



Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25/I
8010 Graz, Österreich

Tomaž Dobnik, Bsc.

**Ermittlung der Langzeitverformung von
vorgespannten Freivorbaubrücken am Beispiel des
Talübergangs Schottwien**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Nguyen, Viet Tue
Institut für Betonbau

Dr.-Ing. Nguyen, Duc Tung
Institut für Betonbau

Graz, Januar 2019

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während der Anfertigung dieser Masterarbeit unterstützt und motiviert haben.

Ein sehr herzlicher Dank gilt meinem Betreuer Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung und Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für hilfreiche Hinweise und hervorragende fachliche Betreuung.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen Eltern Nada und Anton für die moralische und finanzielle Unterstützung während meiner gesamten Studienzeit. Für die Unterstützung und ihre Ermutigung möchte ich mich auch meiner Freundin Urška bedanken.

Kurzfassung

In dieser Masterarbeit wird die Langzeitverformung von vorgespannten Freivorbaubrücken untersucht. Hintergrund für die Untersuchung sind festgestellten Verformungen von bestehenden Brücken dieser Art, dass viele Brücken übermäßige Langzeitverformungen aufweisen und die Verformungen nach mehreren Jahrzehnten keinen Endwert erreichen.

Um den Bauverlauf genauer zu erfassen und mögliche Ungenauigkeiten bei der Tragwerksplanung zu erkunden, wurden Merkmale von Freivorbaubrücken hervorgehoben. Diese Merkmale des Freivorbaus sind eng mit der Gestaltung von Freivorbaubrücken verbunden. Der typische Querschnitt ist der Kastenträger und die Variation der Querschnittabmessungen zwischen Stütz- und Feldbereich ist gewöhnlich groß. Die Änderung des statischen Systems während der Bauphase wurde berücksichtigt.

In Rahmen dieser Masterarbeit wurde große Aufmerksamkeit den Einfluss von Kriechen, Schwinden und Relaxation geschenkt. Aus diesem Grund wurden verschiedene normative Vorhersagemodelle für Kriechen und Schwinden untersucht und verglichen. Das sind Eurocode 2, Model Code 2010 und B4.

Am Beispiel von Talübergang Schottwien wurde eine detaillierte Verformungsermittlung durchgeführt. Der Vergleich der berechneten Verformungen mit den Höhenkontrollmessungen zeigte, dass im betrachteten Zeitraum eine relativ gute Übereinstimmung vorhanden ist.

Abstract

The subject of this master thesis is investigation of long-term deformation of prestressed cantilever bridges. The background for the investigation is the deformation analysis of existing bridges of this type where many of bridges indicates excessive long-term deformations, which do not reach their final value even after several decades.

Special characteristics of cantilever bridges were highlighted to better understand the construction process and to determine possible inaccuracies in the calculation. These characteristics of the cantilever bridge built are closely associated with the design of cantilever bridges. The typical cross section is box girder and the variation of the cross-sectional dimensions between the support and the midspan is usually large. The changes in structural system during construction were taken into account.

In the scope of this master thesis, great attention was devoted to the influence of creep, shrinkage and relaxation. For this reason, various normative prediction models of creep and shrinkage were researched and compared. These are Eurocode 2, Model Code 2010 and RILEM B4.

On the example of the Schottwien Bridge, a detailed determination of long-term deformation was carried out. The comparison of the calculated deformations with the height control measurements showed that in the considered period of time a relatively good correspondence between them exists.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG.....	1
1.1	MOTIVATION	1
1.2	AUFBAU DER ARBEIT	2
2	FREIVORBAUVERFAHREN - LITERATURSTUDIE	3
2.1	ALLGEMEINE BESCHREIBUNG	3
2.2	QUERSCHNITTAUSBILDUNG.....	4
2.3	BESONDERHEIT BEI FREIVORBAUBRÜCKEN	5
2.3.1	Schlankeit des Überbaus	5
2.3.2	Mitwirkende Breiten	6
2.3.3	Ungleichmäßige Spannungsverteilung über den Querschnitt.....	7
2.3.4	Verbindungstyp im Bereich des Lückenschlusses	8
2.3.5	Monolitische Verbindung zwischen den Überbau und den Pfeilern	8
2.3.6	Momentenumlagerung	9
2.3.7	Überhöhungen.....	10
2.4	VORSPANNUNG	10
2.4.1	Kragarmvorspannung.....	11
2.4.2	Feldvorspannung.....	11
2.4.3	Kontinuitätsvorspannung	12
2.5	VOR- UND NACHTEILE DES FREIVORBAUVERFAHRENS	12
2.6	LANGZEITIGE VERFORMUNGEN BEI FREIVORBAUBRÜCKEN.....	13
3	GRUNDLAGEN FÜR DIE ERMITTLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTEN .	16
3.1	LANGZEITVERFORMUNGEN	16
3.2	KRIECHEN UND SCHWINDEN IN DEN NORMEN	18
3.3	KRIECHEN	19
3.3.1	Eurocode 2	19
3.3.2	Model Code 2010.....	22
3.3.3	RILEM B4	25
3.4	SCHWINDEN.....	27
3.4.1	Eurocode 2	27
3.4.2	Model Code 2010.....	29
3.4.3	RILEM B4	30
3.5	RELAXATION.....	32
3.5.1	Eurocode 2	32

3.5.2	Model Code 2010.....	34
3.6	VERGLEICH DER RECHENANSÄTZE.....	35
4	ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN.....	38
4.1	BESCHREIBUNG DES BAUWERKS.....	38
4.1.1	Allgemeines.....	38
4.1.2	Konstruktion.....	39
4.1.3	Baustoffe.....	42
4.2	BEOBACHTETES VERFORMUNGSVERHALTEN.....	43
4.3	NUMERISCHE UNTERSUCHUNG DER LANGZEITVERFORMUNGEN.....	46
4.3.1	FE Modell.....	46
4.3.2	Modelling des Bauablaufs.....	50
4.3.3	Einwirkungen.....	56
4.3.4	Ergebnisse der FE-Modelling.....	58
4.4	VERGLEICH DER RECHNERISCHEN VERFORMUNGEN MIT DEN MESSWERTEN.....	64
5	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	69
5.1	ZUSAMMENFASSUNG.....	69
5.2	AUSBLICK.....	69
ANHANG A	VERZEICHNISSE.....	I

1 EINLEITUNG

1.1 MOTIVATION

In letzter Zeit weckt die unerwartet große Verformungszunahme bei Freivorbaubrücken und ihre Ursachen eine große Aufmerksamkeit der Forscher in diesem Fachgebiet. Mit der Steigerung von Spannweiten hat sich dieses Phänomen noch verschärft. Die übermäßige Verformungszunahme bei Freivorbaubrücken ist im In- und Ausland wahrgenommen. Dabei stellt sich die Frage, ob dieses Problem wegen der Materialvarianz entstand, die sich sowieso von Ort zu Ort mehr oder weniger unterscheidet, oder könnte das eine Lücke in der Planung sein oder sogar die Unschärfe in den Vorhersagemodellen für Kriechen und Schwinden. Auch die Unterschätzung von Vorspannverlusten könnte dabei eine große Rolle spielen. Laut Messdaten sind die größten Langzeitverformungen beim klassischen Freivorbau zu erkennen.

Das Hauptanliegen bestand darin, der Einfluss von Kriechen und Schwinden, die Abnahme der Vorspannkraft, Bauwerkseigenschaften und Bauwerkszustand genauer zu erfassen.

Um die Umlagerung in Querschnitts- und Systemebene und den gegenseitigen Einfluss zwischen den Querschnittbestandteilen realistisch zu erfassen, sollen die tatsächlichen Beanspruchungen in einzelnen Bereichen zeitdiskret sowohl in Querschnitts- als auch in Tragwerksebene ermittelt werden. Im Zuge der Masterarbeit wurde numerisches Modell am Beispiel von Talübergang Schottwien abgebildet, der Einflüsse der Beanspruchungsgeschichte, Vorspannung und Kriechen und Schwinden untersucht.

Die Änderung des statischen Systems von statisch Bestimmt zu statisch Unbestimmt nach dem Lückenschluss im Überbau war auch berücksichtigt. Es sind große Änderungen in Verformungen, inneren Kräften und Längsspannungen als Folge von Kriechen, Schwinden und Relaxation zu erkennen. Die signifikante Umverteilung von Spannungen findet im Mittelspannbereich und über den Pfeilern statt. Das Schritt für Schritt System hat uns ermöglicht Bauphasen und Effekte der zeitabhängigen Verformungen zu simulieren. Diese Vorhaben kann händisch oder mit Hilfe eine Excel-Tabelle erfolgen und erfasst die Kurz- und Langzeiteffekte von Kriechen und Schwinden und Spannungsänderungen während der Bauphase.

Die angestrebte Vereinfachung für die praktische Planung mittels Balkenmodell auf Grundlage der Parameterstudie ist eine Innovation in diesem Vorhaben.

Das Ergebnis der Untersuchung am Beispiel von Talübergang Schottwien wird mit Messungsdaten verglichen.

1.2 AUFBAU DER ARBEIT

Die vorliegende Arbeit besteht aus fünf Kapiteln. Zunächst beschreibt das Kapitel 2 einer der Herstellungsverfahren im Brückenbau – der Freivorbau. Zusammengefasst sind die Besonderheiten dieser Bauart, die Bedingungen die Erfüllt sein müssen, erwähnt sind die Randbedingungen wann dieser Bauverfahren am besten geeignet ist und zuletzt ein paar Vorteile und Nachteile dieser Bauart. Eingeschlossen sind auch die Beispiele von Freivorbaubrücken mit übermäßigen Verformungen.

In Kapitel 3 ist ein allgemeiner Überblick über die Kriechen, Schwinden und Relaxation und über aktuelle Normen die diese Vorhersagemodelle beschrieben.

In Kapitel 4 ist eine Analyse am Beispiel des Talübergangs Schottwien durchgeführt mit dem Zweck eine Langzeitverformungsverhalten realitätsnahe zu beschreiben.

Eine Zusammenfassung der Erkenntnisse der Analyse und mögliche Bemessungsmaßnahmen bei der Planung in Kapitel 5 stellen den Abschluss der Arbeit dar.

2 FREIVORBAUVERFAHREN - LITERATURSTUDIE

2.1 ALLGEMEINE BESCHREIBUNG

Freivorbau ist häufig angewendetes Herstellungsverfahren des Überbaus im Brückenbau, wenn die mittleren und großen Spannweiten zwischen 70 m und 250 m [6] überbrückt werden müssen, ohne dass ein Lehrgerüst gestellt werden kann. Die Einsparungen werden teilweise durch das Bauverfahren und teilweise durch das Tragsystem erzielt. Bei großen Spannweiten liegt der Anteil von Lehrgerüst und Schalung am Kostenaufwand für den Überbau zwischen 25% und 35%. Dies bedeutet eine erhebliche Einsparung gegenüber den üblichen Ortbetonbrücken, für die Verhältnisse von 40% typisch sind [5].

Bei diesem Bauverfahren wird am frei auskragenden Ende der jeweils folgende Betonierabschnitt mit einem fahrbaren Gerüst - dem Freivorbauwagen – hergestellt [7]. Die bereits hergestellten Teile des Überbaus können unmittelbar verwendet werden um neue Segmente zu tragen, was die Verwendung von kurzen, kostengünstigen Freivorbauwagen ermöglicht. Die Schalung ist einstellbar und kann mehrmals wiederverwendet werden. Die regelmäßige Wiederholung identischer Aufgaben für den Bau der einzelnen Segmente reduziert das Verhältnis von Arbeitskosten zu Materialkosten erheblich.

Laut [6] gibt es verschiedene Varianten von Freivorbau:

- Klassischer Freivorbau
- Freivorbau mit Vorschubrüstung
- Freivorbau mit Hilfsträger
- Freivorbau mit Fertigteilen
- Bogenfreivorbau
- Freivorbau mit Hilfsabspannung

Der Bauablauf erfolgt als Waagebalken, das bedeutet es wird an beide Seiten eines Pfeilers gleichmäßig abschnittsweise von der Stütze betoniert. Für solche Bauweise ist die veränderliche Bauhöhe zwingend erforderlich sowie die Einspannung des Überbaus in die Stütze. Hauptträger mit veränderlicher Bauhöhe eignet sich für das statische System bei dieser Bauweise gut, da die Biegemomente über den Pfeilern üblicherweise wesentlich größer sind als diejenigen im Feldbereich. Das kann der Fall beim Hohen Brücken und Brücken über Flüsse sein, oder wenn das Gelände unter der Brücke nicht zugänglich ist.

Jeder Bauabschnitt ist normalerweise zwischen 3,5 m und 5 m lang [8], der im Montagezustand als Kragarme wirken. Die Bauabschnitte sind miteinander monolithisch verbunden. Die Herstellung eines Bauabschnitts erfolgt üblicherweise im Wochentakt. Ein wöchentlicher Takt hat den Vorteil, dass die Betonerhärtung über ein Wochenende stattfinden kann.

Beispiel von dem Bauablauf einzelnen Takts im Freivorbau:

Arbeitsablauf

- Vorspannen des vorherigen Trägerabschnittes (nach etwa zwei Tagen Erhärtungszeit)
- Verschieben des Freivorbauwagens mit der Außenschalung in die neue Arbeitsstellung
- Verankern von Freivorbauwagen am tragfähigen Trägerende
- Verlegen von Bewehrung in Bodenplatte
- Verlegen der Innenschalung
- Verlegen von unterer Bewehrung in Fahrbahnplatte und der Hüllrohren für Längs -und Quervorspannung
- Verlegen von oberer Bewehrung in Fahrbahnplatte
- Betonieren des neuen Trägerabschnittes
- Einziehen der Spannglieder in einbetonierte Hüllrohre
- Betonnachbehandlung

2.2 QUERSCHNITTSAUSBILDUNG

Der gevoutete Hohlkastenträger ist wegen der großen negativen Momente meist gewöhnlicher Querschnittsform beim Freivorbau. Diese Querschnittsform ist sehr gut geeignet für Freivorbau- und Taktschiebeverfahren, für mittlere bis große Stützweiten.

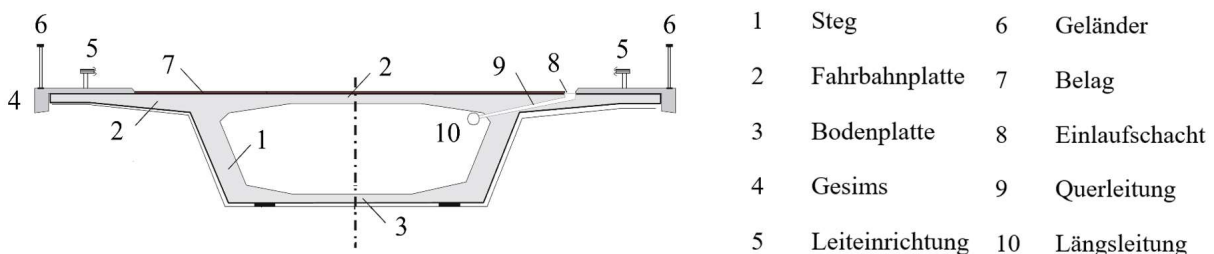


Bild 1: Hohlkastenquerschnitt

Die Vorteile bei dieser Querschnittsform ist das geringere Eigengewicht. Er ist auch gut geeignet für Durchlaufträger. Für den Hohlkastenträger sind die hohe Torsions- und Biegesteifigkeit charakteristisch und ist sehr gut zur Aufnahme von Stütz- als auch Feldmomenten geeignet. Das ermöglicht Ausbildung des Überbaus großen Schlankheiten.

Die Dicke der Fahrbahnplatte muss ausreichend sein um die Spannglieder der Trägervorspannung hauptsächlich in der Fahrbahnplatte anordnen zu können und die Längsspannglieder im Anschlussbereich der Platte verankern zu können.

Die Stege können vertikal oder geneigt sein. Geneigte Stege sind heutzutage die häufigere Auswahl aber haben auch die Nachteile z.B. die erschweren das Betonieren und ergeben bei Voutenträgern eine variable Breite der unteren Kastenplatte. In Stegen sind typischerweise nur eine kleine Anzahl von Spannglieder oder sogar gar keine angeordnet. Die Stegdicke kann daher aufgrund der erforderlichen Schubtragfähigkeit festgelegt werden. Vertikale Stege ohne Spannglieder sollen nicht dünner als ca. 35 cm sein [5]. Mit schrägen Spanngliedern kann die Schubtragfähigkeit beträchtlich erhöht werden und die benötigte Stegdicke wesentlich reduziert werden. Dies führt zu einer beträchtlichen Verringerung des Eigengewichts des Tragwerks.

Die Bodenplatte muss in den Mittelstützenbereichen ausreichende Dicke sein, um die Druckkräfte aufgrund von Biegung und Schub im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Volllast zu übertragen. Die Dicke wird in Richtung der Feldmitte kleiner, entsprechend der Druckkraft in der Platte. Diese Dickenvariation kann durch Stegschalung leicht ausgeführt werden. Die Bodenplatte sollte laut [5] nicht dünner als 16 cm sein.

2.3 BESONDERHEIT BEI FREIVORBAUBRÜCKEN

2.3.1 SCHLANKEIT DES ÜBERBAUS

Die Schlankheit bei großen Brücken stellt ein Kompromiss zwischen der Wirtschaftlichkeit im Materialverbrauch, Ausführung und dem Aussehen dar. Mit der richtig gewählten Schlankheit wird eine wirtschaftlichere Spanngliedführung erreicht und die Höhe der Bodenplatte kann bei ihrer mittleren Spannweite gleichbleibend sein.

Im Grundriss kann der Überbau geradlinig oder gekrümmt verlaufen. In Freivorbauweise ist übliche Schlankheit ca. $L/17$ bis $L/25$ in Mittelstützenbereichen und in der Feldmitte ca. $L/50$ [5]. Bei Verwendung von Leichtbeton werden die Schlankheiten deutlich größer.

Bei längeren Brücken kann die Konstruktionshöhe im Feldbereich kleiner sein, da die Nutzlast an Bedeutung verliert. Je kleiner die Konstruktionshöhe im Feldbereich ist, desto mehr Feldmoment wird im Stützenbereich umgelagert und so wird die Wirtschaftlichkeit des Querschnitts im Feldbereich größer.

Dies führt zu erheblichen Unterschieden in diesen Querschnitten, vor allem hinsichtlich der Steghöhen und -dicken sowie der Bodenplattendicken. Die einhergehenden Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bestandteilen solcher Querschnitte sind nicht zu unterschätzen, was aber bei einer gewöhnlichen Berechnung mit einem Balkenmodell nicht ohne Weiteres erfasst werden kann.

Die Variation der Trägerhöhe zwischen diesen beiden Abmessungen hat einen wesentlichen Einfluss auf die maximale Schubbeanspruchung. Die Trägerform sollte gewählt werden, um einen Kompromiss zwischen Dicke und der Bewehrung der Stege einerseits und der Längsbewehrung andererseits zu erreichen.

Bei größeren Spannweiten ist es üblich, unterschiedliche Betonqualitäten für verschiedene Bereiche des Tragwerks zu verwenden. Zum Beispiel kann im Stützenbereich der Beton mit sehr hoher Festigkeit verwendet sein, wobei die Dicke der Stege und der unteren Platte minimiert wird. Im Bereich des Feldes wird der Beton weniger beansprucht die Verwendung von teurem Leichtbeton kann kosteneffektiv sein.

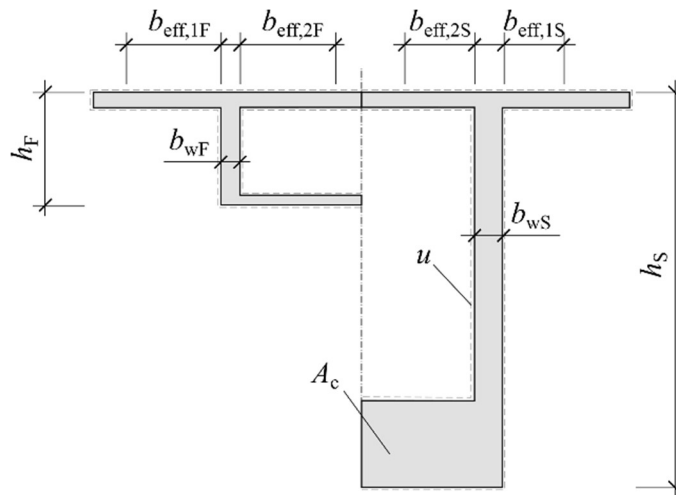


Bild 2: Typische Änderung von Feld- zum Stützquerschnitt eines Hohlkastens bei Freivorbaubrücken

2.3.2 MITWIRKENDE BREITEN

Über den Auflagern, zwischen den Momentennullpunkten l_0 wird der Hohlkastenquerschnitt unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite ermittelt. Im Auflagerbereich müssen sich die Längsspannungen in Druck- und Zuggurten erst ausbreiten. Für Brückenbau ist die mitwirkende Plattenbreite sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit anzusetzen.

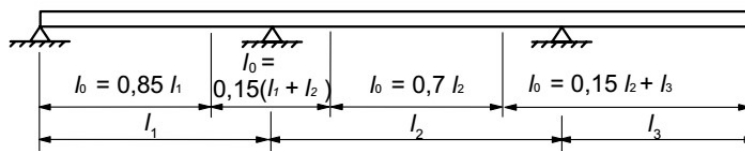


Bild 3: Definition von l_0 zur Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite nach EC2-1

Für ungefähr gleichmäßig verteilte Einwirkungen gilt:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq \begin{cases} 0,2 \cdot l_0 \\ b_i \end{cases}$$

wobei:

b_w ist die Stegbreite

b_i ist tatsächlich vorhandene Gurtbreite

l_0 ist wirksame Stützweite

Da für Freivorbaubrücken relativ große Spannweite charakteristisch sind, wird in der Regel die volle Querschnittsbreite als mitwirkend für die statischen Nachweise im Bau- und Endzustand angenommen. Nach dem Lückenschluss ändert sich aber die mitwirkende Plattenbreite durch die Umlagerung der Schnittgrößen infolge Kriechen und Schwinden, insbesondere in den Mittelstützenbereichen.

2.3.3 UNGLEICHMÄßIGE SPANNUNGSVERTEILUNG ÜBER DEN QUERSCHNITT

Die Spannungsverteilung in den Gurtplatten eines Hohlkastenquerschnitts hängt sowohl von dem Abstand zwischen den Momentennullpunkten als auch von der Querschnittsgeometrie ab. Bei einem breiten Querschnitt sind größere Spannungskonzentrationen im Stegbereich zu erwarten (siehe Bild 5). Bei den Hohlkastenquerschnitten mit gevouteten Gurtplatten ist diese Tendenz noch intensiver. Dieses Phänomen führt zu einem Zeitversatz in der Aktivierung des Kriechpotenzials des Betons über den Querschnitt. Das hat einen größeren Kriecheffekt zur Folge. Die Kriecherscheinung bei Querschnitten mit ungleichmäßiger Spannungsverteilung ist trotz gleicher Kriechfunktion länger zu observieren. Dieser Effekt kann mit einem Balkenmodell nicht erfasst werden.

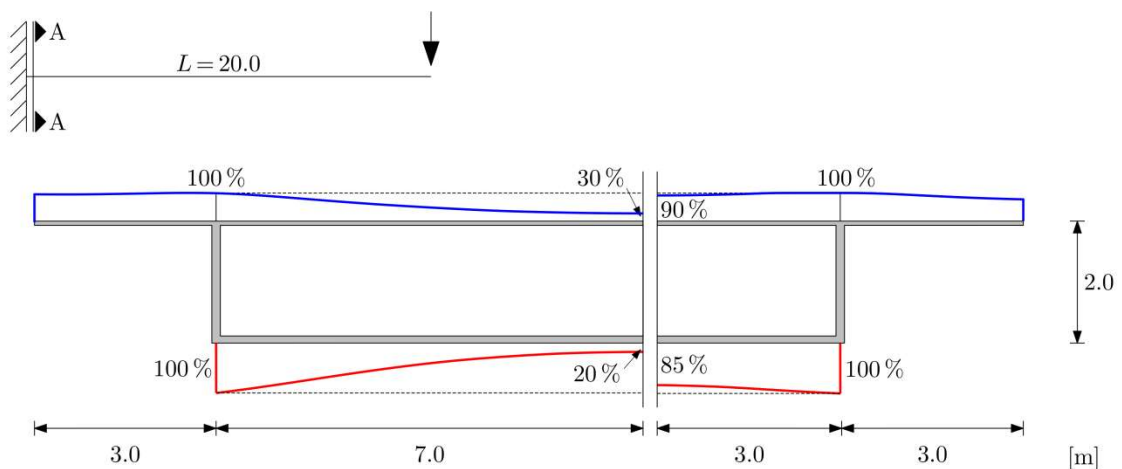


Bild 4: Spannungsverteilung über den Hohlkastenquerschnitt

2.3.4 VERBINDUNGSTYP IM BEREICH DES LÜCKENSCHLUSSES

Freivorbaubrücken sind am Anfang als Kragträgern hergestellt und sind mit einem Lückenschluss in der Feldmitte zu einem durchgehenden Rahmensystem miteinander verbunden. Die Verbindung kann durch einen biegesteifen Zusammenschluss, ein Gelenk oder einen Einhängeträger erfolgen.

