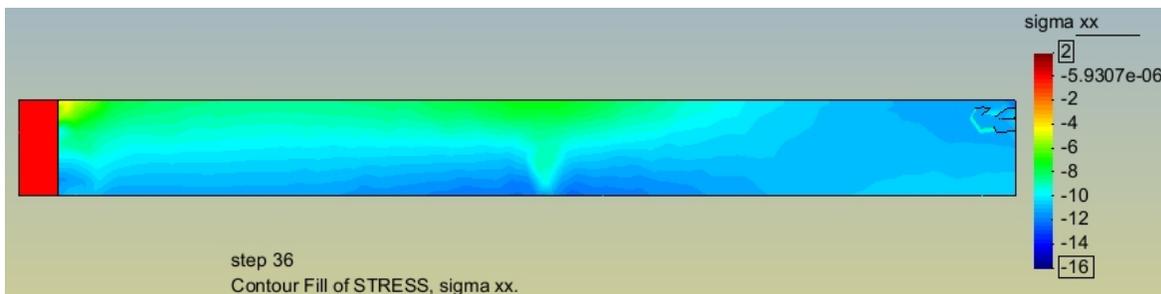


Abbildung 57: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 36

Abbildung 58 zeigt den Spannungsverlauf bei step 41. Dabei liegt eine Vorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ vor und 15 m^3 Füllbeton sind in den Trog eingebracht.

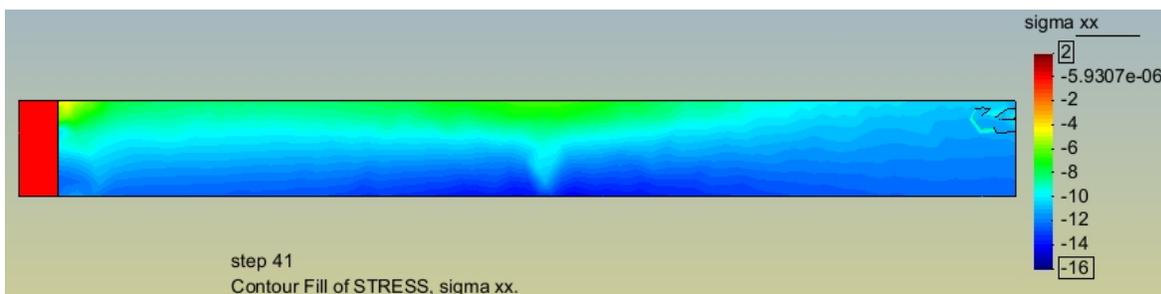


Abbildung 58: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 41

Abbildung 59 zeigt den Spannungsverlauf nach Beendigung des Herstellungsvorgangs. Dabei liegt eine Vorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ vor, und es wurde der gesamte Füllbeton im Ausmaß von 20 m^3 eingebracht.

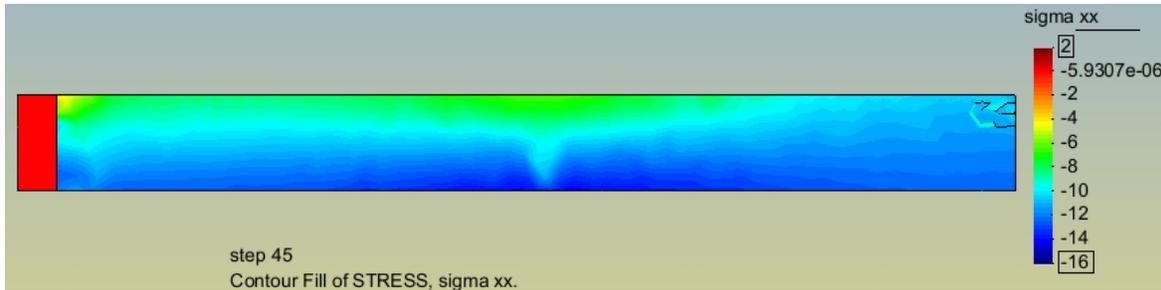


Abbildung 59: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 45

Spannungsverläufe im Füllbeton

Die Abbildungen 60 bis 62 zeigen die Spannungsverläufe im Füllbeton stellvertretend für alle Simulationschritte. Betrachtet wird die vertikale Aussenwand des Füllbetons, die zugleich die Kontaktfläche zum Fertigteil ist. Wie bei den Spannungsverläufen des Trogquerschnitts grenzt links der Querträger an den Füllbeton, das rechte Ende stellt die Trägermitte dar. Die Spannungen sind wieder in N/mm^2 angegeben. Die Ausnehmung an der Unterkante ist auf den Umlenksattel zurückzuführen.

Abbildung 60 stellt den Spannungsverlauf für den Füllbeton stellvertretend für die ersten 21 steps dar. Der Füllbeton ist zu diesem Zeitpunkt teilweise noch gar nicht vorhanden bzw. noch in weichem Zustand und besitzt keine Steifigkeit. Daher sind die Spannungen im Füllbeton ≈ 0 . Erst in den loadsteps 21 bis 25 erhält die untere Hälfte des Füllbetons Materialkennwerte eines 20 h alten Betons.

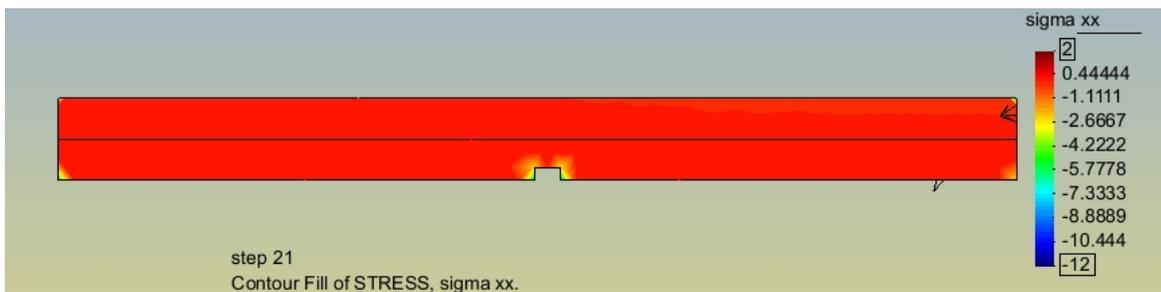


Abbildung 60: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 21

Abbildung 61 zeigt den Spannungsverlauf, nachdem der unteren Hälfte Materialkennwerte zugewiesen wurden und die Vorspannkraft auf $P = 4500 \text{ kN}$ gesteigert wurde. Dabei ist zu erkennen, dass die untere Hälfte des Füllbetons beginnt, Spannungen aufzunehmen und somit zur Lastabtragung beiträgt.

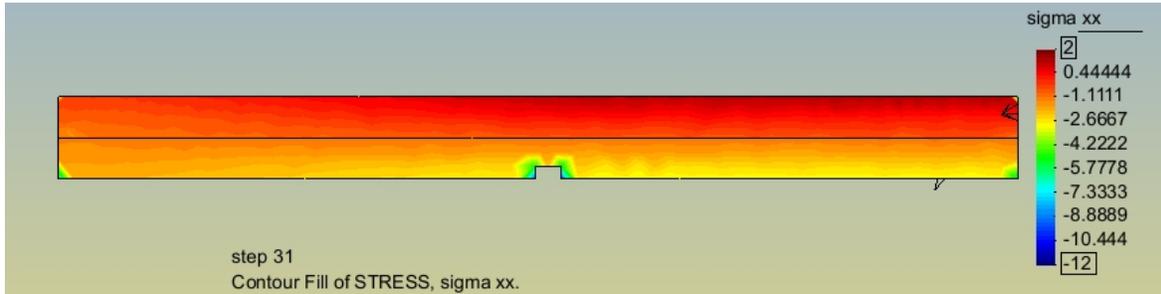


Abbildung 61: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 31

Abbildung 62 zeigt den Spannungsverlauf nach Abschluss des Vorspannens auf $P = 5300 \text{ kN}$ und der vollständigen Verfüllung des Trogs mit 20 m^3 Füllbeton. Der untere Teil des Füllbetons nimmt dabei bereits Druckspannungen zwischen $2, 5$ und 6 N/mm^2 auf. Die obere Hälfte entzieht sich aufgrund von mangelnder Steifigkeit noch der Lastabtragung. Ausserdem wirkt noch keine Zusatzbelastung auf das System, die den oberen Teil des Füllbetons zur Lastabtragung aktiviert.

