

# SCHOTTEROBERBAUMODELL FÜR EISENBAHNBRÜCKEN

## Ermittlung der Kennwerte und eines Modelles zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaues auf Brückenschwingungen

### Zusammenfassung der Projektergebnisse

Die Modernisierung des Eisenbahnnetzes mit teilweise Ausbaurückstellungen zu Hochgeschwindigkeitsstrecken kann auch zu Problemen führen. Diese bestehen in auftretenden Resonanzerscheinungen auf Eisenbahnbrücken bei Hochgeschwindigkeitsüberfahrten. Dabei kann eine unzulässige Auflockerung des Schotteroberbaues auftreten, weshalb Grenzwerte für die auftretende vertikale Maximalbeschleunigung normativ festgelegt sind. Aus Vergleichen der Vertikalbeschleunigungen von praktisch gemessenen und theoretisch mit Dämpfungsansätzen laut Norm berechneten Brücken zeigen sich deutlich zu konservativ festgelegte Kennwerte.

Mit dem vorliegenden Projekt wurde ein Beitrag zur Behebung der beschriebenen Diskrepanz geleistet. Dabei wurde eine Versuchsanlage geplant und gebaut, mit deren Hilfe eine detaillierte dynamische Untersuchung der Eigenschaften des Schotteroberbaues im Regelbereich von Eisenbahnbrücken ermöglicht wird (siehe ABB 1). Dabei wird von Schubverformungen zwischen Gleisrost und Schotter ausgegangen, die ursächlich für die Dämpfungswirkung sind. Für die vertikale Anregung der Versuchsanlage wird ein Unwuchterreger verwendet, der auf der Längsachse derselben, an deren vertikal beweglichen Ende positioniert ist. Durch Verwendung verschieden großer Unwuchten können unterschiedlich große Auflagerdrehwinkel (somit Amplituden) erzeugt werden. Es wurden zwei hinsichtlich ihres Alters verschiedene Schotter (neu und alt) untersucht. Der Unterschied der hierbei bezüglich der Dämpfungswirkung festgestellt wurde, ist vernachlässigbar gering. Die Dämpfungswirkung nimmt mit steigender Anregungsfrequenz zu. Bei selber Frequenz ist die Dämpfung relativ gering von der Amplitude abhängig – dominant ist die Frequenzabhängigkeit. Kennwerte für ein mechanisches Modell des Schotteroberbaues konnten ermittelt werden.



ABB 1. Versuchsanlage zur Ermittlung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues mit der Möglichkeit zur Modifikation der Federlager hinsichtlich Position und Steifigkeit zur Abdeckung eines möglichst großen Frequenzbereichs bei den Untersuchungen

### Facts:

- Laufzeit: 07/2013-06/2016
- Forschungseinrichtung: Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbau
- Erhebung und Bewertung des bereits vorliegenden Wissens zum Forschungsgegenstand
- Planung und Bau einer Versuchsanlage zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken
- Durchführung von Versuchen an einem Neu- und einem Altschotteroberbau für verschiedene Anregungsparameter (Frequenz, Auflagerdrehwinkel)
- Ermittlung von dynamischen Kennwerten unter Verwendung der Versuchsergebnisse
- Versuche an bestehenden Brücken mit Schotteroberbau zur Verifikation der Ergebnisse

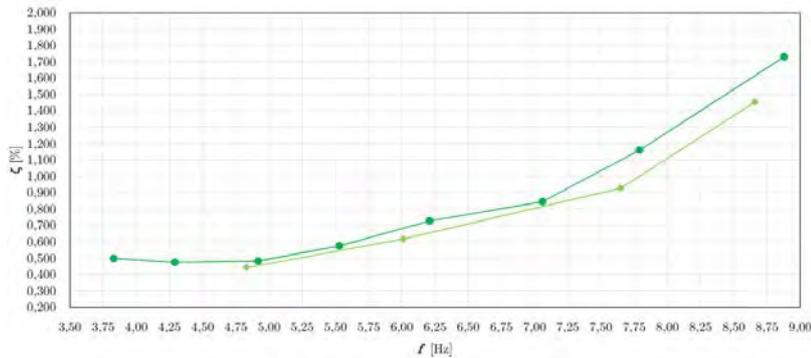


ABB 2. Vergleich von neuem (dunkelgrün) und altem (hellgrün) Schotter bzgl. der Dämpfung im untersuchten Frequenzbereich

## Kurzzusammenfassung

### Problem

Aktuell gültige Normvorgaben für die anzusetzende Dämpfung bei Eisenbahnbrücken sind zu konservativ. Bei der dynamischen Nachrechnung von Bestandsbrücken für neue Zugtypen, kann dies zu falschen Ergebnissen und somit zu einer Ertüchtigung führen, die nicht notwendig und daher unwirtschaftlich ist.

### Gewählte Methodik

Identifikation und Lokalisation der Dämpfungsmechanismen bei Eisenbahnbrücken. Der Fokus liegt dabei auf dem Schotteroberbau. Durch Planung und Bau einer Versuchsanlage zur Bestimmung von dynamischen Kennwerten für den Schotteroberbau soll dieser in mechanischen Modellen abgebildet werden können. Verifikation der Kennwerte und des mechanischen Modelles an Bestandsbrücken durch Vergleich mit Versuchsdaten.

### Ergebnisse

Es konnten dynamische Kennwerte ermittelt werden. Die Untersuchungen zeigten, dass die vermutete verringerte Dämpfungswirkung von Altschotter gegenüber neuem Schotter vernachlässigbar ist (siehe z.B. ABB 2). Außerdem wurde eine Frequenzabhängigkeit der Dämpfungskennwerte festgestellt. Eine Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung ist gering gegenüber der Frequenzabhängigkeit.

### Schlussfolgerungen

Mit dem vorliegenden Forschungsvorhaben konnte ein Teil der Dämpfungsmechanismen bei Eisenbahnbrücken erforscht werden. Es werden weitere Mechanismen vermutet, die es zu untersuchen gilt, um eine komplette mechanische Beschreibung des Systems *Eisenbahnbrücke* zu ermöglichen.

### English Abstract

It is known that the value of damping given by the standard is too conservative. By planning and constructing a test facility the detailed investigation of the dynamic behaviour of ballast substructure has become possible now. Moreover dynamic parameters of the ballast bed were identified. Test data of bridges were used for the verification of these parameters. Indeed further investigations are necessary for a complete mechanic modelling of railway bridges.

## Impressum:

### Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

DI Dr. Johann Horvatits  
Abt. IV/ST 2 Technik und  
Verkehrssicherheit  
johann.horvatits@bmvit.gv.at

DI (FH) Andreas Blust  
Abt. III/14 Mobilitäts- und  
Verkehrstechnologien  
andreas.blust@bmvit.gv.at  
www.bmvit.gv.at

### ÖBB-Infrastruktur AG

Ing. Wolfgang Zottl, ISM  
Streckenmanagement und  
Anlageentwicklung  
Stab LCM und Innovationen  
wolfgang.zottl@oebb.at  
www.oebb.at

### ASFINAG

DI Eva Hackl  
Manager International Relations  
und Innovation  
eva.hackl@asfinag.at

DI (FH) René Moser  
Leiter Strategie, Internationales  
und Innovation  
rene.moser@asfinag.at  
www.asfinag.at

### Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH

DI Dr. Christian Pecharda  
Programtleitung Mobilität  
Sensengasse 1, 1090 Wien  
christian.pecharda@ffg.at  
www.ffg.at

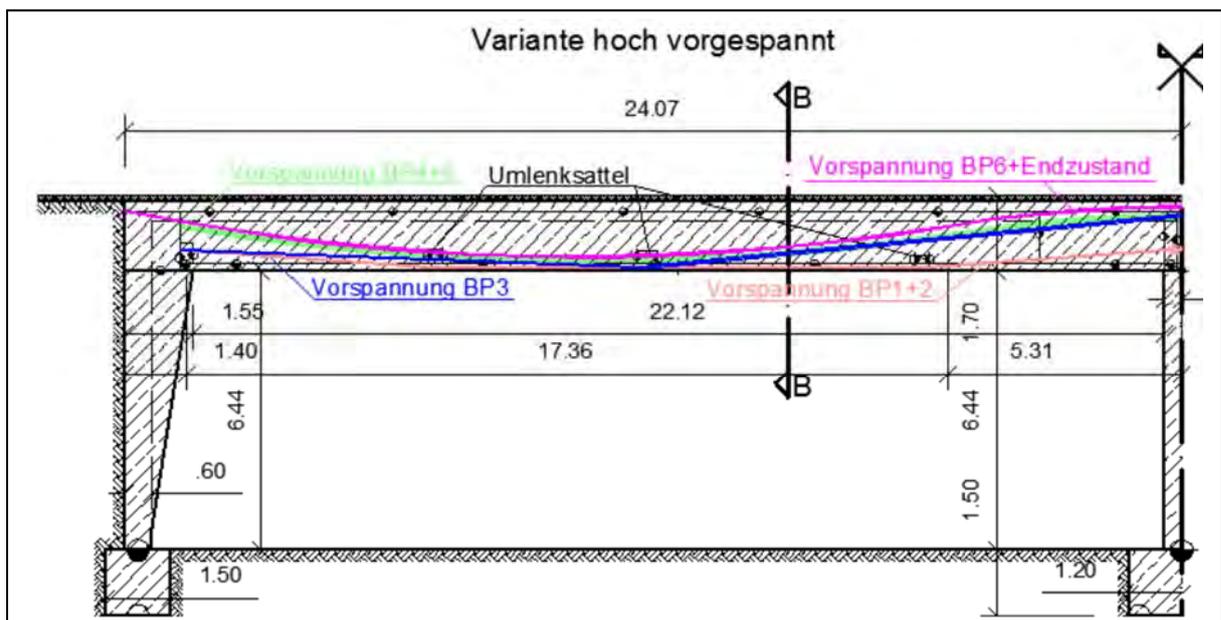
Jänner, 2017

# Integrale Tragsysteme mit dünnwandigen Betonhalb fertigteilen

## Tragsysteme

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung 2013 (VIF2013)

November 2016



## Impressum:

### Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie  
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien  
Radetzkystraße 2  
A - 1030 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs  
Aktiengesellschaft  
Rotenturmstraße 5-9  
A - 1010 Wien



### Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Wien  
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau  
Karlsplatz 13  
A - 1040 Wien



FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH  
Diesterweggasse 3

A – 1140 Wien



### Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH  
Bereich Thematische Programme  
Sensengasse 1  
A – 1090 Wien



# Integrale Tragsysteme mit dünnwandigen Betonhalbfertigteilen Tragsysteme

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
Verkehrsinfrastrukturforschung  
(VIF2013)

**AutorInnen:**

Dipl.-Ing. Sara REICHENBACH  
o.Univ.-Prof. Dr.Ing. Johann KOLLEGGER  
Dipl.-Ing. Ulrich EDER

**Auftraggeber:**

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie  
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

**Auftragnehmer:**

Technische Universität Wien  
Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau

FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH

# INHALT

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b> .....	<b>9</b>
1.1	PROBLEMSTELLUNG .....	9
1.2	ZIELSETZUNG .....	11
1.3	ARBEITSPAKETE .....	12
<b>2</b>	<b>ERFAHRUNGSBERICHTE UND LITERATURSTUDIEN</b> .....	<b>14</b>
2.1	INTEGRALBRÜCKEN .....	15
2.1.1	<i>Vor- und Nachteile</i> .....	17
2.1.1.1	<i>Vorteile</i> .....	17
	(a) Geringe Instandhaltungskosten .....	17
	(b) Widerlager Kosteneinsparungen .....	19
	(c) Variation der Spannweiten .....	19
	(d) Auflistung und Gliederung .....	20
2.1.1.2	<i>Nachteile</i> .....	21
	(a) Bemessungsschwierigkeiten .....	21
	(b) Kostspieliger Überbau .....	21
	(c) Komplikationen aufgrund von Erddruck .....	22
	(d) Setzungsanfälligkeit .....	22
	(e) Auflistung der Nachteile .....	23
2.1.2	<i>Tragverhalten</i> .....	23
2.1.2.1	<i>Längsdehnungen des Überbaus</i> .....	24
	(a) Temperatur .....	24
	(b) Kriechen des Betons .....	25
	(c) Schwinden .....	26
2.1.2.2	<i>Boden-Bauwerk Interaktion</i> .....	27
2.1.2.3	<i>Stützen und Widerlager</i> .....	28
2.1.3	<i>Entwurf und Bemessung</i> .....	28
2.1.4	<i>Ausgewählte Beispiele integraler Brücken für Autobahnüberführungen</i> .....	29
2.1.4.1	<i>Beispiel: Einfeldrige Stahl-Beton-Verbundbrücke – Objekt S 103</i> .....	29
	(a) Tragwerkkonzept.....	29
	(b) Fundierung .....	30
	(c) Brückenausrüstung .....	30
	(d) Originalansichten und -schnitte.....	30
2.1.4.2	<i>Beispiel: Zweifeldrige Ortbetonbrücke – Objekt L21</i> .....	32
	(a) Tragwerkkonzept.....	32
	(b) Fundierung .....	33
	(c) Brückenausrüstung .....	33
	(d) Originalansichten und -schnitte.....	33
	(e) Bauphasen .....	35
2.1.4.3	<i>Beispiel: Zweifeldrige Stahl-Beton-Verbundbrücke – Objekt A2.Ü22a</i> .....	37
	(a) Tragwerkkonzept.....	37
	(b) Fundierung .....	37
	(c) Brückenausrüstung .....	37
	(d) Hauptansichten und -schnitte.....	37
2.2	FERTIGTEILBRÜCKEN .....	39
2.2.1	<i>Entwicklung der Fertigteilbauweise im Brückenbau</i> .....	39
2.2.2	<i>Arten von Fertigteilbrücken</i> .....	40
2.2.2.1	<i>„Solid deck bridge“ – Plattenbrücke</i> .....	40
2.2.2.2	<i>Balkenträgerbrücken</i> .....	42
2.2.2.3	<i>Kastenträgerbrücken</i> .....	43
2.2.2.4	<i>Mono-Box-Brücken</i> .....	45
2.2.2.5	<i>Gekrümmte Kastenträgerbrücken</i> .....	46
2.2.2.6	<i>Trogbrücken</i> .....	47
2.2.2.7	<i>Segmentbrücken</i> .....	48

2.2.2.8	Schrägseilbrücken.....	50
2.2.3	Vor- und Nachteile.....	51
2.2.4	Herstellungsprozess von Betonbrücken aus Fertigteilträgern .....	51
2.2.5	Anwendungsbeispiele von Fertigteilen im Brückenbau [10] .....	54
2.2.5.1	Talübergang Gernitzbach, Niederösterreich .....	54
2.2.5.2	Brückenfamilie St. Pölten in Niederösterreich.....	55
2.2.5.3	Brückentrio Sattledt in Oberösterreich .....	56
2.2.5.4	Mühlbachbrücke St. Pölten in Niederösterreich.....	56
2.2.5.5	Zufahrtsbrücke Franzenfeste in Südtirol.....	57
2.2.6	Brückenträger aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen .....	58
2.2.6.1	Produktion von Halbfertigteilträgern.....	59
	(a) Halbfertigteilträger aus Gitterträgerdecken .....	59
	(b) Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen .....	60
	(c) Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen und Gitterträgerdecken .....	61
2.2.6.2	Feldversuche mit Brückenträgern aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen [1].....	63
2.3	ERFAHRUNGSBERICHTE ZUR DAUERHAFTIGKEIT VON FERTIGTEILBRÜCKEN .....	65
2.3.1	Erfahrungsberichte über Fertigteilbrücken in Österreich .....	65
2.3.1.1	Untersuchung einer Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente in Wien [18,19] ....	65
2.3.1.2	Fallstudie aus Österreich.....	69
2.3.2	Erfahrungsberichte Über Fertigteilbrücken im Ausland .....	72
2.3.2.1	Erfahrungen aus Deutschland.....	72
	(a) Bericht über Spannbetonträger aus der DDR .....	72
	(b) Fallstudie aus Deutschland .....	73
	(c) Sonstige Erfahrungen in Deutschland.....	76
2.3.2.2	Erfahrungen aus der Schweiz .....	76
2.3.2.3	Erfahrungen aus Nordamerika .....	77
	(a) Berichte zur Dauerhaftigkeit von Segmentbrücken in Nordamerika [24] .....	78
	(b) Umfrage zur Dauerhaftigkeit von vorfabrizierten Segmentbrücken in den USA.....	78
	(c) Berichte zur Dauerhaftigkeit von nachträglich vorgespannten Betonbrücken mit Fallstudie [25] .....	79
2.3.2.4	Erfahrungen aus Großbritannien.....	80
2.3.2.5	Erfahrungen aus Polen.....	81
	(a) Entwicklung der Fertigteilbrücken in Polen .....	81
	(b) Die häufigsten Schäden an Fertigteilbrücken in Polen .....	86
	(c) Zusammenfassung der Erfahrungen in Polen .....	89
2.3.2.6	Erfahrungen aus der Slowakei .....	89
	(a) Fertigteilbrücken in der Slowakei [28] .....	89
	(b) Vlossak Träger [29] .....	90
	(c) Forschung an der Technischen Universität in Kosice [28].....	90
	(d) Forschung an der Universität in Zylina und Fallstudien [29].....	91
	(e) Brücke auf der Straße I/28 in der Nähe der Stadt Martin.....	91
	(f) Brücke auf der E77 über dem Fluss Orava .....	92
	(g) Brücke in Michalovce .....	93
2.3.3	Brückenschadensfall durch Ermüdungsbeanspruchung.....	94
2.3.4	Auswertung Fragebogen .....	97
2.3.4.1	Allgemeines.....	97
2.3.4.2	Fragen 1/2/3: Anzahl und Flächen der Brücken/Betonbrücken/ Fertigteilbrücken im Zuständigkeitsbereich.....	98
2.3.4.3	Frage 4: Welche Arten von Fertigteilbrücken wurden gebaut?.....	102
2.3.4.4	Frage 5: Gibt es einen merkbaren ungünstigen Einfluss bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ortbetonbrücken auf Schadensentwicklung bei folgenden Verschleißteilen: Fahrbahnbelag, Lager, Fahrbahnübergang? .....	104
	(a) Fahrbahnplatten .....	104
	(b) Lager .....	104
	(c) Fahrbahnübergang.....	104
2.3.4.5	Frage 6: Gibt es einen höheren Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ortbetonbrücken? .....	106

2.3.4.6	Frage 7: Welche Schäden treten bei Fertigteil brücken auf, die nicht auch bei Ortbetonbrücken auftreten?.....	107
	Frage 8: Erlauben Sie den Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken?.....	109
	Sonstige Anmerkungen .....	110
<b>3</b>	<b>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>113</b>
3.1	ALLGEMEINES .....	113
3.2	FUGENAUSBILDUNG UND FÜLLMATERIAL .....	114
3.2.1	Problemstellung Fuge .....	114
3.2.2	Füllmaterial .....	114
3.2.3	Untersuchung der Materialparameter des Füllmaterials .....	116
3.2.3.1	Versuchskörper .....	118
3.2.3.2	Biegezugversuche .....	119
3.2.3.3	Druckversuche .....	125
3.2.3.4	Ermittlung des E-Moduls .....	134
3.2.3.5	Auslauftrichterversuch und Ausbreitfließmaß .....	135
3.2.3.6	Schwinduntersuchungen .....	137
3.2.4	Weiterentwicklung der Fugenausbildung .....	141
3.2.4.1	Vorgespannte Fugen .....	141
3.2.4.2	Schlaff bewehrte Fugen .....	146
3.3	DAUERSCHWINGVERSUCHE .....	149
3.3.1	Ermüdung .....	149
	Wöhler Kurve .....	150
	Lineare Schadensakkumulationshypothese – Miner-Regel nach Palmgren [43] .....	151
3.3.1.1	Ermüdungsverhalten von Beton .....	152
3.3.1.2	Ermüdungsverhalten von Stahlmatten .....	154
3.3.2	Bemessungsgrundlagen und Bemessungsregeln nach Eurocode 2 .....	157
3.3.2.1	Spannungen im Querschnitt .....	157
	(a) Zustand I .....	157
	(b) Zustand II .....	159
3.3.2.2	Ermittlung der Eigenfrequenz .....	160
3.3.2.3	Dynamische Belastung .....	162
3.3.2.4	Konstruktionsregeln für Brückentragwerke .....	163
	(a) Geschweißte Stöße .....	163
	(b) Kontakt Stöße .....	163
	(c) Heftschweißungen .....	164
3.3.3	Versuchskörper .....	164
3.3.3.1	Materialkennwerte .....	164
	(a) Beton .....	165
	(b) Bewehrung .....	166
3.3.3.2	Herstellung der Träger aus Doppelwandelementen .....	167
	(a) Herstellung der Mattenbewehrung .....	167
	(b) Herstellung der Doppelwandelemente .....	170
3.3.4	Versuchsdurchführung .....	172
3.3.4.1	Versuchsaufbau .....	174
3.3.4.2	Messkonzept .....	176
3.3.5	Analytische Auswertung der Versuche .....	179
3.3.5.1	Berechnung der Querschnittswerte .....	179
	(a) Zustand I .....	180
	(b) Zustand II .....	181
3.3.5.2	Belastungen während der dynamischen Versuche .....	181
	(a) Bestimmung der Mittellast .....	183
	(b) Berechnung der dynamischen Belastung .....	184
	(c) Spannungen im Beton und Betonstahl .....	185
	(d) Bestimmung der Eigenkreisfrequenz .....	186
	(e) Bestimmung der Querschnittswiderstände .....	186
3.3.6	Auswertung der dynamischen Versuche .....	187