Gelenksysteme in der Mitte sind in der Regel wirtschaftlicher als biegesteife Rahmensysteme, da sie die Momentumlagerung infolge Kriechen und Schwinden im Träger vom stärkeren Stützbereich zum schwächeren Feldbereich verhindern, haben aber erhebliche Nachteile hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit. Große Knickwinkel beim Lückenschluss im Feldbereich aufgrund von Kriechverformungen in den Auslegern sind bei Gelenksystemen praktisch nicht zu vermeiden. Die Verwendung von Dehnungsfugen im Bereich des Lückenschlusses verursacht nicht nur besondere Schwierigkeiten bei der Detaillierung, sondern reduziert auch die Dauerhaftigkeit und den Fahrkomfort.

Eine teilweise Verbesserung gegenüber Gelenksystemen ist ein vorgespanntes Betongelenk, das ohne Dehnungsfuge besteht.

2.3.5 MONOLITISCHE VERBINDUNG ZWISCHEN DEN ÜBERBAU UND DEN PFEILERN

Nach Benaim [15] soll der Überbau möglichst monolithisch an den Pfeiler anschließen sein, da dies die wartungsärmste Lösung ist. In diesem Fall erzeugen die Nutzlasten auf dem Deck Biegemomente und Schubkräfte in den Pfeilern, die auf die Fundamente übertragen werden. Um die Eigengewichte zweier benachbarter Felder auszugleichen, müssen diese Felder die gleiche Länge haben. In diesem Fall muss nur ein Teil des Moments auf die Fundamente übertragen werden, der durch Nutzlasten verursacht wird.

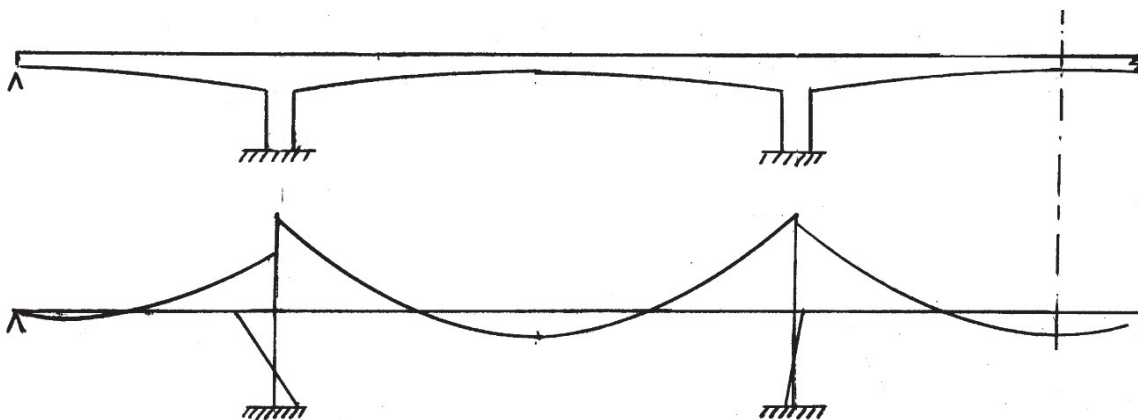


Bild 5: größere Biegemomente auf Fundamente im Fall kürzeren Randfeld zum Innenfeld (links) und kleinere Biegemomente auf Fundament im Fall der gleichen benachbarten Innenfelder (rechts) [15]

Damit die Biegemomente aus Eigengewicht im Randfeld und im ersten Innenfeld über dem Pfeiler gleich sind, sollte die Spannweite des Endfeldes etwa 75% der Innenspannweite betragen [14]. Ein Problem stellt in diesem Fall der Aufbau des unausgeglichene Abschnitts im Randfeld und im Innenfeld dar.

2.3.6 MOMENTENUMLAGERUNG

Bei statisch unbestimmten Spannbetontragwerken bzw. Hohlkastenquerschnitten kann aufgrund des (K+S) zu erheblichen Momentumlagerungen führen. Die mitwirkenden Plattenbreiten im Endzustand sind im Allgemeinen kleiner als diejenigen im Bauzustand. Das wird in der statischen Berechnung häufig vereinfachend vernachlässigt.

Bei Systemen mit einem biegesteifen Lückenschluss können sich die Kriech- und Schwindverformungen im Endzustand aufgrund des statisch unbestimmten Durchlaufsystems nicht frei einstellen. Diese Verformungsbehinderung in solchen Systemen erzeugt Zwangsspannungen und ändert den Momentenverlauf des Überbaus. Die Momentumlagerung im Überbau führt zu einer Veränderung der kriechwirksamen Spannungen σ_c .

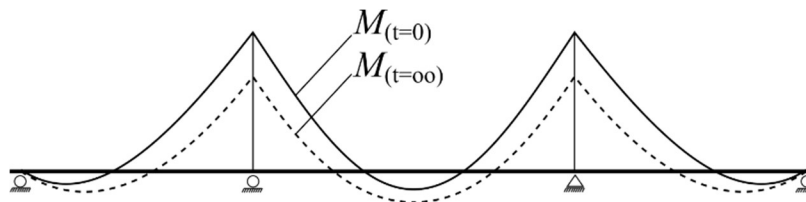


Bild 6: Momentumlagerung aufgrund des Kriechens und Schwindens

Der Feuchtetransport innerhalb eines Querschnitts wird bei der Ermittlung der Kriechzahl und des Schwindmaßes nach Eurocode 2 [1] und Model Code 10 [2] durch eine wirksame Bauteildicke h_0 berücksichtigt.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

In der Tragwerksplanung wird mit Balkenmodellen normalerweise die gesamte Querschnittsfläche A_c zur Anwendung gebracht und somit werden alle Teile des Querschnitts berücksichtigt, die nicht oder wenig Kriechdehnung erfahren, wie z.B. der obere Bereich der Stege und die obere Platte. Weiterhin ist die Variation der Trägerhöhe bei Freivorbaubrücken vom Stützbereich bis zum Lückenschluss sehr groß. Da die rechnerische Größe h_0 für den Gesamtquerschnitt ermittelt wird, unterscheidet sich nur wenig zwischen den einzelnen Querschnitten. Es ist möglich, dass sich der Wert h_0 in die gegenläufige Richtung zur Dicke der für das Kriechen meist relevante Bodenplatte verändert. Das zeigt deutlich an, dass bei diesen Vereinfachungen in der Berechnung mit den Balkenmodellen die Kriechverformungen nicht genau ermittelt werden und nicht zuletzt, dass die Wechselwirkung, die von der Querschnittsgeometrie abhängig ist, nicht erfasst wird.

Das bedeutet, dass zum statischen System, Querschnittsgeometrie, Schlankheit und zur Vorspannung gleiche Aufmerksamkeit geschenkt werden muss wie zu den Kriech- und Schwindmodellen um die Langzeitverformungen genauer abzuschätzen. Weiterhin soll auch der Rissbildungsprozess berücksichtigt werden.

2.3.7 ÜBERHÖHUNGEN

Verformungen von Gerüst und Tragwerk selbst müssen durch Überhöhungen ausgeglichen werden, um sicherzustellen, dass die Soll-Lage der Fahrbahn nivelette nach Fertigstellung der Brücke möglichst genau erreicht wird [9]. Vorgeschriebene Überhöhungen sind gleich den Verformungen unter ständigen Einwirkungen und einem kleinen Anteil aus Verkehrslast und ungleichmäßiger Temperaturänderung. Die plastische Komponente der Verformung aus Eigengewicht wird von der Bauzeit bis etwa zur Hälfte der Lebensdauer der Brücke gemessen. Eine zuverlässige Ermittlung der Verformungen erfordert eine sorgfältige Berücksichtigung der verformungsrelevanten Baustoffkennwerte (des E-Moduls, des Kriechens und Schwindens und der Relaxation) [9].

Aufgrund der Besonderheiten des Bauablaufs und des Vorspannkonzpts treten bei Freivorbaubrücken große Einsenkungen auf. Die Überhöhungen sind entsprechend der folgenden Verformungen ermittelt: Einsenkung des Freivorbauwagens beim Betonieren der Bauabschnitte; Verformung des Kragsystems vor dem Schließen aufgrund der Eigengewicht der Bauabschnitte, Freivorbauwagens und des Fugenschlusses; Verformung des Systems im Endzustand infolge des Belages, einen kleinen Anteil aus Verkehrslast und ungleichmäßiger Temperaturänderung und infolge der Vorspannung; Setzungen des Baugrundes und Verformung der Stützen.

2.4 VORSPANNUNG

Vorspannung von Freivorbaubrücken entsteht aus der Kragarmspannglieder (Primärvorspannung) und aus der Kontinuitätsspannglieder (Sekundärvorspannung) [8]. Die Kragarmspannglieder sind erforderlich für den Bauzustand.

Das Tragwerk sollte in die Pfeiler eingespannt sein, wenn es möglich ist. Dadurch entsteht ein Moment auf das Fundament, wenn die Brücke im Betrieb ist. Bei den Innenpfeilern, bei denen die benachbarten Spannweiten gleich sind, ist dieses Moment fast ausschließlich von Nutzlasten abhängig, da der Anteil aus Eigengewicht praktisch ausgeglichen ist.

Bei Einhaltung eines wöchentlichen Takts müssen die Kabel belastet werden, sobald der Beton eine Druckfestigkeit von 25 MPa erreicht hat [15]. Dies ist weniger als die Festigkeit erforderliche für Standard Anker, kann jedoch durch Verwendung von überdimensionierten Ankerscheiben erreicht werden.

Der fertige Biegebalken wird wahrscheinlich nach unten verformt, da die Durchbiegung unter Eigengewicht in der Regel größer ist als die nach oben gerichteten Verformungen aus Vorspannung. Um eine richtige Ausrichtung zu erreichen, werden die Vorspannglieder während des Aufbaus eingebaut.

Um eine korrekte Ausrichtung zu erreichen, werden Spannglieder während der Konstruktion eingebaut. Die rechnerische Ermittlung der Durchbiegung ist durch Variieren des Elastizitätsmoduls des Betons mit dem Alter komplizierter.

Bei größerer Plattenbreite oder beträchtlicher Schiefwinkligkeit wird normalerweise eine Quervorspannung erforderlich.

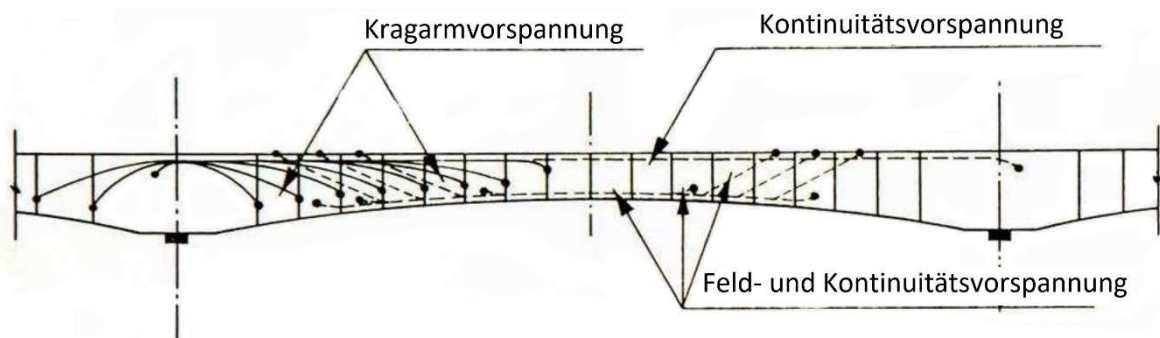


Bild 7: Spannungsführung bei den Freivorbau [16]

2.4.1 KRAGARMVORSPANNUNG

Die Kragarmvorspannung ist die wichtigste Bewehrung des Tragsystems. Sie verlaufen von einem Etappenende auf eine Seite des Waagebalkens bis andere, gewöhnlich symmetrische Etappenende auf der anderen Seite des Waagebalkens. Die sind verankert im Bereich wo sich die Platte mit dem Steg anschließt. Auf diese Weise kann ein effizienter Spanngliedverlauf erreicht werden, die die Lasten der Bauabschnitte übernimmt.

Es gibt verschiedene Varianten für die Anordnung der Kragarmspannglieder im Grundriss:

- gerade geführt
- endenden Spannglieder neben den Stegen
- drinnen in den Stegen selbst (bei dieser Variante erhöht sich die Quertragfähigkeit deutlich)

Die Fahrbahnplatte muss Löcher für Spannglieder enthalten, die anschließend angeordnet und vorgespannt werden. Diese Hüllrohre müssen an den Etappenenden zwischen den Bauabschnitten gespleißt werden.

Die Anordnung der Spannglieder darf die Biegetragfähigkeit der Platte nicht beeinträchtigen. Eine ausreichende Höhe der Biegedruckzone muss gewährleistet sein.

2.4.2 FELDVORSPANNUNG

Die Feldvorspannung befindet sich in der Bodenplatte in der Nähe der Stege und zur Aufnahme positiver Momente im mittleren Drittelbereich der Spannweite [9] und gewährleistet ein ausreichendes Zusammenpressen im Bereich des Gelenkes. Die Plattenverstärkung für die Spanngliedverankerungen sollten so nahe wie möglich an den Stegen angeordnet und mit ihnen verbunden sein. Die aus der Krümmung der Trägerunterseite resultierenden Umlenkkräfte der Feldvorspannung müssen bei der Bemessung der Kastenplatte berücksichtigt werden.

2.4.3 KONTINUITÄTSSVORSPANNUNG

Die Kontinuitätsspannglieder sind für den Endzustand erforderlich um die positiven Momente in der Feldmitte aufzunehmen. Diese Spannglieder können als Reservevorspannung verwendet werden, die auf der Grundlage der tatsächlichen Verformungen bestimmt werden. Die Kontinuitätsspannglieder sind erst angespannt, wenn der Brückenanschluss in Feldmitte fertig gebaut wird und sind als Vorspannung mit nachträglichem Verbund oder als externe Vorspannung realisiert [9]. Die Kontinuitätsspannglieder sind üblicherweise in der Nähe der Stege verlegt und verankert, um die Einziehlänge zu begrenzen und um die höhere Steifigkeit des Querschnitts erschaffen, was zum kleinerem Querbiegung führt.

2.5 VOR- UND NACHTEILE DES FREIVORBAUVERFAHRENS

Die Bauweise des freien Vorbaus hat den Vorteil und kommt meist zur Anwendung, wenn große Spannweite überbrückt werden müssen.

Da im Freivorbau anstatt des Lehrgerüsts ein Freivorbauwagen im Bauablauf verwendet wird, ist dieses Bauverfahren auch von den Setzungen unabhängig.

Ein Vorteil ist auch die Wirtschaftlichkeit beim Schalen. Die am Freivorbauwagen befestigte Schalung kann mehrfach wiederverwendet sein und ist leicht modifizierbar.

Beim Freivorbau handelt sich um einen rationalen Bauverfahren. Dazu trägt bei das es sich um ein zyklisches Verfahren handelt, das heißt eine wöchentliche Wiederholung der Verfahren.

Die Wartung von Freivorbaubrücken ist nicht aufwendig, es geht um dauerhafte Bauwerke. Auch die Entwässerungsleitungen sind in Kasteninneren für Wartungszweck gut zugänglich und ohne Einfluss auf die Gestaltung.

Auf die andere Seite gibt es ein paar Nachteile bei diesem Bauverfahren. Da die Freivorbaubrücken meist bei schwierigen topographischen Verhältnissen zur Verwendung kommen und wegen der charakteristischen Arbeitsweise ist die Versorgung der Teilbaustellen erschwert. Teilweise ist auch das der Grund, dass der Bauverlauf bei den Freivorbaubrücken relativ langsam ist.

Der meist gewöhnliche Querschnittsform beim Freivorbau ist ein Hohlkastenquerschnitt. Dies hat zur Folge eine relativ aufwendige Bewehrungsführung und ein hoher Schalungsanteil pro Kubikmeter Beton.

Im Falle von mangelhafter Abdichtung weisen laut [6] Freivorbaubrücken etwa größeres Risiko bei der Instandsetzung bezüglich Kabelerosion.

2.6 LANGZEITIGE VERFORMUNGEN BEI FREIVORBAUBRÜCKEN

Da die Verformungen bei Freivorbaubrücken häufig größere als die erwarteten Verformungen sind, ist eine detaillierte Planung und regelmäßiges Monitoring ein Anliegen. Die großen Verformungen nach einer gewissen Zeit überschreiten nicht nur die Anforderungen nach dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, sie können vor allem zu einem Absturz der Brücke führen.

Karor-Babeldaob-Brücke, Palau

Karor-Babeldaob-Brücke befindet sich zwischen Inseln Koror und Babeldaob in der Republik Palau, ein Inselstaat im Pazifischen Ozean. Die Brücke wurde im Jahr 1977 gebaut und hatte eine Spannweite von 240,8 m gehabt. Am 26 September 1996, ungefähr drei Monate nach Sanierungsarbeiten, ist die Brücke gestürzt.



Bild 8: Längsschnitt der Karor-Babeldaob-Brücke

Innerhalb von 20 Jahren Nutzung (1977-1996) hatte die Verformung stetig zugenommen. dass eine nachträgliche Vorspannung zur Egalisierung der entstandenen Verformung und eine Änderung des statischen Systems ausgeführt wurde. Die Änderung des statischen Systems würde von zwei unabhängigen Kragarmen in der Hauptspannweite zu einem Durchlaufträger, zur Bremsung der Verformungszunahme ausgeführt.

Die Verformung war in ersten zwei Jahren klein, nachdem hat sie begonnen schnell zuzunehmen und erreichte im Bereich der Mittelspannweite 1,61 m.

Die Lösung, um die übermäßige Verformung zu vermeiden, umfasste zusätzliche Spannglieder im Inneren des Querschnittskastens. Die acht Spannglieder waren in jedem Randfeld verankert und im Mittelspannbereich nach unten geführt, wodurch eine Auftriebskraft erzeugt wurde.

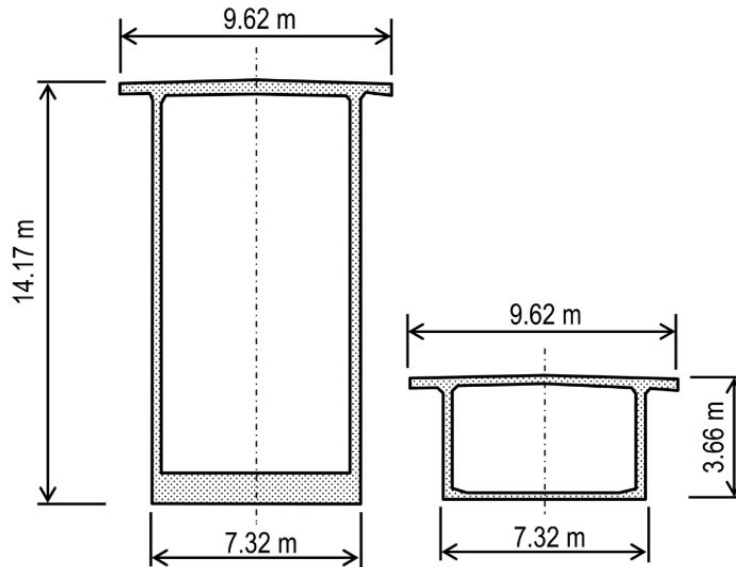


Bild 9: Stützenquerschnitt und Feldquerschnitt

Diese Lösung führte jedoch in weiterer Folge zum Versagen des Bauwerks. Als Hauptursache für das beobachtete Verhalten wurden vor allem Defizite in den verwendeten Modellen für (K+S) sowie eine unzureichende Abbildung der Wechselwirkungen infolge (K+S) innerhalb des Querschnitts benannt.

Viadukt La Lutrive

Viadukt La Lutrive wurde im Jahr 1973 in Schweiz gebaut. Die Verformung in der Mitte der Hauptspannweite betrug nach 15 Jahren Nutzungszeit 150 mm. Die maximale Verformung nach oben wegen des Schwindens betrug 22 mm nach 1300 Tage der Dienstzeit. Die dünne obere Platte trocknete und schrumpfte zuerst wegen der Trocknungskriechen, was zum Abheben des Überbaus führte. Erst nachdem die obere Platte fast vollständig getrocknet war, hat die Bodenplatte begann zu trocknen und zu schränken, mit zusätzlichem Trocknungskriechen. Das hat eine größere Verformung nach unten verursacht, welche größer als die gerechnete Verformung war.

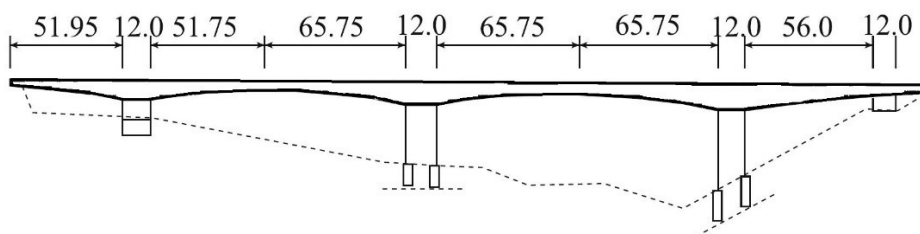


Bild 10: Längsschnitt des Viadukts La Lutrive

Die Analyse basierte auf durchschnittlichen Kriech- und Schwindwerten des gesamten Querschnittes und das hat sich laut [10] als nicht geeignet für die Ermittlung der Langzeitverformungen erwiesen.

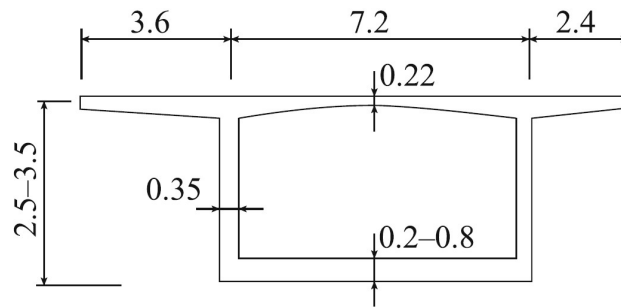


Bild 11: Viadukt La Lutrive - Feldquerschnitt

Vorherige Vorhersagemodelle haben die Langzeiteffekten von Kriechen und Schwinden unterschätzt. Die Wichtigkeit der Berücksichtigung der Auswirkungen der Ungleichmäßigkeit und Asymmetrie bei der Trocknung sollte nicht unterschätzt werden. Für die ungefähren Schätzungen dieser Effekte ist es sinnvoll laut [10] die Anwendung des Vorhersagemodells für Kriechen und Schwinden separat zu verschiedenen Flanschen im Querschnitt erzielen.

Savines Brücke

Savines Brücke (Le pont de Savines) befindet sich in Provence-Alpes-Côte d'Azur in Frankreich. Die Brücke wurde im Jahr 1960 in Freivorbau fertiggestellt und hat eine Gesamtlänge von 924 m. Die Spannweite des Hauptfelds beträgt 77 m. Der Lückenschluss in der Feldmitte ist als gelenk ausgeführt. Das bedeutet, dass jedes Kragarmsegment der Brücke als statisch bestimmt betrachtet werden kann. Laut [11] wurde die Entwicklung der Langzeitverformungen entsprechend Eurocode 2 [1] betrachtet für eine Spannweite welche als Kragarm modelliert war. Die Analyse erfolgte mittels Balkentheorie. Die berechneten Verformungen waren mit den Höhenkontrollmessungen verglichen. Der Vergleich hat deutlich gezeigt, dass die Berechnungen die auf bestehenden Vorhersagenmodellen basieren, die Langzeitverformungen unterschätzen. Deswegen wurden die vorhersagte Verformungen mit Hilfe von Gewichtung der Koeffizienten korrigiert gewesen sein.

3 GRUNDLAGEN FÜR DIE ERMITTLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTEN

3.1 LANGZEITVERFORMUNGEN

Die Langzeitverformungen von Freivorbaubrücken sind ein Phänomen, das heute noch nicht genauer bestimmt ist. Es ist jedoch seit Längerem bekannt, dass die Verformungen bei vielen vorgespannten Freivorbaubrücken auch nach mehr als 20 Jahren [22] noch nennenswert zunehmen und keinen Endwert anstreben. Weitspannbrücken sind in der Regel für eine 100 Jahre Lebensdauer ausgelegt. Wichtigster Faktor für die gesamte Lebensdauer von Spannbetonbrücken ist neben der Dauerhaftigkeit auch die Gebrauchstauglichkeit, wobei Spannbetonbrücken sehr empfindlich gegenüber einer langfristigen Verformungszunahme sind. Aufgrund zu großer Verformungen mussten mehrere Brücken entweder gesperrt oder lange vor dem Ende der ursprünglich geplanten Lebensdauer saniert werden.