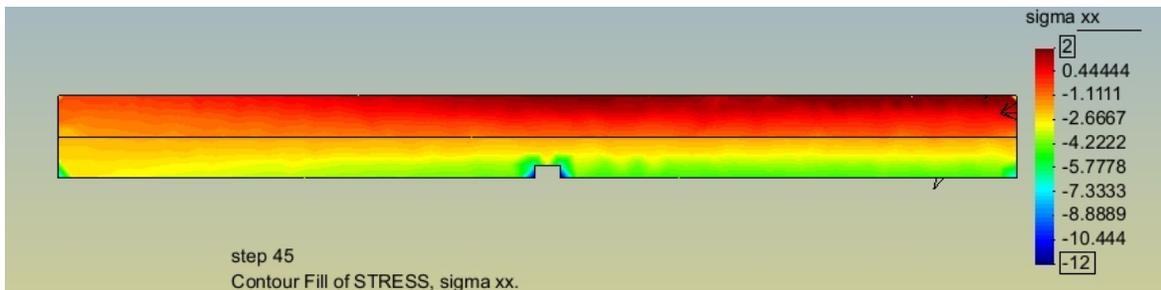


Abbildung 62: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 45

4.4.3 Ergebnisse ATENA creep

Im folgenden Abschnitt sind die Ergebnisse aus der Simulation des Versuchsträgers mit ATENA creep dokumentiert. Dabei wurde die in Tabelle 2 beschriebene Belastungsgeschichte verwendet.

Spannungsverläufe im Trogquerschnitt

Die Abbildungen 63 bis 72 zeigen die Spannungsverläufe im Fertigteilquerschnitt an der vertikalen Aussenwand. Da bei den Untersuchungen das Augenmerk hauptsächlich auf den Trogquerschnitt und den Füllbeton gelegt wurde, ist der Querträger nicht abgebildet. Der linke Bildrand stellt die Stoßfuge zum Querträger dar. An der rechten Seite der Simulationauswertungen befindet sich die Trägermitte, die zugleich die Symmetrieachse ist. Circa in der Mitte der Abbildungen befindet sich der Umlenksattel. In den ersten Auswertungen ist er sehr markant zu erkennen, da in diesem Bereich die Umlenkkräfte in den Querschnitt eingeleitet werden und somit eine Spannungskonzentration in diesem Bereich stattfindet. An der rechten Seite ist jeweils eine Legende für den Spannungsverlauf dargestellt. Die Spannungen sind in N/mm^2 angegeben.

Abbildung 63 zeigt den Spannungsverlauf im Fertigteil nach dem ersten Vorspannen auf $P = 2500 \text{ kN}$ und infolge Belastung durch Eigengewicht des Trogquerschnitts. Dabei sind Parallelen zu Abbildung 52 der statischen Simulation zu erkennen, denn in dieser kurzen Zeit können sich noch keine Kriechumlagerungen ausbilden.

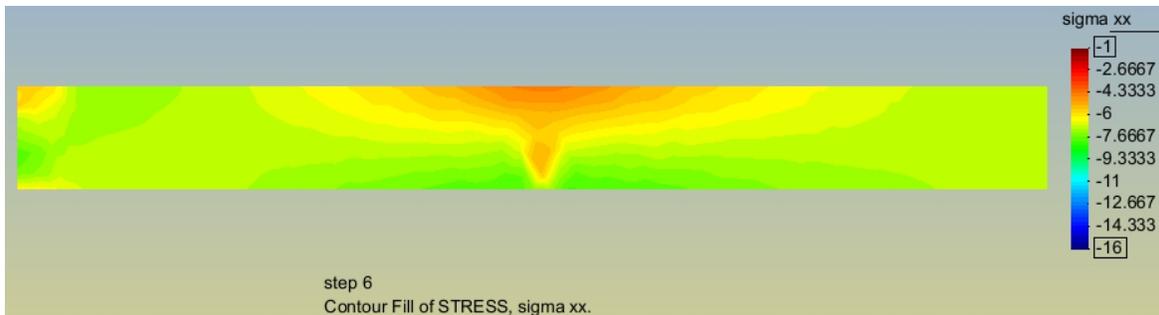


Abbildung 63: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$; step 6, $T = 48,13 \text{ d}$

In Abbildung 64 kommt zur vorigen Belastung die Belastung des ersten Füllbetons mit einem Volumen von 5 m^3 hinzu.

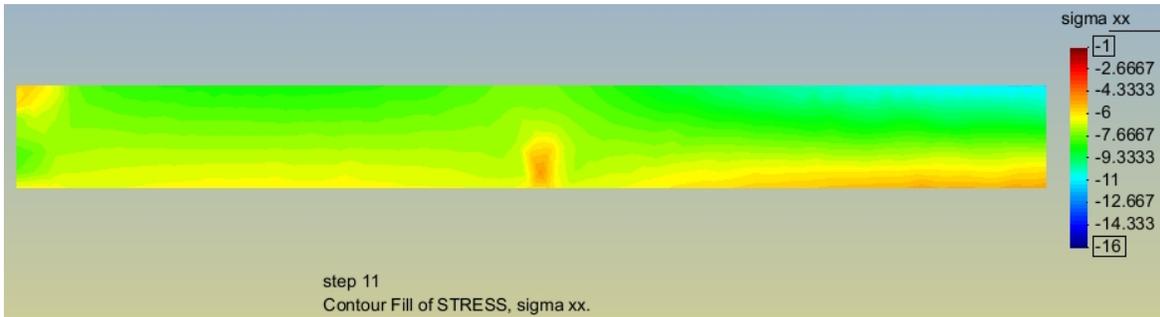


Abbildung 64: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500\text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 11, $T = 48, 14\text{ d}$

Abbildung 65 zeigt die Auswirkung auf die Spannung durch Erhöhung der Vorspannkraft auf $P = 3000\text{ kN}$.

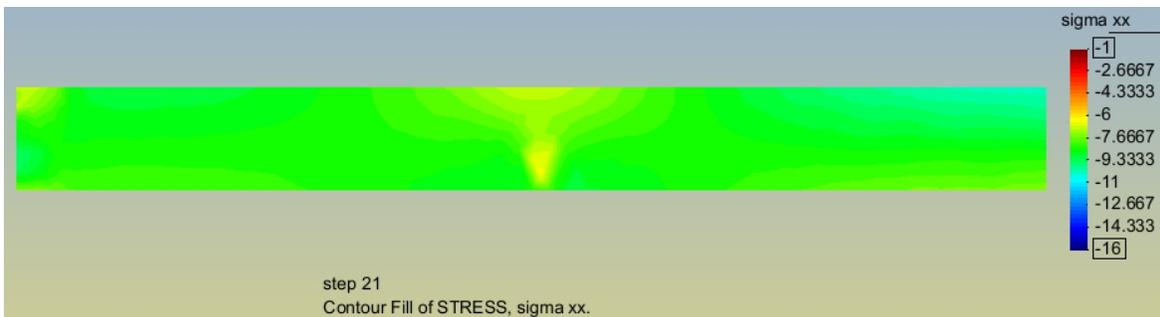


Abbildung 65: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000\text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 21, $T = 48, 16\text{ d}$

Abbildung 66 zeigt den Spannungsverlauf nach dem Einbringen von weiteren 5 m^3 Füllbeton.