3.3.6.1	Versuch 1 .....	189
3.3.6.2	Vergleich von Versuch 3 mit Versuch 6 .....	192
3.3.6.3	Vergleich von Versuch 6 mit Versuch 7 .....	196
3.3.6.4	Vergleich von Versuch 6 mit Versuch 8 .....	199
3.3.6.5	Vergleich von Versuch 5 mit Versuch 8 .....	202
3.3.6.6	Vergleich von Versuch 5 mit Versuch 7 .....	204
3.3.6.7	Zusammenfassung und Interpretation .....	206
3.3.7	Statische Versuche .....	208
	Versuchsaufbau .....	208
3.3.7.1	Messkonzept .....	209
3.3.7.2	Versuchsdurchführung .....	211
3.3.7.3	Analytische Berechnung .....	212
3.3.7.4	Versuchsergebnisse .....	213
3.3.7.5	Interpretation der Ergebnisse .....	215
3.4	ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNG .....	217
<b>4</b>	<b>TRAGSYSTEME, PARAMETERSTUDIE UND PLANUNG VON INTEGRALEN BETONBRÜCKEN UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN BETONHALBFERTIGTEILEN .....</b>	<b>219</b>
4.1	ALLGEMEINES .....	219
4.2	ENTWURF VON GEEIGNETEN TRAGSYSTEMEN UNTER VERWENDUNG DÜNNWANDIGER BETONHALBFERTIGTEILE MITTELS EINER PARAMETERSTUDIE .....	221
4.2.1	Bauphasen .....	221
4.2.2	Modellierung .....	223
4.2.2.1	Wahl der Parameter .....	224
4.2.2.2	Modellierung der einzelnen Bauphasen .....	225
4.2.2.3	Modellieren der Stütze, Widerlager und Gründung .....	227
4.2.2.4	Auswertung der Ergebnisse .....	228
4.2.2.5	Spanngliedlage und Ermittlung der erforderlichen Vorspannung für die einzelnen Bauphasen .....	228
4.2.3	Einwirkungen .....	229
4.2.3.1	Ständige Lasten .....	230
4.2.3.2	Einwirkungen aus Straßenverkehr .....	231
4.2.3.3	Temperatur .....	231
4.2.3.4	Schwinden .....	231
4.2.3.5	Erddruck .....	232
4.2.3.6	Vorspannung .....	232
4.2.4	Ergebnisse .....	232
4.3	ALTERNATIVENTWURF EINER ZWEIFELDRIGEN ORTBETONBRÜCKE .....	236
4.3.1	Querschnitte .....	237
4.3.2	Bauphasen .....	238
4.3.3	Einwirkungen .....	240
4.3.4	Hoch vorgespannter Alternativentwurf .....	240
4.3.5	Schlaff bewehrter Alternativentwurf .....	242
4.4	ALTERNATIVENTWURF EINER ZWEIFELDRIGEN STAHL-BETON-VERBUNDBRÜCKE .....	244
4.4.1	Querschnitte .....	244
4.4.2	Bauphasen .....	247
4.4.3	Einwirkungen .....	248
4.4.4	Gering vorgespannter Alternativentwurf .....	248
4.4.5	Hoch vorgespannter Alternativentwurf .....	250
4.5	ALTERNATIVENTWURF EINER EINFELDRIGEN STAHL-BETON-VERBUNDBRÜCKE .....	254
4.5.1	Querschnitt .....	254
4.5.2	Bauphasen .....	255
4.5.3	Einwirkungen .....	256
4.5.4	Alternativentwurf .....	256
4.6	ÜBERLEGUNGEN ZU DEN DETAILAUSFÜHRUNGEN .....	259
4.6.1	Konstruktive Ausbildung eines Endauflagers .....	259
4.6.1.1	Gering vorgespannte Variante .....	259

4.6.1.2	<i>Hoch vorgespannte Variante</i> .....	262
4.6.2	<i>Konstruktive Ausbildung des Mittelaufagers</i> .....	266
4.6.2.1	<i>Gering vorgespannte Variante</i> .....	266
4.6.2.2	<i>Hoch vorgespannte Variante</i> .....	269
<b>5</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG VON INTEGRALEN FERTIGTEILBRÜCKEN</b> .....	<b>275</b>
	LITERATURVERZEICHNIS .....	278
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	282
	TABELLENVERZEICHNIS .....	294

## 1 EINLEITUNG

### 1.1 Problemstellung

In den letzten Jahren ist bei Brücken mit Längen bis ca. 80 m ein eindeutiger Trend zur Herstellung von monolithischen Betonbrücken ohne Lager und Fahrbahnübergänge feststellbar. Derartige integrale Betonbrücken sind kostengünstiger in der Errichtung. Der wesentliche Vorteil von integralen Betonbrücken liegt jedoch in den, im Vergleich zu konventionellen Brücken mit Lagern und Fahrbahnübergängen, wesentlich reduzierten Kosten in der Erhaltung.

In einem Land wie Österreich, in dem Verkehrsinfrastruktur einen sehr hohen Ausbauzustand aufweist, ist die Mehrzahl der Brückenneubauten in den nächsten Jahrzehnten bei Ersatzneubauten für bestehende Brückenbauwerke zu erwarten. Randbedingungen aus der Forderung nach einer hohen Verfügbarkeit im Straßenverkehr erzwingen den Einsatz von Baumethoden, die für eine rasche Herstellung dieser Brücken geeignet sind. International werden Baumethoden im Brückenbau zur Erfüllung dieser Forderung als „accelerated construction“ bezeichnet.

Brücken bilden ein Kernelement im modernen Wegebau. Dazu wird nach innovativen, wirtschaftlichen und raschen Methoden gesucht, um Bauabläufe zu optimieren und somit Kosten und Zeit zu sparen. Ein besonderes Augenmerk ist auch in Bezug auf die Dauerhaftigkeit zu legen, da die hohen Investitionskosten in naher sowie ferner Zukunft eine Verwirklichung rechtfertigen.

Die Notwendigkeit, Brückenneubauten unter Aufrechterhaltung des bestehenden Verkehrsnetzes so rasch wie möglich zu errichten, oder bei einem Überführungsbauwerk den darunterliegenden Verkehrsweg nicht durch temporäre Unterstellungsmaßnahmen zu beeinträchtigen, führt zwangsläufig zur Forderung nach vorgefertigten Hauptträgern, die in Kombination mit einem den Rahmenbedingungen angepassten Bauverfahren zum Beispiel eingehoben, eingeschoben oder eingeklappt werden können.

Vor allem dem Stahlbau war es bisher vorbehalten, eine Art Allzwecklösung für diese Problemstellung anzubieten. In diesem Forschungsvorhaben sollen Tragwerksysteme für Brücken kleiner und mittlerer Länge entwickelt werden, die durch die Verwendung von Betonhalbfertigteilen wirtschaftlicher, dauerhafter und erhaltungsfreundlicher sind als Stahl-Beton-Verbundbrücken.

In den letzten Jahren wurde viel Engagement in die Entwicklung von Brücken aus Fertigteilelementen gelegt. Zweifelsohne besticht die Herstellung im Werk durch beste Qualität, genaue Kontrolle, ressourcenschonendem Einsatz von Werkstoffen und exakte

Einhaltung diverser Toleranzen. Vorteile zeigen sich insbesondere bei der Bauabwicklung. Während Fundamente und Brückenpfeiler vor Ort hergestellt werden, können Brückenelemente im Werk vorgefertigt werden. Aufwändige Unterstellungen, welche bei Ortbetonbrücken notwendig sind, können entfallen. Der Beton ist qualitativ hochwertig und hat hervorragende Charakteristiken mit glatten Schalflächen. Dies hat zur Folge, dass Bauteile schlanker ausgeführt werden können, mit dem positiven Effekt auf Kosten, Ästhetik, Transport und Montage. Der Entfall von zusätzlicher Baustelleneinrichtung ist besonders auf kleinen, engen Baustellen von Vorteil. Durch die Option, die Fertigteilträger mit integrierter Vorspannung herzustellen, können auch große Spannweiten überbrückt werden. Als Nachteil sind der Transport der Fertigteile, die Montage der Elemente auf der Baustelle und die Ausbildung zahlreicher Arbeitsfugen [4] zu nennen.

Es gilt die positiven Aspekte von Fertigteilen und Ortbeton zu verknüpfen, um großräumige monolithische Bauteile zu erschaffen. Das Ziel ist vollkommen fugenlose, sogenannte integrale Strukturen zu erstellen.

Die Problemstellung dieses Forschungsvorhabens lässt sich in drei wesentlichen Punkten darstellen:

1. Es sind geeignete Tragsysteme für integrale Betonbrücken zu entwickeln, die durch die Verwendung von vorgefertigten Brückenträgern eine besonders rasche Bauausführung ermöglichen.
2. Es sind geeignete Ausführungsdetails für die Verbindung zwischen den vorgefertigten Betonelementen sowie zwischen Fertigteilelementen und Ortbeton zu entwickeln, damit die mit dünnwandigen Betonhalbfertigteilen entwickelten Brücken eine sehr hohe Dauerhaftigkeit aufweisen.
3. Stand der Technik bei der vollautomatischen Herstellung von Gitterträgerdecken und Doppelwandelementen ist die Verlegung und anschließende Verbindung der Bewehrungsstäbe mit Schweißrobotern. Die Schweißverbindungen sind nach gültiger Normenlage im Brückenbau nur bedingt zulässig. Die manuelle Verlegung und Befestigung der Bewehrungsstäbe ist im Hinblick auf die wirtschaftliche Anwendung jedoch als problematisch einzustufen.

## 1.2 Zielsetzung

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurde in den vergangenen Jahren ein neues Verfahren zur Herstellung von Brücken durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung entwickelt [1, 2, 3].

Der Innovationsgehalt des geplanten Forschungsvorhabens liegt in der Weiterentwicklung des o.g. Verfahrens, um es gezielt für integrale Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten anwenden zu können. Die gemeinsame Bearbeitung des Forschungsvorhabens durch die TU Wien und das Ingenieurbüro FCP – Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH soll gewährleisten, dass die innovativen Lösungsvorschläge auch für unmittelbare Anwendungen in der Baupraxis geeignet sind.

Durch die Bearbeitung des Forschungsvorhabens sollten folgende Ergebnisse erzielt werden:

1. Entwicklung von Tragsystemen für integrale Betonbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, die durch die Verwendung von vorgefertigten Brückenträgern eine rasche Bauausführung ermöglichen.
2. Entwicklung von Ausführungsdetails für die aus dünnwandigen Betonfertigteilen hergestellten Integralbrücken, die eine sehr hohe Dauerhaftigkeit aufweisen.
3. Nachweis durch experimentelle Untersuchungen, dass die in der Elementbewehrung in vorgespannten Integralbrücken auftretenden Dauerschwingbeanspruchungen auch von durch Heftschweißung verbundenen Bewehrungsstäben aufgenommen werden können. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist für die wirtschaftliche Anwendung der dünnwandigen Betonhalbfertigteile im Brückenbau von großer Bedeutung.

Die Erfahrungsberichte über Fertigteilbrücken in Österreich und im Ausland sollten gewährleisten, dass bei der Entwicklung von integralen Tragsystemen aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen keine Fehler aus der Vergangenheit wiederholt werden.

### 1.3 Arbeitspakete

Das Forschungsvorhaben wurde in acht Arbeitspakete unterteilt und mit drei Meilensteinen versehen.

Arbeitspaket AP1 und Arbeitspaket AP2 wurden als Erfahrungsberichte über Fertigteilbrücken in Österreich bzw. Ausland betitelt. Im Zuge dieser zwei Arbeitspakete wurden ausführliche Literaturrecherchen zur Dauerhaftigkeit von österreichischen bzw. Brücken im Ausland, die in der Fertigteilbauweise errichtet wurden, durchgeführt. Die Ergebnisse der Literaturrecherche wurden durch eine direkte Befragung nach den Erfahrungen mit Fertigteilbrücken in der Vergangenheit ergänzt. Experten aus den Brückenbauabteilungen der Länder, der ASFINAG, der ÖBB und Mitglieder der Arbeitsgruppe TC4.3 (Road Bridges) von PIARC (World Road Association) wurden zu diesem Thema befragt. In Kapitel 2 „Erfahrungsberichte und Literaturstudien“ wird auf die Ergebnisse dieser zwei Arbeitspakete eingegangen.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen der Arbeitspakete AP4, AP5 und AP6 werden in Kapitel 3 „Experimentelle Untersuchungen“ erläutert. Es wurden genauere Untersuchungen der Vergusswerkstoffe durchgeführt, wobei ein spezielles Augenmerk auf das Schwindverhalten und Erhärtungsverhalten gesetzt wurde. Aufbauend auf den an der TU Wien entwickelten Vorschlägen zur Fugenausbildung zwischen dünnwandigen Halbfertigteillementen und zwischen Brückenträgerelementen wurden Ausführungsformen für verbesserte und dauerhaftere Fugenausbildungen entwickelt.

Zusätzlich zu den verschiedenen Untersuchungen der Fugenausbildung wurden Dauerschwing- und Traglastuntersuchungen an Fertigteillementen mit geschweißter Elementbewehrung durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe werden in der Produktion nicht an jedem Knoten punktgeschweißt und somit wurde entschieden alle Versuche mit den nur an manchen Punkten geschweißten Bewehrungsmatten durchzuführen. Die Dimensionierung der Versuchskörper wurde auf die geplanten Schwingbreiten und Spannungen in der Bewehrung abgestimmt, wobei die Anzahl der durchgeführten Dauerschwingversuche die versprochenen vier Dauerschwingversuche überschreitet. Es wurden keine Dauerschwingversuche an Versuchskörpern mit Fugen durchgeführt, da das Hauptaugenmerk auf die Dauerschwingfestigkeit von den geschweißten Bewehrungsmatten in den Fertigteilen gelegt wurde.

Arbeitspakete AP3 „Tragsysteme für integrale Fertigteilbrücken“ und Arbeitspaket AP7 „Planen einer integralen Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen“ wurden aufgrund ihrer Abhängigkeit von einander über die zwei laufenden Jahre des Forschungsvorhabens immer zeitgleich bearbeitet. Die Ergebnisse der

Arbeitspakete AP3 und AP7 werden in Kapitel 4 „Tragsysteme, Parameterstudie und Planung von integralen Betonbrücken unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen“ erläutert. Bei der Entwicklung von geeigneten Tragsystemen für integrale Fertigteilbrücken wurde darauf geachtet, dass die Anforderungen des Eurocodes und der nationalen Festlegungen, Erläuterungen und Ergänzungen erfüllt bzw. beachtet werden. Die Parameter für die zu untersuchenden Systeme wurden, im Vergleich zum Antrag, neudefiniert und können dem Kapitel 4 entnommen werden. Um realistische Spannweiten und Brückensysteme zu untersuchen, wurden Alternativentwürfe für mehrere Brücken unter Verwendung von dünnwandigen Betonfertigteilträgern erstellt. Anhand dieser Alternativentwürfe wurden die Tragsysteme für integrale Betonbrücken (Arbeitspaket 3) und die Ausführungsdetails (Arbeitspaket AP 4) optimiert. Interessante Rückschlüsse konnten auf die Vorteile der Baumethode für Integralbrücken und Verwendung von Betonhalbfertigteilelementen geschlossen werden.

Eine Ausarbeitung von Empfehlungen für eine wirtschaftliche, dauerhafte und erhaltungsfreundliche Planung und Herstellung von integralen Brücken mit dünnwandigen Betonhalbfertigteilen (Arbeitspaket AP8), basierend auf einer Zusammenführung der Ergebnisse aus den Arbeitspaketen AP3, AP4 und AP7, kann dem Kapitel 5 entnommen werden.

## 2 ERFAHRUNGSBERICHTE UND LITERATURSTUDIEN

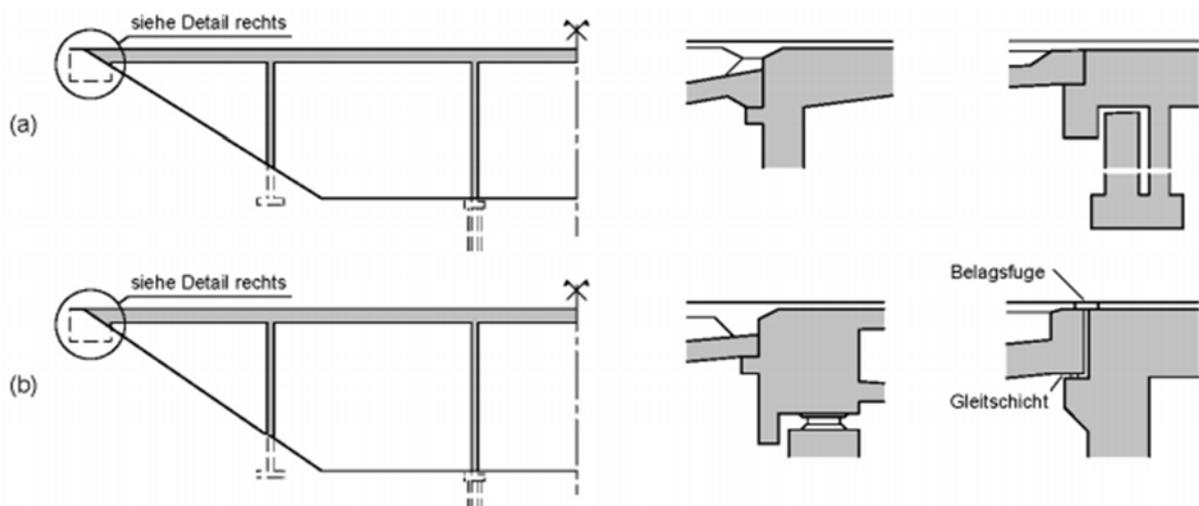
Eine Literaturstudie und eine Ansammlung von Erfahrungsberichten über Fertigteilbrücken in Österreich bzw. Ausland wurden als Arbeitspaket AP1 und Arbeitspaket AP2 festgelegt. Im Zuge dieser zwei Arbeitspakete wurden ausführliche Literaturrecherchen zur Dauerhaftigkeit von österreichischen bzw. Brücken im Ausland, die in der Fertigteilbauweise errichtet wurden, durchgeführt.

Die Ergebnisse der Literaturrecherche wurden durch eine direkte Befragung nach den Erfahrungen mit Fertigteilbrücken in der Vergangenheit ergänzt. Experten aus den Brückenbauabteilungen der Länder, der ASFINAG, der ÖBB und Mitgliedern der Arbeitsgruppe TC4.3 (Road Bridges) von PIARC (World Road Association) wurden zu diesem Thema befragt. Zuzüglich werden Vor- und Nachteile, das Tragverhalten, der Entwurf und die Bemessung sowie ausgewählte Beispiele von integralen Brücken beschrieben.

## 2.1 Integralbrücken

Im Brückenbau ist es durchaus noch üblich (außer bei Rahmenkonstruktionen und kürzeren Brücken), den Überbau für Horizontalkräfte möglichst statisch bestimmt zu lagern, dies geschieht durch die passende Anordnung von Fugen und Lagern. Ziel ist es, die auftretenden Längenänderungen des Überbaus möglichst zwängungsfrei zuzulassen. Es soll vermieden werden, dass sich im Überbau unerwünschte Zwangsschnittkräfte durch Temperaturänderungen, Vorspannung, Schwinden und Kriechen des Betons oder anderer Einflüsse aufbauen.

Für die Horizontalkräfte wird auch heute noch, vor allem bei vorgespannten Betonbrücken und Stahlbrücken, eine möglichst zwängungsfreie Lagerung des Überbaus ausgeführt. Dieses Lagerungs – bzw. Dilatationskonzept ist bei langen Brücken sicherlich angebracht. Bei kurzen Brücken kann man dieses Konzept (aus Lagern, Dilatationsfugen und Fahrbahnübergängen) jedoch kritisch hinterfragen, die Vor – und Nachteile abwägen und eventuell auf so eine Anordnung verzichten. Die Lösung solcher Überlegungen sind Brücken, die ohne Lager und ohne Fugen im Überbau und zwischen Überbau und Widerlager ausgeführt werden – die sogenannten Integralbrücken (Abbildung 2.1a); oder semi-integrale Brücken (Abbildung 2.1b), welche entweder Lager oder Fahrbahnübergänge (nur bei den Widerlagern) aufweisen, allerdings nicht beides. [6]



**Abbildung 2.1: a) Integrale Brücken, also Brücken ohne Lager und ohne Fugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Widerlagern; b) Semi-integrale Brücken, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschließlich bei den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides [6]**

Da Fugen, Lager und Übergangskonstruktionen bei konventionellen Brücken besonders wartungsintensiv und auch fehlernfällig sind, wird bei der integralen Bauweise (siehe Abbildung 2.1a und Abbildung 2.2) komplett auf diese verzichtet. Lager und Bewegungsfugen

im Überbau sowie zwischen Überbau und Unterbau entfallen gänzlich. Alle Bauteile der Brücken sind monolithisch verbunden. Die Konstruktion ist in den Baugrund eingebettet. Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen insbesondere aus Temperaturunterschieden werden somit auf den Baugrund übertragen.