Übermäßige Verformungen sind ein Problem im In- und Ausland. Faktoren wie das Material, Umwelt und Bauqualität, die in verschiedenen Regionen nicht gleich sind, könnten nicht die einzigen Gründe sein, die übermäßige Verformungen verursachen. Es muss einige Mängel in dieser Art von Konstruktionssystem existieren.

Eine Verformungszunahme in einem Spannbetonbauteil weist auf eine Abnahme der Vorspannkraft in der Struktur hin. Die genauere Bestimmung von Verformungen von Spannbetonbrücken ist noch sehr aufwendig da viele Einflussparameter berücksichtigt werden müssen.

Die Hauptursachen, die zur Verformungszunahme von Spannbetonbauteilen führen können, umfassen:

- Kriechen und Schwinden des Betons,
- Abnahme der Vorspannkraft infolge Spannkraftverlustes und
- eine Reduzierung der Steifigkeit durch die Rissbildung infolge des Spannkraftverlustes und einer nicht ausreichenden Berücksichtigung der Zwangsbeanspruchung.

Das Kriechen, Schwinden des Betons und Relaxation sind hier von zentraler Bedeutung. Beim Kriechen handelt es sich im Detail um eine zeitliche, lastabhängige Verformungsänderung bei einer konstanten Spannung, während das Schwinden eine lastunabhängige Verformung infolge der zeitlich abhängigen Reduzierung des Volumens von Beton darstellt. Die Relaxation bezeichnet eine Abnahme der Spannungen bei einer konstanten Dehnung. In der Regel treten alle drei Phänomene – Kriechen, Schwinden und Relaxation gleichzeitig auf.

Der Einfluss von Kriechen und Schwinden wird in der Planungspraxis auf die Verformungszunahme bei vorgespannten Bauwerken integrativ als Grenzfallbetrachtung und nicht Zeitdiskret berücksichtigt. Die Nachweise werden üblicherweise zum Zeitpunkt $t=0$ (ohne Spannkraftverlust) und zum Zeitpunkt $t=\infty$ (mit Spannkraftverlust) durchgeführt und mit mehreren Kriechstufen gerechnet um den Spannkraftverlust genauer ermitteln zu können. Als Rechenmodell werden in der Regel Balkenmodelle verwendet und die Beanspruchung wird vereinfacht konstant über den mittwirkenden Querschnitt verteilt.

Viele Beispiele zeigen, dass das Hauptproblem nicht nur das Kriechen und Schwinden sind, aber, dass die endlose Verformungszunahme in den betrachteten Brücken sehr maßgeblich vom vorhandenen Vorspanngrad und in weiterer Folge durch das Auftreten von Rissbildung beeinflusst werden. Die Bauwerkseigenschaften spielen hiernach eine große Rolle.

Beton ist ein Material, der entwickelt sich noch kontinuierlich, und auch die Einschätzung seiner Materialeigenschaften entwickelt sich noch. Dies ist berücksichtigt in Normen für Betonbauwerke, die verschiedene Modelle zur Beschreibung des Kriechens und des Schwindens von Beton verwenden. Im Laufe der Jahre haben sich konkrete Vorhersagemodelle entwickelt, die eine einfache Anwendung in der Entwurfsphase ermöglichen und eine größere Auswahl an Betongüten abdecken.

In Brückennormen haben die angenommenen Verfahren die Berechnung der Endwerte und ihrer Entwicklung im Zeitverlauf ermöglicht. Die sich entwickelnden Vorhersagemodelle und ihre Implementierung in Brückenbau Normen bieten nun eine praktische und genauere Methode um die Effekte von Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Diese Normen ermöglichen auch eine zeitabhängige Analyse während des Bauablaufs von Betonbrücken.

Es existiert eine Vielzahl von Berichten und Untersuchungen hinsichtlich der Brücken mit kritischen Verformungszunahmen. Die Häufigkeit von Schäden und ungeklärte Erscheinungen bei der Freivorbau veranlasste die *fib* eine Arbeitsgruppe zu gründen, um die Ursachen solcher langzeitigen Verformungszunahmen zu klären. Zusätzlich gründete RILEM aus gleichen Beweggründen eine Arbeitsgruppe zur Verbesserung der Vorhersagemodelle für die Auswirkungen von Langzeitkriechen und -schwinden, welcher einen neuen Vorhersagemodell B4 entwickelt hat. So entstand die Sammlung von Langzeitverformungsdaten von 69 Freivorbaubrücken aus der ganzen Welt, von denen viele übermäßige Verformungszunahmen aufwiesen. Das Vorhersagemodell B4 basiert auf dem Modell B3. Verbesserungen des Modells ermöglichen eine verbesserte jahrzehntelange Vorhersage. Neben dem Trocknungsschwinden und dem autogenen Schwinden würden auch neue Gleichungen und Parameter eingeführt, um die Auswirkungen verschiedener Beimischungen und Aggregattypen zu erfassen.

3.2 KRIECHEN UND SCHWINDEN IN DEN NORMEN

Die Forschungsaktivitäten konzentrieren sich heutzutage noch in den Vorhersagemodellen für (K+S), im Hinblick auf absoluten Endwert und zeitlichen Verlauf als auch hinsichtlich der Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen wie Alterung, Diffusionsverhalten oder auch Belastungsgeschichte im Falle von Kriechen.

Heutzutage werden wesentliche Einflussgrößen von Kriechen und Schwinden einerseits als reine Materialparameter wie Bindemittelart und -gehalt, Wasser-Bindemittel-Wert, Porosität und Steifigkeit der Zuschlagsstoffe angesehen. Andererseits sind Kriechen und Schwinden noch durch äußere Einflussgrößen wie Temperatur, Umgebungsluftfeuchte, Massigkeit des Querschnitts und Belastungsalter gekennzeichnet.

Für die praktische Anwendung sind in Baunormen empirische Produktansätze für die Vorhersage von Kriechen und Schwinden zur Verfügung gestellt. Diese Produktansätze sind aus Versuchsdatenbanken und Parameterstudien abgeleitet. Um die Anwendung dieser Produktionsätze zu vereinfachen wird das Kriechen in diesen Ansätzen mit den Betonfestigkeitsklassen unter Berücksichtigung des Zementtyps verbindet. Die äußeren Einflussgrößen sind in die Modelle über die Modifikationen einbezogen. Da im Baunormen gewisse Vereinfachungen getroffen wurden, muss diese Vorgehensweise in Bezug auf eine präzise Vorhersage des tatsächlichen Kriechens und Schwindens eines ganz bestimmten Betons aber als Einschränkung gesehen werden. Deshalb wird für Bauteile mit besonderen Anforderungen eine Grenzwertbetrachtung empfohlen.

Modelle, die auf Grundlage der tatsächlichen Betonzusammensetzung basieren, z.B. RILEM B4 [3], ermöglichen eine genauere Prognose des tatsächlichen Kriechen und Schwinden eines ganz bestimmten Betons unter Berücksichtigung der genannten Materialparameter sowie zum Teil auch physikalischer Modellierung von Alterung und Transportprozesse. Solche Modelle erfordern allerdings eine Kalibrierung an genau diesen Beton. Nachrechnungen des Langzeitverhaltens von Bauwerken können deshalb mit diesen Modellen in der Regel auch nur mittels Grenzwertbetrachtungen mit vorgegebenen Parametersets erreicht werden, da die erforderliche Datenbasis für die Kalibrierung der Modelle in der Regel unvollständig ist.

Neben der präzisen Vorhersage der reinen Materialeigenschaft kommt auch der Art der rechnerischen Berücksichtigung eine entscheidende Bedeutung zu. Verformungen von Bauwerken können in der Regel integrativ nach Balkentheorie ausreichend genau ermittelt werden. Die zuverlässige Ermittlung der Langzeitverformungen von Bauwerken erfordert eine Berücksichtigung der im Bauzustand eingepprägten Beanspruchungsgeschichte und hohes Umlagerungspotentials innerhalb des Querschnitts sowohl eine zeit- als auch ortsdiskrete Betrachtung der Spannungsgeschichte. Hierbei ist der Einsatz von spezifischen Vorhersagemodellen nicht erforderlich, sondern lässt sich auch für die Produktansätze aus Eurocode 2 [1] oder Model Code 2010 [2] umsetzen.

3.3 KRIECHEN

Kriechen ist die zeitabhängige Dehnungszunahme von Beton unter Belastung. Bezüglich der Belastung wird allgemein davon ausgegangen, dass die Kriechverformung linear mit der Spannung zunimmt. Wenn die Betondruckspannung weniger als 45% der Festigkeit ist, handelt es sich um ein lineares Kriechverhalten. Erst bei einem Spannungsniveau von mehr als 45% der Festigkeit ist die Kriechverformung überproportional mit der Spannung. In diesem Fall spricht man von nichtlinearem Kriechen. In der Regel wird die Spannung im Bauwerk so begrenzt, dass mit einem linearen Kriechen gerechnet werden kann.

In der Literatur sind mehrere Kriechmodelle für die Kriechvorhersage vertreten. In Rahmen dieser Arbeit werden die Kriechmodelle nach Eurocode 2 [1], Model Code 2010 [2] und RILEM B4 [3] analysiert.

3.3.1 EUROCODE 2

In EC2 [1] ist Kriechen durch eine Gesamtkriechzahl betrachtet.

Die Kriech- oder Komplianzfunktion ist eine charakteristische Materialeigenschaft und beschreibt eine Beziehung zwischen der gesamten spannungsinduzierten Dehnung und der Spannung.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c}$$

wobei

$\varphi(t, t_0)$ ist der Kriechzahl

$J(t, t_0)$ ist die Kriech- oder Komplianzfunktion

t_0 ist der Zeitpunkt der Lastaufbringung

E_c ist der E-Modul für ein Betonalter von 28 Tagen

Die Kriechzahl beschreibt das Verhältnis der Kriechverformung zur Anfänglichen elastischen Verformung und ist bestimmt durch:

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

wobei:

φ_0 ist die Grundkriechzahl

$\beta_c(t, t_0)$ ist die Funktion des zeitlichen Verlaufs

Grundzahl des Kriechens ist durch leicht zugängliche Parameter wie Druckfestigkeit, Betonalter beim Lastaufbringung, Abmessungen der Bauteile, relative Luftfeuchtigkeit und Zementtyp bestimmt.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

wobei:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit bei höherfesten Betonen ($f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$) ist durch Beiwerte zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit eingeführt.

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

mit:

RH ist relative Luftfeuchte [%]

h_0 ist wirksame Bauteildicke

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

α_i ist der Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit

f_{cm} ist die mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen

t_0 ist die Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]

Die zeitliche Entwicklung der Kriechdehnungen ist durch folgende Zeitfunktion beschrieben:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

mit:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

Nichtlineares Kriechen

Wenn die Betondruckspannung $0,45 \cdot f_{cm}$ übersteigt, ist in der Regel nichtlineares Kriechen zu berücksichtigen. In diesem Bereich nimmt die Kriechzahl mit dem Beginn der Mikrorissbildung deutlich zu. Es gibt keine Proportionalität zwischen Spannung und Kriechdehnungen mehr.

Die Endkriechzahl ist bestimmt als:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{[1,5(k_\sigma - 0,45)]}$$

mit

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)}$$

wobei:

$\varphi(\infty, t_0)$ ist Endkriechzahl für lineares Kriechen

σ_c ist die Druckspannung

$f_{ck}(t_0)$ ist der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung

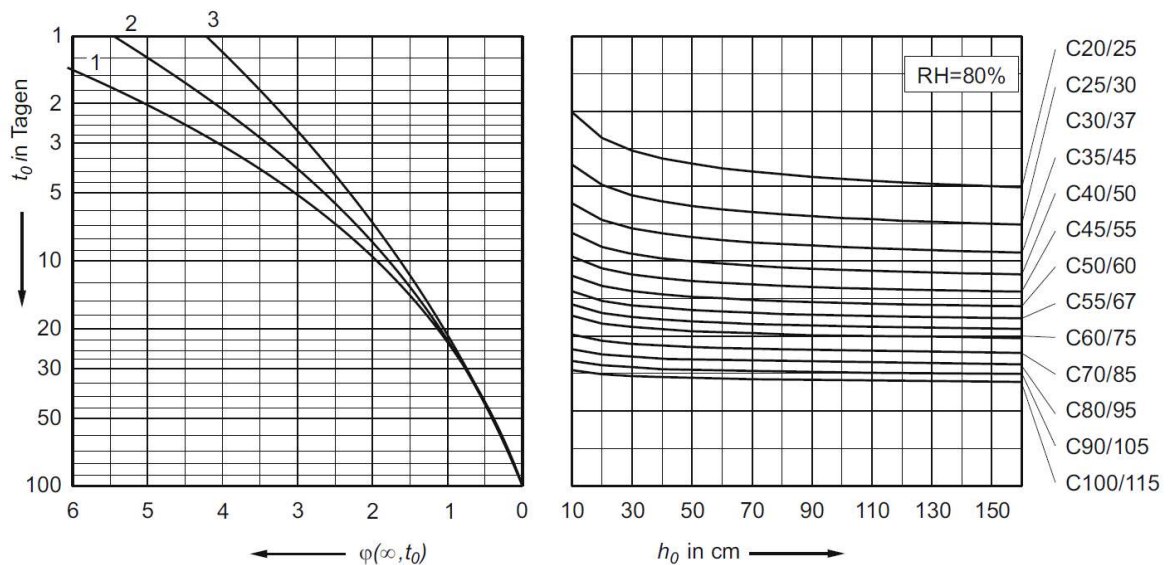


Bild 12: Nomogramm zur Ermittlung der Endkriechzahl (rel. Luftfeuchte RH=80% - Außenluft) – Zilch: Bemessung in Konstruktiven Betonbau nach DIN und EN

3.3.2 MODEL CODE 2010

Die Kriechzahl steigt nach MC2010 [2] unendlich und erreicht keinen Endwert. Der Ansatz zur Berechnung der Kriechverformungen in [2] unterscheidet zwischen Grundkriechen und Trocknungskriechen.

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ist bestimmt durch:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$$

wobei:

$\varphi_{bc}(t, t_0)$ ist das Grundkriechen

$\varphi_{dc}(t, t_0)$ ist das Trocknungskriechen

t ist die Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

t_0 ist der Zeitpunkt der Lastaufbringung [Tage]

Der Zeitpunkt der Lastaufbringung kann mit dem Zeitpunkt des Ausschalens gleichgestellt werden.

Die Grundkriechen $\varphi_{bc}(t, t_0)$ ergibt sich zu:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0)$$

Die Grundkriechzahl $\beta_{bc}(f_{cm})$ und die zeitliche Entwicklung des Kriechens $\beta_{bc}(t, t_0)$, welche zeitlich unbegrenzt ist $\lim_{t \rightarrow \infty} \beta_{bc}(t, t_0) = \infty$, sind durch folgende Funktionen beschrieben:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}}$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right)$$

Die Trocknungskriechzahl $\varphi_{dc}(t, t_0)$ folgt aus:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$$

wobei:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}}$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}}$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 \cdot t_{0,adj}^{0,2}}$$

Die zeitliche Entwicklung der Trocknungskriechdehnungen ist zeitlich begrenzt
 $\lim_{t \rightarrow \infty} \beta_{dc}(t, t_0) = 1$ und ist durch folgende Zeitfunktion beschrieben:

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)}$$

mit:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}}$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}}$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

wobei:

f_{cm} ist die mittlere Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen [N/mm²]

t ist die Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

t_0 ist der Zeitpunkt der Lastaufbringung [Tage]

$t_{0,adj}$ ist das effektive Betonalter [Tage]

RH ist die relative Luftfeuchte der Umgebung [%]

Die Auswirkung der Bindemittelart kann berücksichtigt werden, indem das Betonalter bei der Lastaufbringung t_0 auf $t_{0,adj}$ geändert wird:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5$$

mit:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right]$$

wobei:

$t_{0,T}$ ist von Temperatur beeinflusste Belastungsalter des Betons [Tage]

α ist ein Koeffizient, der von der Zementart abhängt ist:

$\alpha = -1$ für Zemente der Festigkeitsklasse 32.5 N

$\alpha = 0$ für Zemente der Festigkeitsklasse 32.5 R, 42.5 N

$\alpha = 1$ für Zemente der Festigkeitsklasse 42.5 R, 52.5 N, 52.5 R

Δt_i ist die Anzahl der Tage, an denen der Beton mit einer bestimmten Temperatur T gelagert wird

Ähnlich wie beim Eurocode 2 [1], unterscheidet Model Code 2010 [2] ebenfalls zwischen linearem und nichtlinearem Kriechen.

3.3.3 RILEM B4

Das Vorhersagemodell B4 [3] wurde aus der Verfestigungstheorie entwickelt und stellt eine Erweiterung und systematische Neukalibrierung vom vorherigen Modell B3 und deren Messdaten dar.

Die Kriech- oder Komplianzfunktion ist definiert als:

$$J(t, t') = q_1 + R_T \cdot C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0)$$

mit:

$$q_1 = \frac{1}{E_0}$$

wobei:

$C_0(t, t')$ ist die Komplianzfunktion von Grundkriechen

$C_d(t, t', t_0)$ ist die Komplianzfunktion von Trocknungskriechen

R_T ist die Koeffizient für die Berücksichtigung von Temperauswirkungen

Die Komplianzfunktion von Grundkriechen ist durch folgende Funktion beschrieben:

$$C_0(t, t') = q_2 \cdot Q(t, t') + q_3 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{t - t'}{1 \text{ day}} \right)^{0,1} \right] + q_4 \cdot \ln \left(\frac{t}{t'} \right)$$

und Komplianzfunktion von Trocknungskriechen:

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 \cdot \left\langle \exp[-p_{5H} \cdot H(t, t_0)] - \exp[-p_{5H} \cdot H_c(t_0', t_0)] \right\rangle^{0,5}$$

Parameter	R	RS	SL
p_1	0.70	0.60	0.80
p_2	58.6×10^{-3}	17.4×10^{-3}	40.5×10^{-3}
p_3	39.3×10^{-3}	39.3×10^{-3}	39.3×10^{-3}
p_4	3.4×10^{-3}	3.4×10^{-3}	3.4×10^{-3}
p_5	777×10^{-6}	94.6×10^{-6}	496×10^{-6}
p_{5H}	8.00	1.00	8.00*
p_{2w}	3.00	3.00	3.00
p_{3a}	-1.10	-1.10	-1.10
p_{3w}	0.40	0.40	0.40
p_{4a}	-0.90	-0.90	-0.90
p_{4w}	2.45	2.45	2.45
$p_{5\epsilon}$	-0.85	-0.85	-0.85
p_{5a}	-1.00	-1.00	-1.00
p_{5w}	0.78	0.78	0.78

Bild 13: Kriechkoeffizienten die von Zementart abhängig sind

mit:

$$H(t) = 1 - (1 - h) \cdot \tanh \sqrt{\frac{t - t_0}{\tau_{sh}}}$$

wobei:

τ_{sh}

ist das Schwinden Halbzeit [Tage]

3.4 SCHWINDEN

Schwinden ist lastunabhängige Verformung infolge der zeitlich abhängigen Reduzierung des Volumens von Beton. Die Haupteinflussfaktoren sind Betonfestigkeit, Betonzusammensetzung (Zementgehalt, Zementart, w/z-Wert und Mehlkorngelalt), relative Luftfeuchte und relative Bauteildicke. Schwinden kann in zwei Schwindarten gegliedert werden und zwar in autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden. Bei einer normalen relativen Feuchtigkeit stellt das Trocknungsschwinden den maßgeblichen Anteil zur Gesamtschwindverformung dar.

3.4.1 EUROCODE 2

Der Endwert der Schwindverformung oder die Gesamtschwinddehnung besteht aus zwei maßgebenden Komponenten, aus Trocknungsschwinden ε_{cds} und autogenes Schwinden ε_{cas} .

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cds,\infty} + \varepsilon_{cas,\infty}$$

Die Einflussfaktoren des Schwindens sind die Betonfestigkeit, die Betonzusammensetzung, der Zementgehalt und Zementart, Umgebungsbedingungen und die relative Bauteildicke.

Das autogene Schwinden folgt aus:

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

mit

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

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

wobei:

$\varepsilon_{cas,\infty}$ ist Grundzahl des autogenen Schwindens

$\beta_{as}(t)$ ist die Zeitfunktion

Die zeitabhängige Entwicklung des Trocknungsschwindens ist definiert als:

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

wobei

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

k_h Koeffizient abhängig von der wirksamen Querschnittsdicke h_0

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

k_h - Werte

Der Grundwert des Trocknungsschwindens ist mit dem Faktor 0,85 multipliziert und ist definiert als:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]$$

Die Beiwerte α_{ds1} und α_{ds2} in Abhängigkeit vom Zementart:

α_{ds} ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart

$\alpha_{ds1} = 3$ für Zemente der Klasse S

$\alpha_{ds2} = 0,13$ für Zemente der Klasse S

$\alpha_{ds1} = 4$ für Zemente der Klasse N

$\alpha_{ds2} = 0,12$ für Zemente der Klasse N

$\alpha_{ds1} = 6$ für Zemente der Klasse R

$\alpha_{ds2} = 0,11$ für Zemente der Klasse R

3.4.2 MODEL CODE 2010

Die mittlere Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ ist als eine Summe von autogenes- oder Grundswinden $\varepsilon_{cbs}(t)$ und Trocknungsswinden $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ definiert:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$$

mit:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t)$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s)$$

wobei:

t ist die Betonalter [Tage]

t_s ist die Betonalter beim Trocknungsbeginn [Tage]

$(t - t_s)$ ist die Dauer des Trocknens [Tage]

Die Grundwerte des Grundswindens $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ wird mithilfe folgender Gleichungen bestimmt:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}$$

wobei:

α_{bs} ist die Beiwert die nach folgender Tabelle bestimmt ist:

Festigkeitsklassen	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
32.5 N	800	3	0.013
32.5 R, 42.5 N	700	4	0.012
42.5 R, 52.5 N, 52.5 R	600	6	0.012

Koeffizienten α_i

Die Zeitfunktion des Grundswindens ergibt sich als:

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t})$$

Die Grundwerte des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}) \right] \cdot 10^{-6}$$

Der Koeffizient β_{RH} berücksichtigt den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit und die Funktion $\beta_{ds}(t - t_s)$ beschreibt die Zeitentwicklung des Trocknungsschwindens.

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{for } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1}$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \quad \text{for } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1}$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5}$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0$$

wobei:

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ sind Koeffizienten zur Berücksichtigung der Zementart

β_{s1} ist die Beiwert zur Berücksichtigung der inneren Austrocknung des Betons

3.4.3 RILEM B4

Die Entwicklung des Trocknungsschwindens ist definiert als:

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = \varepsilon_{sh\infty}(t_0) \cdot k_h \cdot S(t)$$

wobei ist die Zeitkurve definiert als:

$$S(t) = \tanh \sqrt{\frac{t}{\tau_{sh}}}$$

und:

k_h ist der Faktor der die Abhängigkeit von der Umgebungsfeuchtigkeit beschreibt

Das Endtrocknungsschwinden:

$$\varepsilon_{sh\infty}(t_0) = \varepsilon_{sh0} \cdot \left(\frac{a/c}{6} \right)^{-p_5} \cdot \left(\frac{w/c}{0,38} \right)^{p_6} \cdot \left(\frac{6,5 \cdot c}{\rho} \right)^{p_7} \cdot \frac{E(607)}{E(t_0 + \tau_{sh})}$$

und das Schwinden Halbzeit von Trocknungsschwinden τ_{sh} :

3 GRUNDLAGEN FÜR DIE ERMITTLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTEN

Schwinden

$$\tau_{sh} = \tau_0 \cdot \left(\frac{a/c}{6}\right)^{-p_1} \cdot \left(\frac{w/c}{0,38}\right)^{-p_2} \cdot \left(\frac{6,5 \cdot c}{\rho}\right)^{-p_3} \cdot (k_s \cdot D)^2$$

Die Entwicklung des autogenen Schwindens ist definiert als:

$$\epsilon_{au}(t) = \epsilon_{au0} \left(\frac{a/c}{6}\right)^{-r_3} \cdot \left(\frac{w/c}{0,38}\right)^{-r_4} \cdot \left[1 + \left(\frac{\tau_{au}}{t}\right)^\alpha\right]^{-r_2}$$

wobei ist das Schwinden Halbzeit von autogenem Schwinden:

$$\tau_{au} = \tau_{au,cem} \left(\frac{w/c}{0,38}\right)^{r_{tw}}$$

und der Exponent der von w/c Abhängig ist:

$$\alpha = r_7 \cdot \left(\frac{w/c}{0,38}\right)$$

Parameter	R	RS	SL
τ_{cem} (days)	0.016	0.080	0.010
$p_{\tau a}$	-0.33	-0.33	-0.33
$p_{\tau w}$	-0.06	-2.40	3.55
$p_{\tau c}$	-0.10	-2.70	3.80
ϵ_{cem}	360×10^{-6}	860×10^{-6}	410×10^{-6}
$p_{\epsilon a}$	-0.80	-0.80	-0.80
$p_{\epsilon w}$	1.10	-0.27	1.00
$p_{\epsilon c}$	0.11	0.11	0.11

Bild 14: Tabelle von Parametern - Rilem B4

3.5 RELAXATION

Man unterscheidet ein Kriechen und eine Relaxation des Spannstahls. Relaxation ist das zeitabhängige Nachlassen einer Vorspannung bei vorgegebenen konstanten Dehnungen. Über Kriechen des Spannstahls spricht man, wenn eine Dehnung des Spannstahls bei konstanter Spannung weiterhin zunimmt. Das heißt die elastische Dehnung ist durch einen plastischen Anteil ergänzt.