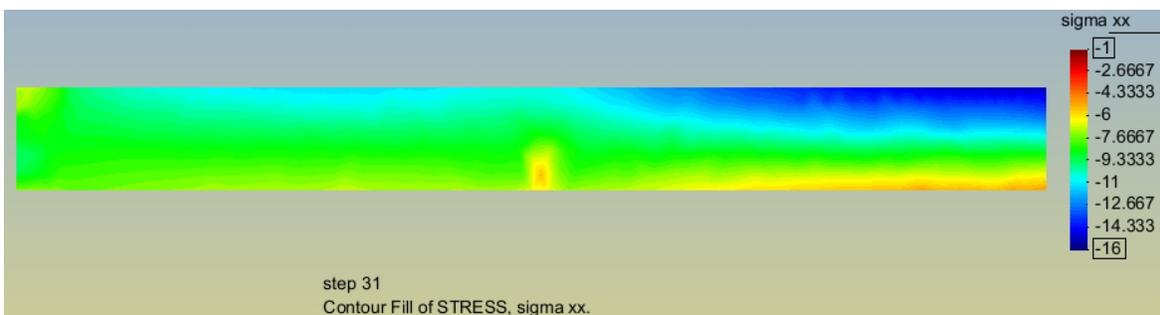


Abbildung 66: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000\text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 31, $T = 48, 23\text{ d}$

Vergleichbar ist dieser Spannungsverlauf mit jenem bei step 21 der ATENA static-Simulation in Abbildung 55.

Am zweiten Herstellungstag ergibt sich nach Erhöhung der Vorspannkraft auf $P = 4500 \text{ kN}$ der in Abbildung 67 dargestellte Spannungsverlauf.

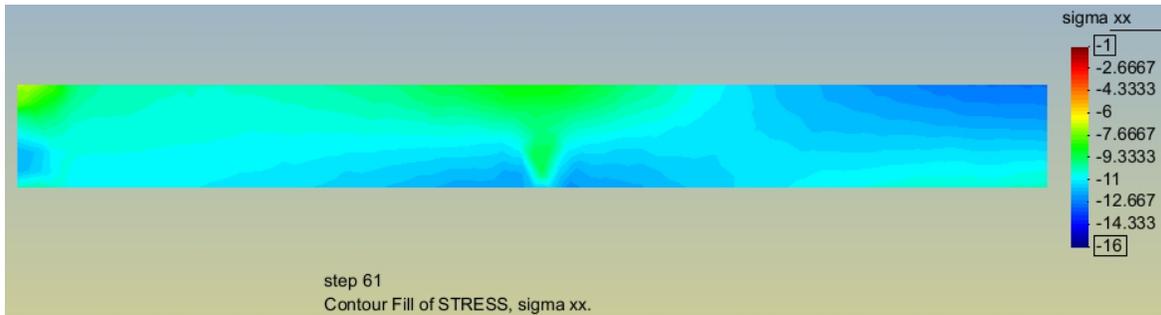


Abbildung 67: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 61, $T = 49,09 \text{ d}$

In Abbildung 68 ist zu erkennen, dass das Einbringen von weiteren 5 m^3 Füllbeton wenig Auswirkung auf die Spannungsverteilung hat.

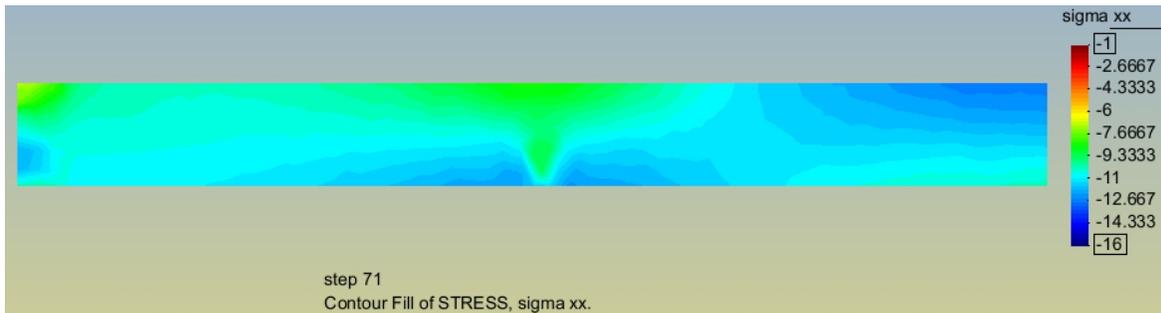


Abbildung 68: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 71, $T = 49,11 \text{ d}$

Hingegen hat das Vorspannen auf die endgültige Vorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ wieder deutlichen Einfluss, wie in Abbildung 69 zu erkennen ist.

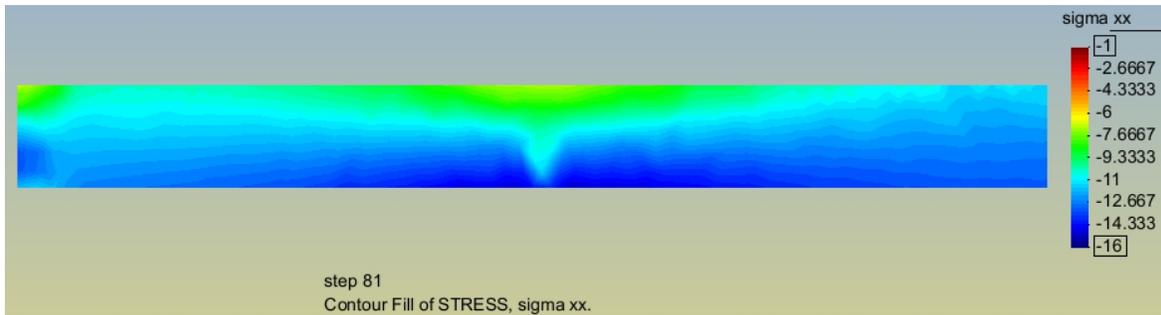


Abbildung 69: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 81, $T = 49, 13 \text{ d}$

Abbildung 70 zeigt den Spannungsverlauf nach Beendigung des Herstellungsvorgangs. Vergleicht man diese Spannungsverläufe mit den Spannungsverläufen der Grenzfälle 1 und 2 an der Trägerober- und Trägerunterkante aus Abbildung 31 und 32, sieht man, dass die Ergebnisse der Simulation zwischen den Ergebnissen der Grenzfälle liegen. Dies ist vermutlich auf die rasche Entwicklung der Festigkeit und somit auf das Mittragevermögen vom Füllbeton zurückzuführen. Weiters ist zu erkennen, dass dieser Spannungsverlauf ziemlich ident mit jenem in Abbildung 59 ist. Daran ist zu erkennen, dass die Kriechumlagerungen ein zeitabhängiger Prozess sind und sich langsam ausbilden.

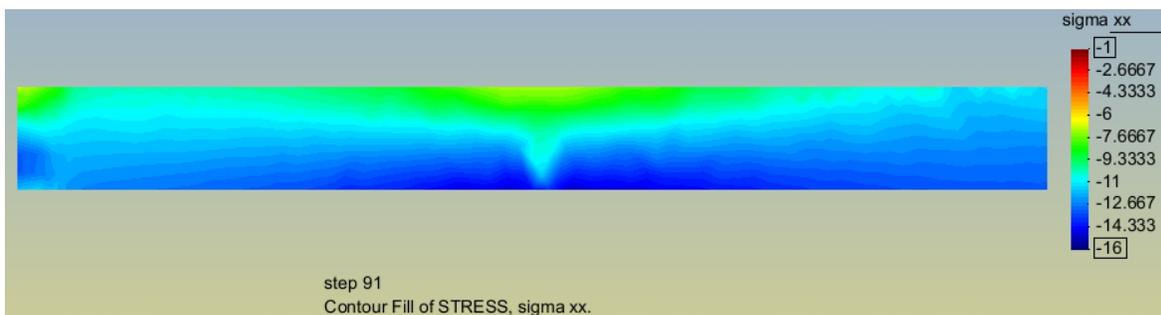


Abbildung 70: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 91, $T = 49, 20 \text{ d}$

Abbildung 71 und Abbildung 72 zeigen den zeitlichen Verlauf der Spannungen bei step 120 (entspricht Tag 51 nach der Produktion im Fertigteilwerk) und bei step 145 (entspricht Tag 71). Dabei ist zu erkennen, dass sich die Spannungen mit der Zeit abbauen und auf den Füllbeton übertragen werden.