**Abbildung 2.2: Integrale Brücke [5]**

Semi-integrale Brücken sind eine besondere Art der integralen Brücken, wobei bei diesen Konstruktionen nicht gänzlich auf Fugen und Lager verzichtet wird. Bei semi-integralen Brücken wird die Verbindung zwischen Überbau und Pfeiler monolithisch ausgeführt, jedoch sind im Überbau nach wie vor Fugen – vor allem über den Widerlagen – vorgesehen, damit die Abtragung der Bremskräfte über die Pfeiler erfolgt. (siehe Abbildung 2.1b) Die Anzahl der benötigten Lager und Fugen lassen sich durch die Steifigkeit der Unterbauten und durch die Länge der Brücke bestimmen. Bei den semi-integralen Brücken wird zwischen fugenlosen und lagerlosen semi-integralen Brücken unterschieden.

Fugenlose semi-integrale Brücken (siehe Abbildung 2.3) sind Brücken, bei denen die Innenstützen mit dem Tragwerk und den Gründungen monolithisch verbunden sind und somit Verschiebungen, Verdrehungen und Dehnungen direkt in den Baugrund leiten. Vorgefertigte Lager ermöglichen die Relativverschiebungen zwischen Überbau und Widerlager. Auf eine Bewegungsfuge zwischen Hinterfüllung und Überbau wird verzichtet.



**Abbildung 2.3: Fugenlose semi-integrale Brücke [5]**

Lagerlose semi-integrale Brücken (siehe Abbildung 2.4) sind Brücken, bei denen keine Lager im Überbau und zwischen Überbau und Unterbau ausgebildet werden. Es kommt daher zu keinen Relativverschiebungen zwischen Überbau und Unterbau. Auf Fugen wird nicht verzichtet. Zwischen Überbau und freier Strecke wird eine Bewegungsfuge ausgebildet, auch Fahrbahnübergänge sind üblich. Die Struktur ist in den Untergrund eingebettet, daher werden Verschiebungen, Verdrehungen und Dehnungen direkt in den Baugrund übertragen.

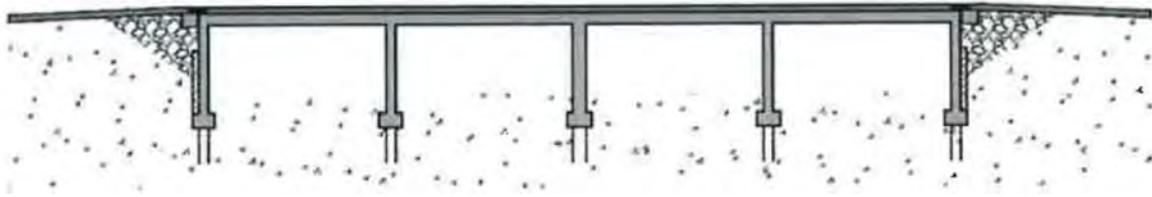


Abbildung 2.4: Lagerlose semi-integrale Brücke [5]

### 2.1.1 Vor- und Nachteile

Da die Wirtschaftlichkeit bei der Angebotswahl oft ein ausschlaggebendes Kriterium ist, werden Integralbrücken in Zukunft wohl eine immer größere Rolle im Brückenbau einnehmen. Denn nicht nur bei den Widerlagern kann Geld eingespart werden, sondern vor allem die niedrigen Instandhaltungskosten werden als großer Vorteil dieser Brückenart gezählt. Die Nachteile integraler Brücken sind primär durch die bei ihrer Bemessung bestehenden Unsicherheiten begründet. Ebenso kann es durch hohe Erddrücke, die auf die Widerlager wirken oder durch setzungsempfindlichen Baugrund zu Komplikationen kommen. Durch die stärkere Längsbewehrung im Überbau können hier höhere Kosten entstehen als bei normalen Brücken. Auf die Vor- und Nachteile laut Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen [5] wird in den folgenden Kapiteln genauer eingegangen.

#### 2.1.1.1 Vorteile

Bevor die Vorteile von Integralbrücken in den Bereich der Erhaltung, Vorteile für Nutzer und Anrainer und den Bereich des Entwurfs und der Errichtung gegliedert werden, wird genauer auf folgende Unterpunkte: Instandhaltungskosten, Widerlager und der Variation der Spannweiten, eingegangen.

##### (a) Geringe Instandhaltungskosten

Übergangskonstruktionen sind Schwachstellen von Brücken und verursachen, auch wenn sie konstruktiv sauber ausgebildet werden, einen hohen Unterhaltsaufwand. Dies trifft in reduziertem Ausmaß auch auf Brückenlager zu. Aus diesen Gründen, vor allem aber wegen der oftmals nicht zufriedenstellenden Langzeiterfahrungen, neigt in letzter Zeit die Tendenz dazu, dass man bei Neubauten wenn möglich auf die Anordnung solcher Elemente verzichtet bzw. sie bei Instandsetzungen durch monolithische Verbindungen ersetzt [6].

Bei integralen Brücken können unterhaltungsaufwendige Verschleißteile mit beweglichen Teilen wie Lager und insbesondere Fahrbahnübergänge entfallen. Dadurch wird der Bauablauf oft vereinfacht und es resultieren in vielen Fällen geringere Erstellungs-, Erhaltungs- und Instandsetzungskosten [6].

Sind bei längeren Integralbrücken trotz allem Fahrbahnübergänge erforderlich (z.B. Polymerbitumen-Übergänge zwischen Schleppplatte und Brückenende), so stellt deren Beschädigung und Abnutzung ein kleineres Problem dar als bei gewöhnlichen Brücken, da auch in diesem Fall der Eintritt von Tausalz bei anfälligen Konstruktionsteilen unter der Fahrbahn verhindert wird [6]. Wie diese typischen Schäden an Übergangskonstruktionen aussehen, sieht man in Abbildung 2.5.

Das Überfahren der Brücken im Zuge des Winterdienstes mittels Schneepflug führt oft zu Beschädigungen an den Pflügen und Übergängen. Daher passiert es nicht selten, dass kräftig verankerte und robuste Elemente der Übergangskonstruktionen teilweise schon nach wenigen Jahren auf hochfrequentierten Straßen stark abgenutzt oder gar defekt sind.

Ihre eigentliche Funktion, die Bewegungen am Brückenende zwischen Widerlager und Tragwerk wasserdicht aufzunehmen, ist somit nicht mehr hundertprozentig gegeben. Um den Sollzustand wieder herbeizuführen, können komplizierte Instandsetzungsarbeiten erforderlich sein [7].



**Abbildung 2.5: Beispiele für durchnässte Widerlager infolge undichter Fahrbahnübergänge und die dadurch verursachten Folgeschäden [6]**

### (b) Widerlager Kosteneinsparungen

Im Vergleich zu konventionellen Lagerbrücken, kann man bei geeigneter Ausbildung der Widerlager wesentliche Kosteneinsparungen erzielen. Es gibt keine beweglichen Teile, daher müssen die Widerlager nicht zugänglich sein und können demnach kleiner ausgeführt werden. Die durch die Hinterfüllung an den Brückenenden verursachten Horizontalkräfte können über den Brückenträger zumindest zum Teil ins Gleichgewicht gebracht werden. Dadurch wirken die Widerlager nicht mehr als Kragarme wie bei konventionellen Brücken, sondern werden unten und oben elastisch eingespannt. Vor allem die Fundamente, aber auch die Stützkonstruktionen werden deshalb wesentlich weniger aufwändig, besonders bei hohen Brücken. Die genannten Einsparungen können besonders bei kurzen Brücken von Bedeutung sein, bei denen die Widerlager erfahrungsgemäß oft kostspieliger sind als der Überbau. Es muss gesagt werden, dass bei ungünstig konzipierten Widerlagern von Integralbrücken durch derart hohe Erddrücke auch unwirtschaftliche Konstruktionen entstehen können [6].

### (c) Variation der Spannweiten

Integralbrücken bieten eine größere Freiheit bei der Wahl der Spannweiten, wodurch entschieden werden kann ob kürzere Felder bevorzugt werden oder ob die maximale Spannweite ausgenutzt werden soll. Einerseits können die Bauwerke mit etwas kürzeren Randfeldern ausgeführt werden, da diese mit dem Widerlager monolithisch verbunden sind, somit als Gegengewicht wirken und die abhebenden Reaktionen kompensieren. Andererseits können auch längere Randfelder gewählt werden, wenn die Einspannung des Überbaus berücksichtigt wird [6].

Breite und nicht sonderlich tiefe Täler, wie in Abbildung 2.6 dargestellt, drängen sich für die integrale Bauweise geradezu auf. Dabei eignen sich dünne Stützen und kurze Spannweiten kombiniert mit einem schlanken Überbau. Die sonst benötigten Bremsbockpfeiler sind hier überflüssig [8].

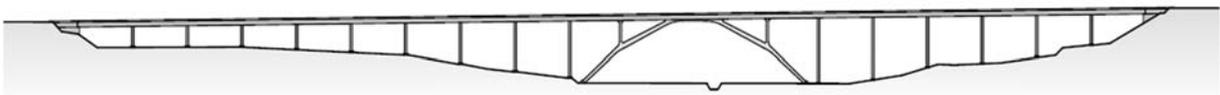


Abbildung 2.6: Beispiele für eine Integralbrücke [8]

#### **(d) Auflistung und Gliederung**

Die Vorteile können in den Bereich der Erhaltung, Vorteile für Nutzer und Anrainer, und den Bereich des Entwurfes und der Errichtung gegliedert werden. Die Vorteile werden nun nach diesen Bereichen nochmals aufgelistet:

Für die Erhaltung:

- Die Instandhaltungskosten werden aufgrund des Wegfalls von unterhaltsintensiven Verschleißteilen mit beweglichen Teilen wie Lager oder Fahrbahnübergänge minimiert.
- Aufgrund der Vermeidung von direkten Taumittelzutritt unterhalb der Fahrbahn wird die Dauerhaftigkeit erhöht und gleichzeitig die Wartungsintensität der Konstruktionsteile verringert.
- Ungleichmäßige Setzungen und Pfeilerverschiebungen und die damit verbunden Folgen werden reduziert.
- Bei Überbeanspruchung wird ein duktileres Tragverhalten aufgrund der Systemreserven aktiviert.
- Längere Inspektionsintervalle und dadurch ein geringerer Überwachungsaufwand sind weitere Vorteile für die Erhaltung.

Für Nutzer und Anrainer:

- Ein höherer Fahrkomfort ist aufgrund der fehlenden Dehnfugen gegeben.
- Gegenüber konventionellen Brücken ist die Lärmentwicklung geringer, da die Abrollgeräusche durch das Fehlen der Fugen vermindert werden.
- Eine sicherere Überfahrt für einspurigen Verkehr ist gegeben, da auf Stahl-Fahrbahnübergängen die Rutschgefahr erhöht ist.

Für den Entwurf:

- Die Horizontallasten werden auf den Erddruck gestützt und direkt in das Erdreich abgetragen.
- Durch die Aufnahme von abhebenden Kräften am Überbauende durch das Eigengewicht der Widerlager können die Randfeldspannweiten verkleinert werden.
- Die Randfelder können aber auch größer gewählt werden, wenn die Einspannung des Überbaus in die Widerlager berücksichtigt wird und somit eine Rahmenwirkung entsteht.

- Da die Möglichkeit der plastischen Schnittkraftumlagerung besteht, wird die Systemtragfähigkeit besonders gegen unplanmäßige und außergewöhnliche Einwirkungen (insbesondere Erdbeben) erhöht.
- Aufgrund des monolithischen Tragwerks entsteht ein vielfach unbestimmtes Tragwerk.

Für die Errichtung:

- Wegfall der Ausbildung von Lager- und Übergangskonstruktionen.
- Die Widerlagerausbildung wird vereinfacht.
- Durch den Wegfall der Lager und Fugen wird der Bauablauf vereinfacht und kann schneller fortschreiten.
- Bei den Widerlagern sind bei geeigneter Ausbildung Kosteneinsparungen möglich. Da die Widerlager nicht begehbar sein müssen, da keine Fugen ausgeführt werden und somit die Wartungsarbeiten entfallen, können die Widerlager wesentlich kleiner ausgeführt werden, da die Zugänglichkeit nicht mehr gewährleistet sein muss [5,6].

### **2.1.1.2 Nachteile**

Die Nachteile integraler Brücken sind primär durch die bei ihrer Bemessung bestehenden Unsicherheiten begründet. Ebenso kann es durch hohe Erddrücke, die auf die Widerlager wirken oder durch setzungsempfindlichen Baugrund zu Komplikationen kommen. Durch die stärkere Längsbewehrung im Überbau können hier höhere Kosten entstehen als bei normalen Brücken. Eine detailliertere Beschreibung der Nachteile folgt in den folgenden Unterkapiteln gefolgt von einer Auflistung aller Nachteile.

#### **(a) Bemessungsschwierigkeiten**

Der Großteil der Parameter, die das Verhalten von Integralbrücken maßgeblich beeinflussen, unterliegt großen Streuungen und ist schwer zu quantifizieren. Im Vergleich zu konventionellen Brücken ist die Bemessung daher immer mit großen Unsicherheiten verbunden. Bemessung und Konzeption integraler Brücken sind in der Regel deutlich aufwändiger und stellen höhere Anforderungen an die analytischen Fähigkeiten als bei vergleichbaren, konventionellen Brücken [6].

#### **(b) Kostspieliger Überbau**

Bei längeren Brücken, die im Grundriss nicht gekrümmt sind und mit relativ steifem Unterbau ausgeführt sind, ist davon auszugehen, dass infolge der Zwangsnormalkräfte im

Gebrauchszustand der Überbau reißt. Bei den üblichen, kräftigen Mindestbewehrungen die heutzutage verwendet werden, stellt dies allerdings nur ein kleines Problem dar, weil die Rissbreiten beschränkt bleiben. Außerdem wird bei der Fahrbahnplatte ohnehin eine vollflächige Abdichtung vorgesehen, damit die Rissbildung keinen negativen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit hat. Normalerweise sind aber bei Integralbrücken aufgrund der Zwangsnormalkräfte stärkere Längsbewehrungen und eventuell eine größere Vorspannkraft nötig als bei gewöhnlichen Brücken. Die Errichtungskosten des Überbaus sind daher etwas höher [6].

### **(c) Komplikationen aufgrund von Erddruck**

Aufgrund der zyklischen Beanspruchung durch Temperaturverformungen entstehen hinter den Widerlagern erhöhte Erddrücke, die grundsätzlich zu bemessen sind. Wie schon erwähnt, können die von der Hinterfüllung verursachten Horizontalkräfte durch den Überbau teilweise in Gleichgewicht gebracht werden. Für Widerlagerwände kann daher mit unkomplizierten Abschätzungen gezeigt werden, dass auch in unpraktischen Fällen die Vorteile der Kopplung im Brückenüberbau gegenüber den Nachteilen der erhöhten Erddrücke überwiegen. Die Verhältnisse liegen etwas anders, wenn Flügelmauern konstruiert werden müssen, die nicht parallel zur Verschiebungs- bzw. Brückenrichtung verlaufen. Bei integralen Brücken sind auch diese Elemente für höhere Erddrücke zu bemessen. Da diese Flügelmauern üblicherweise ziemlich weich sind, werden die Erddrücke nicht übermäßig groß, wenn die Nachgiebigkeit der Mauern berücksichtigt wird. Bei Spannbetonbrücken wird die Problematik der größeren Erddrücke sowieso entschärft, da die Verschiebungen vom Erdreich weggerichtet sind. Die Abtrennung der Flügelmauer vom Widerlager ist eine mögliche Lösung. Allerdings wird dadurch der Vorteil der monolithischen Bauweise der Widerlager aufgegeben, daher ist es fraglich, ob damit eine optimalere Lösung erreicht werden kann.

Die zyklischen Temperaturverformungen haben nicht nur die größeren Erddrücke zur Folge, man muss auch mit größeren Setzungen rechnen. Auf die konstruktive Durchbildung an den Brückenenden ist dabei besonders zu achten [6].

### **(d) Setzungsanfälligkeit**

Aufgrund der zyklischen Horizontalverschiebung der Pfähle kann bei schlechtem Baugrund (schwimmende Pfähle) im oberen Pfahlbereich eine Reduktion der Mantelreibung entstehen, was zu größeren Setzungen führt. Daher muss in diesen Fällen eine gewisse Vorsicht geboten sein. Ebenso ist bei Flachfundationen in setzungsanfälligen Baugrund erhöhte Vorsicht

erforderlich, da die Setzungen nicht durch das Anpassen der Lager kompensiert werden können, wie es bei konventionellen Brücken der Fall ist [6].

### **(e) Auflistung der Nachteile**

- Ein Teil der Vorspannung eines vorgespannten Tragwerks fließt in den Untergrund.
- Aufgrund von Längenänderungen infolge Temperatur, Schwinden, Kriechen und Vorspannung entstehen Zwangsschnittgrößen und ungleichmäßige Stützensenkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG).
- Die Zwangsschnittgrößen sind von der Bauwerksgeometrie, den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbau, sowie von der Steifigkeit des Baugrundes abhängig.
- Integrale Brücken erfahren etwa die gleichen Längenänderungen infolge Temperaturschwankungen wie herkömmliche Brückentragwerke. Diese jahreszyklischen Längenänderungen sind besonders im Übergangsbereich zur freien Strecke (Fahrbahnbelag, Hinterfüllung) zu beachten.
- Viele Parameter, die das Verhalten integraler Brücken wesentlich beeinflussen, sind schwierig zu ermitteln. Die Bemessung des Tragwerks ist daher meist umfangreicher als bei konventionellen Brücken.
- Bei der Gründung auf Pfählen in schlechtem Baugrund (schwimmende Pfähle) kann durch die unterschiedlichen Horizontalverschiebungen aufgrund des Temperaturwechsels eine Reduktion der Mantelreibung im oberen Pfahlbereich auftreten, was zu größeren Setzungen führen kann.
- Das geotechnische Gutachten ist aufgrund der Boden-Bauwerks-Interaktion besonders wichtig und sollte daher möglichst genaue Aussagen über die Baugrundverhältnisse treffen.
- Bau- und Planungsfehler sind schwieriger auszugleichen als bei normalen Brücken [5].

### **2.1.2 Tragverhalten**

Das Tragverhalten von integralen Brücken ist von vielen Faktoren abhängig. Bei den Widerlagern sind die Steifigkeit in Längs- und Querrichtung, die Hinterfüllung und somit der vorhandene Erddruck, die zu erwartenden Setzungen hinter den Widerlagern und die Fahrbahnübergänge zu beachten. Beim Überbau hat die Steifigkeit, die behinderte Längsdehnungen aufgrund von Vorspannung, Kriechen, Schwinden und Temperaturänderungen, die Geometrie (Krümmung, Grundriss) und die Brückenlänge einen

Einfluss auf das Tragverhalten. Bei den Stützen sind die Steifigkeit und die Lagerungsbedingungen zu beachten. Auch die Fundierung hat einen Einfluss auf das Tragverhalten, daher sollten die Steifigkeit, die Fundierungsart und der Untergrund bei der Planung miteinbezogen werden.

### **2.1.2.1 Längsdehnungen des Überbaus**

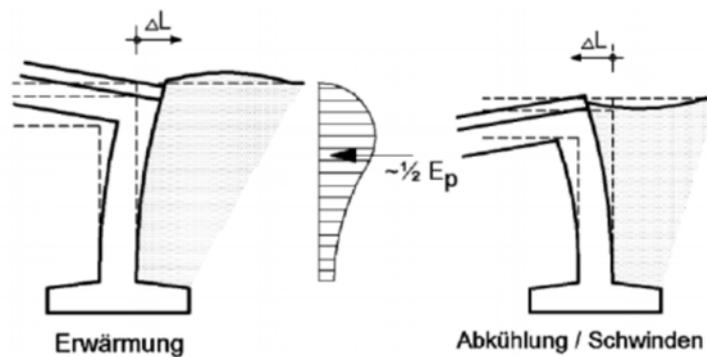
Da bei integralen Brückentragwerken die Dehnfugen und Lager vollkommen fehlen, können sich die Längsdehnungen nicht mehr zwängungsfrei ausbilden.

Die Längsdehnung ist von folgenden Faktoren abhängig:

- Temperatur
- Vorspannung
- Kriechen und Schwinden.