3.5.1 EUROCODE 2

Der Spannungsverlust wegen der Relaxation $\Delta\sigma_{pr}$ ist nach [1] vom Stahltyp abhängig und ist in drei Relaxationsklasse unterteilt:

Relaxationsklasse 1: Drähte oder Litzen – normale Relaxation

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Relaxationsklasse 2: Drähte oder Litzen – niedrige Relaxation

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Relaxationsklasse 3: warmgewalzte und vergütete Stäbe

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

wobei:

$\Delta\sigma_{pr}$ ist die Spannungsänderung infolge Relaxation

σ_{pi} ist die Spannung im Spannstahl sofort nach dem Vorspannen

t ist die Zeit nach dem Vorspannen (in Stunden)

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

Die Spannungen und Dehnungen sind proportional miteinander, so können die Spannungsverluste im Spannstahl ermittelt werden. Nach [1] sind zeitabhängige Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation durch folgende Formell berücksichtigt:

3 GRUNDLAGEN FÜR DIE ERMITTLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTEN

Relaxation

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right)} \cdot (1 + 0,08 \cdot \varphi(t, t_0))$$

wobei:

ε_{cs} ist Endschwindmaß

$\Delta\sigma_{pr}$ ist die Spannungsverlust infolge Spannstahlrelaxation

$\varphi(\infty, t_0)$ ist Endkriechzahl

$\sigma_{c,QP}$ ist die kriechauslösende Betonspannung in Höhe des Spannglieds

A_c, I_c, z_{cp} sind Querschnittswerte des Betonquerschnittes

Die Endwerte der Langzeitrelaxationsverluste werden bei $t = 500.000$ Stunden genommen.

3.5.2 MODEL CODE 2010

Anstatt CEB-FIP Model Code 1990 und Eurocode 2 [1], die zwischen drei Relaxationsklassen unterscheiden, unterscheidet Model Code 2010 [2] nur zwischen zwei Klassen:

- für niedrige Relaxation für Drähte und Litzen
- für warmgewalzte und vergütete Stäbe

Der Spannungsverlust steigt an, wenn die Temperatur des Spannstahls über 20 ° C ansteigt. Für Vorspannungswerte zwischen 70% und 80% der Zugfestigkeit kann der Relaxationsverlust bei 1000 Stunden mit einer linearen Interpolation geschätzt werden.

$$\rho_t = \frac{\sigma_0 - \sigma(t)}{\sigma_0} = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^k$$

wobei:

ρ_t ist die Relaxation zu einem Zeitpunkt t

ρ_{1000} ist die Relaxation nach 1000 Stunden

$\sigma_0 - \sigma(t)$ ist eine Vorspannungsverlust zu einem Zeitpunkt t

σ_0 ist eine Vorspannung zu einem Zeitpunkt t=0

σ ist eine axiale Spannung in Litzen oder Stäben

t ist die Zeit nach dem Vorspannen

und:

$$k = \log_{10} \left(\frac{\rho_{1,000}}{\rho_{100}} \right)$$

Für k kann angenommen werden:

	Relaxationsklasse 1	Relaxationsklasse 2
k	0,12	0,19

Die logarithmische Zeitfunktion entwickelt sich sehr langsam. Die Zunahme des Kriechens von 50 auf 150 Jahre wird 10% des Kriechens in ersten 50 Jahren nicht überschreiten.

Der Endwert des Relaxationsverlustes kann zu folgenden Zeiten vorausgesetzt sein:

- nach 50 Jahren für typische Bauwerke
- nach 100 Jahren für Brücken und Ingenieurbauwerke

3.6 VERGLEICH DER RECHENANSÄTZE

Der Vergleich von Kriechen, Schwinden und Relaxation nach Eurocode 2 [1], Model Code 2010 [2] und RILEM B4 [3] ist aufgrund verschiedener Eingangsparameter anspruchsvoll. Um eine Vergleichsstudie der Einflüsse von Kriechen, Schwinden und Relaxation ausführen zu können, werden die Modelle für gleiche Eingangsparameter ausgewertet.

Die Eingangsparameter für die Vergleiche sind:

Zementklasse: RS – schnell erhärtend

$$f_{cm} = 48 \text{ N/mm}^2$$

$$RH = 80\%$$

$$t_0 = 1 \text{ Tag}$$

$$t_s = 3 \text{ Tag}$$

$$h_0 = 550 \text{ mm}$$

Zusätzlich wurden für B4 [3] die Wasserzementwert $w/c = 0,45$, das Zement-Zuschlagstoff-Verhältnis $a/c = 7$ und die Zementgehalt $c = 225 \text{ kg/m}^3$ angenommen.

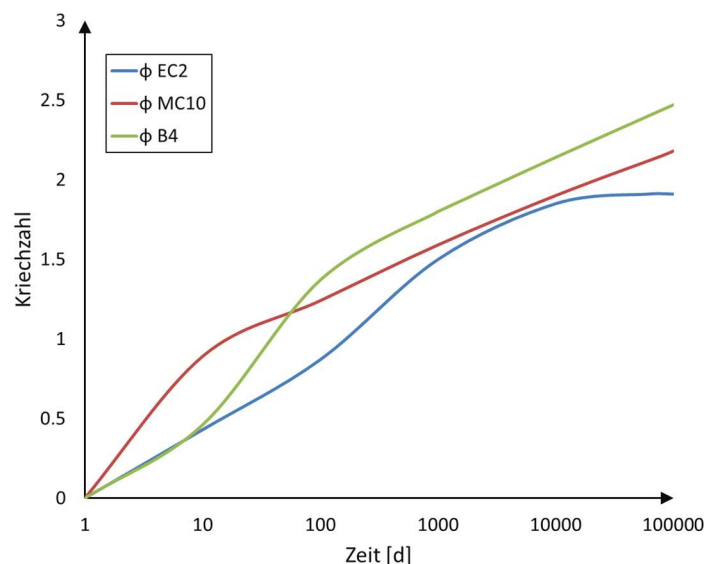


Bild 15: Vergleich des Kriechwertes

Ein großer Unterschied entsteht bei der Betrachtung des Kriechens zwischen Modellen. Die Model Code 2010 [2] und RILEM B4 [3] unterscheiden zwischen Grundkriechen und Trocknungskriechen, während das Model nach Eurocode 2 [1] unterscheidet das nicht. Stattdessen ist nach Eurocode 2 [1] die Grundkriechzahl einfach mit einer Funktion des zeitlichen Verlaufs multipliziert. Die relative Luftfeuchte stellt einer der Haupteinflussfaktoren auf das Kriechverhalten dar. Je höher die relative Luftfeuchte ist, desto geringer ist die

Auswirkung des Kriechens. Gleich gilt für die Bauteildicke. Je größere wird sie, desto geringere wird die Kriechverformung. Die Auswirkung des Kriechens fällt auch mit höheren Festigkeitsklassen.

Bild 16 zeigt die Kriechzahl nach verschiedenen Modellen. Aus dem Bild 16 ist zu erkennen, dass die Anfangswerte der Kriechzahl von Eurocode 2 [1] und B4 [3] übereinstimmen, während der Wert von Model Code 2010 [2] von Anfang an schneller ansteigt. Nach ca. 10000 Tage ähneln sich die Kriechwertverläufe von Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] für kurzen Zeitraum, da der Kriechzahl nach Eurocode 2 [1] einen Endwert erreicht. Die Vorhersagemodellen Model Code 2010 [2] und B4 [3] streben keinen Endwert, sondern langsam weiter steigen. Der höchste Endwert wurde mit Vorhersagemodell B4 [3] erzielt und der kleinste mit Eurocode 2 [1].

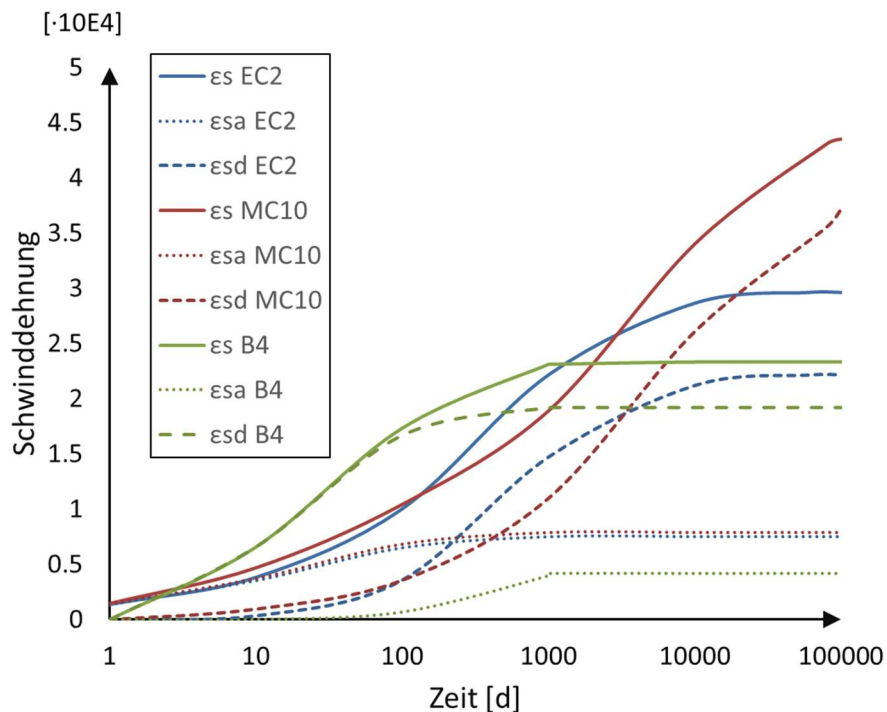


Bild 16: Vergleich der Schwindverformung

Ähnlich wie beim Kriechen beeinflussen die relative Luftfeuchte, die Bauteildicke und die Festigkeitsklasse das Schwindverhalten. Je höher die relative Luftfeuchte ist, desto geringer ist die Auswirkung des Schwindens. Der Endschwindwert nach Eurocode 2 [1] bei RH = 100% stellt immer noch eine Reduktion des Betonvolumens dar, gegenüber zum Model Code 2010 [2] welcher bei RH = 100% wechselt ein Vorzeichen und setzt eine Volumenzunahme des Betons voraus. Die Bauteildicke hat verhältnismäßig umgekehrte Auswirkung zur Schwindverformung. Je größere wird sie, desto geringere wird die Schwindverformung. Auch für die Festigkeitsklasse gilt, dass mit der Höhe die Auswirkung auf das Schwinden sinkt. Die Ausnahme ist die Festigkeitsklasse R.

3 GRUNDLAGEN FÜR DIE ERMITTLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTEN

Vergleich der Rechenansätze

Bild 16 zeigt die Schwinddehnungen nach verschiedenen Modellen. Die Entwicklung des autogenen Schwindens ist nach Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] fast gleich. Die streben einen Endwert im ca. 100 Tagen. Andererseits ist der Endwert des autogenen Schwindens laut B4 [3] erreicht kaum nach ca. 1000 Tagen und ist ca. 50% kleiner als die entsprechenden Werte nach Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2]. Beim Trocknungsschwinden sind die Beziehungen umgekehrt. Die Steigung des Verlaufs des Trocknungsschwindens ist von Anfang an steiler und erreicht den Endwert als erste schon nach ca. 100 Tagen. Die Verläufe von Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] steigern etwas flacher und ähneln sich am Anfang bis 100 Tagen, dann aber trennen sich und nach ca. 10000 Tagen erreicht der Verlauf des Trocknungsschwindens laut Eurocode 2 [1] einen Endwert, der laut Model Code 2010 [2] aber keinen Endwert strebt.

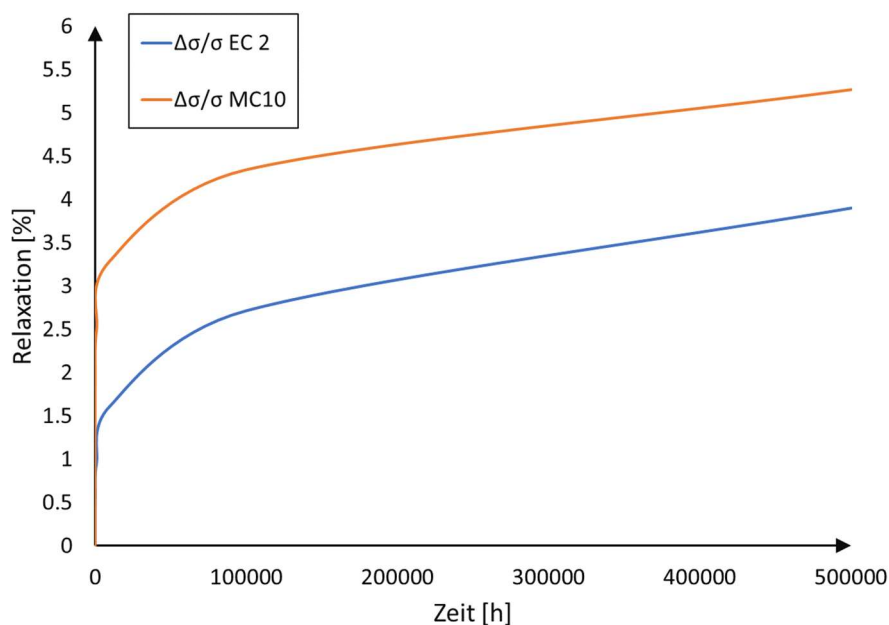


Bild 17: Relaxationsfunktionen nach Eurocode 2 und Model Code 2010

Bei der Relaxation hat die Stahlgüte ein großer Einfluss, da je höher die Streckgrenze des Stahles liegt, desto weniger kriecht der Stahl.

Die Relaxationsfunktionen von Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] wachsen von Anfang an mit einer ähnlichen Steigung (siehe Bild 18). Trotzdem ist Relaxation nach Model Code 2010 [2] über gesamter Zeit größer. Der Endwert nach Eurocode 2 [1] beträgt 3,9 % und nach Model Code 2010 [2] beträgt 5,3 %. Das ergibt einen Unterschied von etwa 25%.

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

4.1 BESCHREIBUNG DES BAUWERKS

4.1.1 ALLGEMEINES

Der Talübergang Schottwien ist eine Spannbetonbalkenbrücke im Freivorbau und befindet sich auf der Grenze zwischen Niederösterreich und Steiermark. Die Brücke überführt die Semmering-Schnellstraße S6 mit insgesamt vier Feldern über der Bundesstraße Schottwien. Mit einer Gesamtlänge von 632,5 m ist die Talbrücke Schottwien eine der größten Brücken seiner Art. Die größte Mittelstützweite beträgt erstaunlich 250 m.

Das Bauwerk befindet sich in der Katastralgemeinde Schottwien und erstreckt sich von Streckenkilometer km 22,0+04,00 auf der Seite des Widerlagers Wien bis zum km 22,6+35,00 am Widerlager Semmering. Der Überbau weist ein nach Norden fallendes Querprofil mit einer Neigung von 2,5 – 4,67 % auf. Die Längsneigung beträgt 3%.

Bei der Ausschreibung würden 10 verschiedene Entwürfe überlegt. Für die Ausführung würde der Entwurf mit einer abgeschätzten Brutto Kosten von öS 312 Mio. [12] ausgewählt. Das Bild 19 zeigt das Luftbild des Brückenbauwerks.



Bild 18: Talübergang Schottwien [29]

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Beschreibung des Bauwerks

Das Tragwerk wurde zwischen 1987 und 1989 von dem Baukonzern Strabag errichtet. Anfang 1986 wurde die statische Berechnung von Zivilingenieurbüro Vogler aufgestellt [12]. In weiterer Folge war Zivilingenieurbüro Vogler zusätzlich mit der Detailprojektierung beauftragt.

4.1.2 KONSTRUKTION

Technische Daten:

Bauart	4-feldrige Rahmenbrücke
Stützweiten	77,75; 162,50; 250,00; 142,25 m
Gesamtlänge	632,5 m
Höhe über Talgrund	130,0 m
Gesamtbreite	25,0 m
Erbaut	1989

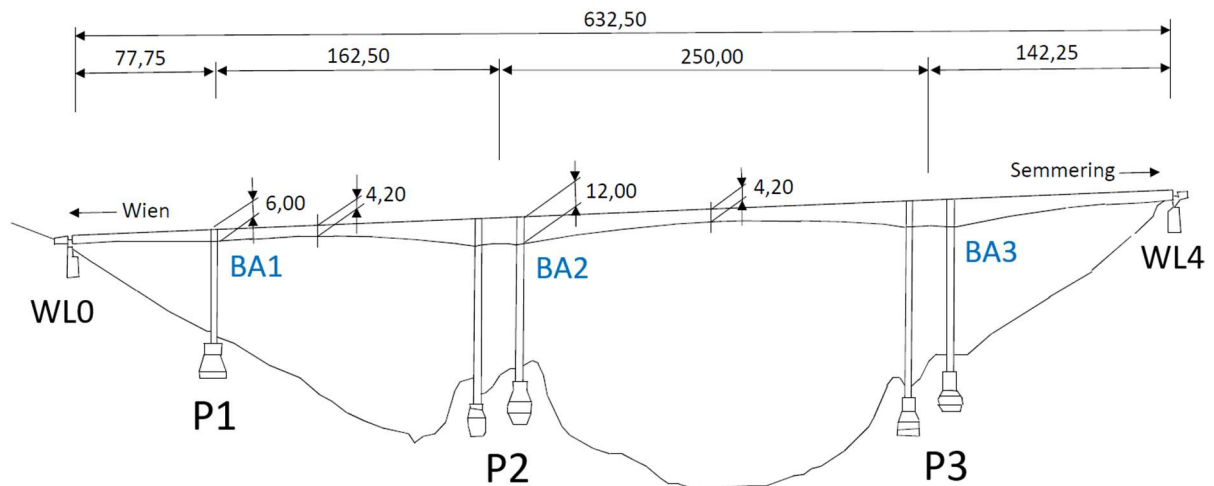


Bild 19: Längsschnitt

Das Gesamtsystem besteht aus den Bauabschnitten BA1, BA2 und BA3, aus der Pfeiler 1 (P1), Doppelpfeiler 2 (P2) und Doppelpfeiler 3 (P3), die im Freivorbau errichtet sind (siehe Bild 20). Am Anfang und am Ende der Brücke sind die Lehrgerüstabschnitten LG0 und LG4. Der Talübergang Schottwien ist ein gevoutetes Tragwerk mit einer Konstruktionshöhe von 12 m über den Doppelpfeilern 2 und 3, einer Konstruktionshöhe von 6 m über den Pfeiler 1 und mit einer minimalen Konstruktionshöhe von 4,2 m im Feldquerschnitt.

Der Überbau wird aus einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt gebildet. Pfeilern stehen senkrecht zur Überbauachse.

Lagerung

Die Lagerung in den Widerlagern WL10 und WL70 ist als einachsig verschiebbare Lagerung modelliert und Pfeilern werden als starre Lagerung modelliert.

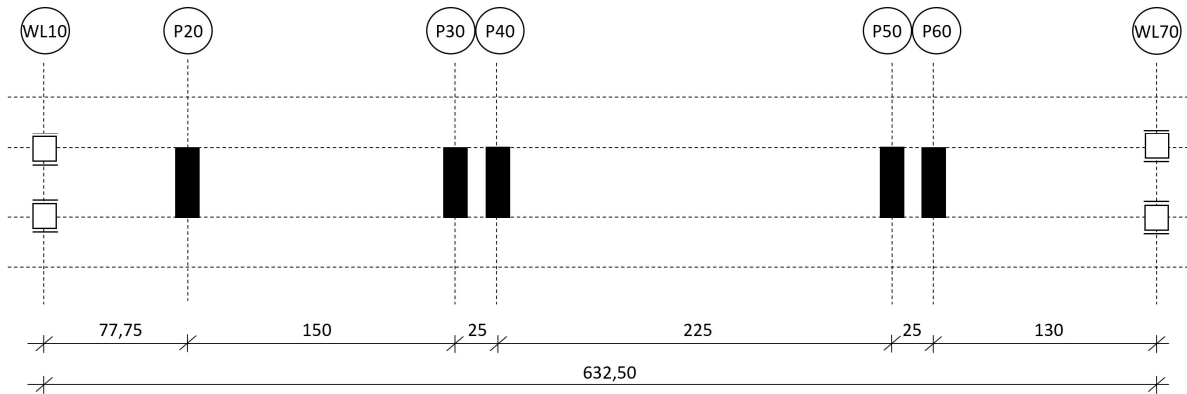


Bild 20: Lagerungsschema

Regelquerschnitt

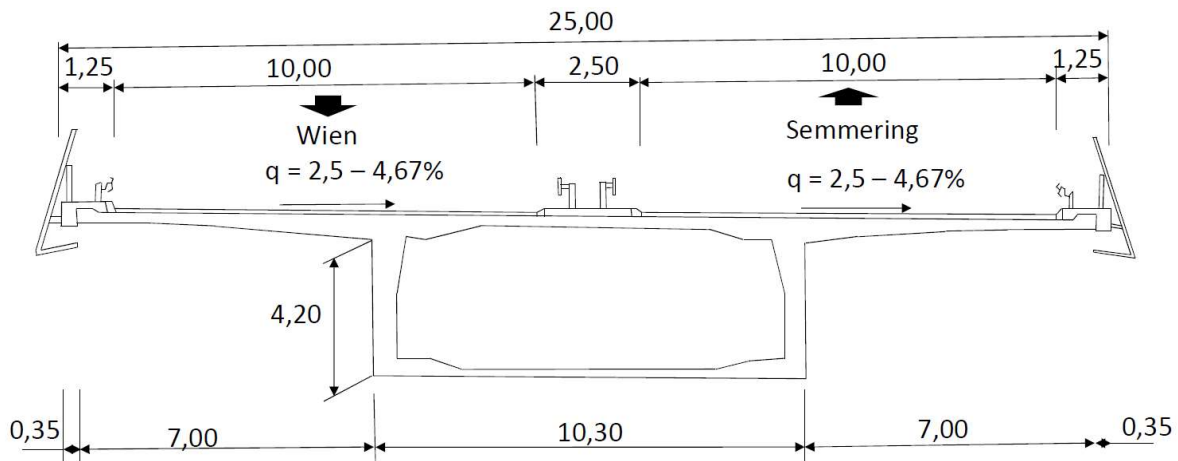


Bild 21: Regelquerschnitt Feldbereich

Die Fahrbahnplatte ist 24,30 m breit und quer vorgespannt. Das Tragwerk ist ein einzelliger Hohlkasten in Betongüte C40/50 (B500). Für die Hauptträger werden in Sofistik Regelquerschnitte definiert, wobei die Stegstärke, Querschnittshöhe und die mitwirkenden Breiten als Variabel beschreiben sind. Die Kragplatten sind 7,0 m breit und die untere Breite beträgt 10,30 m.

4.1.3 BAUSTOFFE

Beton	Überbau B500 (ÖNORM B 4252) – C40/50
Spannstahl Längsvorspannung	Freivorbauskabel
	VSL 5-19, St 1570/1770, Vorspannkraft 2018 kN
Spannstahl Quervorspannung	Feldspannglieder
	VSL 5-31, St 1570/1770, Vorspannkraft 3292 kN
	VSL 5-7 mit Abstand zwischen 61,5 cm und 66,5 cm

Vorspannung

Das Tragwerk ist in die Pfeiler eingespannt und dadurch entsteht eine hohe Steifigkeit des Gesamtsystems. Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt.

Für die Kragarmvorspannung werden Spannglieder der Typ VSL 5-19 mit einer Vorspannkraft von 2018 kN der Stahlgüte St 1570/1770 verwendet. Über den Doppelpfeiler sind 222 Spannglieder des Typs VSL 5-19 und im Feld 40 Spannglieder desselben Typs zuzüglich 18 Spannglieder des Typs VSL 5-31 mit einer Vorspannkraft von 3292 kN angeordnet.