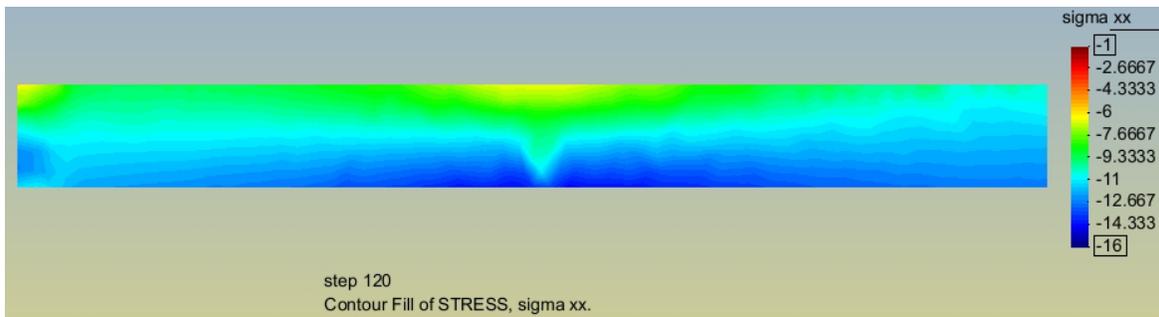


Abbildung 71: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 120, $T = 51, 11 \text{ d}$

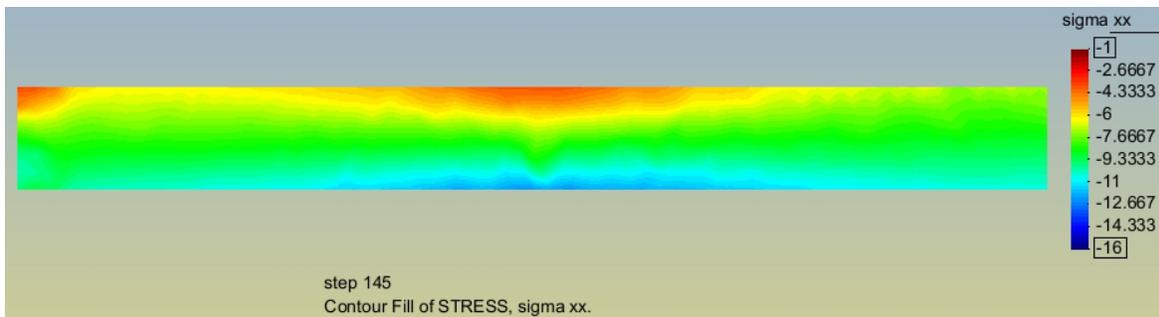


Abbildung 72: Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 145, $T = 77, 11 \text{ d}$

Spannungsverläufe im Füllbeton

Die Abbildungen 73 bis 78 zeigen die Spannungsverläufe im Füllbeton. Betrachtet wird die vertikale Aussenwand des Füllbetons, die zugleich die Kontaktfläche zum Fertigteil ist. Wie bei den Spannungsverläufen des Trogquerschnitts grenzt links der Querträger an den Füllbeton, das rechte Ende stellt die Trägermitte dar. Die Spannungen sind wieder in N/mm^2 angegeben. Die Ausnehmung an der Unterkante ist auf den Umlenksattel zurückzuführen.

Dabei sind, wie schon bei den Spannungsverläufen des Trogquerschnitts, Parallelen zu den in Abbildung 60 bis Abbildung 62 dargestellten Spannungsverläufen der ATENA static-Simulation zu erkennen. Step 21 von ATENA static ist dabei mit step 31 von ATENA_creep, step 31 mit step 61 und step 45 mit step 91 zu vergleichen.

Abbildung 73 stellt den Spannungsverlauf für den Füllbeton stellvertretend für die ersten 55 steps am ersten Tag der endgültigen Herstellung am Lagerplatz (48 Tage nach der Produktion der Fertigteile im Werk) dar. Wie bereits bei der Modellierung beschrieben, ist der Füllbeton zu diesem Zeitpunkt teilweise noch gar nicht vorhanden bzw. noch in weichem Zustand und besitzt keine Steifigkeit. Da es in ATENA jedoch nicht möglich war, das Volumen für diesen Zeitraum zu löschen, wurden die Material-

kennwerte auf ≈ 0 herabgesetzt. Dass der Füllbeton trotzdem Zugspannungen erhält, ist verwunderlich und auf Grund des plastischen Zustandes nicht richtig. Die Spannungen müssten im ganzen Füllbeton Null sein.



Abbildung 73: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 31, $T = 48,23 d$

Abbildung 74 zeigt den Spannungsverlauf nach dem Vorspannen von $P = 3000 kN$ auf $P = 4500 kN$. Dabei ist zu erkennen, dass die untere Hälfte des Füllbetons, die bereits einen Tag alt ist, beginnt, Spannungen aufzunehmen und somit zur Lastabtragung beiträgt.

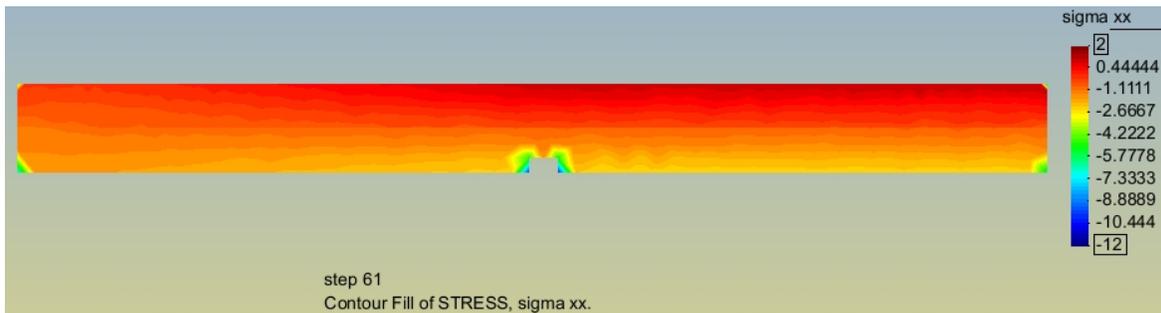
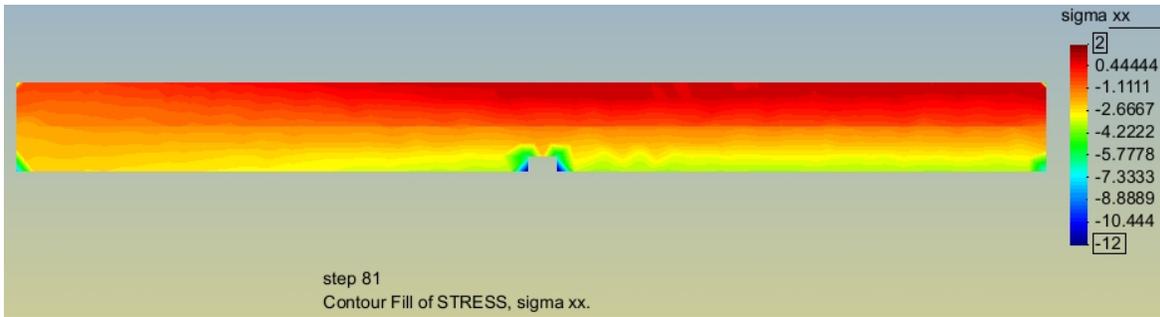
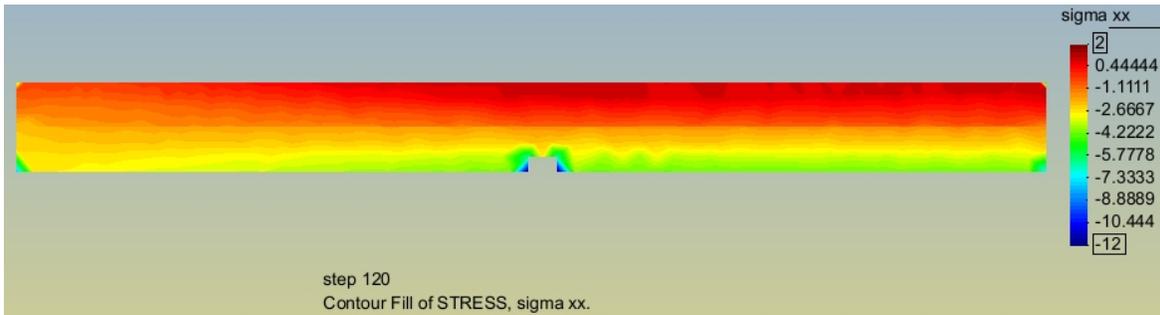
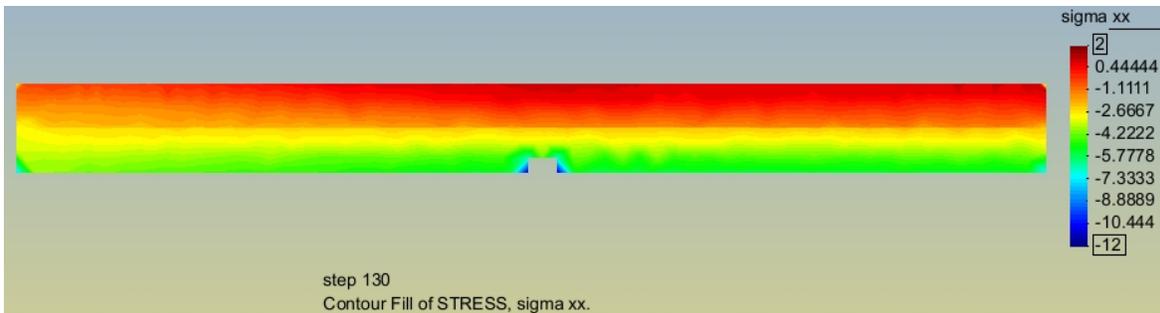