#### **(a) Temperatur**

Temperaturänderungen, siehe hierzu Abbildung 2.7, sind hauptverantwortlich für die Längsdehnungen. Ausschlaggebend ist die mittlere Temperatur des Überbaus. Diese verändert sich je nach Masse, Oberfläche und Wärmeleitfähigkeit des Überbaus mit einer gewissen Verzögerung und reduzierten Extremwerten mit der Umgebungstemperatur. Direkte Sonneneinstrahlung hat ebenfalls einen maßgebenden Einfluss auf die mittlere Temperatur des Überbaus. Für Betonbrücken sind im Gegensatz zu Stahlbrücken, die mit  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  zu bemessen sind, geringere Temperaturdifferenzen in der Bemessung anzunehmen. Temperaturdifferenzen von  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  sollen nach Norm berücksichtigt werden. Durch Multiplikation der Temperaturdifferenz mit dem Temperaturexpansionskoeffizienten erhält man die Verformungen infolge der Temperaturdifferenzen. Abgesehen von den Temperaturänderungen aufgrund von Umweltbedingungen hat auch die Hydratationswärme, die beim Erhärten des Betons entsteht, einen Einfluss auf die Längsdehnungen. Besonders bei dickeren Bauteilen ist dieser Effekt nicht zu vernachlässigen.



**Abbildung 2.7: Temperatureuswirkungen auf integrale Brücken im Bereich der Widerlager [5]**

Vorspannung: Wenn ein Tragwerk vorgespannt wird, kommt es zu einer Stauchung des Systems und folglich zu einer Verkürzung der vorgespannten Bauteile. Die Größenordnung dieser Verkürzung ist einerseits von der Steifigkeit des Systems, andererseits aber auch von der aufgetragenen Vorspannkraft abhängig. Aufgrund von dem zeitabhängigen Verhalten des Betons (Schwinden, Kriechen, Relaxation) entstehen Spannkraftverluste, die sich auch auf die Stauchung des Tragwerks auswirken. Kriechen und Schwinden: Schwinden und Kriechen haben großen Einfluss auf das Verhalten von Stahlbetontragwerken und sind besonders beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS) von großer Bedeutung. Dieses zeitabhängige Verhalten aufgrund der Viskosität des Betons beeinflusst die Längsdehnung des Überbaus maßgebend. Das Verhalten ist auf die Eigenschaften der Zementmatrix zurückzuführen. Kriechen und Schwinden sind von den Umgebungsbedingungen abhängig und können in belastungsunabhängige Verformungen (Schwinden) und belastungsabhängige Verformungen (Kriechen) eingeteilt werden.

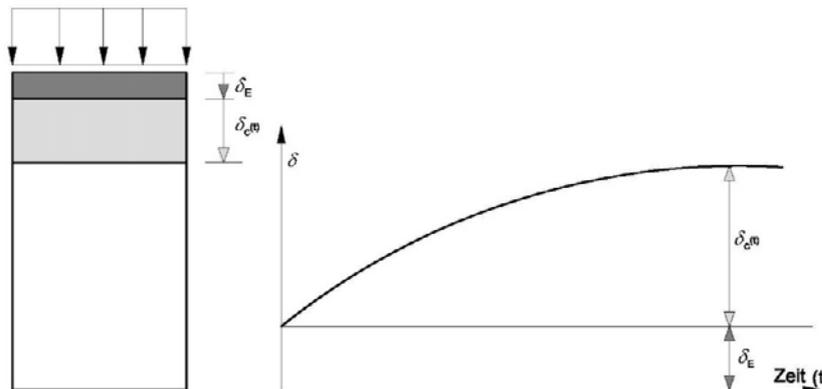
### **(b) Kriechen des Betons**

Die Kriechverformungen sind abhängig vom Betonalter, den Abmessungen des Körpers, der Festigkeit des Betons bei Belastungsbeginn, den Temperaturbedingungen der Umgebung, der Zusammensetzung der Zuschlagsstoffe (Wasserzementwert, Zementgehalt) und der Veränderung der Dauerbeanspruchung. Die genauen Ursachen des Kriechens und der Kriechvorgang an sich sind noch nicht vollständig geklärt. Man geht aber davon aus, dass das Kriechen aufgrund der Umlagerung und der Bewegung des Wassers im Zementstein und auf die Mikrorissbildung zurückzuführen ist. Den Kriechverformungen sollte große Beachtung geschenkt werden, da sie ein Vielfaches der elastischen Verformungen erreichen können (siehe Abb. 2.8) und somit für die Durchbiegungen maßgebend sind. Aufgrund der Kriechverformungen des Betons gehen Teile der Vorspannkraft bei vorgespannten Konstruktionen verloren. Bei statisch unbestimmten Systemen kann sich das Kriechen des

Betons positiv auf die Zwangsschnittgrößen auswirken, indem diese teilweise abgebaut werden. Zur Berechnung der Kriechverformungen wird der Kriechbeiwert  $\varphi_t$  eingeführt.

Mit Hilfe dieses Kriechbeiwertes kann dann die Gesamtverformung  $\delta_{tot}$  berechnet werden.

$$\delta_{tot} = \delta_E + \delta_{c(t)} = \delta_E \cdot (1 + \varphi_t) \quad (2.1)$$



**Abbildung 2.8: Elastische Verformung und Kriechverformung zentrischer Belastung**

### (c) Schwinden

Schwinden bezeichnet den Volumsverlust des Betons beim Hydratations- und Austrocknungsvorgang. Dieses Verhalten ist abhängig von der Temperatur und der Feuchtigkeit der umgebenden Luft, der Dauer des Austrocknens, der Abmessungen des Körpers, der Zusammensetzung der Zuschlagsstoffe und dem Wasser-Bindemittel Wert. Lasten haben auf das Schwindverhalten keinen Einfluss. Die Ursache des Schwindens ist auf den Schwindvorgang des Zementsteins zurückzuführen. Daher sind besonders der Wasser-Zement-Wert, der Zementgehalt, die Zementart und die Lagerungsbedingung ausschlaggebend. Beim Schwinden kann man zwischen zwei Arten unterscheiden, dem plastischen Schwinden des jungen Betons und dem Schwinden des erhärteten Betons. Im Allgemeinen wird unter Schwinden aber die Volumsverringerung des erhärteten Betons verstanden. Der Austrocknungsvorgang ist neben anderen Einflüssen auch von den Bauteilabmessungen abhängig. Je dicker bzw. kompakter der Querschnitt ist, desto langsamer trocknet der Beton. Die maximale Schwindverkürzung  $\varepsilon_{CS}$  kann auf 0,4 Promille beschränkt werden, welche einer Temperaturänderung von 40K entspricht. Wird der Schwindvorgang behindert, bauen sich im Beton Zwangsspannungen auf, die Risse hervorrufen können. Schwindspannungen werden aber teilweise durch den Kriechvorgang wieder abgebaut.

Wie aus den zuvor erwähnten Unterpunkten hervorgeht, setzen sich die Längsdehnungen des Überbaus aus der zyklischen Temperaturbeanspruchung, der Verkürzung infolge Vorspannung und der Langzeitverformungen des Betons zusammen. Diese Verhalten des Tragwerks führen zu Zwangsspannungen im Beton. Durch die Viskosität des Betons, was als Relaxation bekannt ist, werden die Zwangsbeanspruchungen langsam abgebaut. Zur Berechnung der Zwangsschnittgrößenveränderung wird der Relaxationsbeiwert (Alterungsbeiwert)  $X$  eingeführt. Der zeitliche Verlauf der Zwangsschnittgrößen beträgt

$$X_{1(t)} = X_{1(t_0)} + X_{1\varphi(t)} = -\frac{\delta_{10(t_0)}}{\delta_{11}} \cdot \left(1 - \frac{\varphi(t,t_0)}{1+X \cdot \varphi(t,t_0)}\right) \quad (2.2)$$

$$X_{1(t)} = X_{1elastisch} \cdot \left(1 - \frac{\varphi(t,t_0)}{1+X \cdot \varphi(t,t_0)}\right) \quad (2.3)$$

mit

$X_{1(t)}$	Zwangsschnittgröße;
$X_{1(t_0)}$	Zwangsschnittgröße zum Zeitpunkt $t = t_0$ ;
$X_{1\varphi(t)}$	zeitlich veränderliche Zwangsschnittgröße;
$X_{1(t)}$	Zwangsschnittgröße, die nur mit elastischen Materialverhalten, somit ohne zeitabhängigen Materialverhalten, berechnet wird.

Zwangsschnittgrößen infolge Temperaturschwankungen werden aufgrund ihrer kurzzeitigen Wirkungsweise durch die Relaxation nur zu einem geringen Anteil abgebaut.

### 2.1.2.2 Boden-Bauwerk Interaktion

Bei integralen Brücken ist das Zusammenwirken von Boden und Bauwerk entscheidend. Da keine Lager oder Fugen ausgebildet werden, ist das Tragwerk direkt in den Untergrund eingebettet. Infolge der Längsdehnungen des Überbaus aufgrund von Temperaturschwankungen, Schwinden und Kriechen und Vorspannung erfahren die Widerlager integraler Brücken zyklische Beanspruchungen. Die Größenordnung dieser Dehnungen ist vorrangig von der Steifigkeit des Überbaus und des Unterbaus und deren Verhältnis zueinander abhängig. Da der Unterbau nur in den seltensten Fällen so steif ist, dass sich keine Verformungen einstellen, muss die Problematik im Widerlagerbereich berücksichtigt werden. Durch die entstehenden Dehnungen wird die Hinterfüllung des Widerlagers nachverdichtet, welches zur Folge hat, dass sich bei der Verkürzung des Tragwerks aufgrund des geringer werdenden Drucks Setzungen einstellen werden.

### **2.1.2.3 Stützen und Widerlager**

Den Stützen von integralen Brücken werden aufgrund des monolithischen Tragwerks Verschiebungen aufgezwungen. Bei der Bemessung von integralen Brücken müssen somit auch diese Bauteile gesondert betrachtet werden. Maßgebend für die Bemessung ist die Stützensteifigkeit, welche von der Stützengeometrie (Querschnitt, Lagerung), der Steifigkeit des Betons und der Bewehrung (nichtlineare Spannungs-Dehnungs- Beziehungen), Größe der Normalkraft, Langzeiteinwirkungen (Kriechen, Schwinden, Relaxation), Rissbildung des Betons und vom Mitwirken des Betons zwischen den Rissen abhängig ist.

Die Konstruktionsart der Widerlager beeinflusst die Steifigkeit dieser. Bei einer monolithischen Ausführung des Bauwerks mit den Widerlagern, weisen die Widerlager im Allgemeinen eine Steifigkeit annähernd der Fundierung auf. Die Nachgiebigkeit der Widerlager kann demnach vernachlässigt werden, nur der Erdkörper im Widerlagerbereich muss berücksichtigt werden. Wenn der Überbau aber nicht direkt mit dem Widerlager verbunden wird, sondern über Pendelwände, wie es unter Umständen bei längeren Tragwerken sinnvoll sein kann, müssen andere Steifigkeiten betrachtet werden. Die Steifigkeit der Pendelwände verhält sich wie bei den Stützen der integralen Brücken.

### **2.1.3 Entwurf und Bemessung**

Integrale Brücken sind in der Planung und Bemessung aufwendiger zu beurteilen als normale Brücken. Eine besondere Betrachtung sollten dabei auf die Brückenenden, den Betoniervorgang, den Bauablauf und die Krümmung gerichtet werden.

Ein zentraler Punkt bei der Konzeption integraler Brücken ist die Ausbildung der Brückenenden. Hier findet der Übergang zwischen Tragwerk und freier Fahrbahn statt. Trotz der Setzungen, die aufgrund der zyklischen Längsdehnungen entstehen, muss der Fahrkomfort immer gewährleistet bleiben. In den meisten Fällen werden die Widerlager auf einer Pfahlreihe fundiert oder mittels Wänden in ein Rahmentragwerk integriert. Im Vordergrund bei der Tragwerksfindung bei integralen Brücken stehen neben der Berücksichtigung der Zwangsnormalkräfte im Überbau, insbesondere die zyklische Beanspruchung der Widerlager und die damit einhergehenden Setzungen der Hinterfüllung. Um dieses Verhalten in den Griff zu bekommen, sind die Schlepplattengeometrie, die Tragschicht und die Hinterfüllung mit Bedacht zu wählen [6].

Vorteilhaft für die Langzeitverformungen ist es, wenn der Betoniervorgang bei möglichst niedriger Temperatur stattfindet, da die Dehnungen in diesem Fall reduziert werden können. Zwangsschnittgrößen können sich aufgrund von verschiedensten Aspekten abbauen. Um diese positive Eigenschaft auszunutzen, ist es ratsam, den Bauablauf besonders gut

durchzuplanen, da hierbei Zwangsschnittgrößen abgebaut werden können, wenn die Reihenfolge gut gewählt wird. Eine Möglichkeit zur Reduzierung der Schwindverkürzungen des gesamten Tragwerks ist die Anordnung von Schwindgassen. Diese werden erst zu einem möglichst späten Zeitpunkt ausbetoniert, um so die Verkürzungen infolge der Abkühlung des Betons (Hydratation) und die temperaturbedingten Verkürzungen zu reduzieren. Nachteilig an diesen Schwindgassen sind die zusätzlichen Bewehrungsstöße und Betonierfugen.

Eine Krümmung im Grundriss der Brückenkonstruktion kann Vorteile gegenüber geraden Brücken in Bezug auf die Längsdehnungen bieten. Bei stark gekrümmten Tragwerken können die Widerlager starr ausgebildet werden. Bei geraden Konstruktionen hingegen müssen die Längsdehnungen im Widerlagerbereich ausgeglichen werden und somit ist eine starre Ausbildung nicht ausführbar.

## 2.1.4 Ausgewählte Beispiele integraler Brücken für Autobahnüberführungen

### 2.1.4.1 Beispiel: Einfeldrige Stahl-Beton-Verbundbrücke – Objekt S 103

Im Zuge der Generalsanierung der A1 Westautobahn wurde eine integrale Brücke, siehe hierzu Abbildung 2.9, errichtet. Sie befindet sich im Bauabschnitt Regau - Seewalchen bei km 229,0. Dieses Bauwerk verbindet die Orte Moos und Reibersdorf und führt somit über die A1 Westautobahn. Der Altbestand entstand im Jahre 1960, der Neubau des Objekts fand 2008/2009 statt. Die Ausführungsstatik übernahm KMP ZT GmbH.



Abbildung 2.9: Objekt S 103 [Foto: Porr GmbH]

#### (a) Tragwerkkonzept

Bei dem Objekt S 103 handelt es sich um eine Stahl-Beton-Verbundbrücke. Um ein Rahmenbauwerk auszubilden, wurden die Randteile des Rahmenriegels in Ortbeton und schlaff bewehrt hergestellt. Der Mittelteil des Rahmenriegels ( $l_g = 29,852$  m) wurde in

Verbundbauweise hergestellt. Die Spannweite der Brücke beträgt 48,10 m und wurde somit einfeldrig ausgebildet. Der Querschnitt des Brückentragwerks hat eine Breite von 8,47 m (ohne Randbalken) und ist mit einem Quergefälle von 2,5 % von der Achse aus abfallend ausgeführt. Das Verbundtragwerk besteht aus vier Stahlträgern, die als Stege wirken, Fertigteilen, die zwischen den Stahlträgern eingelegt werden und Ortbeton, der anschließend die einzelnen Elemente zu einem Gesamttragwerk verbindet.

Das Objekt S 103 wurde als integrale Brücke ausgeführt. Somit wurde vollkommen auf Lager und Fugen verzichtet. Entgegenkommend dafür waren die hohen Dammkörper, die perfekt zur Widerlagerausbildung herangezogen werden können. Um die Längsdehnungen aufnehmen zu können, wurde ein Füllbetonkeil bei den Widerlagern angeordnet. Um Setzungsmulden zu vermeiden, wurde am Übergang zur freien Fahrt eine Schleppplatte vorgesehen.

### (b) Fundierung

Das Tragwerk wurde mittels Bohrpfählen fundiert. Je Seite wurden jeweils vier Pfähle mit 1,18 m Durchmesser angeordnet. Zwei Stück davon wurden mit 15,00 m ausgeführt, die anderen mit 18,00 m.

### (c) Brückenausrüstung

Auf Lärmschutzwände wurde gänzlich verzichtet. Die Randbalken, die über den Brückenquerschnitt hinaus ragen wurden als Fertigteile mit 0,96 m ausgeführt. Auf diesen wurden vertikale Leiteinrichtungen (Stahlleitschienen) angeordnet. Das Gelände wurde in einer Höhe von 1 m ausgeführt.

### (d) Originalansichten und -schnitte

Den folgenden vier Abbildungen sind die Hauptansichten und Schnitte zu entnehmen. Die Ansicht der Brücke wird in Abbildung 2.10 dargestellt, wobei die Stahlrahmenriegel hervorgehoben werden. Die Draufsicht, der Längsschnitt wie auch der Querschnitt sind den Abbildungen 2.11, 2.12 und 2.13 zu entnehmen.

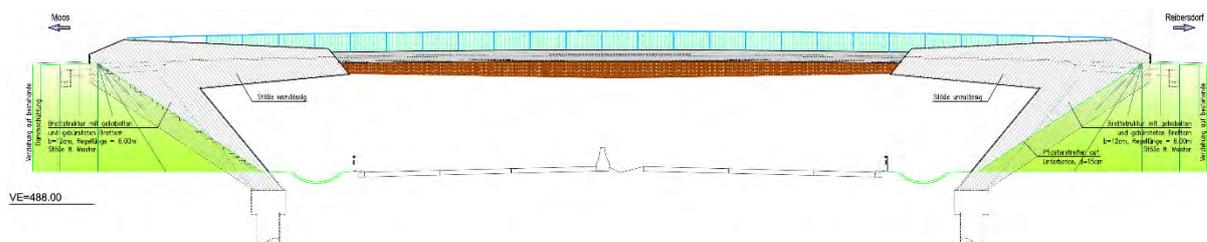


Abbildung 2.10: Objekt S 103 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen]

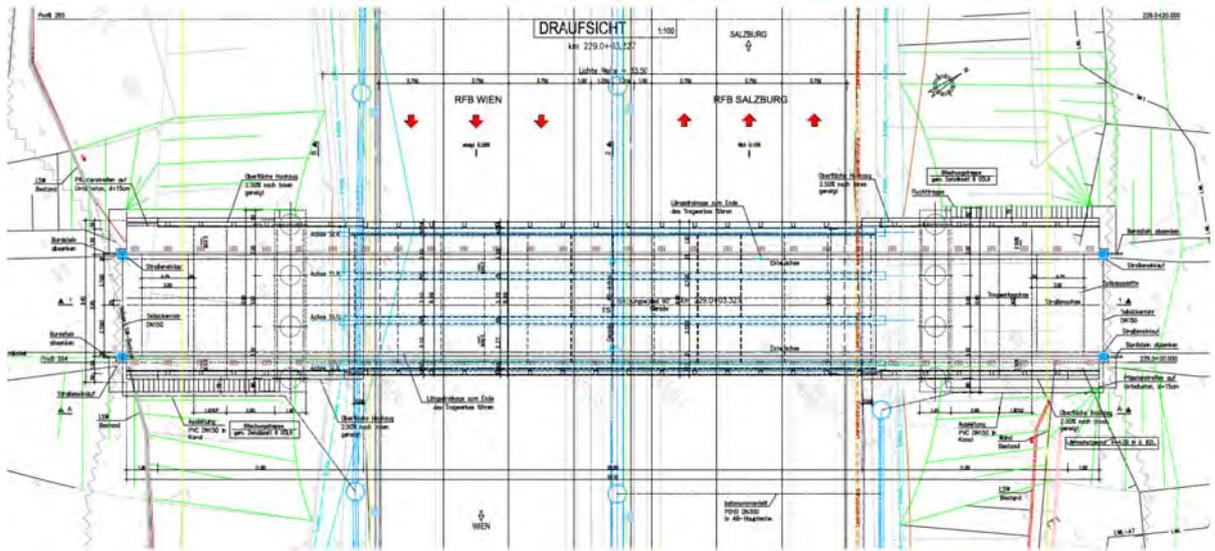


Abbildung 2.11: Objekt S 103 Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen]

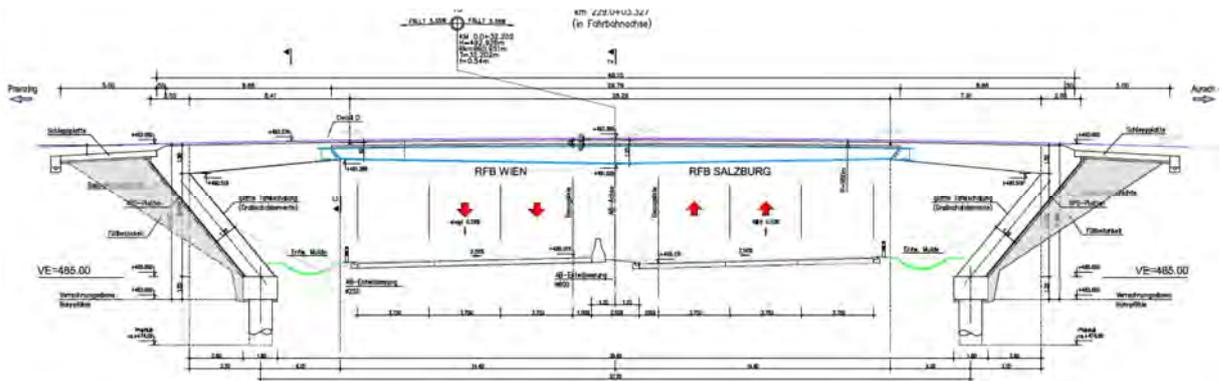


Abbildung 2.12: Objekt S 103 Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

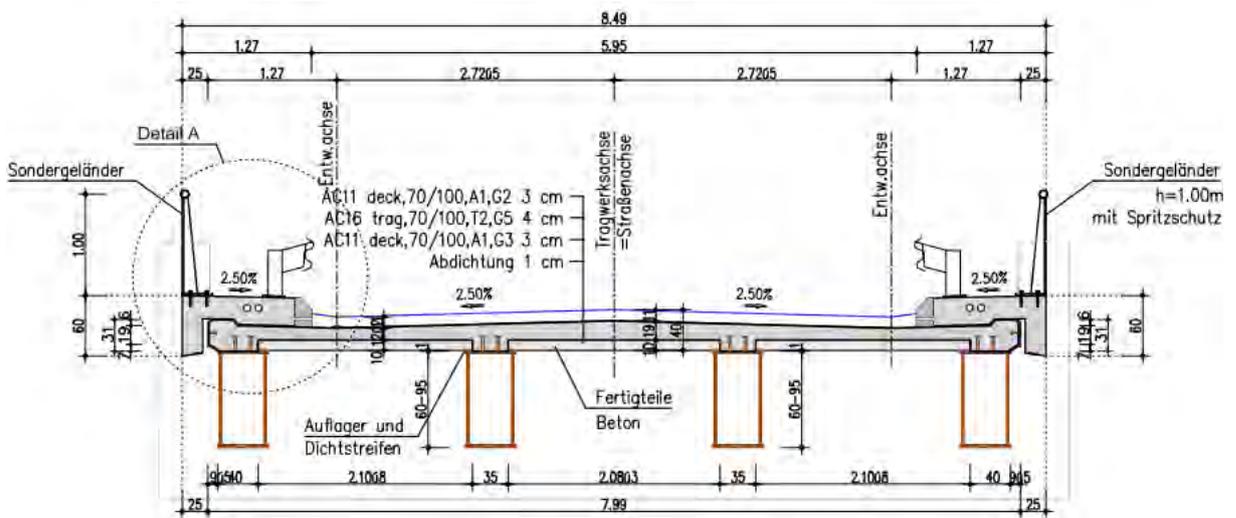


Abbildung 2.13: Objekt S 103 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

#### 2.1.4.2 Beispiel: Zweifeldrige Ortbetonbrücke – Objekt L21

Ein weiteres Projekt auf der A1 Westautobahn ist das Objekt L21, siehe hierzu Abbildung 2.14, das sich bei der Anschlussstelle Enns-West bei km 157,9 befindet. Um eine wesentliche Verkehrsverbindung zwischen Enns und Steyr zu erhalten und zusätzlich das Stadtgebiet Enns zu entlasten, wurde die B309 Steyrer Straße auf eine neue Strecke umgeleitet. Sie verläuft nun nicht mehr wie bisher vom Zentrum von Enns bis zur Wiener Straße B1, sondern wird über die A1 mit dieser Brückenkonstruktion geführt.