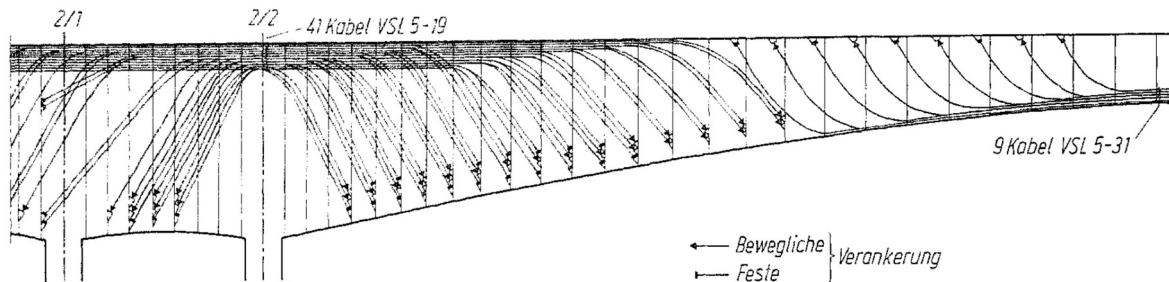


Bild 24: Spanngliederanordnung im Längsschnitt [12]

4.2 BEOBACHTETES VERFORMUNGSVERHALTEN

Die Höhenkontrollmessungen des Tragwerks erfolgten im April 2017 von Firma Vermessung ADP Rinner ZT GmbH. In Rahmen dieser Messung wurde die Überprüfung und Markierung der Brückenkontrollpunkte, die Überprüfung der Festpunkte auf augenscheinlich unveränderte Lage und die Trigonometrische Kontrollmessung der Tragwerkspunkte an den Randbalken und in der Mitte des Tragwerks durchgeführt.

Die Messung erfolgte mittels Totalstation Leica TS30 und Programmsystem rmGEO4.

Die Anordnung von Messstationen in Zusammenhang mit Bauabschnitten:

Messstation	Bauabschnitt
0/B	LG0
1	LG0
2	S1
3	1/4
4	1K
5	1/8'
6	2/18
7	2/9
8	2/9K
9	2/1K
10	2/13'
11	S3
12	3/13
13	3/1K
14	3/9K
15	3/10'
16	3/18'
17	S4
18/B	LG4

Gemessene Verformungen sind für Jahre 1992, 1998, 2009 und 2017 dargestellt und sind in der weiteren Folge mit berechneten Verformungen verglichen.

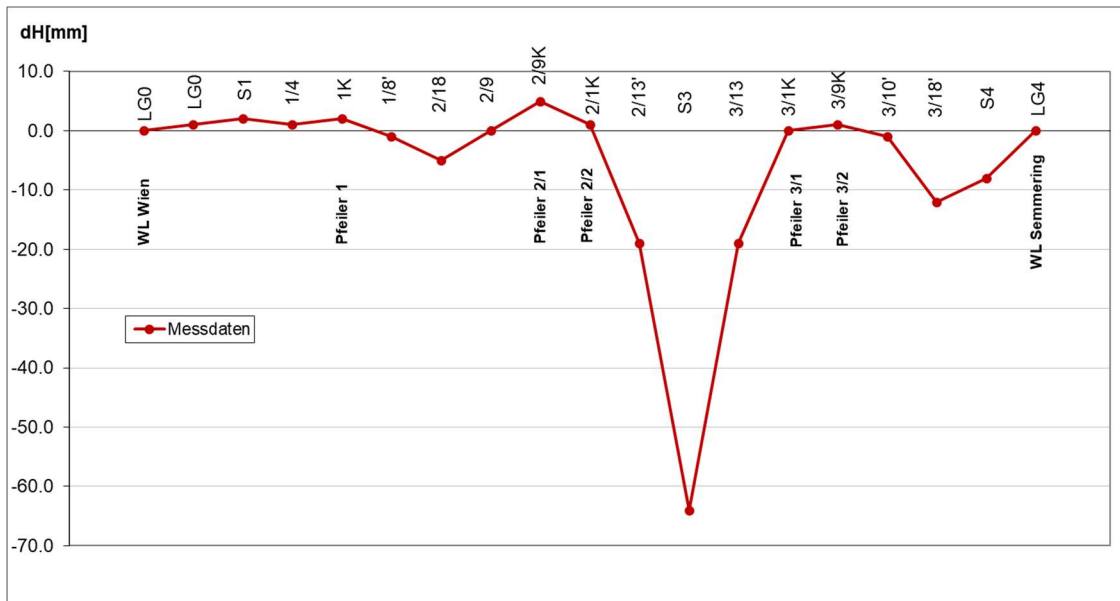


Bild 25: Gemessene Verformungen im Jahr 1992

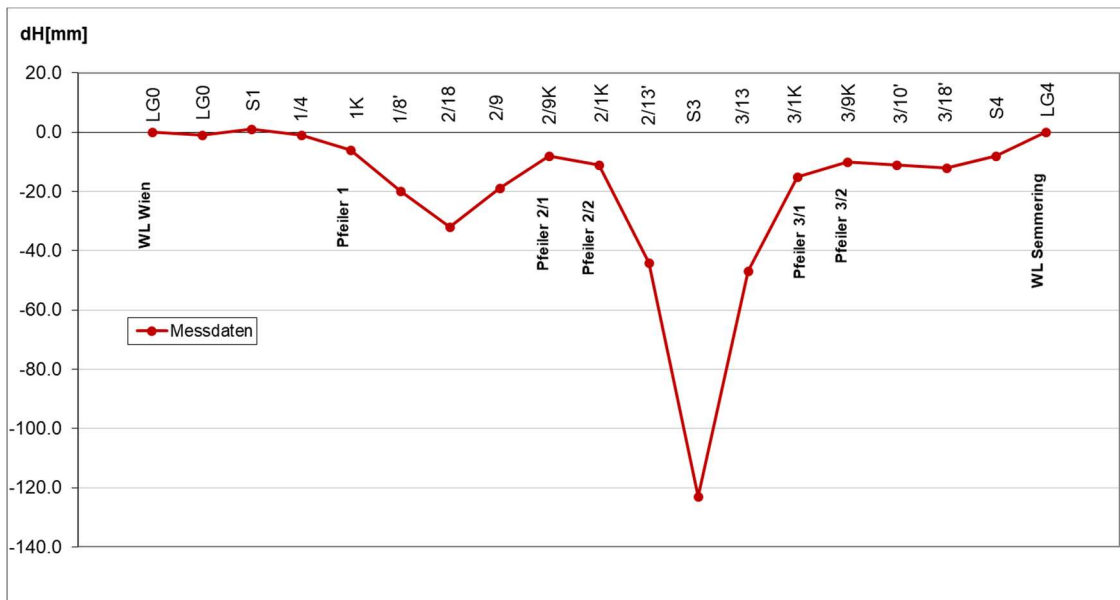


Bild 26: Gemessene Verformungen im Jahr 1998

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Beobachtetes Verformungsverhalten

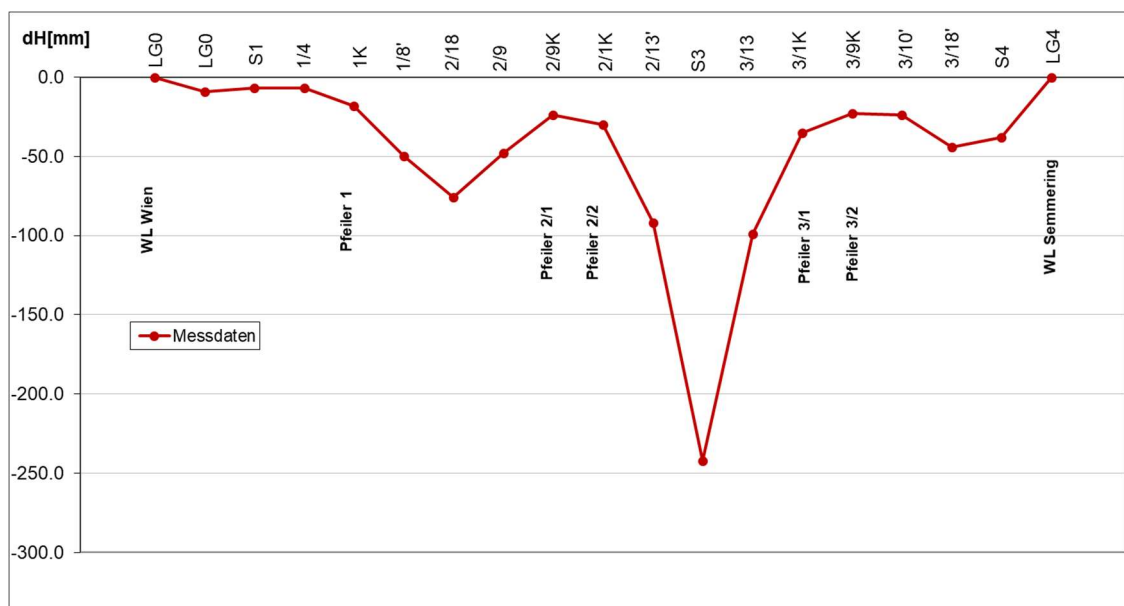


Bild 27: Gemessene Verformungen im Jahr 2009

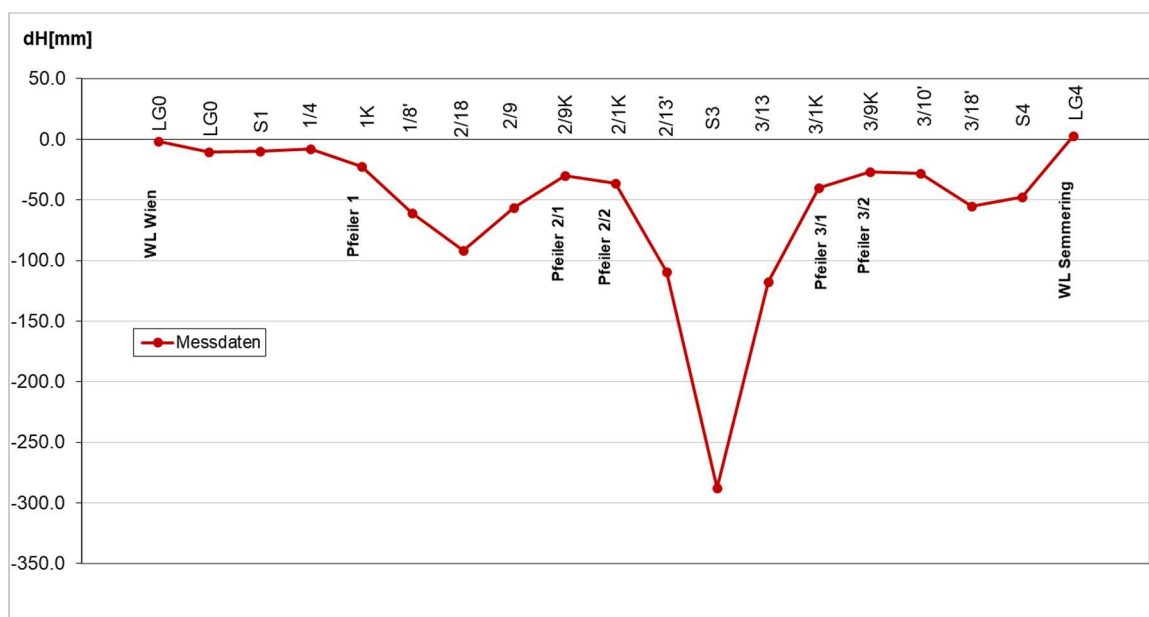


Bild 28: Gemessene Verformungen im Jahr 2017

In Bild 30 ist die Entwicklung der Durchbiegung an der Station 11 (Schlußstück S3) über der gesamten Nutzungsraum dargestellt.

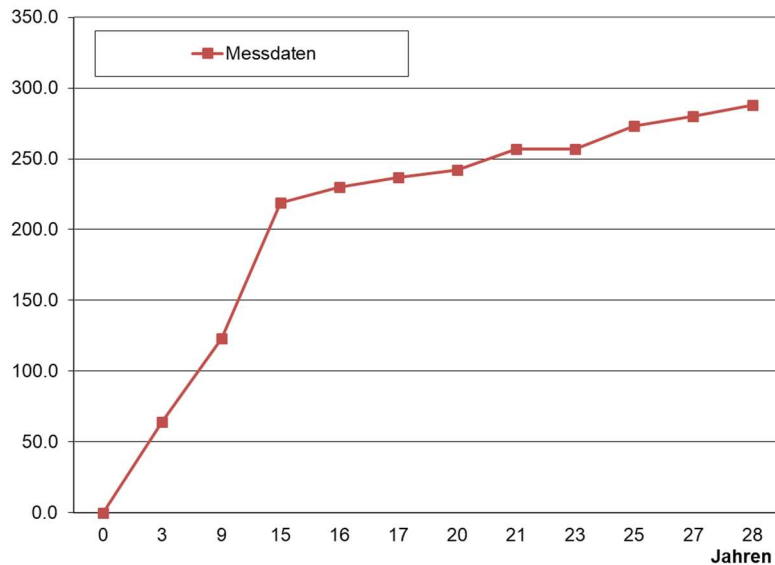


Bild 29: Verformung des Schlußstücks S3

4.3 NUMERISCHE UNTERSUCHUNG DER LANGZEITVERFORMUNGEN

4.3.1 FE MODELL

Das Verformungsverhalten des Brückenlängssystems wird numerisch untersucht, dazu gehört eine Neuermittlung der Schnittgrößen infolge des Eigengewichts, Vorspannung, Kriechen und Schwinden, Ausbaulasten und Quasi-Verkehrslasten.

Der Überbau ist mit dem FE-Programm Sofistik als räumliches Stabmodell abgebildet. Die Lagerung des Überbaus erfolgt durch zentrisch angeschlossene Knoten. Der Anschluss ist mittels starrer Kopplungen modelliert. Die Schnittgrößen sind bezogen auf die Oberkante des Überbaus in Brückenachse. Die mitwirkenden Breiten sind berücksichtigt.

 SOFISTIK

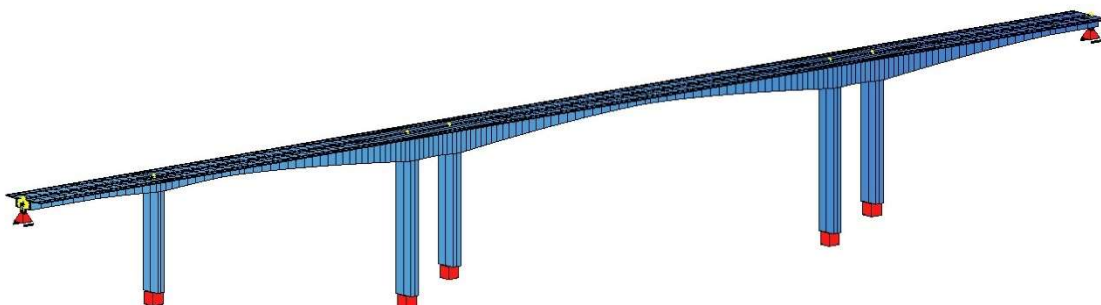


Bild 30: FE-Modell

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TŪ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

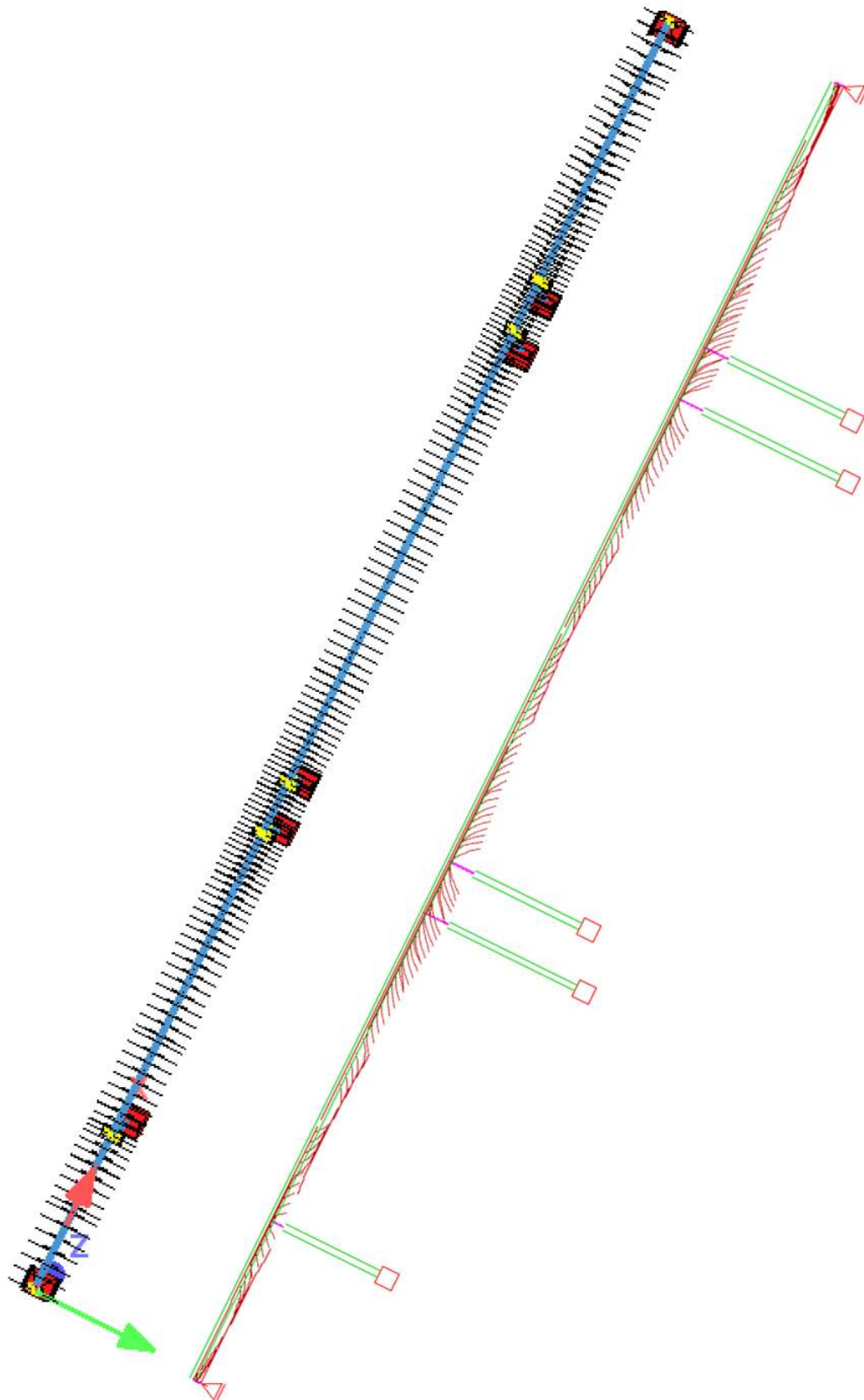
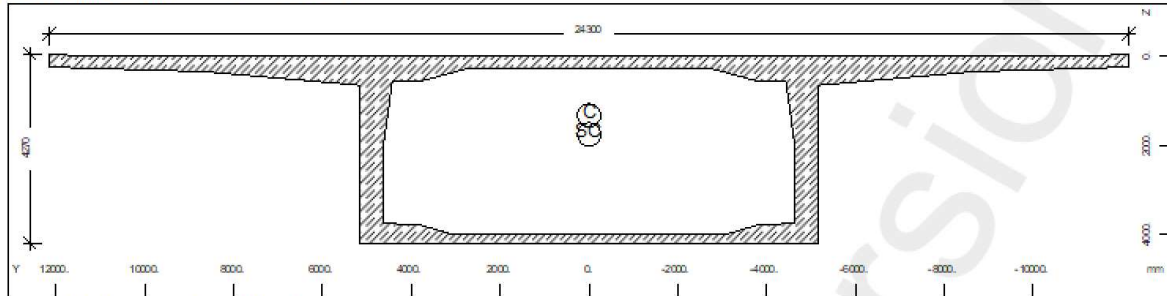


Bild 31: FE-Modell

Querschnitt Nr. 31 - Überbau



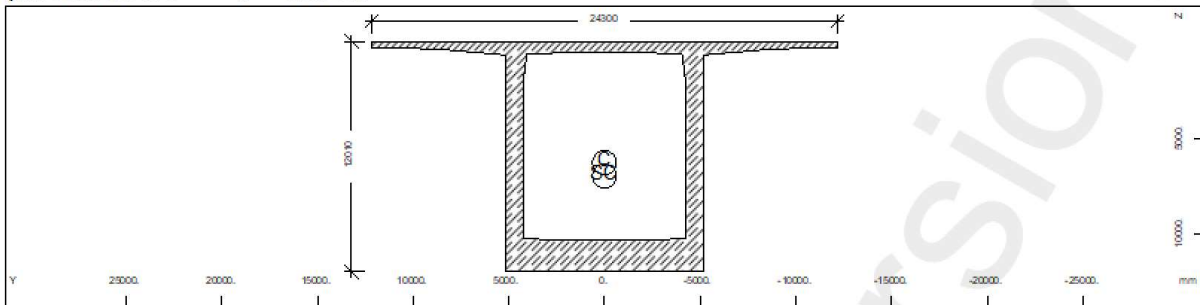
Querschnitt Nr. 31 - Überbau

Querschnittswerte

QNr	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]		
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
31	1	1.5977E+01	9.235E+00	3.859E+01	0.0	0.0	35220	399.43
	4	7.213E+01	3.034E+00	5.492E+02	1325.1	1753.6	14675	
= Überbau								
QNr	Querschnittsnummer		ysc[mm], zsc[mm]		Ordinate des Schubmittelpunkts			
Mat	Materialnummer		E[N/mm2]		Elastizitätsmodul			
A[m2]	Querschnittsfläche		g[kN/m]		längenbezogenes Eigengewicht			
Ay[m2], Az[m2], Ayz[m2]	Schubverformungsfläche		MBw		Bewehrungsmaterialnummer			
Iy[m4], Iz[m4], Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment		It[m4]		Torsionsträgheitsmoment			
yc[mm], zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums		G[N/mm2]		Schubmodul			

Bild 32: Querschnitt Feldmitte

Querschnitt Nr. 5 - Überbau



Querschnitt Nr. 5 - Überbau

Querschnittswerte

QNr	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kN/m]
		It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]		
			Ayz[m2]	Iyz[m4]				
5	1	4.6317E+01	1.999E+01	9.752E+02	0.0	0.0	35220	1157.93
	4	9.555E+02	1.852E+01	9.835E+02	6267.4	6969.7	14675	
= Überbau								
QNr	Querschnittsnummer		ysc[mm], zsc[mm]		Ordinate des Schubmittelpunkts			
Mat	Materialnummer		E[N/mm2]		Elastizitätsmodul			
A[m2]	Querschnittsfläche		g[kN/m]		längenbezogenes Eigengewicht			
Ay[m2], Az[m2], Ayz[m2]	Schubverformungsfläche		MBw		Bewehrungsmaterialnummer			
Iy[m4], Iz[m4], Iyz[m4]	Flächenträgheitsmoment		It[m4]		Torsionsträgheitsmoment			
yc[mm], zc[mm]	Ordinate des elastischen Zentrums		G[N/mm2]		Schubmodul			

Bild 33: Querschnitt über Stütze

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

Mitwirkende Plattenbreite

Für Brücken kann die mitwirkende Plattenbreite sowohl bei dem Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch bei dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

Bestimmen der mitwirkende Breite:

Feld	LG0- BA 1/4	BA 1/3 - BA 1/4'	BA 1/5' - BA 2/8	BA 2/7 - BA 2/9'	BA 2/10' - BA 3/11	BA 3/10 - BA 3/5'	BA 3/6' - LG4
bsteg	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
b1 [m]	7	7	7	7	7	7	7
b2 [m]	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63
L0 [m]	65.45	34.05	105	56.25	157.5	53.1	109.65
0,2*L0	13.09	6.81	21	11.25	31.5	10.62	21.93
0,2*b1+0,1*L0	7.945	4.805	11.9	7.025	17.15	6.71	12.365
0,2*b2+0,1*L0	7.471	4.331	11.426	6.551	16.676	6.236	11.891
beff1	7	4.81	7	7	7	6.71	7
beff2	4.63	4.33	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63
bw [m]	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
beff [m]	12.15	9.656	12.15	12.15	12.15	11.86	12.15
2*beff [m]	24.3	19.312	24.3	24.3	24.3	23.72	24.3

4.3.2 MODELLING DES BAUABLAUFS

Die Wirkungen aus Kriechen und Schwinden sind für jeden Bauabschnitt und im Endzustand berücksichtigt. Dabei wird vorausgesetzt, dass jeder Bauabschnitt 7 Tage dauert. Die Beiwerte für Kriechen und Schwinden bei unterschiedlichen Zeitpunkten werden nach Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] mittels Excel Tabelle gerechnet.

Eingangsparametren für Bestimmung von Kriechen und Schwinden:

Betonsorte	C40/50 $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm} = 48 \text{ N/mm}^2$
Zementtyp	RS – schnell erhärtend $\alpha = 1, \alpha_{as} = 600, \alpha_{ds1} = 6, \alpha_{ds2} = 0,12$
Relative Luftfeuchte der Umgebung	RH = 80%

Die wirksame Bauteildicke ist für jeden Bauabschnitt mittels Excel Tabelle bestimmt. Bei den Kastenträgerquerschnitten aus Stahl- oder Spannbeton ist der Umfang des Querschnitts der dem Trocknen ausgesetzt ist, definiert als die Summe von äußerem Umfang des Querschnitts und von der Hälfte des inneren Umfangs des Querschnitts.