Abbildung 74: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 61, $T = 49,09 d$

Abbildung 75 zeigt den Spannungsverlauf nach Abschluss des Vorspannens auf $P = 5300 kN$. Der untere Teil des Füllbetons hat dabei bereits Druckspannungen von ca. $3 N/mm^2$. Im Bereich des Umlenksattels sind die Druckspannungen wegen der konzentrierten Lasteinleitung höher. Die obere Hälfte entzieht sich aufgrund von mangelnder Steifigkeit noch der Lastabtragung.

Abbildung 75: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 81, $T = 49,13 d$

Die Abbildungen 76, 77 und 78 zeigen die zeitlichen Entwicklungen der Spannungen bei step 120 (entspricht Tag 51), step 130 (Tag 63) und step 145 (tag 77). Die Druckspannungen im Füllbeton werden immer größer und erreichen an der Unterkante bis zu $6 N/mm^2$. Die Zugspannungen an der Oberkante sind in Frage zu stellen, da der Füllbeton von Anfang an eine Zugspannung erhält, obwohl er in Realität noch gar nicht eingebracht ist, und diese an der Oberkante nicht mehr abgebaut werden können. Daher können die Spannungen an der Oberkante maximal Null, aber nicht positiv sein.

Abbildung 76: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 120, $T = 51,11 d$ Abbildung 77: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 130, $T = 63,63 d$

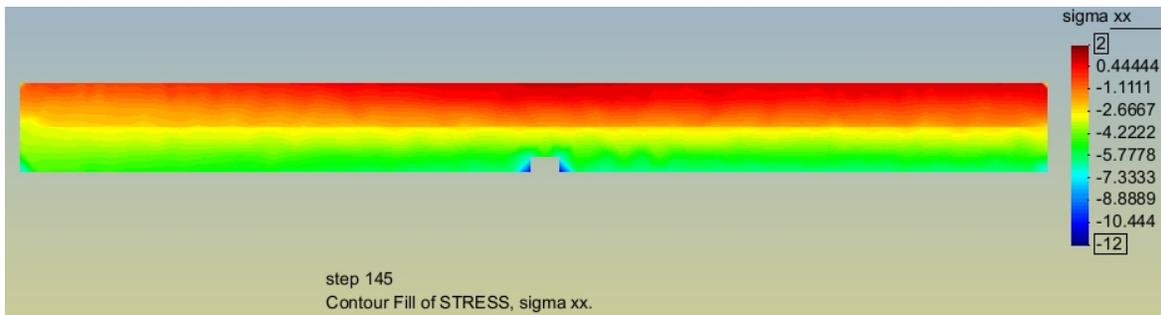


Abbildung 78: Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 145, $T = 77,11 d$

Spannungsverläufe in Trägermitte

Die Abbildungen 79 bis 82 zeigen die Spannungsverläufe in einem Querschnitt in der Trägermitte. Die Spannungen sind in N/mm^2 angegeben. Dabei zeigt sich bei allen vier Auswertungen, dass die Spannungen im Füllbeton laminar geschichtet verlaufen. Eine Ausnahme bilden die Eckbereiche des Troges, wo aufgrund der zweichaxialen Schubbeanspruchung aus der Wand und der Bodenplatte eine höhere Spannung vorliegt.

Abbildung 79 stellt den Spannungsverlauf bei step 61 dar. Zu diesem Zeitpunkt befinden sich $10 m^3$ Füllbeton im Trog und die Vorspannkraft beträgt $4500 kN$. Die untere Hälfte des Füllbetons hat bereits ein Alter von ca. 20 h. Hingegen ist die obere Hälfte noch nicht eingebracht und die Spannungen sind daher circa Null.

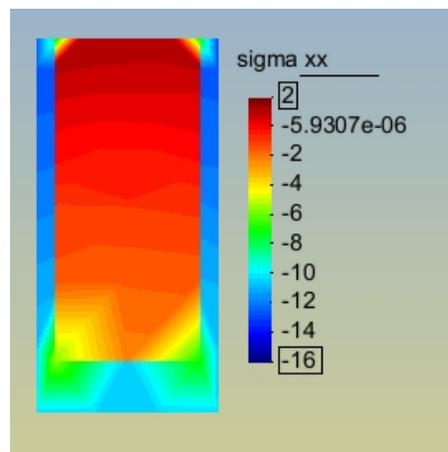


Abbildung 79: Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 61, $T = 49,09 d$

Abbildung 80 zeigt den Spannungsverlauf bei step 91. Dieser ist nach Ende des gesamten Herstellungsvorgangs am Lagerplatz. Dabei ist, wie zuvor bei den Spannungsverläufen des Füllbetons beschrieben, zu erkennen, dass die untere Hälfte des Füllbetons bereits Spannungen aufnimmt und somit zur Lastabtragung beiträgt.

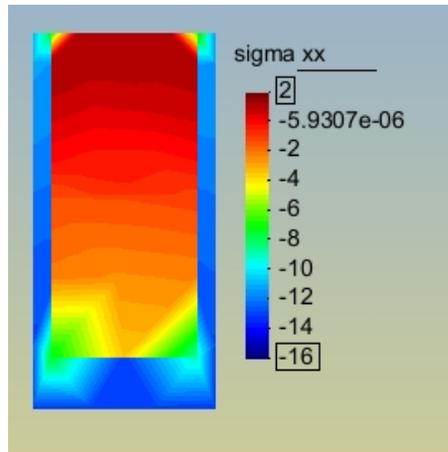


Abbildung 80: Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 91, $T = 49, 20 d$

Die Abbildungen 81 und 82 zeigen wieder die zeitliche Entwicklung der Spannungen. Step 120 ist am 51. Tag nach der Fertigteilproduktion im Werk. Zu diesem Zeitpunkt ist die obere Hälfte des Füllbetons ca. zwei Tage alt.