Für das Einreichprojekt wurde das Büro TBV Planungs GmbH beauftragt. Die Ausführungsstatik dieses Brückenbauprojekts übernahm FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH. Auftraggeber war die ASFINAG Autobahn Service GmbH Nord unter der Leitung von Hr. Ing. Johann Dober.



Abbildung 2.14: Objekt L21 [Foto: FCP ZT GmbH]

##### (a) Tragwerkkonzept

Bei dem Objekt L21 handelt es sich um eine schlaff bewehrte Ortbetonbrücke. Da das Objekt L21 die A1 Westautobahn überspannt und diese auf 4 Spuren erweitert wird, ergeben sich Spannweiten von 30 m. Sie überspannt 2 Felder mit wie bereits erwähnt jeweils 30 m und erreicht somit eine Gesamtlänge von 60 m. Im Grundriss ist die Tragwerksachse eine Gerade (keine Krümmung). Im Aufriss befindet sich die Brücke im Bereich einer Kuppe mit einem Ausradiusradius von  $R_k = 4000$  m. Die Querneigung wurde mit 2,5 % festgelegt. Der Querschnitt hat eine Breite von 11,50 m (ohne Randbalken) und wurde als Plattenbalken ausgebildet.

Das Objekt L21 wurde als integrale Brücke ausgeführt. Ausschlaggebend dafür waren die entgegengerichteten Anlagenverhältnisse, also die Stützweiten, der nahezu symmetrische Längsschnitt und die hohen anschließenden Dammkörper, die besonders für die Widerlagerausbildung vorteilhaft sind. Aufgrund der Symmetrie beläuft sich der Dehnweegeinfluss je Widerlager auf 30 m. Diese Abmessungen liegen im erprobten Bereich für integrale Brücken.

Der Fahrbahnaufbau wurde laut RVS 03.08.63 mit Lastklasse 1 gewählt und besteht aus 3 cm Deckschicht, 8 cm Ausgleichsschicht, 3 cm Schutzschicht und 1 cm Isolierung, was einen Gesamtaufbau von 0,15 m ergibt.

### **(b) Fundierung**

Die Gründung der Brücke erfolgt durch Ortbetonpfähle mit einem Durchmesser von 0,90 m. Alle Pfähle sind mit dem Tragwerk biegesteif verbunden. An diese Bohrpfähle sind im Widerlagerbereich bewehrte Widerlager- und Stützscheiben angeschlossen. Um ein Rahmentragwerk zu erhalten, sind die Stützscheiben mit der Fahrbahnplatte ebenfalls biegesteif verbunden. Dieses Rahmentragwerk wirkt sich positiv auf die Verformung des Brückentragwerks aus. An den Widerlagerscheiben sind Flügelwände angeordnet, die die seitliche Stabilität der Dammböschung gewährleisten. Ebenfalls im Widerlagerbereich wurden Schleppplatten vorgesehen, um Setzungsmulden zu vermeiden. Um die Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur im Widerlagerbereich geringer zu halten, wurde eine modifizierte Hinterfüllung, welche eine elastische Trennschicht besitzt und mit Geotextil bewehrt ist, gewählt.

### **(c) Brückenausrüstung**

Die Randleisten, die über den Brückenquerschnitt hinaus ragen werden als Fertigteile mit 3,78 m ausgeführt. Auf diesen werden vertikale Leiteinrichtungen (Stahlleitschienen) angeordnet. Das Geländer wird in einer Höhe von 1 m ausgeführt. Auf Lärmschutzwände wird gänzlich verzichtet.

### **(d) Originalansichten und -schnitte**

Den folgenden vier Abbildungen sind die Hauptansichten und Schnitte zu entnehmen. Die Ansicht der Brücke wird in Abbildung 2.15 dargestellt. Die Draufsicht, der Längsschnitt wie auch der Querschnitt sind den Abbildungen 2.16, 2.17 und 2.18 zu entnehmen.

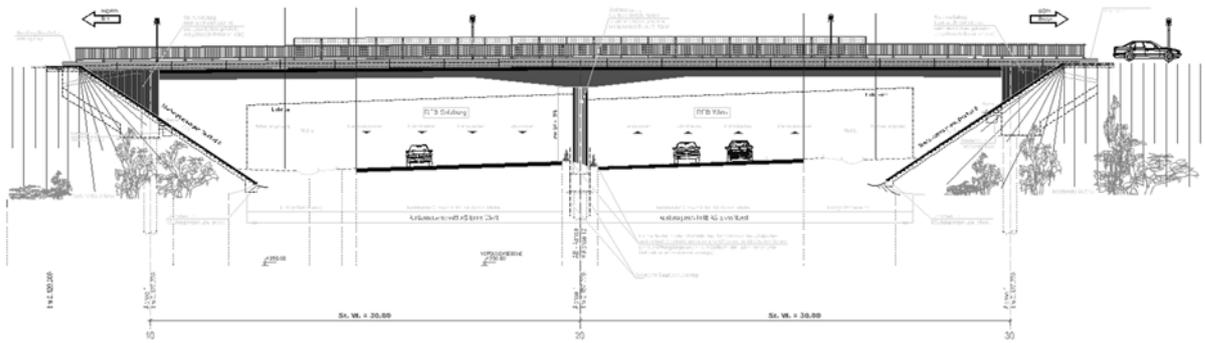


Abbildung 2.15: Objekt L21 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen]

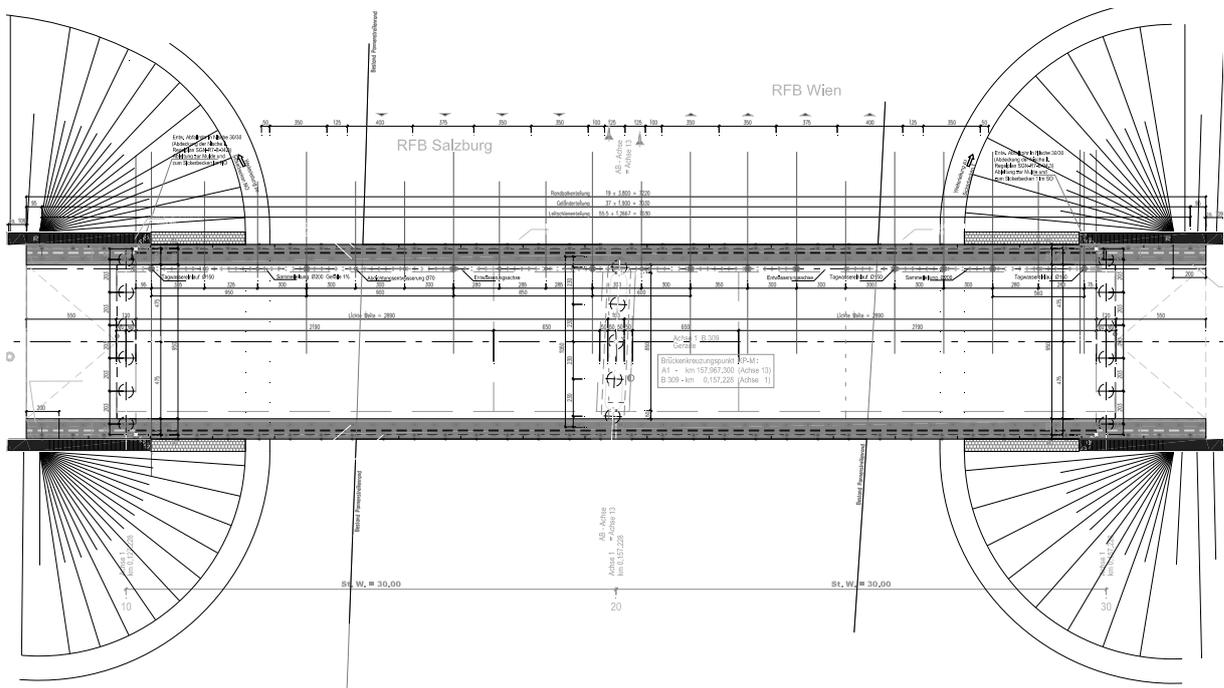


Abbildung 2.16: Objekt L21 Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen]

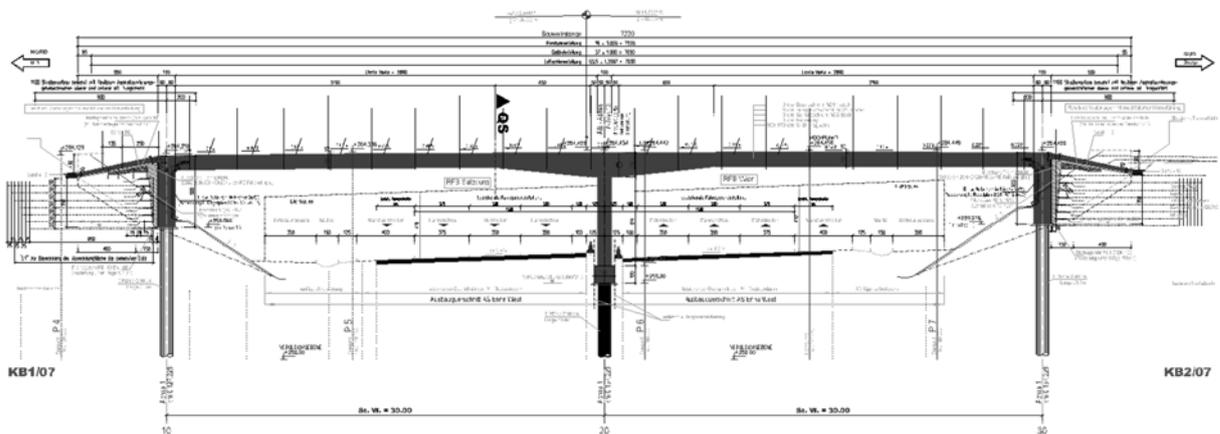
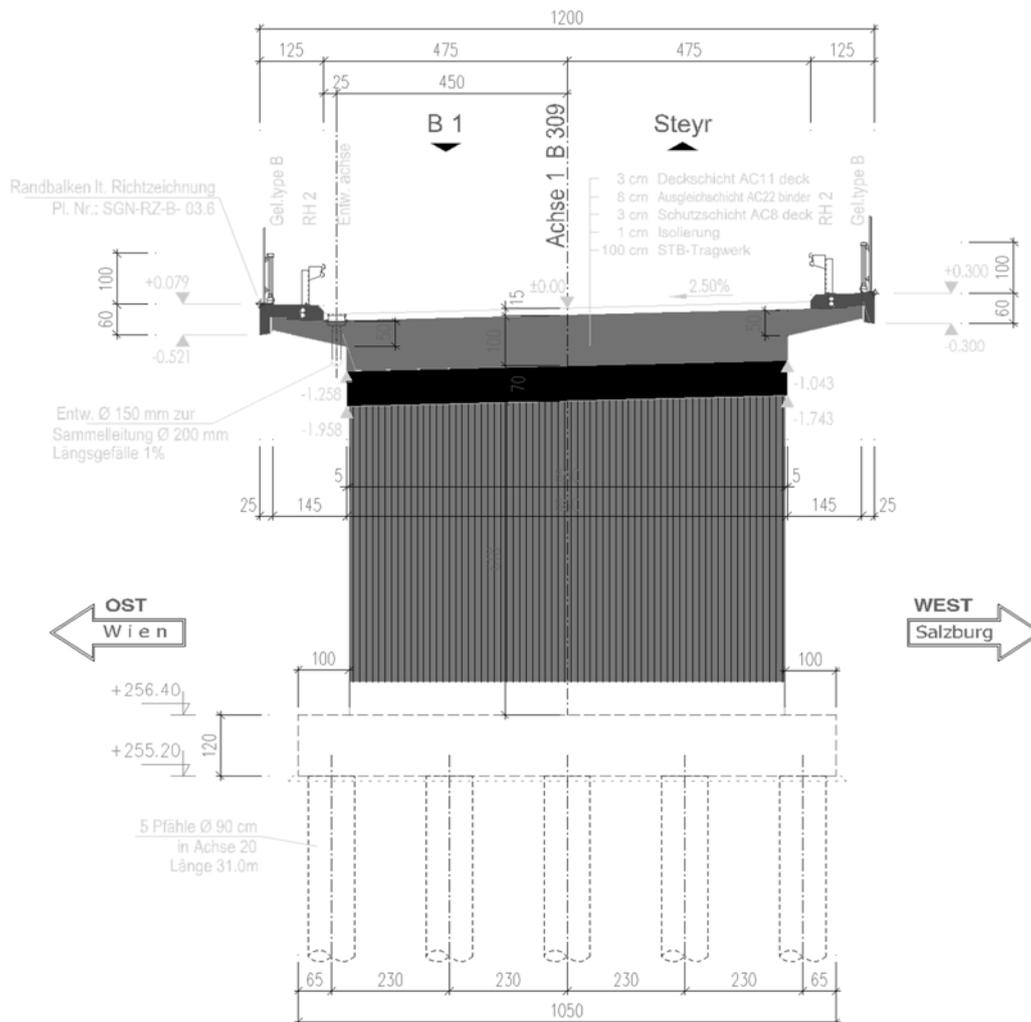


Abbildung 2.17: Objekt L21 Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]



**Abbildung 2.18: Objekt L21 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]**

### (e) Bauphasen

Die Arbeitsschritte wurden in vier Bauphasen unterteilt, siehe hierzu Abbildung 2.19. Bauphase 0 beinhaltet die Sperrung der Fahrstreifen, die an die Mittelstütze angrenzen, um die Bohrpfähle, die Baugrube, das Fundament und die Mittelstütze herstellen zu können. Bei Bauphase 1 wurde die Richtungsfahrbahn (RFB) Salzburg gesperrt und der Verkehr über die RFB Wien umgeleitet. Im Zuge der Sperrung wurde das Lehrgerüst mit einer Arbeitsebene für den Kragbereich aufgebaut, der Widerlagerbereich hergestellt und das Tragwerk betoniert. In der Bauphase 2 wurde dann die RFB Salzburg für den Verkehr freigegeben und die RFB Wien gesperrt, um so die gegenüberliegende Seite herzustellen. Gleichzeitig wurde im Bereich der RFB Salzburg die Isolierung hergestellt und die Randbalken samt Aufbau montiert. Sobald das Objekt L21 für den Verkehr freigegeben wurde, wurde mit dem Abbruch des bestehenden Brückentragwerks begonnen. Als erstes wurde im Zuge der Sperrung der RFB Wien der

südliche Teil abgebrochen, danach folgte eine weitere Sperre der RFB Salzburg in Bauphase 3, wo der nördliche Teil abgetragen wurde.

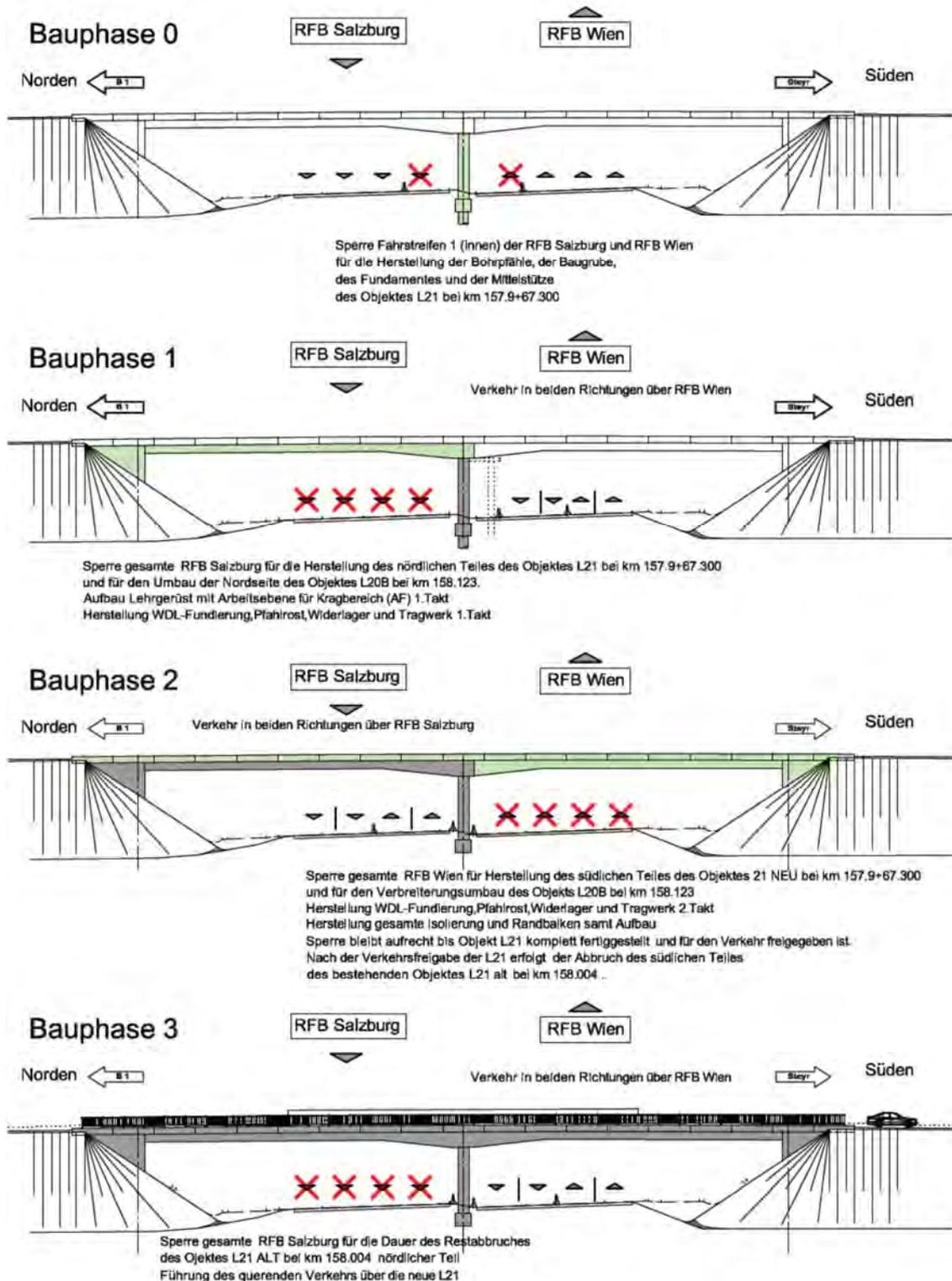


Abbildung 2.19: Bauphasen Objekt L21, schematische Darstellung [9]

### **2.1.4.3 Beispiel: Zweifeldrige Stahl-Beton-Verbundbrücke – Objekt A2.Ü22a**

Bei dem bestehenden Objekt handelt es sich um die Überbrückung der Süd Autobahn A2 bei der Anschlussstelle Bad Vöslau. Dieses Brückentragwerk verbindet die Orte Bad Vöslau und Kottingbrunn und befindet sich bei km 24,4 der A2.