Zur Berechnung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden wird das Herstellungsprinzip nach Bild 35 berücksichtigt. Diese zeitbedingte Betoneigenschaften wurden für jeder Bauabschnitt von der Herstellung bis zum Ausbau der Brücke in Wochentakten bestimmt.

Nach dem Ausbau wurden Kriech- und Schwindwerte bei 1 Jahr, 2 Jahren, 3 Jahren, 5 Jahren, 10 Jahren, 20 Jahren, 30 Jahren und 100 Jahren bestimmt. Der Umfang zur Bestimmung der wirksamen Bauteildicke nach der Abdichtung der Fahrbahnplatte wurde um eine proportionale Länge des Belags abgemindert.

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TŪ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

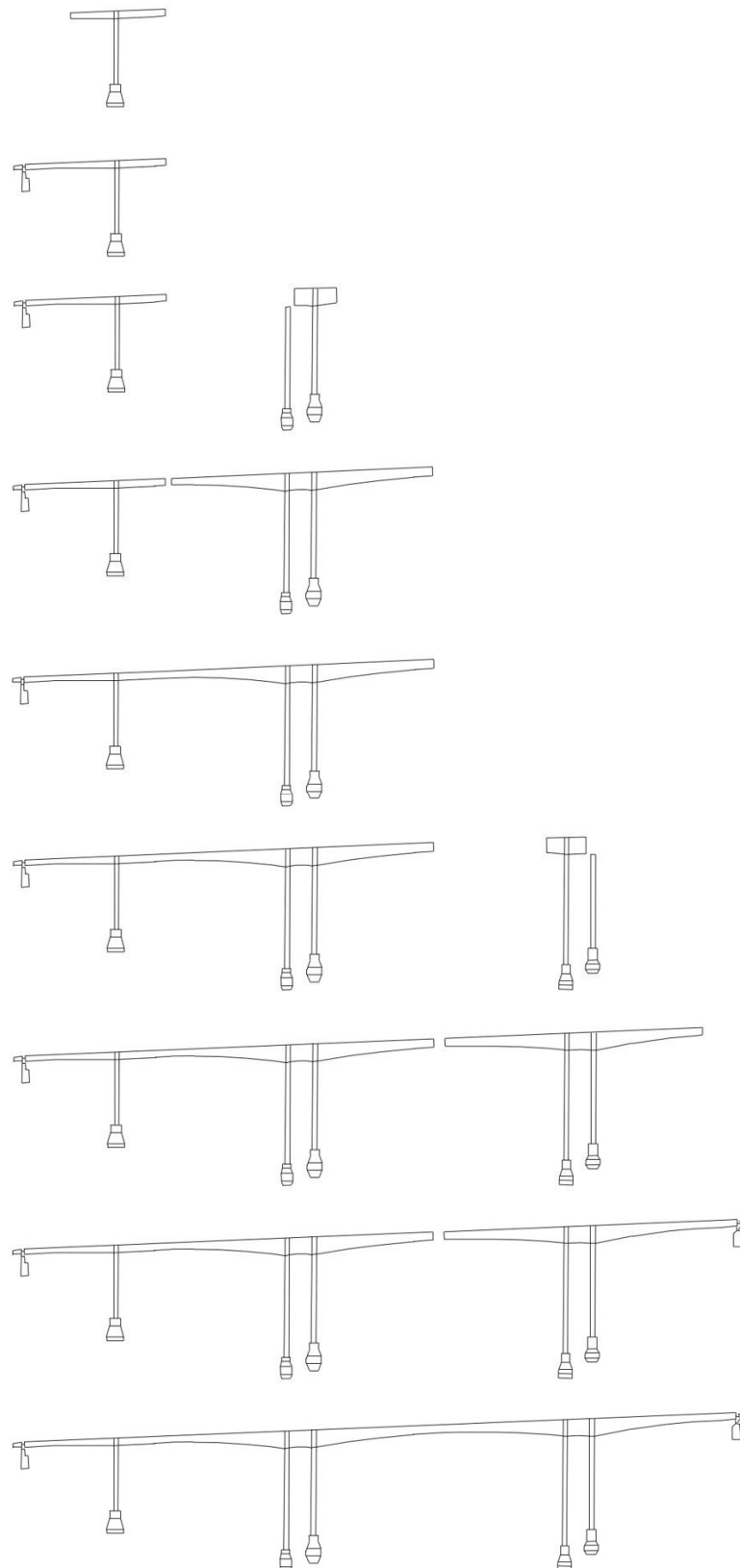


Bild 34: Freivorbau Herstellungsprinzip

Die zeitliche Abfolge der Herstellung des Überbaus und die entsprechenden Lastfälle sind wie folgt berücksichtigt:

Tage	Bauabschnitt	Lastfall
1. Tag	Herstellung Pfeiler 20-1 + Überbau BA 20-1	LF 1051-1053 (G + P + K/S)
7. Tag	Herstellung Überbau BA 20-2	LF 1054-1056
14. Tag	Herstellung Überbau BA 20-3	LF 1057-1059
21. Tag	Herstellung Überbau BA 20-4	LF 1060-1062
28. Tag	Herstellung Überbau BA 20-5	LF 1063-1065
35. Tag	Herstellung Überbau BA 20-6	LF 1066-1068
42. Tag	Herstellung Überbau BA 20-7	LF 1069-1071
49. Tag	Herstellung Überbau BA 20-8	LF 1072-1074
56. Tag	Herstellung Überbau BA 20-9	LF 1075-1077
63. Tag	Herstellung Überbau BA 20-10	LF 1078-1080
70. Tag	Herstellung Überbau BA 20-11	LF 1081-1083
77. Tag	Herstellung Schließen S1	LF 1084
70. Tag	Herstellung Pfeiler 40-1 + Überbau BA 40-1	LF 1085-1087
77. Tag	Herstellung Überbau BA 40-2	LF 1088-1090
84. Tag	Herstellung Überbau BA 40-3	LF 1091-1093
91. Tag	Herstellung Überbau BA 40-4	LF 1094-1096
98. Tag	Herstellung Überbau BA 40-5	LF 1097-1099
105. Tag	Herstellung Überbau BA 40-6	LF 1100-1102
112. Tag	Herstellung Überbau BA 40-7	LF 1103-1105
119. Tag	Herstellung Überbau BA 40-8	LF 1106-1108
126. Tag	Herstellung Überbau BA 40-9	LF 1109-1111
133. Tag	Herstellung Überbau BA 40-10	LF 1112-1114
140. Tag	Herstellung Überbau BA 40-11	LF 1115-1117
147. Tag	Herstellung Überbau BA 40-12	LF 1118-1120
154. Tag	Herstellung Überbau BA 40-13	LF 1121-1123
161. Tag	Herstellung Überbau BA 40-14	LF 1124-1126
168. Tag	Herstellung Überbau BA 40-15	LF 1127-1129

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TŪ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

175. Tag	Herstellung Überbau BA 40-16	LF 1130-1132
182. Tag	Herstellung Überbau BA 40-17	LF 1133-1135
189. Tag	Herstellung Überbau BA 40-18	LF 1136-1138
196. Tag	Herstellung Überbau BA 40-19	LF 1139-1141
203. Tag	Herstellung Überbau BA 40-20	LF 1142-1144
210. Tag	Herstellung Überbau BA 40-21	LF 1145-1147
217. Tag	Herstellung Überbau BA 40-22	LF 1148-1150
224. Tag	Herstellung Überbau BA 40-23	LF 1151-1153
231. Tag	Herstellung Überbau BA 40-24	LF 1154-1156
238. Tag	Herstellung Überbau BA 40-25	LF 1157-1159
245. Tag	Herstellung Überbau BA 40-26	LF 1160-1162
252. Tag	Herstellung Überbau BA 40-27	LF 1163-1165
259. Tag	Herstellung Überbau BA 40-28	LF 1166-1168
266. Tag	Herstellung Überbau BA 40-29	LF 1169-1171
273. Tag	Herstellung Überbau BA 40-30	LF 1172-1174
280. Tag	Herstellung Überbau BA 40-31	LF 1175-1177
287. Tag	Herstellung Überbau BA 40-32	LF 1178-1180
294. Tag	Herstellung Überbau BA 40-33	LF 1181-1183
301. Tag	Herstellung Schließen S2	LF 1184-1186
308. Tag	Herstellung Überbau BA 40-35	LF 1187-1189
315. Tag	Herstellung Überbau BA 40-36	LF 1190-1192
308. Tag	Herstellung Pfeiler 50-1 + Überbau BA 50-1	LF 1194-1196
315. Tag	Herstellung Überbau BA 50-2	LF 1197-1199
322. Tag	Herstellung Überbau BA 50-3	LF 1200-1202
329. Tag	Herstellung Überbau BA 50-4	LF 1203-1205
336. Tag	Herstellung Überbau BA 50-5	LF 1206-1208
343. Tag	Herstellung Überbau BA 50-6	LF 1209-1211
350. Tag	Herstellung Überbau BA 50-7	LF 1212-1214
357. Tag	Herstellung Überbau BA 50-8	LF 1215-1217

363. Tag	Herstellung Überbau BA 50-9	LF 1218-1220
370. Tag	Herstellung Überbau BA 50-10	LF 1221-1223
377. Tag	Herstellung Überbau BA 50-11	LF 1224-1226
384. Tag	Herstellung Überbau BA 50-12	LF 1227-1229
391. Tag	Herstellung Überbau BA 50-13	LF 1230-1232
398. Tag	Herstellung Überbau BA 50-14	LF 1233-1235
405. Tag	Herstellung Überbau BA 50-15	LF 1236-1238
412. Tag	Herstellung Überbau BA 50-16	LF 1239-1241
419. Tag	Herstellung Überbau BA 50-17	LF 1242-1244
426. Tag	Herstellung Überbau BA 50-18	LF 1245-1247
433. Tag	Herstellung Überbau BA 50-19	LF 1248-1250
440. Tag	Herstellung Überbau BA 50-20	LF 1251-1253
447. Tag	Herstellung Überbau BA 50-21	LF 1254-1256
454. Tag	Herstellung Überbau BA 50-22	LF 1257-1259
461. Tag	Herstellung Überbau BA 50-23	LF 1260-1262
468. Tag	Herstellung Überbau BA 50-24	LF 1263-1265
475. Tag	Herstellung Überbau BA 50-25	LF 1266-1268
482. Tag	Herstellung Überbau BA 50-26	LF 1269-1271
489. Tag	Herstellung Überbau BA 50-27	LF 1272-1274
496. Tag	Herstellung Überbau BA 50-28	LF 1275-1277
503. Tag	Herstellung Überbau BA 50-29	LF 1278-1280
510. Tag	Herstellung Überbau BA 50-30	LF 1281-1283
517. Tag	Herstellung Überbau BA 50-31	LF 1284-1286
524. Tag	Herstellung Überbau BA 50-32	LF 1287-1289
531. Tag	Herstellung Überbau BA 50-33	LF 1290-1292
538. Tag	Herstellung Schließen S4	LF 1293-1295
545. Tag	Herstellung Überbau BA 50-35	LF 1296-1298
552. Tag	Herstellung Überbau BA 50-36	LF 1299-1301
559. Tag	Herstellung Schließen S3	LF 1302-1304

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

Der gesamte Bauablauf wird im Sofistik mit insgesamt 85 Bauzuständen erfasst. Während der Bauzeit ist diese Brücke in 5 unabhängige Systeme verteilt. Vom vorweg gebauten Hammerkopf werden nach beiden Seiten die Freivorbauabschnitte errichtet, so dass im Bauzustand annähernd ausgewogene Waagebalken entstehen.

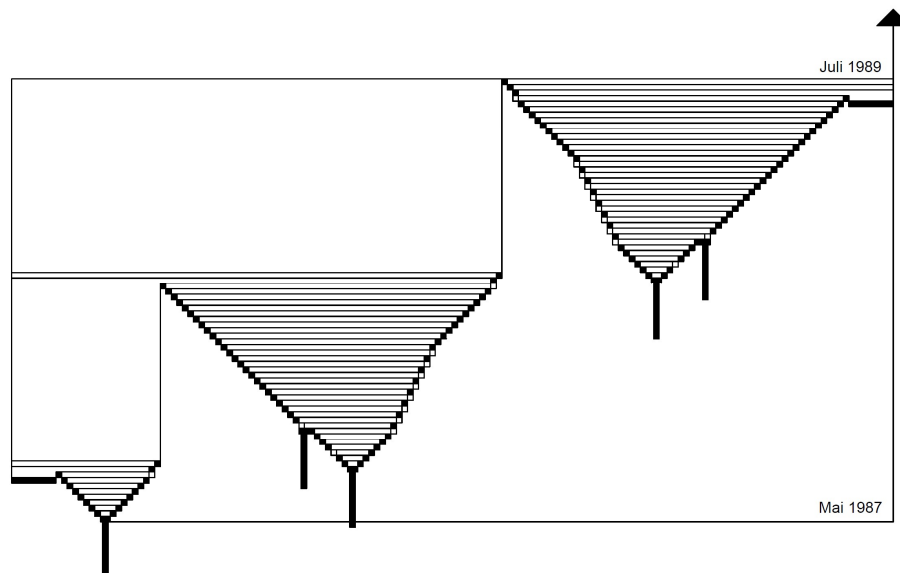


Bild 35: Zeitliche Abfolge der Bauzustände

In Bild 36 ist die zeitliche Abfolge der 3 Hauptbauzustände dargestellt. Bei der Bestimmung von Kriech- und Schwindwerte ist natürlich auch der Zeitunterschied zu beachten. Bauabschnitt BA2 ist etwa sechs Monate nach BA1 erstellt worden und dass ist beim Koppeln durch das Schlußstück S2 berücksichtigt. BA2 ist etwa zehn Monate jünger als BA3 und dass ist beim Koppeln durch das Schlußstück S3 berücksichtigt.

4.3.3 EINWIRKUNGEN

Einwirkungskombination

Für den Nachweis von Langzeitverformungen infolge z.B. Kriechen und Schwinden ist die Einwirkung nach Quasi-Ständige Einwirkungskombination relevant.

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Tabelle 1: Gewählte Kombinationsbeiwerte für die Bemessung im SLS in Brückenlängsrichtung

EW-Kombination	Eigengewicht	Verkehr
Quasi-Ständig	1,0	0,2

Lasten

Eigengewicht

Das Eigengewicht des Überbaus ist entsprechend den Querschnittsabmessungen mit einem spezifischen Gewicht ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) angesetzt.

Ausbaulast

Die Ausbaulast besteht aus: Belag 11 cm, Kappeneigengewicht, Geländer und Schutzplanke:

- Belag 11 cm ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) + Mehreinbau $0,5 \text{ kN/m}^2$: $(25 \cdot 0,11 + 0,5) \cdot 10 \cdot 2 = 65,00 \text{ kN/m}$
- Kappen: $25 \cdot 0,46 \cdot 2 + 25 \cdot 0,6 = 38,00 \text{ kN/m}$
- Geländer: $1 \cdot 2 = 2,00 \text{ kN/m}$
- Schutzplanke: $1 \cdot 2 \cdot 2 = 4,00 \text{ kN/m}$

Verkehrslast

Die Verkehrslast ist für die Langzeitverformungsberechnung als Quasi-Verkehrslast angenommen. Diese Last ist als Flächenlast angenommen und ist mit dem $\Psi = 0,2$ Faktor multipliziert.

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

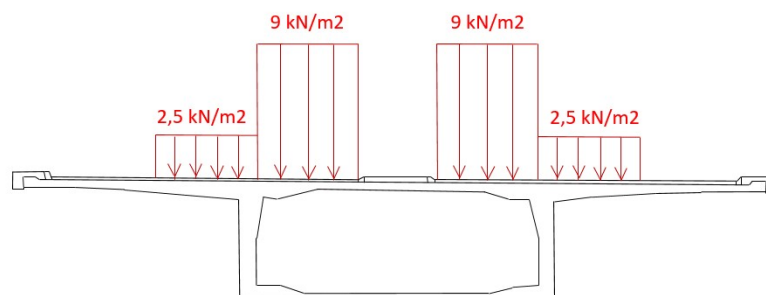


Bild 36: Verkehrslast - Laststellung

Stellung	Breite	q_{ik} [kN/m ²]
Fahrstreifen 1	3,5 m	9,0
Fahrstreifen 2	3,5 m	2,5
Fahrstreifen 3	3,5 m	0

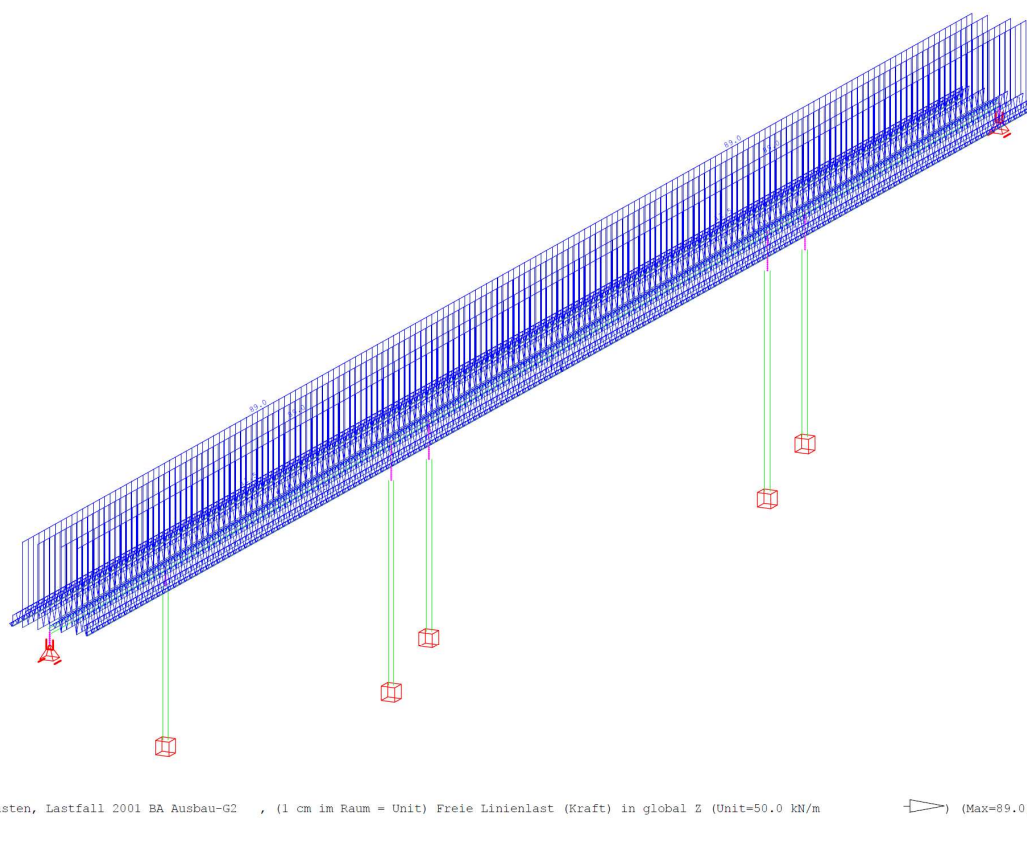


Bild 37: Verkehrslast

4.3.4 ERGEBNISSE DER FE-MODELLING

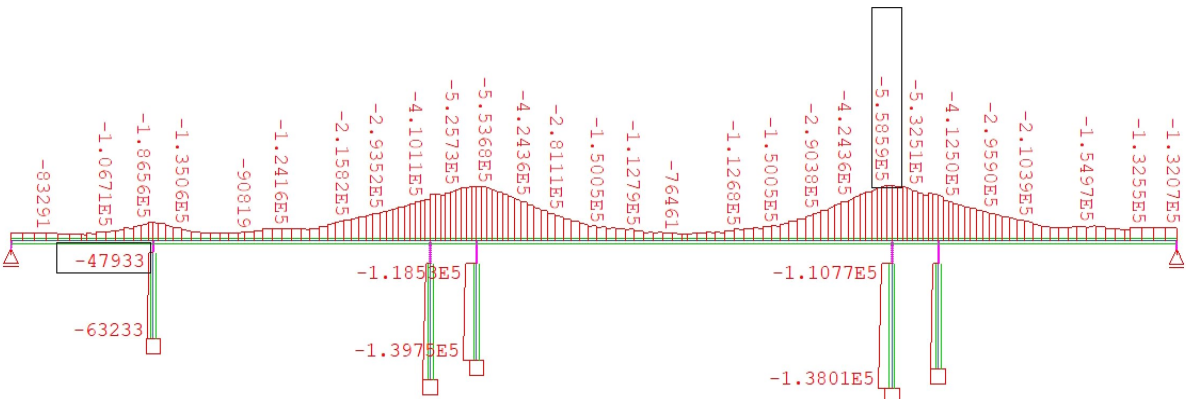


Bild 38: Normalkräfte N_x [kN] – LF Ausbau K+S nach EC 2 [1]

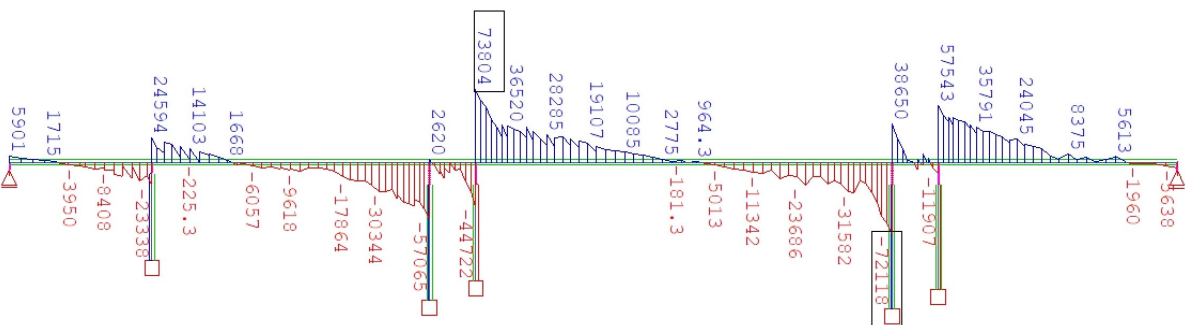


Bild 39: Querkraft V_z [kN] - LF Ausbau K+S nach EC 2 [1]

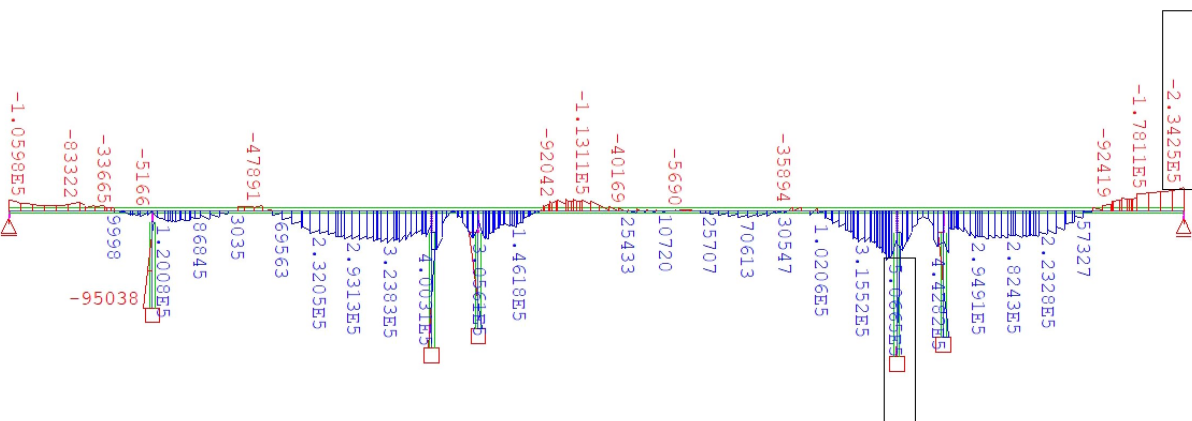


Bild 40: Momentenverlauf M_y [kNm] – LF Ausbau K+S nach EC 2 [1]