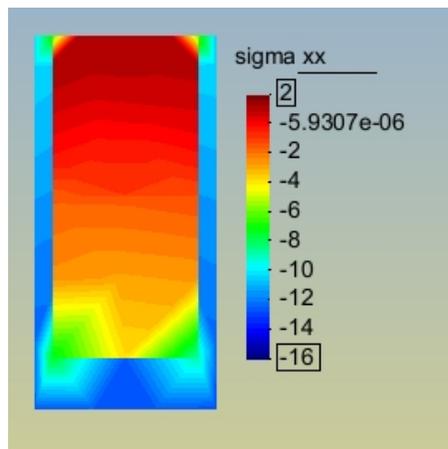
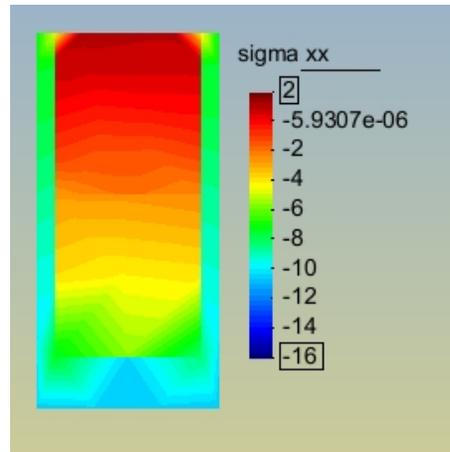


Abbildung 81: Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 120, $T = 51, 11 d$

Step 145 ist zu jenem Zeitpunkt, an dem der Füllbeton die 28 Tage-Festigkeit erreicht. Der Füllbeton hat dabei teilweise Druckspannungen von über $6 N/mm^2$ aufgenommen. Der Fertigteiltrog hat hingegen in der Bodenplatte die Spannungen von ca. $14 N/mm^2$ bei step 91 auf ca. $10 N/mm^2$ abgebaut.

Abbildung 82: Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 145, $T = 77,11 d$

Längenänderung 10 cm über Trägerunterkante

Um die Ergebnisse der Simulation mit jenen der Setzdehnungsmessung vergleichen zu können, wurde 10 cm über der Trägerunterkante ein horizontaler Schnitt gelegt. Die Ergebnisse der Simulation in Abbildung 83 bis 86 stellen die Verschiebungen in Trägerlängsrichtung dar. Dabei ist wie bei den Abbildungen zuvor links das Trägerende und rechts die Trägermitte. Aufgrund der Randbedingungen ist die Trägermitte festgehalten, und das linke Auflager verschiebt sich. Die Werte in den Abbildungen sind in m angegeben. Step 6 entspricht der Setzdehnungsmessung 1, step 81 Messung 3, step 120 Messung 4 und step 140 Messung 6.

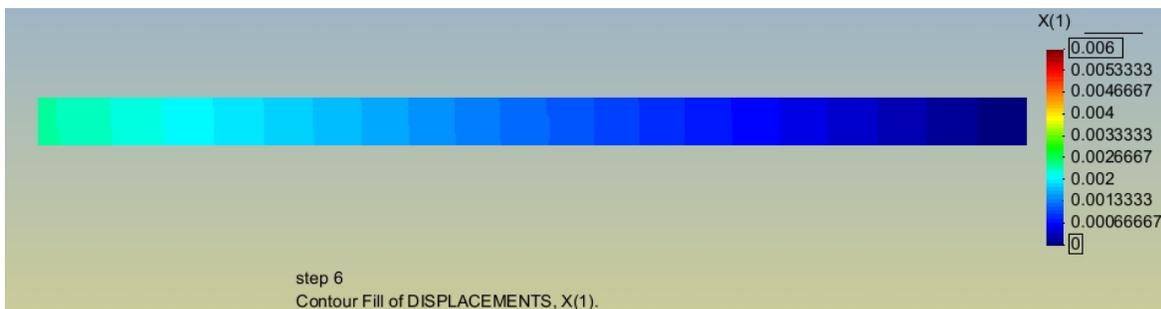


Abbildung 83: Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 6

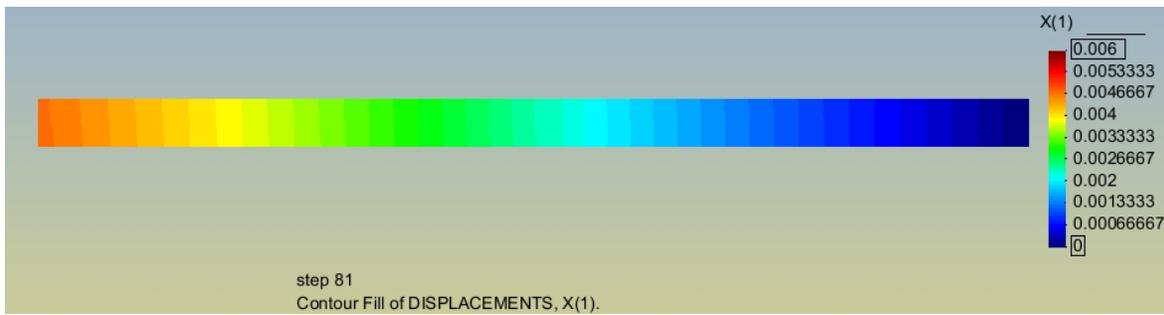


Abbildung 84: Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 81

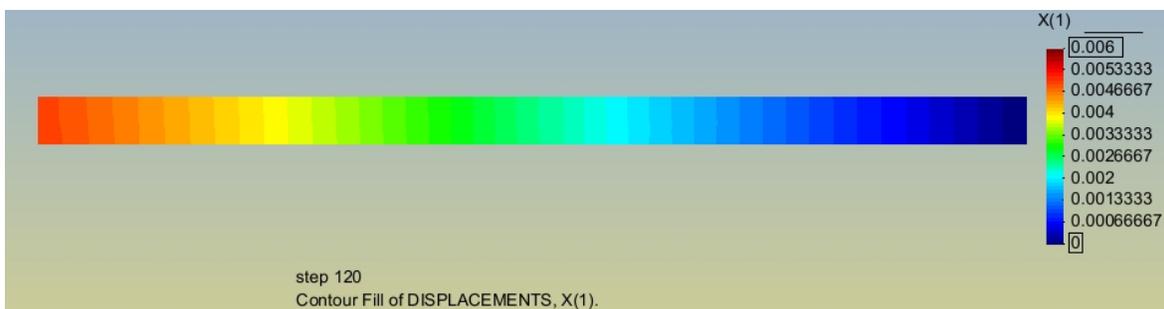


Abbildung 85: Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 120

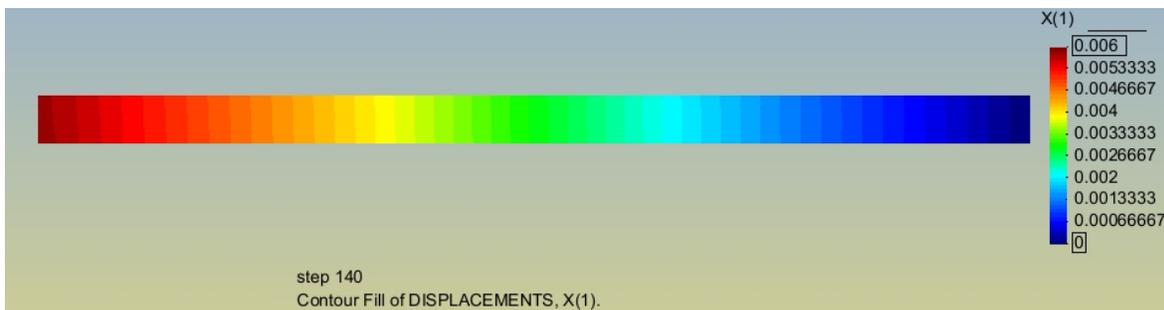


Abbildung 86: Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 140

Da bei der Simulation nur eine Trägerhälfte betrachtet wird, sind die Ergebnisse zu verdoppeln, um sie mit den Ergebnissen aus der Setzdehnungsmessung vergleichen zu können. Tabelle 11 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse.