#### **(a) Tragwerkkonzept**

Dieses Tragwerk ist zweifeldrig ausgebildet. Es überspannt zwei Felder mit jeweils 22,57 m, somit entsteht eine Gesamtlänge von 48,19 m. Der Verbundquerschnitt setzt sich aus vier Stahlträgern zusammen, die mittels Kopfbolzendübel mit den Betonfertigteilen und dem Ortbeton verbunden werden. Um den Ortbeton aufzubringen, wurden Beton-Fertigteile auf den Stahlträgern aufgelegt.

Die Ausbildung als integrale Brücke bot sich bei diesem Objekt aufgrund der zu überspannenden Längen und den hohen Dammwänden an. Bei diesen kann eine Widerlagerausbildung problemlos erfolgen. Um die Längsdehnungen und Verkürzungen auszugleichen wurde hinter dem Widerlager eine 100 mm EPS-Platte und eine 300 mm SSM Betonschicht und ein mit Geogitter bewehrter Erdkeil ausgebildet. Um Setzungen im Übergangsbereich zur freien Fahrt zu vermeiden, wurde eine Schleppplatte angeordnet.

#### **(b) Fundierung**

Die Fundierung erfolgte mit jeweils vier Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,90 m und einer Länge von 28 m auf jeder Endauflagerseite. Der Mittelpfeiler wurde mittels duktilen Pfählen gegründet. Diese haben einen Durchmesser von 170 mm, sind mantelverpresst und ragen 16 m in den Untergrund.

#### **(c) Brückenausrüstung**

Die Randleisten, die über den Brückenquerschnitt hinaus ragen, wurden als Fertigteile mit 1,25 m ausgeführt. Auf diesen wurden vertikale Leiteinrichtungen (Stahlleitschienen) angeordnet. Das Geländer wurde in einer Höhe von 1 m ausgeführt. Auf Lärmschutzwände wurde gänzlich verzichtet.

#### **(d) Hauptansichten und -schnitte**

Den folgenden vier Abbildungen sind die Hauptansichten und Schnitte zu entnehmen. Die Draufsicht, der Längsschnitt wie auch der Querschnitt sind den Abbildungen 2.20, 2.21 und 2.22 zu entnehmen.

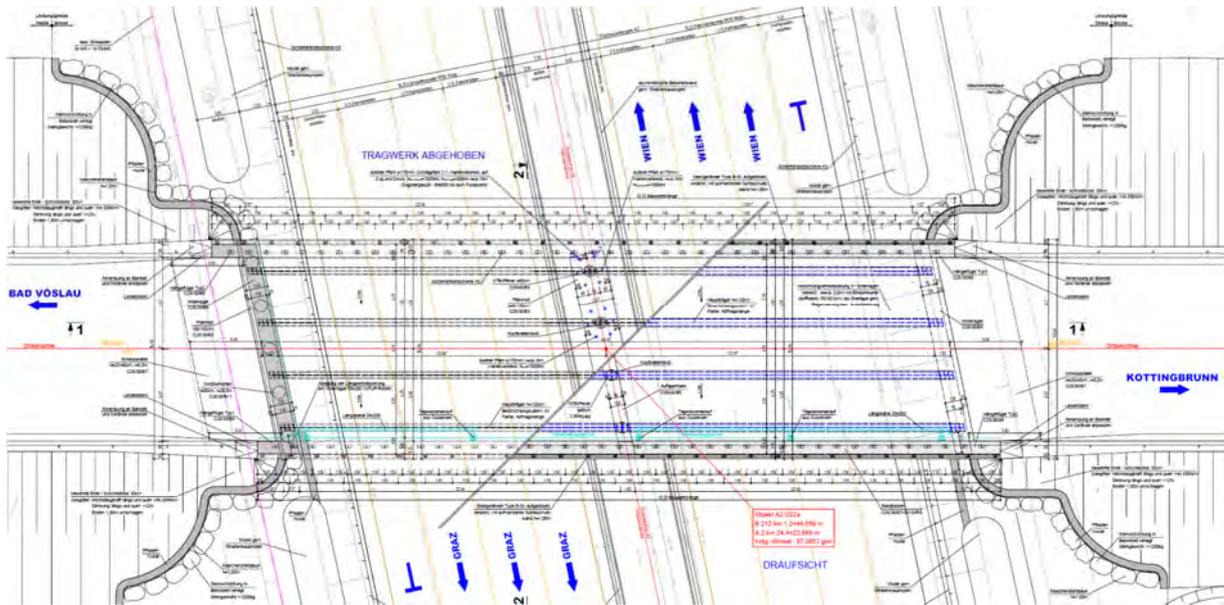


Abbildung 2.20: Objekt A2.Ü22a Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen]

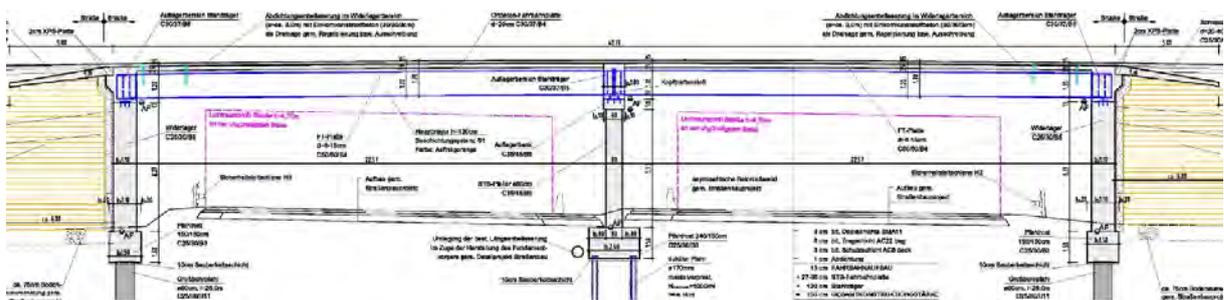


Abbildung 2.21: Objekt A2.Ü22a Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

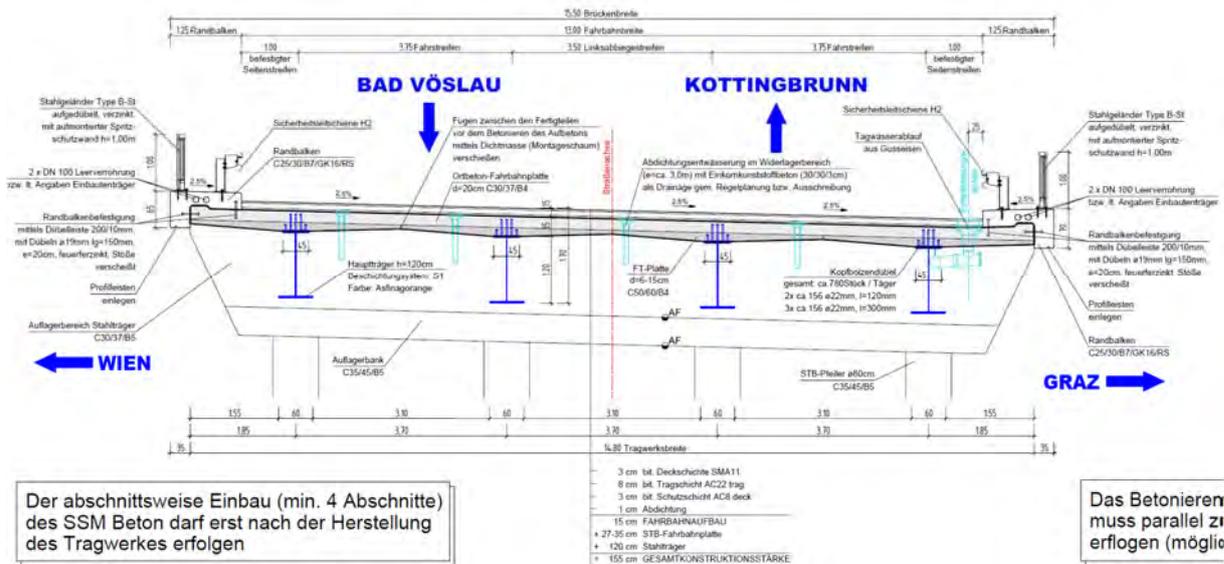


Abbildung 2.22: Objekt A2.Ü22a Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

## 2.2 Fertigteilbrücken

Als Fertigteilbauweise wird die Herstellung von Bauelementen an einer anderen Stelle als der Einbauort bezeichnet. Die mit der Vorfabrikation verbundenen Arbeitsprozesse können sowohl auf der Baustelle als auch in einem stationären Fertigteilwerk durchgeführt werden. Das Ziel der Anwendung dieser Bauweise ist es vor allem, die Bauzeit vor Ort zu verkürzen und die Ausführungsqualität der Elemente durch Werkfertigung zu steigern. In diesem Kapitel werden die Entwicklungen und die Eigenschaften der Fertigteilbauweise im Betonbrückenbau erläutert. Dabei wird auch der Herstellungsprozess von Fertigteilbrücken kurz beschrieben und es werden die üblichen Querschnittsformen von solchen Brücken präsentiert.

### 2.2.1 Entwicklung der Fertigteilbauweise im Brückenbau

Schon in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts wurden die ersten vorgefertigten Betonelemente für die Errichtung von Brücken mit kurzen Spannweiten verwendet. Aufgrund der erheblichen Steigerung des Straßenverkehrs und des Baus von neuen Schnellstraßen wurden in den 50er und 60er Jahren wirtschaftliche Lösungen für den Brückenbau gesucht. In dieser Zeit kam es zur Weiterentwicklung und immer öfteren Anwendung der Fertigteilbauweise. Es war vor allem wichtig die Bauzeit der Brücken zu minimieren um den Straßenverkehr möglichst wenig zu behindern.

Im Verlauf der nächsten Jahrzehnte wurde ein Zuwachs der Anzahl an Fertigteilbrücken und immer längere Spannweiten der errichteten Brücken beobachtet. Auch der Umfang der Anwendung von Fertigteilen hat sich im Laufe der Zeit wesentlich erweitert, da sich die Transport- und Montagemöglichkeiten deutlich verbessert haben. Es wurde möglich die Träger mit voller Spannweite und mit einem Gewicht von mehreren hundert Tonnen vorzufertigen und diese großen Elemente über längere Distanzen zu transportieren. Auch die Baukräne wurden fähig immer schwerere Bauelemente zu heben.

Nicht in allen Ländern hat sich die Fertigteilbauweise im Brückenbau gleich entwickelt und etabliert. Einerseits war in Spanien, Polen, Italien, Belgien, Niederlanden, Vereinigtem Königreich, Kanada und USA der Anteil von Fertigteilbrücken in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts bis zu 50% der gebauten Brücken. Andererseits wurden in Skandinavien oder auch in Österreich Brücken aus Betonfertigteilen sehr selten eingesetzt. Obwohl sich wegen den Klimabedingungen in Skandinavien aufgrund der relativ kurzer Bauzeiten die Verwendung von Fertigteilen beim Brückenbau als sinnvoll erweisen würde, wurde in diesen Länder diese Bauweise nie wirklich akzeptiert und sehr selten verwendet. In Österreich ist der Anteil der Fertigteilbrücken in der Brückeninfrastruktur sehr gering und beträgt ungefähr 2%. Die seltene Anwendung solcher Brücken in manchen Ländern wurde durch den mangelnden

Wissensstand und Vorurteile gegen technische und ästhetische Eigenschaften von Brücken aus Fertigteilen verursacht. In vielen Ländern haben Fertigteilbrücken nicht zuletzt wegen den deutlich niedrigeren Sanierungs- und Instandhaltungskosten im Gegensatz zu Ort betonbrücken Verwendung gefunden. Wiederum wurde in manchen Ländern oft auf Fertigteilbrücken aufgrund des problematischen Einbaus von Fugen verzichtet. Interessant ist, dass in Kanada, Deutschland oder Frankreich in Zeiten boomender Wirtschaft verhältnismäßig mehr Brücken aus Fertigteilen im Vergleich zu Ort betonbrücken errichtet wurden, als in Zeiten schlechter Konjunktur [10, 12].

### 2.2.2 Arten von Fertigteilbrücken

Die meisten Bauverfahren und Technologien des Brückenbaues mit Verwendung von Fertigteilen wurden in den vergangenen 40 bis 50 Jahren entwickelt. Gemäß dem Bericht zum Thema Fertigteilbrücken der International *Federation for Structural Concrete* (fib), der im *fib Bulletin 29* [10] in 2004 veröffentlicht wurde, werden Brückenquerschnitte, die mittels Fertigteilbauweise errichtet werden, wie folgt aufgeteilt:

- „Solid deck bridge“ – Plattenbrücken
- Balkenträgerbrücken
- Kastenträgerbrücken
- Mono-Box-Brücken
- Gekrümmte Kastenträgerbrücken
- Trogbrücken
- Segmentbrücken
- Schrägseilbrücken

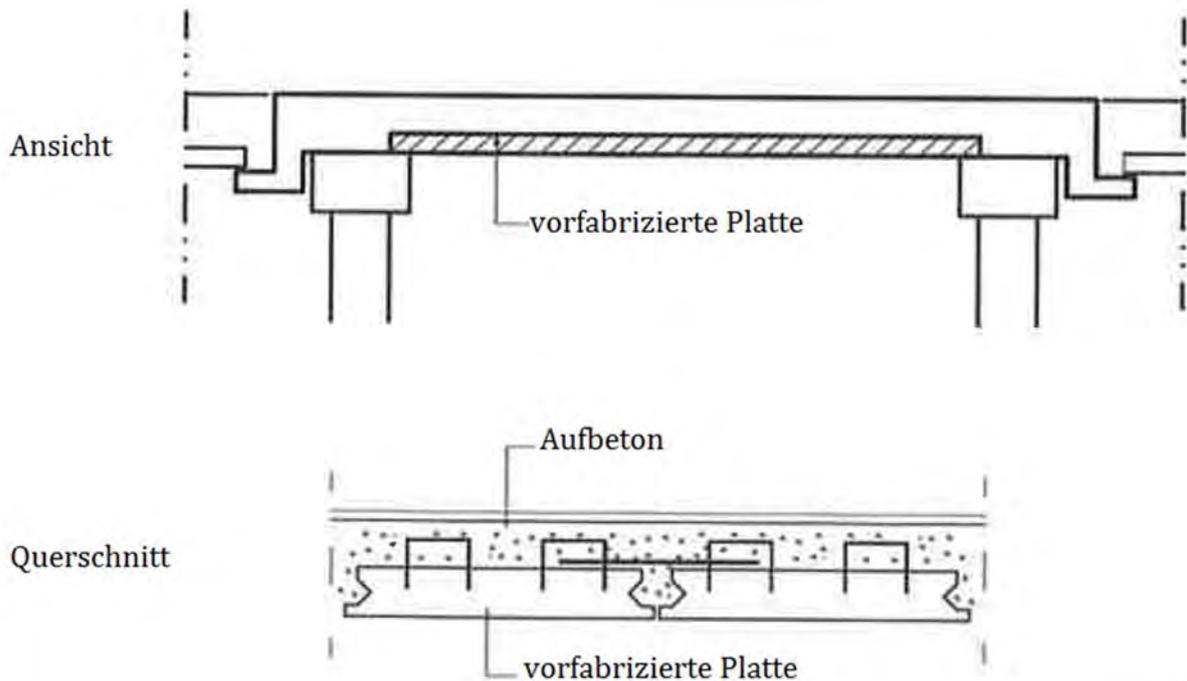
In den folgenden Unterkapiteln werden die Brückenquerschnitte genauer beschrieben.

#### 2.2.2.1 „Solid deck bridge“ – Plattenbrücke

Kleinere Brücken können mit Tragelementen aus Fertigteilen in Kombination mit einer Ort betonplatte errichtet werden und wirken als Verbundbau. Dabei entstehen schwere Tragwerke mit kurzen und mittleren Spannweiten, die jedoch relativ einfach ausgeführt werden können.

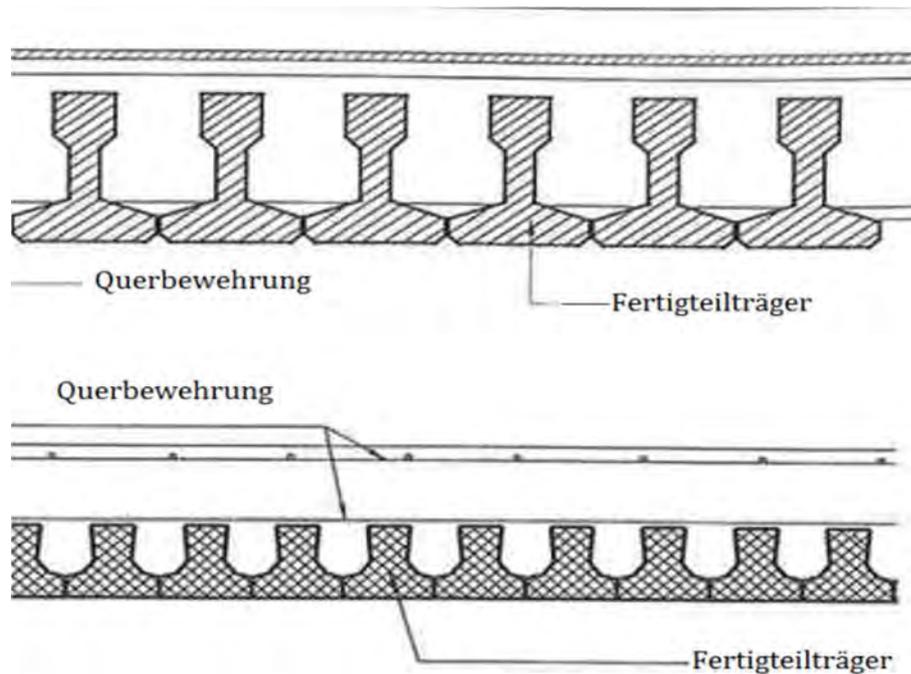
Bei kleineren Spannweiten von 8 m bis 13 m kann eine schwere Plattenlösung gewählt werden. Die vorgefertigte Platte hat eine modulierte Breite von z.B. 1200 mm und eine Stärke

von 150 mm bis 350 mm. Die Platten werden nebeneinander platziert und mit einer Ortbetonschicht mit einer Stärke von 150 mm bis 200 mm bedeckt. Die Fertigteilplatten sind meistens vorgespannt und haben herausstehende Bewehrungsstäbe, die einen guten Verbund mit dem Ortbeton gewährleisten sollen. Die Verbindungsflächen an den Längsseiten der Platten werden mit Schlitzern geformt um eine gute Schubverbindung zu sichern. Ein Beispiel einer solchen Konstruktion ist in Abbildung 2.23 dargestellt.



**Abbildung 2.23: Ansicht und Querschnitt einer Plattenbrücke [10]**

In einer erweiterten und fortgeschrittenen Lösung wird die Tragstruktur aus I-Trägern, umgekehrten T-Trägern oder schweren Doppel-T-Profilen erstellt, die nebeneinander aufgestellt werden und mit Ortbeton übergossen und verbunden werden. Querschnitte solcher Brücken sind in Abbildung 2.24 ersichtlich. Die zusätzliche Bewehrung des Ortbetonteiles umfasst die Querbewehrung, die durch die Öffnungen in den Stegen der Träger durchgeführt wird, und die Lagen der Bewehrung über den Trägern. Dieses System ist für Brücken mit Spannweiten zwischen 6 m und 20 m vorgesehen. In Abbildung 2.25 ist der Einbau einer solchen Brücke abgebildet.