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

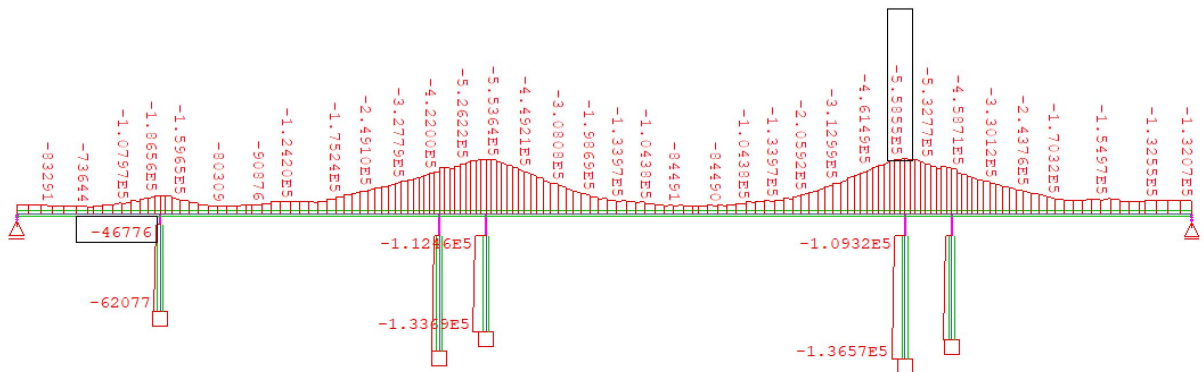


Bild 41: Normalkraft N_x [kN] – LF Ausbau K+S nach MC10 [2]

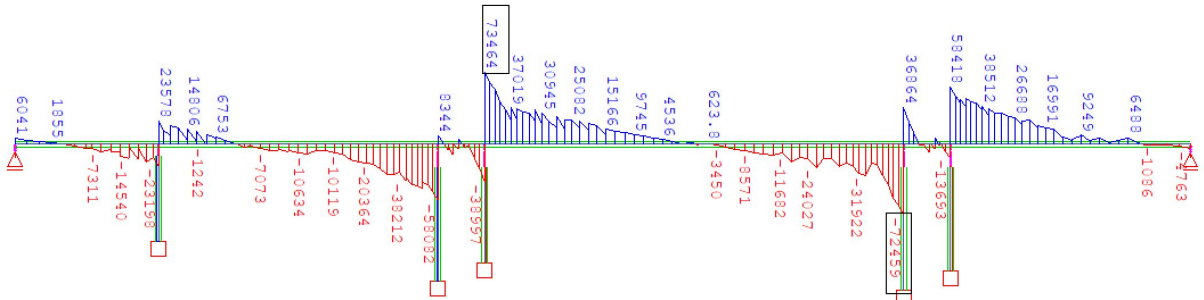


Bild 42: Querkraft V_z [kN] - LF Ausbau K+S nach MC10 [2]

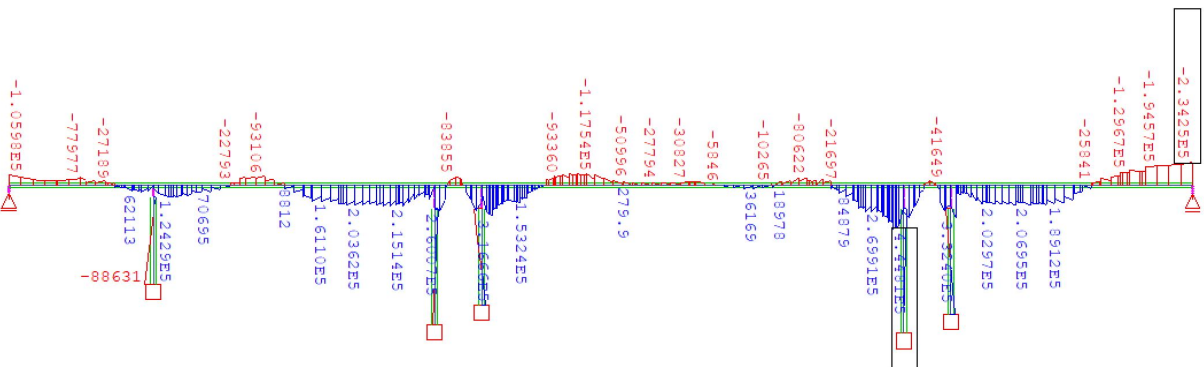


Bild 43: Momentenverlauf M_y [kNm] – LF Ausbau K+S nach MC10 [2]

In den folgenden Bildern sind Verformungen von Ausbau nach Eurocode 2 [1] bis 100 Jahren dargestellt:

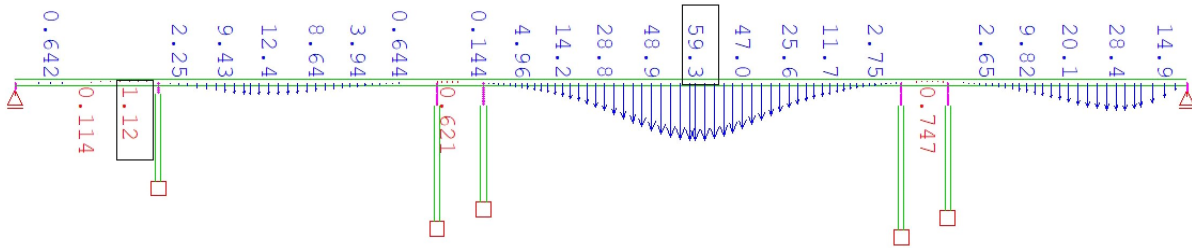


Bild 44: Verformungen – LF Ausbau nach EC2 [1]

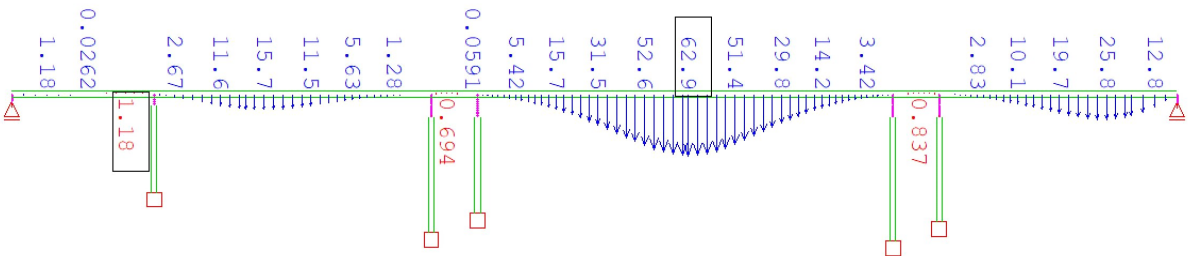


Bild 45: Verformungen – nach 1 Jahr EC2 [1]

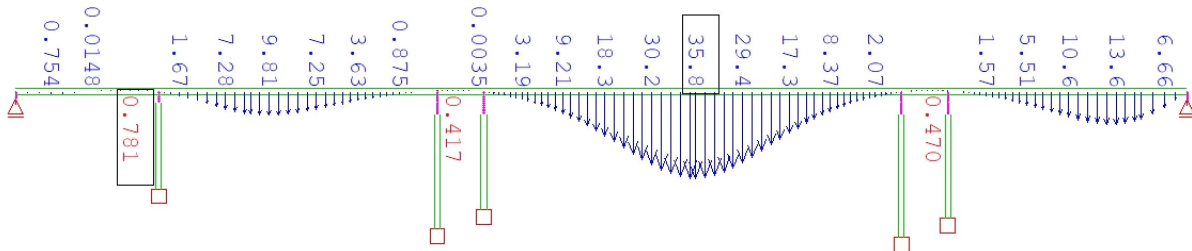


Bild 46: Verformungen – nach 2 Jahren EC2 [1]

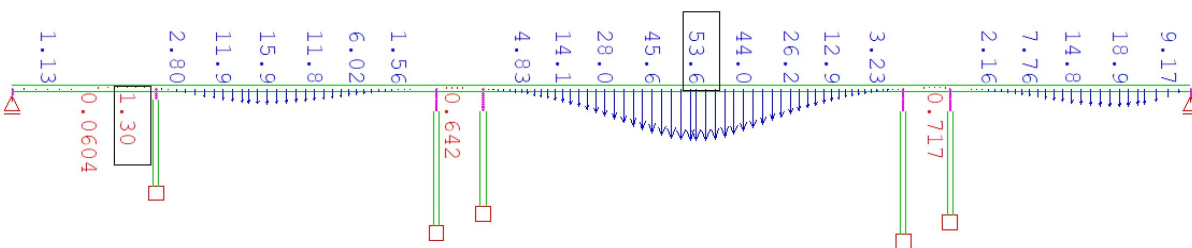


Bild 47: Verformungen – nach 5 Jahren EC2 [1]

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

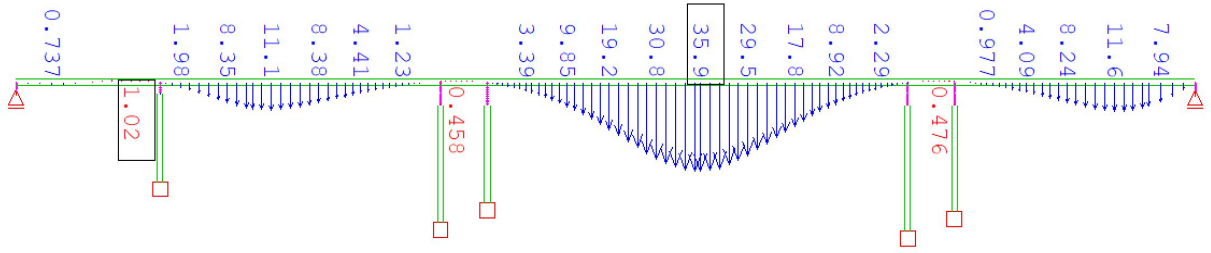


Bild 48: Verformungen – nach 10 Jahren EC2 [I]

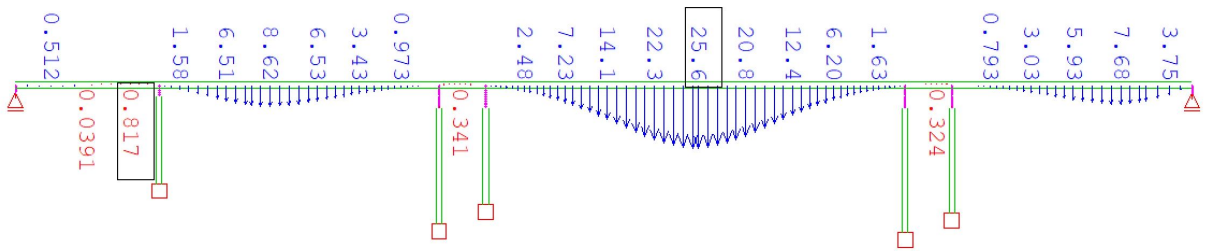


Bild 49: Verformungen – nach 20 Jahren EC2 [I]

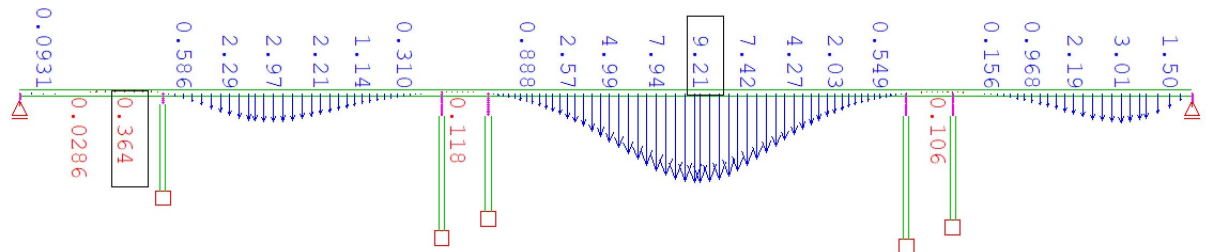


Bild 50: Verformungen – nach 30 Jahren EC2 [I]

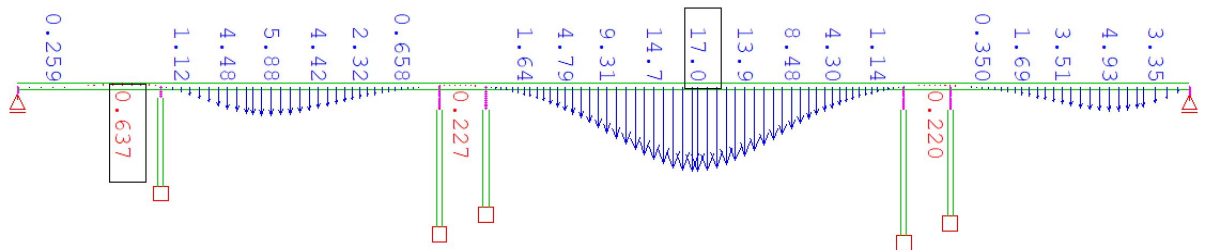


Bild 51: Verformungen – nach 100 Jahren EC2 [I]

Nachfolgend sind die gerechneten Verformungen von Ausbau bis 100 Jahren mit dem Kriechmodell nach Model Code 2010 [2] dargestellt:

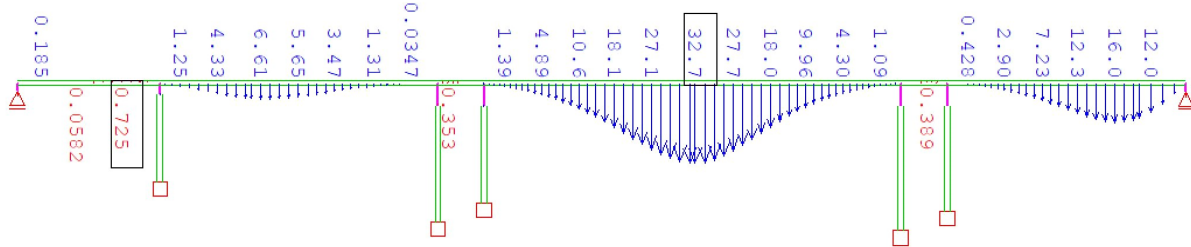


Bild 52: Verformungen – LF Ausbau nach MC10 [2]

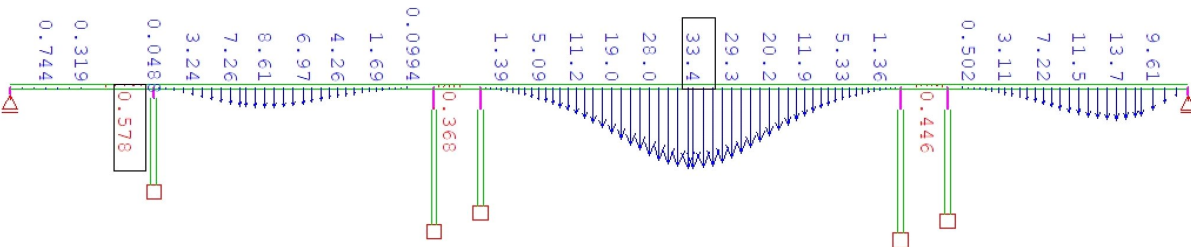


Bild 53: Verformungen – nach 1 Jahr MC10 [2]

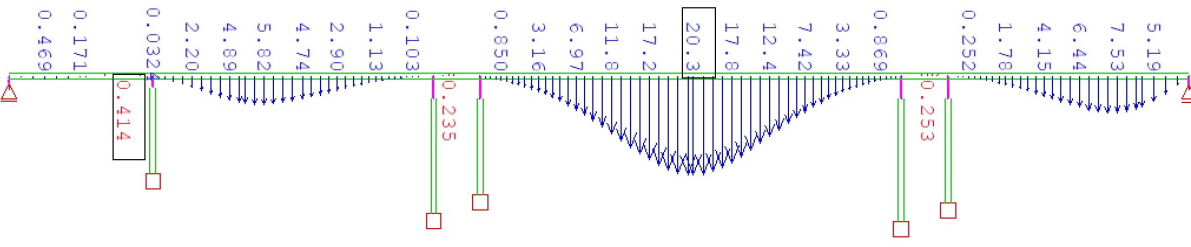


Bild 54: Verformungen – nach 2 Jahren MC10 [2]

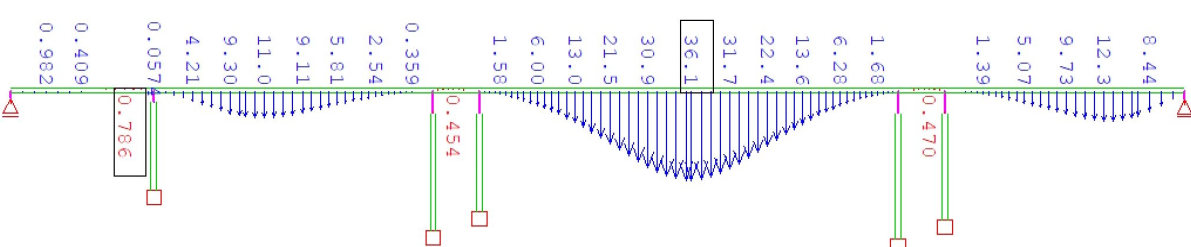


Bild 55: Verformungen – nach 5 Jahren MC10 [2]

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN

– FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Numerische Untersuchung der Langzeitverformungen

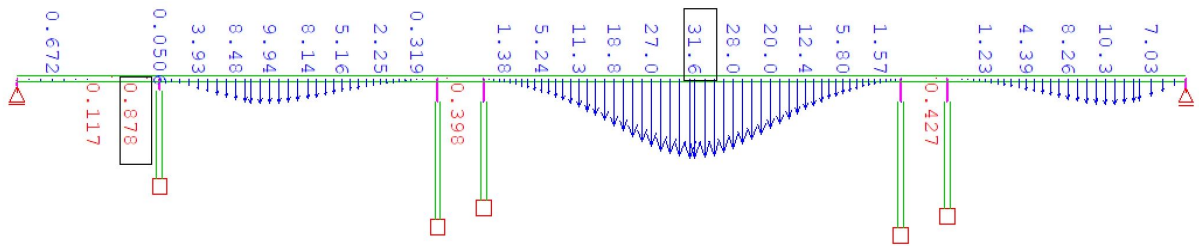


Bild 56: Verformungen – nach 10 Jahren MC10 [2]

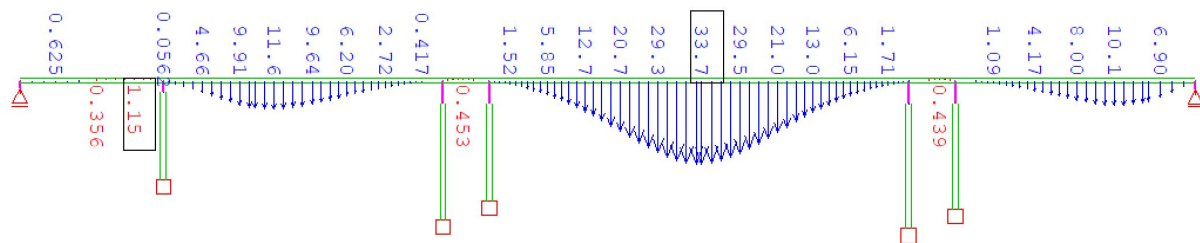


Bild 57: Verformungen – nach 20 Jahren MC10 [2]

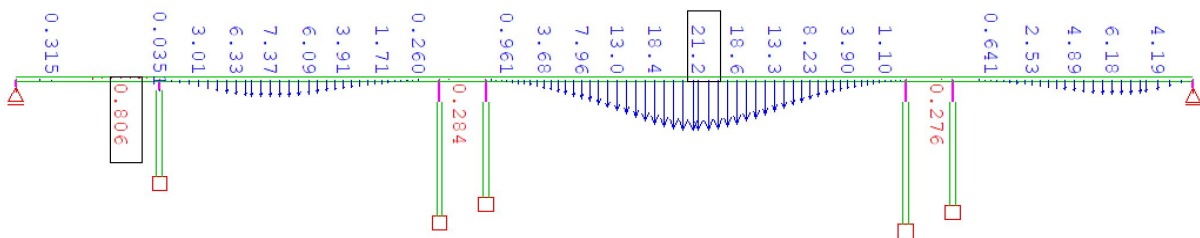


Bild 58: Verformungen – nach 30 Jahren MC10 [2]

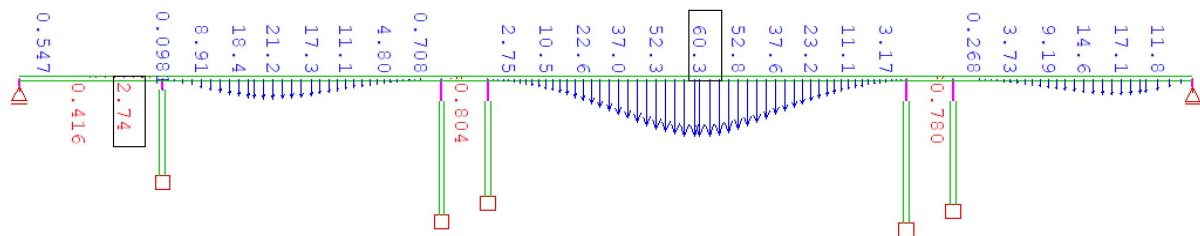


Bild 59: Verformungen – nach 100 Jahren MC10 [2]

4.4 VERGLEICH DER RECHNERISCHEN VERFORMUNGEN MIT DEN MESSWERTEN

Auf dem Bild 61 sind die berechneten Verformungen in der Station des Schlußstücks S3 von Ausbau bis 100 Jahren dargestellt. Rechnerische Verformungen wurden entsprechend Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2] gerechnet für Luftfeuchte $RH = 80\%$, das Alter des Betons bei Einwirkungsbeginn $t_0 = 1$ Tag und die Festigkeitsklasse C40/50.

Von Ausbau bis 10 Jahren nimmt die Verformung nach Eurocode 2 [1] im Durschnitt mit 21,3 mm pro Jahr zu, nach Model Code 2010 [2] aber etwas weniger, mit 12,3 mm pro Jahr. Im Zeitfenster von 10 bis 20 Jahren nimmt die Verformung schon nach beiden Vorhersagenmodelle weniger zu, im Durschnitt mit 2,6 mm pro Jahr nach EC2 und etwas mehr, mit 3,4 mm pro Jahr nach MC 2010. Vom Jahr 20 bis zum Jahr 30 beträgt dieser Wert nach EC2 1,0 mm und nach MC 2010 beträgt sie 2,1 mm. Im Zeitraum von 30 bis 100 Jahren sinkt der Wert der erwarteten Verformungen zur 0,3 mm pro Jahr nach EC2 und nach MC 2010 auf 0,85 mm. Die erwartete Langzeitverformung in Schlußstück S3 beträgt 300,6 mm nach EC2 und 269 mm nach MC 2010. Mit einer Spannweite des Hauptfelds, die 250 m beträgt und einer Verformung in der Mitte der Spannweite, kann ein Verhältnis der Verformungen gegenüber der Spannweite bestimmt werden. Das Verhältnis bei der Verformung nach EC2 beträgt $1/832$ und bei der Verformung nach MC 2010 beträgt es $1/929$. Daraus kann geschlossen werden, dass die Verformung in der Mitte der Hauptspannweite gering ist.

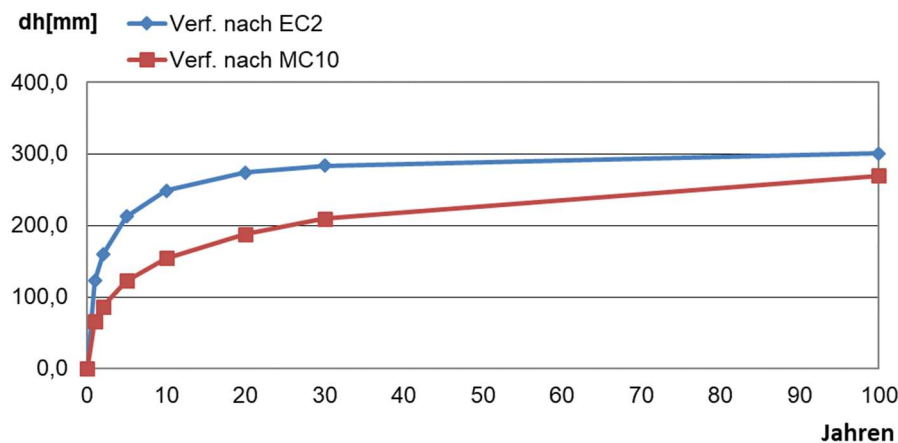


Bild 60: Erwartete Verformungen des Schlußstücks S3 von Ausbau bis 100 Jahren

Die Verformungsentwicklung ist nach EC2 am Anfang schneller als die nach MC 2010 und erreicht mehr oder weniger den Endwert in ersten 30 Jahren. Auf der anderen Seite ist die Verformungsentwicklung nach MC 2010 langsamer, nimmt aber auch nach 30 Jahren etwas mehr zu, und erreicht keinen Endwert.

Erwartete Verformungen wurden für einen Zeitraum von 100 Jahren bestimmt, was der geplanten Nutzungsdauer einer Brücke entspricht. Die Nutzungsdauer von 100 Jahren für eine Brücke ist die geplante Nutzungsdauer nach EN 1990.