Tabelle 11: Längenänderung des Trägers - Vergleich Messung und Simulation

Messung	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Datum	28.10.2010	28.10.2010	28.10.2010	29.10.2010	02.11.2010	15.11.2011	24.11.2011	24.03.2011	14.04.2011	28.04.2011
Uhrzeit	08:21	10:30	12:21	11:53	13:00	11:30	10:45	10:54	09:15	15:00
Summe	-8,55	-13,12	-15,81	-18,38	-20,79	-22,42	-22,22	-22,92	-24,25	-23,49
Δl [mm]	0	-4,57	-7,26	-9,83	-12,24	-13,87	-13,67	-14,37	-15,7	-14,94
ATENA		-2,2		-4,6	-5		-6			
Δl [mm]		-4,4		-9,2	-10		-12			

In der gelben Zeile sind die Ergebnisse aus der Setzdehnungsmessung und in der grünen Zeile jene aus der Simulation zu sehen. Die Werte der Simulation wurden durch Verdoppelung der Maximalwerte an der linken Trägerseite aus den vorigen vier Abbildungen berechnet. Die Werte von der Messung sind dabei immer etwas größer als jene aus der Simulation, aber stimmen von der Größenordnung überein.

5 Diskussion / Schlussfolgerungen

Wie die Ergebnisse der Simulation und die Auswertung der Setzdehnungsmessung zeigen, lagern sich Spannungen vom Fertigteilquerschnitt auf den Füllbeton um. Durch die beiden Grenzfälle konnten die Ergebnisse sehr gut eingegrenzt werden.

In Bezug auf die Ermittlung der Kriechzahl ist zu erwähnen, dass bei deren Ermittlung sehr viele Parameter eingehen. Somit ist es auch schwierig, die korrekte Kriechzahl für die Aufgabenstellung dieses Versuchs zu finden. Ein gutes Beispiel dafür ist die wirkame Bauteildicke h_0 . Sie wird nach der Formel $h_0 = 2 A_c / u$ berechnet, wobei A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts und u der Umfang, der der Trocknung ausgesetzt ist. Prinzipiell ist die Ermittlung im Eurocode 2 auf Bauteile mit großer Erstreckung ausgelegt, die in Ortbetonbauweise errichtet werden. Dabei kann durch Betrachtung eines Querschnittes A_c und u leicht ermittelt werden und somit auch die Kriechzahl berechnet werden. Bei der Herstellung des Versuchsträgers änderten sich jedoch ständig diese Eingangswerte. So ist bei der Herstellung der Seitenwände anfänglich nur die spätere Troginnenseite der Trocknung ausgesetzt. Nach dem Aufstellen der Wände zur Herstellung der Bodenplatte ist dann plötzlich fast der gesamte Umfang der Wand der Trocknung ausgesetzt. Ähnliches gilt auch für die Bodenplatte des Trogs und den eingebrachten Füllbeton. Es stellt sich daher die Frage, welche Auswirkung die Herstellungsgeschichte auf die Kriechzahl hat.

Die Nicht-Linearität des Kriechens ist nicht zu berücksichtigen. Denn nach Auswertung der Ergebnisse stellt sich in keinem Bereich des Trägers und zu keinem Zeitpunkt t_0 ein größerer Wert als $0,45 f_{ck}(t_0) = 0,45 \cdot 42 \text{ N/mm}^2 = 18,9 \text{ N/mm}^2$ ein. Würde dieser Wert überschritten werden, so müsste nach Eurocode 2 die nicht-lineare rechnerische Kriechzahl nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) \quad (5.1)$$

Dabei ist:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ die nicht-lineare rechnerische Kriechzahl, die $\varphi(\infty, t_0)$ ersetzt

k_σ das Spannungs-Festigkeitsverhältnis $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, wobei σ_c die Druckspannung und $f_{ck}(t_0)$ der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung ist.

Anzumerken ist jedoch, dass bei sämtlichen händischen Rechnungen die Schwindverformungen nicht berücksichtigt wurden. Die Schwinddehnung ε_{cs} setzt sich aus zwei Komponenten zusammen: einerseits aus der Trocknungsschwinddehnung ε_{cd} und andererseits aus der autogenen Schwinddehnung ε_{ca} . Die Trocknungsschwinddehnung geht sehr langsam vor sich, da sie eine Funktion der Migration des Wassers durch den erhärteten Beton ist. Die autogene Schwinddehnung bildet sich bei der Erhärtung des Betons aus, wobei sich ein Großteil davon bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren ausbildet [13]. Aufgrund der Pause von 48 Tagen zwischen der Herstellung des Trogquerschnitts im Fertigteilwerk und der endgültigen Herstellung am Lagerplatz wäre für den

Fertigteilquerschnitt nur die Trocknungsschwinddehnung zu berücksichtigen. Bei einer Nachrechnung des Füllbetons sind hingegen beide Komponenten zu berücksichtigen.

Im Hinblick auf weiterführende Versuchsreihen und zur genaueren Nachrechnung der Versuche ist zu erwähnen, dass, begleitend zum Versuch, die Ermittlung von weiteren Daten wünschenswert wäre. So zum Beispiel wären für die tatsächliche Entwicklung der Materialparameter begleitende E-Moduluntersuchungen und Würfeldruckproben hilfreich. Denn die auf den Formblättern angegebenen Werte sind nur einmalig ermittelte Werte, treffen aber keine Aussage über die zeitliche Entwicklung und werden zudem von den Betonherstellern meist überschritten. Eine im Oktober 2011 durchgeführte Betonfestigkeitsprüfung mittels Rückprallhammer war erfolglos, da die Festigkeit des Fertigteilquerschnitts über dem möglichen Messbereich von $f_{ck,cube} = 70 \text{ N/mm}^2$ lag. Daher ist anzunehmen, dass der Fertigteilbeton eine höhere Festigkeit hat, denn im Formblatt ist die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen mit $f_{ck,cube} = 64 \text{ N/mm}^2$ angegeben.

Weiters wurde bei der händischen Berechnung der beiden Grenzfälle von einer einmalig aufgebrachten konstanten Belastung ausgegangen. Tatsächlich ist die Belastung jedoch stufenweise aufgebracht worden. Zusätzlich erfolgt durch die Stauchung des Trägers ein Spannkraftverlust. Bei der Berechnung müsste daher ein Relaxationsproblem behandelt werden. Der maximale Mittelwert der Verzerrungen von $\varepsilon_{c-8,m} = -0,4870 \cdot 10^{-3}$ über die Gesamtlänge des Trägers trat bei der achten Setzdehnungsmessung am 14.4.2011 auf. Subtrahiert man davon den Mittelwert der Verzerrungen $\varepsilon_{c-3,m} = -0,2716 \cdot 10^{-3}$, der direkt nach Abschluss der Herstellungsgeschichte vorlag, erhält man eine Differenz von $\Delta\varepsilon_{c,m} = -0,2154 \cdot 10^{-3}$. Nach Gleichsetzen der Differenz der Verzerrungen im Beton $\Delta\varepsilon_{c,m}$ mit jener des Spannstahls $\Delta\varepsilon_p$ kann man den Spannkraftverlust berechnen. Mit den bekannten Formeln $\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p$ und $\Delta P = \Delta\sigma_p \cdot A_p$, wobei der Elastizitätsmodul des Spannstahls $E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$ und die Spannstahlfläche $A_p = 57 \text{ cm}^2$ beträgt, ergibt sich der Spannkraftverlust zu $\Delta P \approx 246 \text{ kN}$. Bezogen auf die Gesamtvorspannkraft von $P = 5300 \text{ kN}$ beträgt dieser Verlust nur 4,6%. Aus diesem Grund wurde der Verlust auch bei der händischen Berechnung vernachlässigt.

Abschließend kann gesagt werden, dass sich die Erwartungen an den Versuch und die Simulation bewahrheitet haben. Durch Kriechverformungen findet eine Spannungsumlagerung vom Fertigteiltrogquerschnitt auf den Füllbeton statt. Dadurch wird das Fertigteil entlastet und der Füllbeton trägt zur Lastabtragung bei. Somit stößt der Fertigteilquerschnitt durch eine Zusatzbelastung nicht an seine Grenzen der Tragfähigkeit. Aufgrund der Spannungsumlagerung verhält sich der ausgefüllte Trogquerschnitt annähernd gleich wie ein in Ortbetonbauweise hergestellter Vollquerschnitt.