**Abbildung 2.24: Querschnitte von Fertigteilbalkenbrücken mit Ortbetonfüllung [10]**

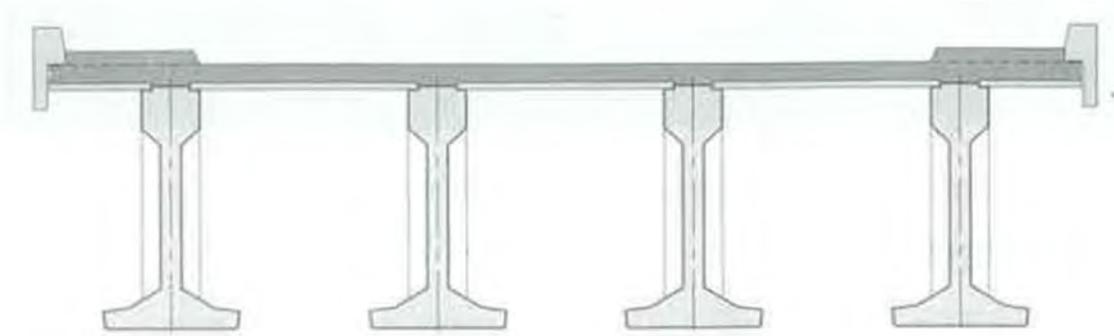


**Abbildung 2.25: Solid-deck-Brücke beim Einbau [10]**

### 2.2.2.2 Balkenträgerbrücken

Seit den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts wurden große Balkenträgerbrücken aus Fertigteilen häufig angewendet. Das Brückentragwerk wird aus umgedrehten T- oder I-Trägern, die nebeneinander in bestimmten Abständen verlegt werden, errichtet. Die Träger werden mit einem Querträger an jeder Stütze und manchmal auch im Feld verbunden. Nach dem Verlegen der Längsträger und der Herstellung der Querträger, wird die Fahrbahnplatte aus Ortbeton betoniert. An der Oberseite der Träger befindet sich Anschlussbewehrung, die den Verbund mit der Ortbetonplatte verbessert. Die Lösung mit umgekehrt verlegten T-Trägern eignet sich für Brücken mit Spannweiten von 15 bis 45 m und ermöglicht eine geschlossene Untersicht. Das Brückensystem mit I-Trägern wird bei Brücken mit Spannweiten von 15 m bis

55 m verwendet. In Abbildung 2.26 ist der Querschnitt einer Balkenträgerbrücke mit I-Träger ersichtlich. Der Abstand zwischen den Tragelementen in Querrichtung hängt von der zu erwartenden Belastung der Brücke ab. In Abbildung 2.27 ist der Bau einer Balkenträgerbrücke über eine Autobahn dargestellt. Bei dieser Ausführung kommt es zu keiner Verkehrseinschränkung auf der Autobahn.



**Abbildung 2.26: Querschnitt einer Balkenträgerbrücke mit I-Trägern [10]**

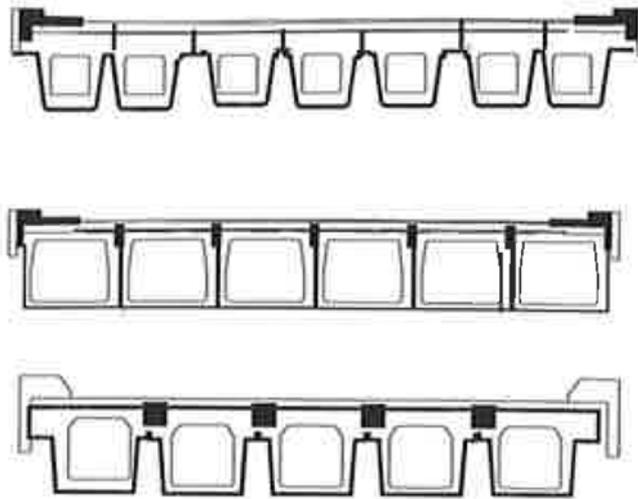


**Abbildung 2.27: Balkenträgerbrücke während der Errichtung [10]**

### 2.2.2.3 Kastenträgerbrücken

Die Fahrbahnplatte der Kastenträgerbrücken bestehen aus einer Reihe von vorgespannten Kastenträgern, welche nebeneinander oder in kleinen Abständen verlegt werden. Nach der Errichtung ist die Arbeit auf der Baustelle auf die Füllung der Fugen in Längsrichtung und die Vorspannung in Querrichtung beschränkt. Herausstehende Anschlussbewehrung ist in den Trägern vorhanden um einen besseren Verbund mit dem Ortbeton oder Fugenkonstruktionen zu gewährleisten. Querschnitte von solchen Konstruktionen sind in Abbildung 2.28 dargestellt. Es gibt verschiedene Varianten dieser Bauweise. Es können zum Beispiel Kastenträger verwendet werden, bei denen der obere Flansch als Fahrbahnplatte genutzt wird. Eine andere Variante ist die Anwendung von Kastenträgern mit einem breiten unteren Flansch für

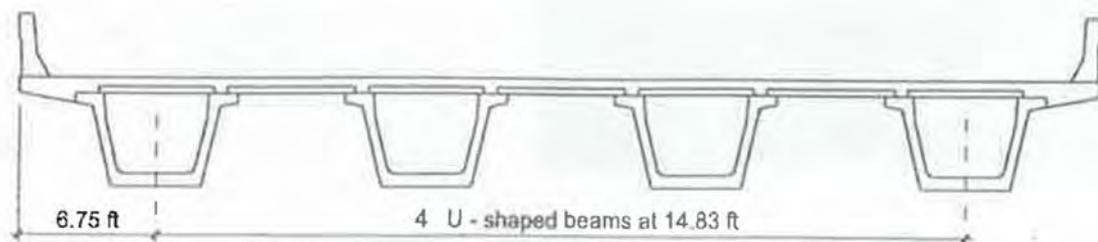
Konstruktionen, bei denen eine geschlossene Untersicht gefordert wird. Der Einbau eines solchen Trägers ist in Abbildung 2.29 zu sehen. Es können auch Fertigteilträger mit einem U-Querschnitt, die mit vorfabrizierten Platten verdeckt und mit einer Ortbetonschicht ergänzt werden, verwendet werden. Ein Brückenquerschnitt mit einem U-Träger ist in Abbildung 2.30 ersichtlich.



**Abbildung 2.28: Typische Querschnitte von Kastenträgerbrücken ohne Aufbetonschicht [10]**



**Abbildung 2.29: Mono-Box-Träger während des Einhebens [10]**



**Abbildung 2.30: Brückenquerschnitt mit vorfabrizierten „U-Träger“ mit Ortbetonplatte [10]**

#### 2.2.2.4 Mono-Box-Brücken

Eine Mono-Box-Brücke besteht aus einem großen trapezförmigen Kastenträger mit Kragarmen. Aus Gründen der Handhabung und des Transportes ist die Länge eines solchen Kastenträgers auf 45 m beschränkt, jedoch können bei längeren Spannweiten einzelne Elemente durch Vorspannung zusammengefügt werden. Bei der Errichtung von Mono-Box-Brücken werden die Träger auf temporären Stützen verlegt und danach verbunden. Diese Konstruktionsart wird als Verbundbauweise aus Fertigteilen und Ortbeton ausgeführt. Die auskragende Fahrbahnplatte wird entweder gleichzeitig mit der Ortbetonplatte betoniert oder aus Fertigteilen aufgebaut. Nach der Errichtung der Brückenkonstruktion kann es vorkommen, dass die vorgespannten Fertigteilträger noch eine zusätzliche nachträgliche Vorspannung benötigen. Diese kann in den Querschnitten platziert oder als externe Vorspannung ausgeführt werden. Spannstahtkabel werden auch als Verbindungen zwischen den Trägern gebraucht. Diese Art von Fertigteilbrücken ist eine kompliziertere Lösung als die Konstruktionen mit anderen Trägertypen, aber sie ermöglicht die Überbrückung von größeren Spannweiten. Es wurden Mono-Box-Brücken mit Spannweiten von bis zu 90 m errichtet. In Abbildung 2.31 ist ein Querschnitt einer Mono-Box-Brücke und in Abbildung 2.32 ein Model der Brückenkonstruktion zu sehen.

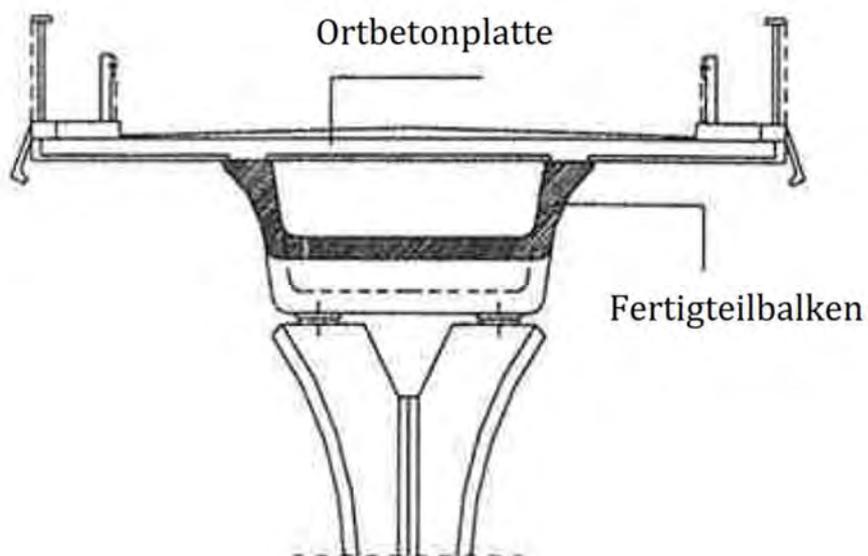


Abbildung 2.31: Querschnitt einer Mono-Box-Brücke [10]



Abbildung 2.32: Mono-Box-Brücke mit ausragender Platte [10]

#### 2.2.2.5 Gekrümmte Kastenträgerbrücken

Seit 1995 wurden wegen zunehmender ästhetischer Anforderungen gekrümmte Kastenträger entwickelt. Die Torsionssteifigkeit der Kastenträger ist bei Brücken mit horizontaler Krümmung sehr gut. Diese Lösung wird heutzutage vor allem in Spanien, den Niederlanden und dem Vereinigten Königreich angewendet. Der Krümmungsradius beträgt zwischen 100 m und 200 m. In Abbildung 2.33 sind gelagerte gekrümmte Kastenträger und in Abbildung 2.34 ein aus solchen Trägern errichteter U-Bahn-Viadukt dargestellt.



Abbildung 2.33: Gekrümmte Kastenträgerquerschnitte [10]



Abbildung 2.34: U-Bahn-Viadukt mit gekrümmten Kastenträgern [10]

### 2.2.2.6 Trogrücken

Diese Trogrücken aus Fertigteilen wurden in Belgien für den Bau von Schnellzuglinien in den 90er Jahren entwickelt. Die Trogelemente sind meist Verbundkonstruktionen mit eingebauten Stahlprofilen an den Rändern und mit einer hohen Zahl an Spannritzen in der unteren Platte. Ein Querschnitt eines Trogelements ist in Abbildung 2.35 und ein Beispiel eines Brückenquerschnittes einer Trogrücke in Abbildung 2.36 dargestellt. Die Länge der Fertigteile in dieser Bauweise beträgt zwischen 20 m und 25 m, die Höhe beträgt ca. 1.30 m, die Breite 4 m und das Gewicht solcher Fertigteile kann bis zu 160 to betragen. In Abbildung 2.37 ist eine Trogrücke während der Errichtung dargestellt.

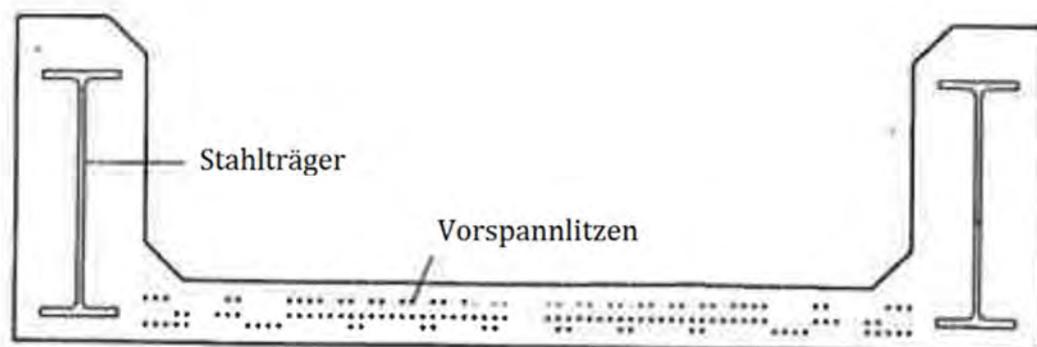
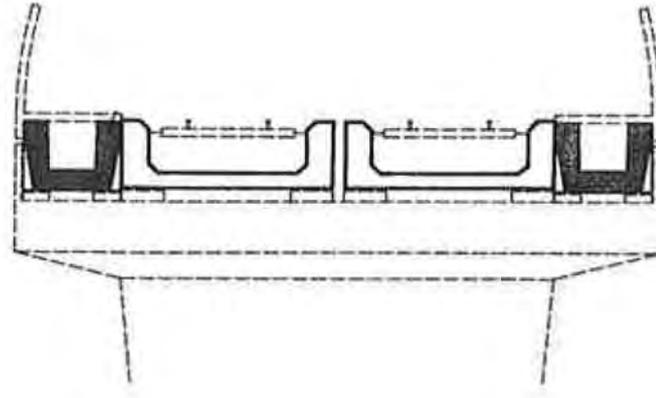


Abbildung 2.35: Trogräger [10]



**Abbildung 2.36: Querschnitt einer Trogbrücke [10]**



**Abbildung 2.37: Trogbrücke während dem Bau [10]**

### **2.2.2.7 Segmentbrücken**

In der Segmentbauweise werden vorgefertigte Betonsegmente mittels Spannkabel in Längsrichtung zusammengespannt. Die Segmente sind kurze Kastenträger mit auskragendem oberem Flansch und umfassen die ganze Breite der Brücke. Die Länge der Segmente hängt vom Gewicht und den Transport- und Hebemöglichkeiten ab. In Abbildung 2.38 wird ein solches Segment dargestellt. Segmentbrücken werden üblicherweise bei auskragenden Konstruktionen von weitgespannten Brücken eingesetzt. Meistens werden die großen Segmente auf der Baustelle vorfabriziert, aber es gibt zahlreiche Beispiele von Werkfertigungen. Vor allem bei kleineren Projekten wie z.B. Viadukte in Städten werden die Segmente in Fertigteilwerken hergestellt. Ein großer Vorteil dieser Bauweise liegt in der Möglichkeit große Produktionsserien auszuführen. Die Errichtung einer Segmentbrücke wird normalerweise auf einem Hilfsgerüst (siehe hierzu Abbildung 2.40) ausgeführt und nach der Verfüllung der Querfugen werden die Segmente in Längsrichtung nachträglich vorgespannt. In Abbildung 2.39 ist eine ausgeführte Segmentbrücke über dem Fluss Shrewsbury in Monmouth County, New Jersey, USA zu sehen.



Abbildung 2.38: Segment bei der Errichtung einer Brücke [13]



Abbildung 2.39: Segmentbrücke in New Jersey [14]

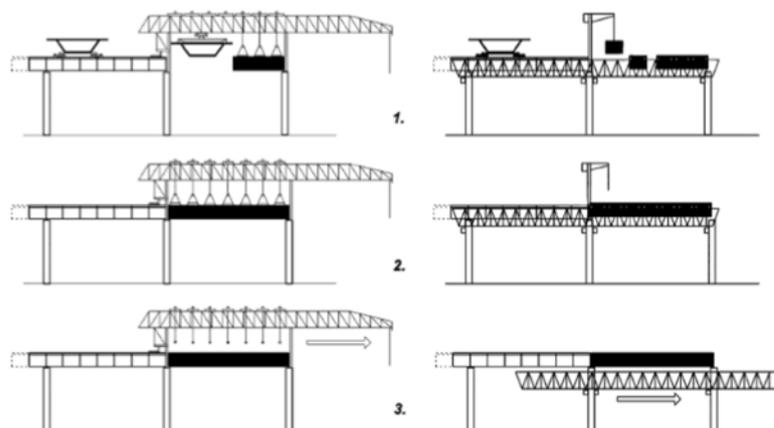


Abbildung 2.40: Segmentbauweise mit oben- bzw. untenliegendem Verlegegerüst [4]

### 2.2.2.8 Schrägseilbrücken

Um längere Spannweiten von Brücken aus Fertigteilen zu erreichen, werden diese als Schrägseilbrücken mit vorfabrizierten Fahrbahnplatten ausgeführt. Es können dabei Spannweiten von bis zu 400 m erreicht werden. Vorgefertigte Fahrbahnplatten können für zwei Seilebenen entworfen werden mit einem Kastenträger unter jeder Ebene. In Abbildung 2.41 ist ein Kastenträger einer Schrägseilbrücke im Querschnitt ersichtlich. Es ist auch möglich Fahrbahnplatten mit einer Reihe von Seilen und mit einem oder zwei Kastenträgern auszuführen. Im Fall einer Variante mit zwei Kastenträgern wird bei jeder Verankerung der Seile ein Querbalken, der die Kastenträger mit der Seilverankerung verbindet, eingebaut. Ein Beispiel einer Schrägseilbrücke aus Fertigteilen ist in Abbildung 2.42 dargestellt.



Abbildung 2.41: Schrägseilbrücke [10]



Abbildung 2.42: Schrägseilbrücke während der Errichtung [10]

### 2.2.3 Vor- und Nachteile

Zu den Vorteilen der Anwendung von Betonfertigteilen im Brückenbau zählt vor allem eine verkürzte Bauzeit. Die Fertigteile können in Serienproduktion mit einer hohen Wiederholbarkeit der Elemente hergestellt werden, was sowohl den Entwurfsaufwand verringert als auch die Produktionskosten reduziert. Auch die Wetterverhältnisse auf der Baustelle spielen eine geringere Rolle als beim Bau von Ortbetonbrücken, da ein großer Teil der Brückenherstellung in einer Werkshalle stattfindet. Gleichzeitig führt das aber auch zu Einschränkungen aufgrund der Transport- und Hebemöglichkeiten. Abmessungen der Fertigteile müssen an die zur Verfügung stehenden Fahrzeuge und Kräne angepasst werden. Dem Fertigteilbau wird nachgesagt, dass die Betonüberdeckung oft knapp gehalten wurde um Gewicht zu minimieren. Mit einer geringeren Betonüberdeckung steigt jedoch die Korrosionsgefahr an den Bauteilen. Ein weiterer Problempunkt sind Fugen, die in der Fertigteilbauweise in großer Zahl vorhanden sind, und die Abdichtung von Fertigteilbrücken vor. Nicht zuletzt entscheidet auch die häufig negativ empfundene Ästhetik von Betonbrücken aus Fertigteilen über die Anwendung dieser Bauweise [10, 12].

### 2.2.4 Herstellungsprozess von Betonbrücken aus Fertigteilträgern

Der Bau von Betonbrücken aus Fertigteilen beginnt mit der Herstellung von einzelnen Betonelementen. Dies erfolgt entweder in einem stationären Fertigteilwerk oder in Form einer temporären Baustellenfertigung. Meistens werden die Elemente in langen Schallungsformen aus Stahl betoniert, wie in Abbildung 2.43 zu sehen ist.



Abbildung 2.43: Herstellung eines Betonträgers im Fertigteilwerk [10]

Nach dem Erhärten des Betons werden die Fertigteile ausgeschalt, gelagert und zum Einbauort transportiert. Ein Beispiel für die Lagerung ist in Abbildung 2.44 dargestellt und ein vorfabrizierter Brückenträger während des Transportes ist in Abbildung 2.45 ersichtlich.



**Abbildung 2.44: Gelagerte Betonfertigteile [10]**



**Abbildung 2.45: Brückenträger während des Transports [15]**

Der Transport von schweren Brückenfertigteilen zum Einbauort benötigt Lastwagen für Schwertransporte und wird oft, um dem Straßenverkehr so wenig wie möglich zu behindern, in der Nacht durchgeführt. In den meisten Fällen erfolgt das Einheben der Fertigteile mit

Mobilkranen, die beim heutigen Stand der Technik ein Gewicht von bis zu 400 to heben können. Oft werden zwei Kräne benötigt um einen langen Brückenträger in die geplante Lage zu bringen. In Abbildung 2.46 ist der Einhebeprozess eines Fertigteilträgers ersichtlich.



**Abbildung 2.46: Einheben eines vorfabrizierten Brückenträgers [15]**

Nach dem Verlegen der Träger erfolgt die Vorbereitung und Durchführung des Betonierens der Ortbetonplatten und gegebenenfalls einer Betonfüllung, Verarbeitung der Fugen und Einbau der Elemente der Brückenausrüstung. In Abbildung 2.47 ist eine Fertigteilbrücke nach dem Verlegen der Träger dargestellt. Dieser kurz beschriebene Herstellungsprozess bezieht sich auf Betonbrücken mit Fertigteilträgern, und gilt daher in dieser Form nicht für die Errichtung von Segmentbrücken.



**Abbildung 2.47: Verlegte Fertigteilträger [10]**

## 2.2.5 Anwendungsbeispiele von Fertigteilen im Brückenbau [10]

In den anschließenden Unterkapiteln werden Beispiele genannt, die veranschaulichen wie und warum Fertigteile sinnvoll im Brückenbau eingesetzt werden können. Es werden folgende Brückenprojekte beschrieben:

- Talübergang Gernitzbach in Niederösterreich
- Brückenfamilie St. Pölten in Niederösterreich
- Brückentrio Sattledt in Oberösterreich
- Mühlbachbrücke St. Pölten in Niederösterreich
- Zufahrtsbrücke Franzenfeste in Südtirol

Dabei geht es vorwiegend nicht darum, ein bestimmtes Fertigteil für möglichst viele Brücken herzustellen, sondern ein Fertigteil zu produzieren, das in ganz bestimmten Situationen möglichst effektiv einsetzbar ist.