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Vergleich der rechnerischen Verformungen mit den Messwerten

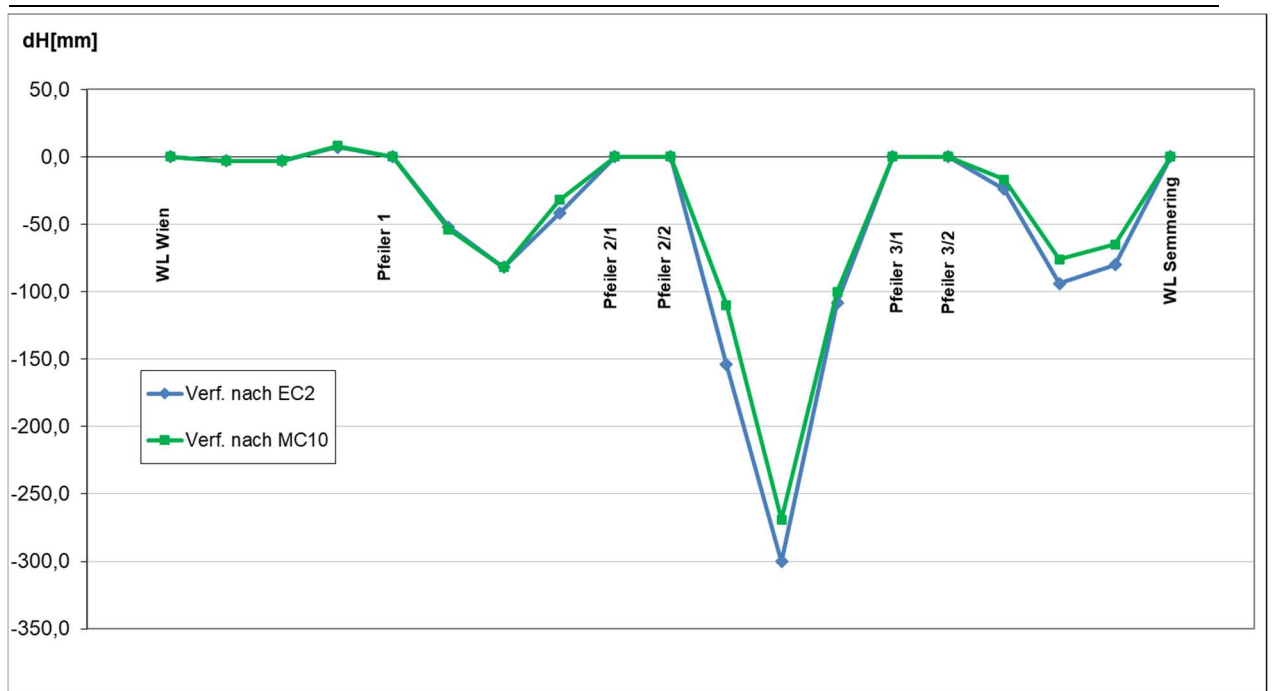


Bild 61: Erwartete Verformungen in 100 Jahren

Ein Vergleich der Messdaten mit berechneten Verformungen wurde für folgende Zeitpunkte gestellt:

- ca. 2 Jahre nach Ausbau
- ca. 10 Jahren nach Ausbau
- ca. 20 Jahren nach Ausbau
- ca. 30 Jahren nach Ausbau

Die Zeitpunkte für den Vergleich werden von den vorhandenen Messdaten bestimmt.

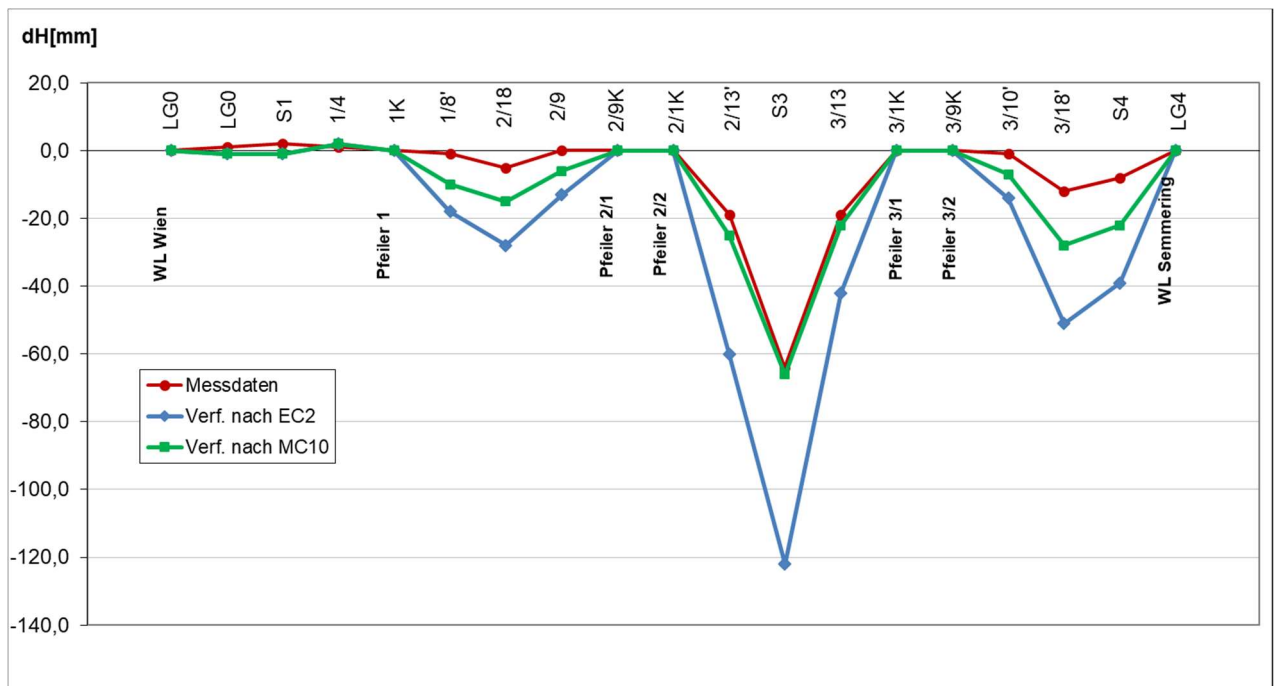


Bild 62: Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 2 Jahren

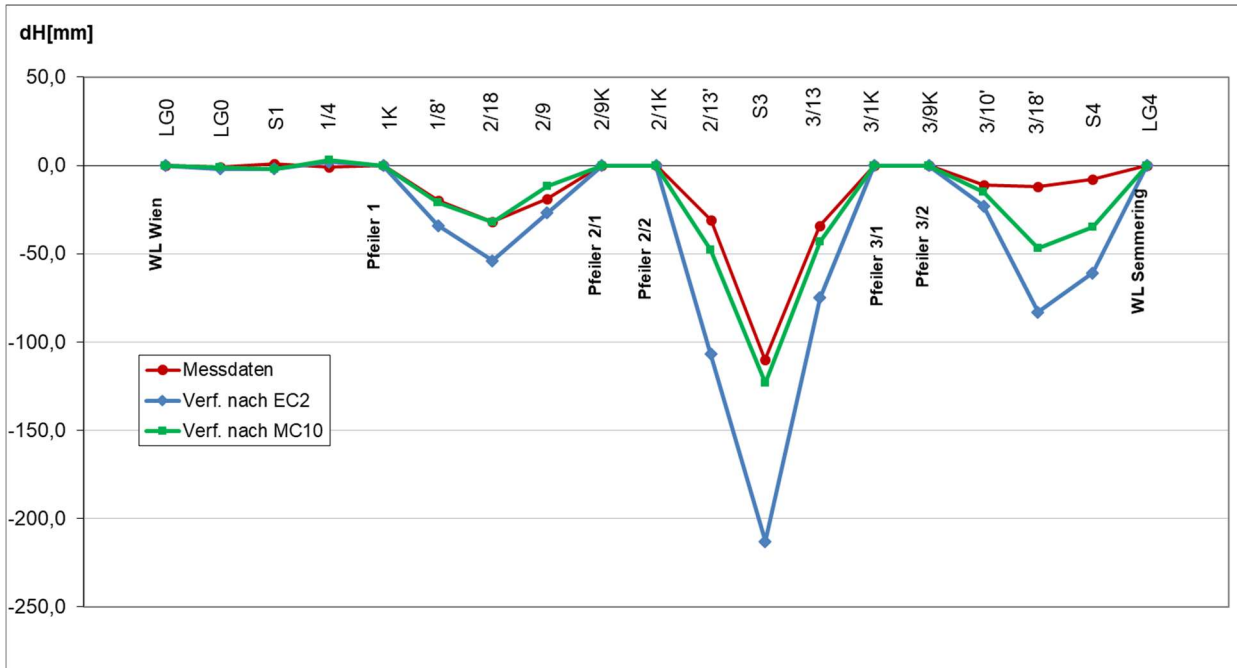


Bild 63: Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 10 Jahren

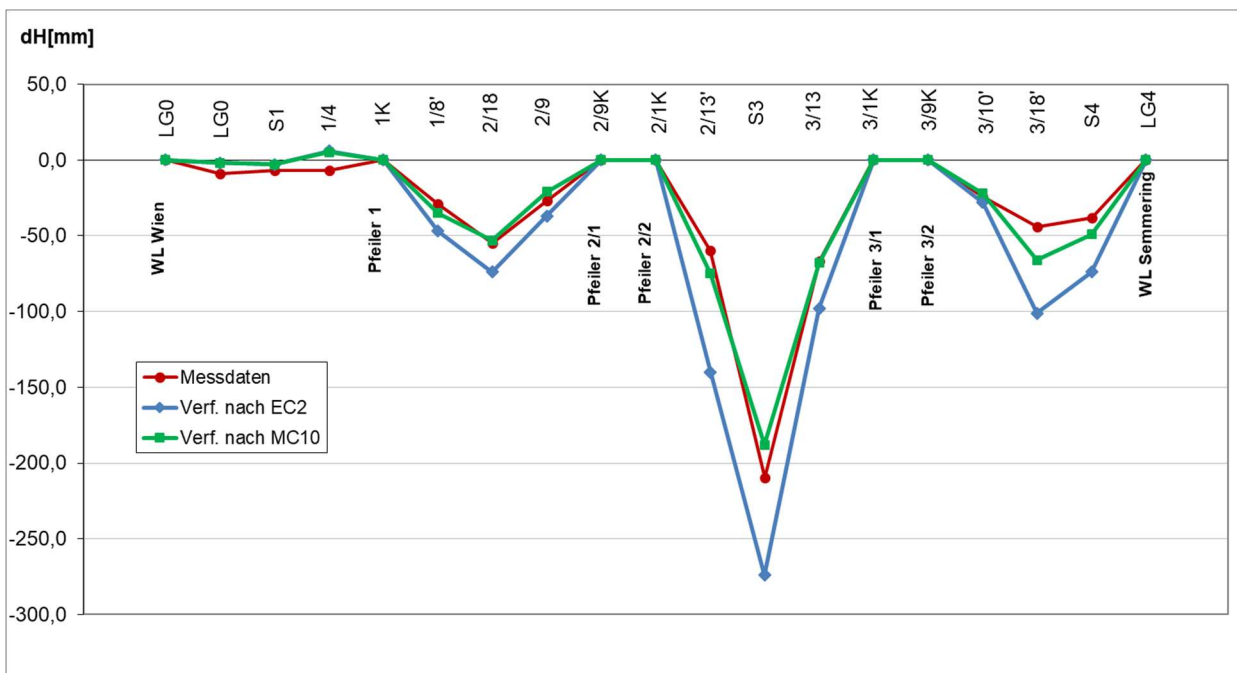


Bild 64: Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 20 Jahren

4 ERMITTLUNG DER LANGZEITVERFORMUNG VON FREIVORBAUBRÜCKEN – FALLSTUDIE TÜ SHOTTWIEN

Vergleich der rechnerischen Verformungen mit den Messwerten

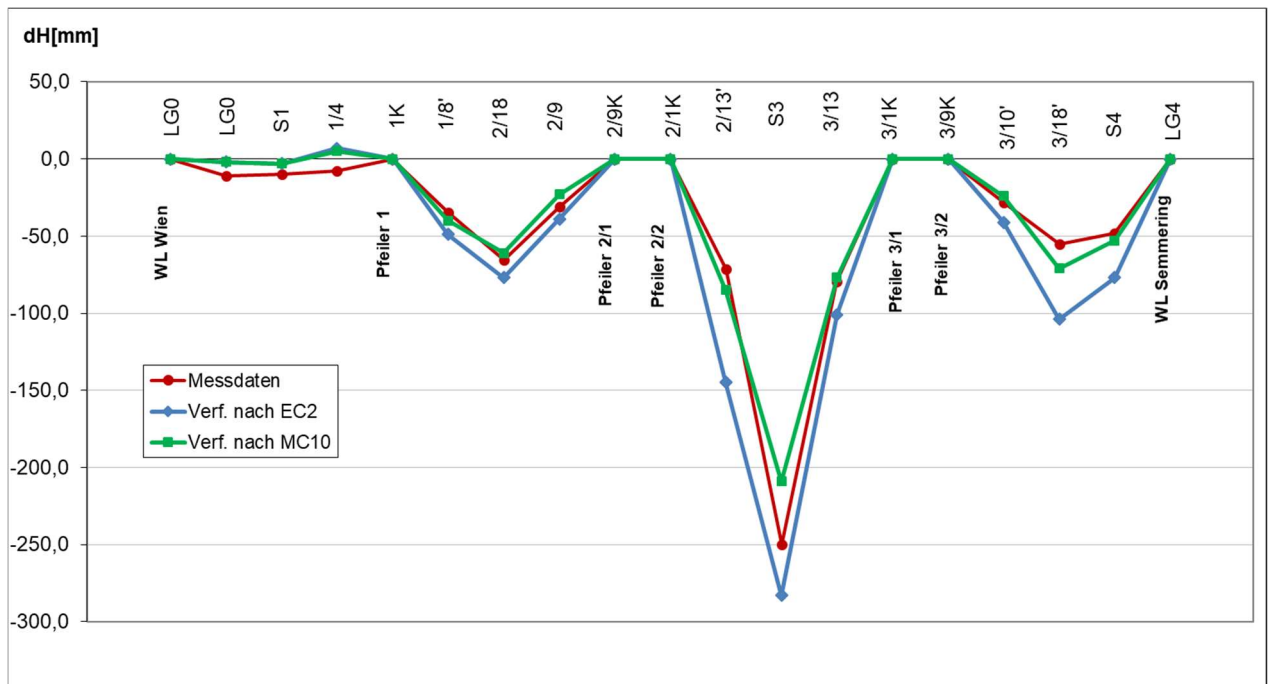


Bild 65: Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 30 Jahren

Nach 30 Jahren Nutzungsdauer beträgt das Verhältnis der Verformungen gegenüber der Spannweite laut Messdaten $1/1000$, laut EC2 $1/883$ und laut MC10 beträgt das Verhältnis $1/1196$. Diese Werte erfüllen das Kriterium der Gebrauchstauglichkeit nach EC2.

Die Messdaten wurden für den Vergleich mit gerechneten Verformungen angepasst, sodass Messdaten im Bereich der Pfeiler zur Nullstellen verschoben sind. Die Setzungen der Pfeiler wurden vernachlässigt.

Aus den Vergleichen ist deutlich zu erkennen, dass berechnete Verformungen und Messdaten nach mehreren Jahren zunehmend ähnliche Werte aufweisen.

Im Zeitraum ersten 10 Jahren nach dem Ausbau sind Messwerten deutlich kleiner als berechnete Verformungswerten nach Eurocode 2 [1], sie sind aber sehr ähnlich zur berechneten Verformungen nach Model Code 2010 [2]. Nach ca. 15 Jahren nähern sich die Messwerte zu berechneten Werten und liegen im Bereich zwischen berechneten Werten nach Eurocode 2 [1] und Model Code 2010 [2].

In folgendem Diagramm sind die berechneten Verformungen zusammen mit Messwerten der Station S3 im Zeitraum von Ausbau bis April 2017 dargestellt.

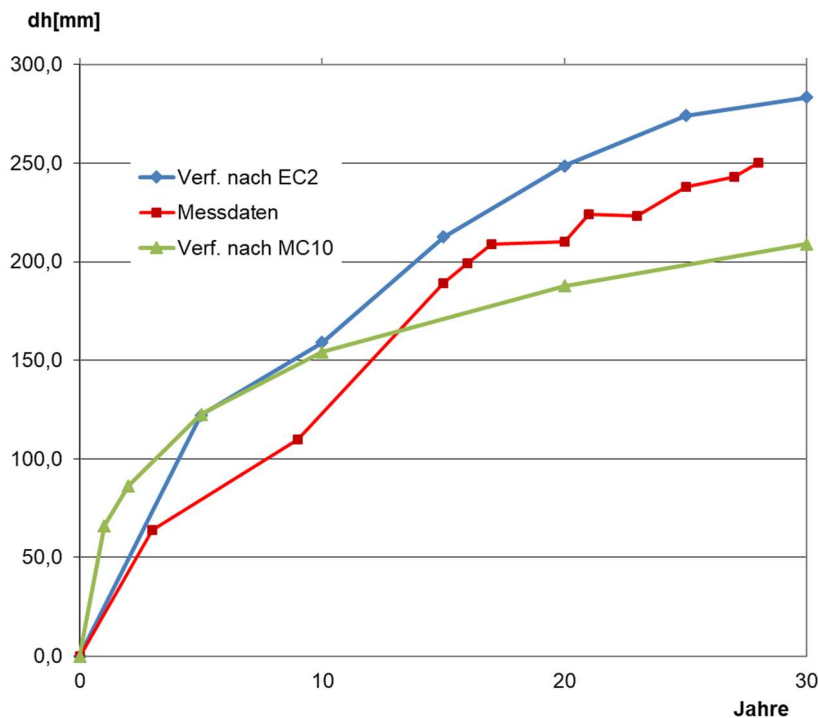


Bild 66: Verformung des Schlußstücks S3 von Ausbau bis 30 Jahren - Vergleich mit Messdaten

Ersten Jahren sind die gemessenen Verformungen kleiner als die gerechneten Werte, sowohl nach Eurocode 2 [1] als auch nach Model Code [2]. Nach ungefähr ca. 13 Jahren nähern sich die Werte von gemessenen Verformungen zu berechneten Verformungen nach MC 2010 und anschließend überschreiten sie die gemessenen Werte. Nach 30 Jahren gibt es Tendenz, dass die Messwerte die erwarteten Verformungen nach EC2 ebenfalls überschreiten. Deswegen sind die Höhenkontrollmessungen des Tragwerks in der Zukunft von großer Bedeutung. Im Fall eines größeren Abweichens sollten Sanierungsmaßnahmen unternommen werden.

Es kann ebenfalls angenommen werden, dass das FE-Model eine gute Vorhersage der Langzeitverformungen bei den Freivorbaubrücken liefern kann. Das ist von großer Bedeutung für die Planung von Freivorbaubrücken.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

5.1 ZUSAMMENFASSUNG

Diese Masterarbeit beschäftigt sich mit den Langzeitverformungen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation bei den Freivorbaubridgen. Im Rahmen einer Literaturstudie wurden Besonderheiten des Freivorbaus und Verformungszustände der bestehenden Brücken dieser Art analysiert. Dabei wurden verschiedene normative Vorhersagemodelle für Kriechen, Schwinden und Relaxation zugrunde gelegt und die Verformung an verschiedenen Schnitten am konkreten Beispiel der Talübergang Schottwien für alle Bauzustände sowie im Nutzungsraum ermittelt.

Der Wechsel des statischen Systems nach dem Lückenschluss vom statisch bestimmten zu statisch unbestimmten System führt zur Verringerung des negativen Momentes im Stützbereich und folglich zur langsamer Verformungszunahme in Feldmitte. Die Messwerte an bestehenden Bauwerken haben aber gezeigt, dass die Verformungen nach 20 Jahren von der Verkehrsübergabe bei mehreren Freivorbaubridgen noch keinen Endwert erreichen, sondern die sogenannten Langzeitverformungen noch deutlich zunehmen.

Im Rahmen dieser Masterarbeit wurde ein Vergleich verschiedener Kriech- und Schwindmodelle gestellt und deren Auswirkungen auf die Langzeitverformung untersucht, wobei die Langzeitverformungen am konkreten Beispiel von Talübergang Schottwien ermittelt wurden.

Der Vergleich der gerechneten Verformungen mit Messdaten zeigt ausreichende Übereinstimmung zwischen den Rechen- und Messwerten. In dieser Arbeit gewählte Vorgehensweise kann für die Ermittlung der Langzeitverformung in Freivorbaubridgen deshalb verwendet werden.

5.2 AUSBLICK

Die Ergebnisse in dieser Masterarbeit dienen der Bewertung des Rechenmodells und der Vorgehensweise. Weitere Untersuchungen sollten zu einem Maßnahmenkatalog für die Erhaltung bestehender Freivorbaubridgen führen. Für den Entwurf und die Bemessung neuer Bauwerke sollte ein Leitfadens erstellt worden sein. So könnte sich der Freivorbau weiterentwickeln und eine Lücke in der Planung geschlossen werden.

ANHANG A VERZEICHNISSE

A-1 Literaturverzeichnis

- [1] EN 1992-1-1 (2011) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011-12-01
- [2] Model Code (2010) fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013-10
- [3] RILEM draft recommendation (2015): TC-242-MDC multi-decade creep and shrinkage of concrete material model and structural analysis, 2014-12-2
- [4] Nguyen V. T., Reichel M., Fischer M. (2015) Berechnung und Bemessung von Betonbrücken, Ernst & Sohn
- [5] Menn C. (1990) Prestressed Concrete Bridges, Birkhäuser Verlag
- [6] Mehlhorn, G., Curbach, M. (2015). Handbuch Brücken Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH.
- [7] Girmscheid G. (2012) Bauverfahren des Brückenbaus, Eigenverlag des IBI an der ETH Zürich
- [8] Schneider, K.-J. (2018). Schneider - Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen, Bundesanzeiger Verlag
- [9] Brühwiler E., Menn C. (2003) Stahlbetonbrücken, Springer Verlag
- [10] Kristek.V., Vrablik L. (2008) Serviceability as a significant factor of the bridge life-cycle, Life-Cycle Civil Engineering – Biondini & Frangopol, Taylor & Francis Group, S. 349-354
- [11] Sellin. J-P. u. a. (2015) Delayed deformations of concrete structures: the Savines bridge and the Chevire bridge, Multi-Span Large Bridges, Taylor & Francis Group, S. 871-878
- [12] Vogler O. M. (1989) Der Talübergang Schottwien, Beton- und Stahlbetonbau, Band 84, Heft 4
- [13] Schlaich J., Scheef H. (1982) Betonhohlkastenbrücken, IABSE
- [14] Kotulla B., Gropp M. (1994) Industrielles Bauen: Bauwerke, expert Verlag
- [15] Benaim R. (2008) The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and principles, Taylor & Francis
- [16] Combault J. (2008) Conceptual Design of Bridges, 1st International Symposium on Bridges and Large Structures
- [17] Rombach G. (2010) Spannbetonbau, Ernst & Sohn, 2. Auflage
- [18] Xie J., Wang G. l., Zheng X. H. (2007) Review of Study of Long-term Deflection for Long Span Prestressed Concrete Box-girder Bridge, J. Highway and Transp. Res. Dev., ASCE, 2(2), S. 47-51
- [19] Hedjazi S., Rahai A., Sennah K. (2007) Evaluation of creep effects on the time-dependent deflections and stresses in prestressed concrete bridges, Bridge Structures, 3(2), S. 119-132

- [20] Navratil J., Zich M. (2010) Long-term deflections of long-span bridges, Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction, Taylor & Francis Group, S. 385-390
- [21] Malm R., Sundquist H. (2010) Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges, Engineering Structures 32, S. 1038-1045
- [22] Ates S. (2011) Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages, Applied Mathematical Modelling 35, S. 3809-3820
- [23] Bažant Z. P., Yu Q., Li G. H. (2012) Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms, American Society of Civil Engineers, ASCE, S. 676-696
- [24] Chen D., Yang Y., Liu P. (2015) Analysis of Deflection Problems of Large-span Continuous Rigid Frame Bridge and Prevention Measures, EDP Sciences, MATEC Web of Conferences 22, 04021, S. 1-6
- [25] Huang H., Huang S. S., Pilakoutas K. (2018) Modeling for Assessment of Long-Term Behavior of Prestressed Concrete Box-Girder Bridges, J. Bridge Eng., 23(3): 04018002, S. 1-15
- [26] Pan B., Li G. (2012) Finite Element Simulation of Cantilever Construction Structure, International Conference on Innovations in Electrical and Civil Engineering, S. 181-186
- [27] Vrablik L., Holy M. (2015) Numerical Simulation of the Long-Term Behaviour of Long Span Prestressed Concrete Bridges, Concreep 10, ASCE, S. 733-737
- [28] Bažant Z. P., Yu Q., Li G. H., Klein G. J., Kristek V. (2010) Excessive Deflections of Record-Span Prestressed Box Girder, ACI Concrete International, 32(6), S. 44-52
- [29] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e3/Schottwien_1.jpg (01.01.2019)