Abbildungsverzeichnis

1	Elastische- und Kriechverformung infolge zentrischer Belastung [10] . . .	1
2	Druck- und Zugstrebenvariante des Brückenklappverfahrens [11]	2
3	Einsatz von Fertigteilen beim Brückenklappverfahren	3
4	Einsatz von Fertigteilen bei Tunnel oder Unterführung in offener Bauweise	3
5	Einsatz von Fertigteilen bei Plattenbalkenbrücken	4
6	Herstellung des Versuchsträgers	5
7	Messmarke	6
8	Setzdehnungsmesser	6
9	Querschnitte der Grenzfälle	7
10	Zeit-Dehnungsverlauf der Grenzfälle und erwartetes Ergebnis des Versuchsträgers	8
11	Mit einem Keil hinter einer Stahlplatte verankerte Spanndrahtpaare [7]	10
12	Beton-Konus-Verankerung [7]	11
13	Spannpresse und Beton-Konus-Verankerung [7]	12
14	Träger mit parabolischem Obergurt[7]	13
15	Spannungs-Dehnungslinie [4]	15
16	Verlauf der Kriechfunktion [4]	16
17	Whitney-Kurven für Kriechverläufe [4]	17
18	Vergleich der Kriechzahlen für verschiedene Belastungszeitpunkte links: Idealkurve nach Dischinger (Whitney Idealkurven) rechts: Kriechkurven eines alternden viskoelastischen Materials (=Beton)[15]	20
19	Diagramme zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ nach EC 2 [13] . . .	26
20	Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler	30
21	halber Versuchsträger während der Herstellung	31
22	Seitenwand des Trogquerschnittes mit Anschlussbewehrung	32
23	Herstellung der Bodenplatte des Trogquerschnitts	33
24	Trogquerschnitt mit Querträger	34
25	Regelquerschnitt in Trägermitte	35
26	Grundriss und Schnitt des Versuchsträgers	36
27	Durchbiegung und Auflagerreaktion während der Herstellung	38
28	Grenzfälle mit Querschnittswerten	40
29	Momentenverläufe der beiden Grenzfälle	41
30	Ermittlung des Spannungsverlaufes bei exzentrischer Vorspannung . . .	42
31	Spannungsverläufe der beiden Grenzfälle an der Trägerunterkante . . .	43
32	Spannungsverläufe der beiden Grenzfälle an der Trägeroberkante	44
33	Dehnungsverläufe in Trägermitt 10 cm über Trägerunterkante	46
34	Modellierung der Betonkörper	49
35	Modellierung der Spannglieder	49
36	Längs- und Verteilerbewehrung des Querträgers	51
37	Längsbewehrung des Trogquerschnittes	52
38	Anschluss- und Verteilerbewehrung des Trogquerschnittes	53

39	Schubbewehrung	53
40	Randbedingung der Trägersymmetrie	54
41	Auflagerrandbedingung am Querträger	55
42	zeitliche Entwicklung der Betonfestigkeit und des Elastizitätsmoduls [14]	56
43	Trägerlängsverzerrungen laut Setzdehnungsmessung	62
44	Trägerlängsverzerrungen ohne Ausreisser	63
45	zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte	64
46	Trägerlängsverzerrungen Variante 1	67
47	zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 1	68
48	Trägerlängsverzerrungen Variante 2	69
49	zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 2	70
50	Trägerlängsverzerrungen Variante 3	71
51	zeitlicher Dehnungsverlauf in Trägermitte Variante 3	72
52	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$; step 6	73
53	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 11	74
54	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 16	74
55	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 21	74
56	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 31	75
57	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 36	75
58	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 41	75
59	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 45	76
60	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 21	76
61	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 31	77
62	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 45	77
63	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$; step 6, $T = 48, 13 \text{ d}$	78
64	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 2500 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 11, $T = 48, 14 \text{ d}$	79
65	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 5 m^3 Füllbeton; step 21, $T = 48, 16 \text{ d}$	79
66	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 3000 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 31, $T = 48, 23 \text{ d}$	79
67	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 10 m^3 Füllbeton; step 61, $T = 49, 09 \text{ d}$	80

68	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 4500 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 71, $T = 49, 11 \text{ d}$	80
69	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 15 m^3 Füllbeton; step 81, $T = 49, 13 \text{ d}$	81
70	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 91, $T = 49, 20 \text{ d}$	81
71	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 120, $T = 51, 11 \text{ d}$	82
72	Spannungsverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannkraft $P = 5300 \text{ kN}$ und 20 m^3 Füllbeton; step 145, $T = 77, 11 \text{ d}$	82
73	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 31, $T = 48, 23 \text{ d}$	83
74	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 61, $T = 49, 09 \text{ d}$	83
75	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 81, $T = 49, 13 \text{ d}$	84
76	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 120, $T = 51, 11 \text{ d}$	84
77	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 130, $T = 63, 63 \text{ d}$	84
78	Spannungsverlauf im Füllbeton bei step 145, $T = 77, 11 \text{ d}$	85
79	Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 61, $T = 49, 09 \text{ d}$	85
80	Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 91, $T = 49, 20 \text{ d}$	86
81	Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 120, $T = 51, 11 \text{ d}$	86
82	Spannungsverlauf in Trägermitte bei step 145, $T = 77, 11 \text{ d}$	87
83	Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 6	87
84	Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 81	88
85	Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 120	88
86	Verschiebung in Trägerlängsrichtung 10 cm über Trägerunterkante; step 140	88

Tabellenverzeichnis

1	zeitliche Entwicklung der Materialparameter von Beton	57
2	Belastungsgeschichte für ATENA creep	58
3	Belastungsgeschichte für ATENA static	58
4	Eingabeparameter solid concrete	59
5	Eingabeparameter solid creep concrete	59
6	Eingabeparameter Bewehrung und Spannkabel	60
7	Tagestemperaturdaten Gars am Kamp	65
8	Monatsmittelwerte Gars am Kamp	65
9	Variantenvergleich der Temperaturdehnungen	66
10	Längenänderung des Trägers in mm	72
11	Längenänderung des Trägers - Vergleich Messung und Simulation . . .	89

Literatur

- [1] Kromoser B. *Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen - Großversuch zur Herstellung und zum Torsionswirkungsverhalten*. TU Wien, 2011.
- [2] Cervenka Consulting. *Atena Produktbeschreibung*. <http://www.cervenka.cz>, 2011.
- [3] Verein deutscher Zementwerke e.V. *Formänderung von Beton*. <http://www.vdz-online.de/>, 2010.
- [4] Dischinger F. *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken*. Der Bauingenieur, 1937.
- [5] International Center for Numerical Methods in Engineering. *GiD Produktbeschreibung*. <http://www.gidhome.com>, 2011.
- [6] Mehlhorn G. *Der Ingenieurbau - Bemessung*. Ernst & Sohn, 1998.
- [7] Marrey B. Grote J. *Freyssinet, der Spannbeton und Europa*. Editions du Linteau, 2000.
- [8] Trost H. *Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spa*. Beton- und Stahlbetonbau, 1967.
- [9] Kollegger J. *Skriptum Betonbau 2, 2. Auflage*. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2009.
- [10] Kollegger J. *Skriptum Betonbau 1, 4. Auflage*. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2010.
- [11] Müller M. *Großversuche mit dem Brückenklappverfahren unter der Anwendung von Fertigteilträgern*. TU Wien, 2011.
- [12] Wölfel Meßsysteme. *Atena Produktbeschreibung*. <http://www.woelfel.de>, 2011.
- [13] Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM EN 1992-1-1*. Österreichisches Normungsinstitut, 2009.
- [14] Karl S. Weigler H. *Beton-Arten, Herstellung, Eigenschaften*. Ernst & Sohn, 1989.
- [15] Zehetmaier G. Zilch K. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, 2005.