### 2.2.5.1 Talübergang Gernitzbach, Niederösterreich

Die Brücke des Talübergang Gernitzbach bei Großmotten an der B37 zwischen Krems und Zwettl wurde 1997 fertiggestellt. Sie ist 161 m lang und besteht aus drei Stützen, die jeweils ab der Hälfte in beide Richtungen, um die Spannweite zu halbieren, verzweigt sind (siehe Abbildung 2.48). Es entstehen Feldlängen von 24 m, wodurch die Wahl der Fahrbahndecke auf schlaff bewehrte Plattenbalken gefallen ist. Diese wurden feldweise mit Ortbeton und Lehrgerüst hergestellt.



Abbildung 2.48: Talübergang Gernitzbach [10]

Für die Verzweigung ab Stützenmitte waren viele Möglichkeiten für die Konstruktion untersucht worden. Die Wahl fiel dann auf Grund des geringen Gewichts auf bewehrte hohle Fertigteile, die durch zwei Autokräne versetzt wurden. Die Neigung der Fertigteile setzte eine Stützung durch Rüsttürme voraus, die später auch für die Herstellung des Tragwerkes verwendet werden konnten. Abschließend wurden die Hohlräume der Fertigteile ausbetoniert. Die Brücke konnte trotz der Fertigteile fugenlos ausgebildet werden und gewährleistete eine einfache, qualitativ hochwertige Ausführung.

### 2.2.5.2 Brückenfamilie St. Pölten in Niederösterreich

Nahe St. Pölten entstanden vier Brücken über die Westautobahn A1 sowie die Trasse der geplanten Güterzugumfahrung der ÖBB. Diese Brücken hatten ähnliche Anlagenverhältnisse, weshalb entschieden wurde, ein System zu wählen, das auf alle Brücken angewendet werden konnte. Es wurde ein System bestehend aus einem sechsfeldrigen Tragwerk mit Stützweiten zwischen 15 und 18 m gewählt. Hierfür wurde als Konstruktion die Fertigteilbauweise gewählt. Was die Entscheidung für diese Bauweise verstärkte war, dass durch den Entfall vom Lehrgerüst, der gesamte Verkehr auf der A1 aufrecht erhalten werden konnte und somit eine Unwirtschaftlichkeit aufgrund einer Schließung der Teilstrecke verhindert werden konnte.



Abbildung 2.49: Brückenfamilie St. Pölten [10]

Drei, beziehungsweise vier T-förmige Fertigteile wurden in jedem Feld verlegt. Beim Betonieren der Querträger und der Fahrbahnplatte konnten diese Fertigteile zu einem monolithischen Tragwerk verbunden werden. Auf Grund wirtschaftlicher und gestalterischer Gesichtspunkte, wurden pro Feld Unterspannungen aus Rundstahl angebracht, wie in Abbildung 2.49 zu sehen ist. Durch die Abspannungen konnten die Stege im Feld auf eine minimale Höhe reduziert werden. Für die Randbalken wurden ebenfalls Fertigteile verbaut, was dazu führte, dass die beschriebenen Brücken hauptsächlich aus Fertigteilen bestehen.

### 2.2.5.3 Brückentrio Sattledt in Oberösterreich

Die Westautobahn A1 wurde auf sechs Fahrstreifen erweitert. Dadurch mussten drei Überführungen bei Sattledt neu errichtet werden. Diese wurden einfeldrig ausgeführt mit einer Spannweite von 35 m ausgeführt. Die Konstruktionshöhe war, da die vorhandenen Widerlager erhalten bleiben sollten, und die bestehenden Dämme eine bestimmte Höhe aufwiesen, begrenzt. Aufgrund dieser Randbedingungen war eine Unterspannung unmöglich. Die Lösung waren Fertigteile bestehend aus einem Verbund zwischen Obergurten aus dünnen Stahlbetonplatten und Fachwerken aus liegenden Stahlblechen. Davon wurden jeweils drei, im Ganzen, nebeneinander zur Baustelle transportiert und eingebaut, wie in Abbildung 2.50 zu sehen ist.



**Abbildung 2.50: Einbau Brückentrio Sattledt [10]**

Nach dem Einhub der Fertigteile wurden Endquerträger eingebaut und die Fahrbahnplatte aus Ortbeton betoniert. Damit war die Halffertigteilbrücke monolithisch verbunden. Wie bei der Brückenfamilie St. Pölten war diese Konstruktionsart auf Grund des Entfalls der Schalung und Rüstung und dem relativ störungsfreien Betrieb der Autobahn für diesen Fall am wirtschaftlichsten.

### 2.2.5.4 Mühlbachbrücke St. Pölten in Niederösterreich

Die Mühlbachbrücke ist Teil des viergleisigen Ausbaus der Westbahn. Sie dient als Fuß- und Randwegunterführung sowie als Bachquerung. Daher stand neben Funktion, die Gestaltung im Vordergrund, da Unterführungen schnell düster und eng wirken können, wodurch sich der Fußgänger nicht mehr sicher fühlt. Infolgedessen wurde ein Konzept mit natürlicher und künstlicher Belichtung sowie einer Strukturierung der Betonoberfläche erstellt. In Bezug auf Ästhetik ist dabei die Betonoberfläche eines Fertigteils unschlagbar. Dabei war die Herstellung

komplexer Fertigteilelemente, die teilweise nicht in einem Guss hergestellt werden konnten, eine große Herausforderung (Abbildung 2.51 (links)). Die Herstellung des Tragwerks wurde mit Lehrgerüst durchgeführt, die seitliche Schalung wurde dabei durch Fertigteile ersetzt. In Abbildung 2.51 (rechts), erkennt man die elegante Optik der Vorsatzschalen.



**Abbildung 2.51: Stahlbau im Fertigteilwerk (links); Ansicht bei Nacht (rechts) [10]**

#### **2.2.5.5 Zufahrtsbrücke Franzensfeste in Südtirol**

Bei dem Bau einer 30 m langen einfeldrigen Massivbrücke über die Eisack, die als Zufahrtsbrücke zur „Gewerbezone Kirchacker“ in Franzensfeste in Südtirol dienen soll, fiel die Wahl der Konstruktion auf eine Fertigteilbrücke. Zehn vorgespannte, leicht gebogene Längsträger bildeten den Querschnitt. Dabei betrug die schalungsmäßige Überhöhung 200 mm. Die Überhöhung aus der Vorspannung wird durch die spätere Ortbetonplatte wieder ausgeglichen. An den Widerlagern sind Querträger vorgesehen, die, wie man in Abbildung 2.52 erkennen kann, trogförmig mit Schlitzten ausgebildet sind, in denen die Fertigteillängsträger lagern. Dieser Querträger wird auf vier Elastomerlagern gelagert.



**Abbildung 2.52: Lagerung der FT-Längsträger [10]**

Im Fertigteilwerk wurden die Längsträger im Spannbett mit 24 Litzen vorgespannt und betoniert. Dabei musste besondere Beachtung dem Ausschalungsvorgang gegeben werden, da der Beton noch nicht die volle Festigkeit erreicht hatte und vor allem im Bereich der Transportanker Risse entstehen konnten. Nachdem die Träger zur Baustelle transportiert wurden, konnten die Träger nacheinander eingehoben und zusammengespannt werden. Danach brachte man Deckenplatten auf den Träger an. Die Querträger an den Widerlagern wurden anschließend bis auf die Höhe der Fahrbahnplatten-Unterkante ausbetoniert. Am Ende verlegte man die Bewehrung und betonierte die Fahrbahn mit Ortbeton.

### **2.2.6 Brückenträger aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen**

Fertigteilkonstruktionen sind hinsichtlich ihrer aus heutiger Sicht vermeidbaren Mängel in den vergangenen Jahren teilweise in Verruf geraten. Konstruktionen mit einer großen Anzahl an Fugen, unkontrollierbaren Hohlräumen und auch das nicht immer als positiv empfundene Erscheinungsbild, verdrängten Fertigteilkonstruktionen vom Markt. Ein Konstruktionsansatz wäre es, die Vorteile des Fertigteilbaues, wie zum Beispiel die witterungsunabhängige Herstellung im Werk, mit den Vorteilen des Ortbetons, wie die fugenlose Herstellung, zu verbinden.

Im Idealfall wäre der Einsatz von integralen, vollkommen fugenlosen Strukturen anzustreben. Eine Kombination von Halbfertigteilen als robuste Außenhaut mit Ortbeton als Füllkörper und zusätzlicher Vorspannung sollen diese Vorteile zusammenbringen und die heutigen Anforderungen, wie kurze Montagezeiten und monolithische wartungsfreundliche Konstruktionen, erfüllen [10, 1].

Die seit 2010 am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien laufenden Forschungsprojekte haben zum Ziel, die Machbarkeit und die Umsetzbarkeit dieser Halbfertigteile zu untersuchen. Gründe für eine Wiederentwicklung Richtung Fertigteile sind neben der Wirtschaftlichkeit und den kurzen Bauzeiten, die witterungs- und zeitunabhängige Vorfertigung sowie die gleichbleibend hohe Fertigungsqualität und der hohe Vorfertigungsgrad [10, 1].

Die Verbundbauweise aus Stahlträgern und Betonplatten erfüllt alle oben genannten Voraussetzungen um Verkehrsbrücken ohne erhebliche Unterbrechungen zu errichten und kommt daher in diesen Bereichen oft zum Einsatz. Als Alternative stehen Stahlbeton- und Spannbetonträger zur Verfügung. Das erhöhte Eigengewicht dieser Konstruktionen erfordert jedoch meist einen Mehraufwand in Sachen Transport, Kran und Hebeteknik [1, 16].

Um Stahlbetonkonstruktionen auf diesem Gebiet konkurrenzfähig zu machen, wurde ein Forschungsvorhaben, mit dem Ziel leichte dünne Stahlbetonfertigteile zu entwickeln, ins Leben gerufen. Diese sollen als kostengünstige Alternative zu Stahlträgern im Brücken- und

Ingenieurbau eingesetzt werden. Die Idee besteht darin dünnwandige Brückenträger aus Gitterträgerdecken, beziehungsweise Doppelwandelementen, aber auch Kombinationen dieser zu entwickeln, die gleichzeitig als Schalung und Rüstträger genutzt werden können. Durch diese Baumethode können Stege von Plattenbalken oder Kastenquerschnitten ohne temporäre Hilfsunterstellungen hergestellt werden und anschließend ausbetoniert werden [1, 16].

Die Halbfertigteilträger werden aus Beton mit dichtem Gefüge im Werk hergestellt und bilden die Außenhaut des Brückentragwerks. Durch Aufbringen und Ausfüllen mit Ortbeton wird aus den einzelnen Teilen eine monolithische Struktur und eine perfekte Verbindung von Unterbau und Tragwerk erzeugt. Durch dieses Verfahren stehen zahlreiche mögliche statische Systeme und ein weites Anwendungsspektrum zur Auswahl.

Um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Fertigteile während des Transport und des Ausbetonierens zu gewährleisten, werden die Halbfertigteilträger vorgespannt. Durch das Vorspannen werden die Querfugen überdrückt und Schwachstellen im Endzustand können ausgeschlossen werden. Auf der Baustelle werden die Halbfertigteilträger eingehoben und anschließend mit Ortbeton verfüllt. Der Anwendungsbereich beinhaltet Brückentragwerke mit Feldweiten von 20 bis 50 m [1].

#### **2.2.6.1 Produktion von Halbfertigteilträgern**

Im Laufe aller bisherigen Forschungsvorhaben wurden drei unterschiedliche Konstruktionsvarianten für Halbfertigteilträger mit dünnwandigen Betonfertigteilen untersucht [1]:

- Halbfertigteilträger aus Gitterträgerdecken
- Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen
- Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen und Gitterträgerdecken

##### **(a) Halbfertigteilträger aus Gitterträgerdecken**

Beim ersten Verfahren kommen konventionelle Gitterträgerdecken, welche aus dem Hochbau bekannt sind, zum Einsatz. Sie dienen als Schalung für den später aufgetragenen Ortbeton. Die Herstellung der Elementdecken mit einer Stärke von 70 mm erfolgt in konventioneller Weise auf Fertigungsstraßen und anschließend in aufgestellter Form auf einem Schaltisch. Im unteren Bereich der Elemente wird eine Eckenbewehrung angeordnet und die Fertigteile werden mit einer 100 mm bis 200 mm dicken Bodenplatte ergänzt. Um mit einem möglichst

steifen Querschnitt während der Bauphase arbeiten zu können, wird ein Horizontalverband bestehend aus Bewehrungsstäben an der Oberseite der Gitterträger angeschweißt.

Je nach Anwendungsgebiet werden die Träger mit den erforderlichen Spanngliedern, sowohl für Montage, als auch Endzustand ausgestattet. Die Verankerung, beziehungsweise Umlenkung der Spannglieder wird über Querträger bzw. Umlenkstellen sichergestellt. Da auf Grund der geringen Elementdicke von 70 mm keine ausreichende Verankerungslänge verfügbar ist, wurde eine Anschlussbewehrung entwickelt, die bereits in den Wandelementen eingebaut ist und eine ausreichende Kraftübertragung und Verbund zwischen den Wandelementen und dem nachträglich betonierten Querträger, beziehungsweise Umlenksattel ermöglicht. Abbildung 2.53 zeigt einen Fertigteilträger aus Gitterträgerdecken inklusive Anschlussbewehrung [1].



**Abbildung 2.53: Halbfertigteilträger aus Gitterträgerdecken [1]**

### **(b) Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen**

Das zweite Herstellungsverfahren erlaubt einen erhöhten Vorfertigungsgrad und minimiert durch Verwendung von Doppelwandelementen und Entfallen des Aufstellens der Gitterträgerdecken gleichzeitig den Arbeitsaufwand im Werk. Die Herstellung der Doppelwandträger findet vollautomatisch in einer Umlaufproduktion statt. Nach Erhärten der Träger werden diese in aufgestellter Lage mit einer 100 mm bis 200 mm dicken Bodenplatte ergänzt.

Aus produktionstechnischen Gründen ist die maximale Breite der Doppelwandträger auf 500 mm beschränkt. Bei dem Einsatz von Doppelwandelementen im Brückenbau ist der mögliche Einsatzbereich zu beachten.

Doppelwandträger kommen auf Grund der beschränkten Breite und dem limitierten Platz für eventuell notwendige Spannglieder eher im Bereich von mehrstegigen Plattenbalkenbrücken mit Spannweiten von 20 m bis 40 m zum Einsatz. Für die Herstellung eines Steges wird der Bewehrungskorb gebunden und an diesem alle erforderlichen Hüllrohre, die für die spätere Vorspannung benötigt werden, befestigt. Nach der Fertigstellung der Wandelemente und dem Zusammenfügen der Elemente zu einem Träger wird die Bodenplatte mit einer durchgehenden Bewehrung betoniert. Bei Bedarf werden einzelne Doppelwandelemente zu einem längeren Träger zusammengeführt. Die Verbindung zwischen den Doppelwandelementen erfolgt mittels Vergussfuge aus hochfestem Vergussmörtel und anschließendem Anspannen der Transportspannglieder.

Auf Grund des automatisierten Herstellungsverfahrens von Doppelwandträgern sind diese in der Produktion einfacher und kostengünstiger, jedoch in ihrem Anwendungsbereich begrenzt. In Abbildung 2.54 ist ein Träger aus dünnwandigen Doppelwandelementen dargestellt [1].



**Abbildung 2.54: Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen [1]**

### **(c) Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen und Gitterträgerdecken**

Um auch größere Querschnitte, wie sie bei der Überbrückung von großen Spannweiten von Nöten sind und im Zuge des Brückenklappverfahrens für tiefe Täler zur Anwendung kommen,

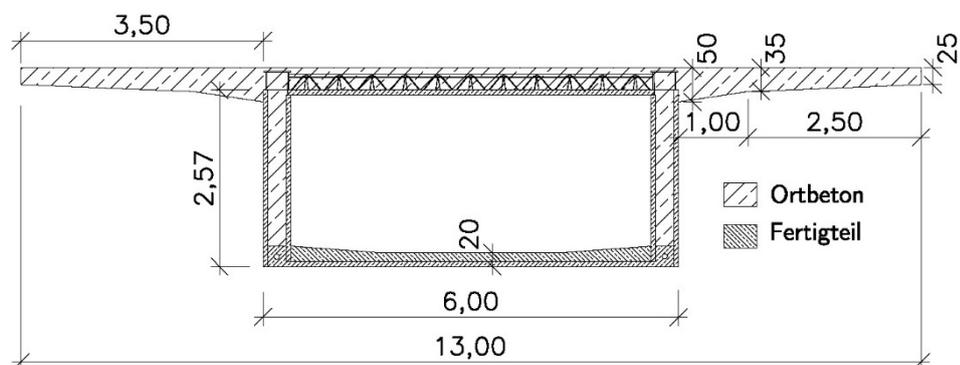
wettbewerbsfähig zu machen, wurde von der Technischen Universität Wien ein größerer Kastenquerschnitt aus dünnwandigen Fertigteilelementen entworfen (siehe Abbildung 2.55) [16].



**Abbildung 2.55: Hohlkastenquerschnitt aus Doppelwandelementen und Gitterträgerdecken; Entwurf: TU Wien[17]**

Der Kastenquerschnitt setzt sich aus folgenden Elementen zusammen (siehe Abbildung 2.56) [16]:

- Doppelwandelemente, die als Stege dienen
- ausbetonierte Bodenplatte
- Gitterträgerdecke



**Abbildung 2.56: Abmessungen Hohlkastenquerschnitt [17]**

Auf Grund der Tatsache, dass die vorgefertigten Elemente als Schalung, beziehungsweise Außenhaut des fertigen Trägers dienen, besitzen sie ein ausgesprochen niedriges Transport- und Einbaugewicht, welches nur ein Viertel des ausbetonierten Brückenträgers beträgt. Somit sind auch längere Elemente bei Benutzung der gleichen Hebekräne realisierbar.

Der wichtigste Vorteil besteht in der Möglichkeit den Verkehr unterhalb der Brücke während fast des gesamten Herstellungsprozesses aufrechtzuerhalten.

Die Idee einen Kastenquerschnitt aus dünnwandigen Halbfertigteilen zu bilden, stammt ursprünglich aus einem anderen Projekt des Forschungsbereiches für Stahlbeton- und Massivbau, dem im Jahr 2006 entwickelten Brückenklappverfahren. Die Voraussetzung für die Anwendung dieser Methode, ist das Einhalten eines maximalen Gewichts der Halbfertigteile während des Hebevorgangs.

### **2.2.6.2 Feldversuche mit Brückenträgern aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen [1]**

Um das Verhalten der Träger in der Praxis zu untersuchen, wurden zahlreiche Belastungsversuche an zwei Versuchsträgern durchgeführt.

Dabei wurde ein 30 m langer Einfeldträger aus Gitterträgerdecken in zwei Schritten ausbetoniert und stufenweise vorgespannt. Das Verhalten des Trägers während des Vorspann- und Füllvorganges sowie das Kriechverhalten wurden dokumentiert. So konnten wesentliche Erkenntnisse bezüglich der Spannungsumlagerungen vom Fertigteil in den Füllbeton gewonnen werden. Um das Verbundverhalten von Fertigteil und Füllbeton zu testen, wurde der Einfeldträger reiner Torsionsbelastung ausgesetzt. Dabei konnte die Schubtragfähigkeit bei unterschiedlicher Verdübelung und unter Berücksichtigung der Längsvorspannung bei fehlender Längstorsionsbewehrung untersucht werden.

Der zweite Versuchsträger wurde aus vier 7,50 m langen Einzelteilen zu einer Gesamtlänge von 30 m zusammengesetzt und bestand aus Doppelwandelementen mit einer Gesamtbreite von 500 mm. Auf Grund der beschränkten Dicke der Doppelwandelemente mussten um Stabilitätsversagen ausschließen zu können, während der Bauphase zur Errichtung einer Plattenbalkenbrücke die Halbfertigteile vorgespannt werden. Durch die Vorspannung des dünnwandigen Trägers können die Belastungen während des Einfüllens des Füllbetons aufgenommen werden. Es sollte eine Aussage über den Grenzwert der zulässigen Druckspannung getroffen werden, damit ein örtliches Stabilitätsversagen bei hohen Druckspannungen ausgeschlossen werden konnte. Dies wurde durch zentrische Druckversuche, bei denen zwei Spannglieder mit je 31 Litzen angespannt wurden, erreicht. Die bei Großversuchen erlangten Erkenntnisse können zur Optimierung von Montagearbeiten und Verbesserung von Details herangezogen werden. In Abbildung 2.57 sind die am

Versuchsgelände der Fa. Oberndorfer in Gars am Kamp durchgeführten Großversuche abgebildet, links der mit Beton ausgefüllte Trogquerschnitt, rechts der unausgefüllte Träger für den Druckversuch.



**Abbildung 2.57: Großversuche in Gars am Kamp [1]**

## **2.3 Erfahrungsberichte zur Dauerhaftigkeit von Fertigteilbrücken**

Zusätzlich zu der ausführlichen Literaturstudie über Integralbrücken, Fertigteilbrücken und integralen Fertigteilbrücken wurde eine Literaturstudie zur Dauerhaftigkeit von Betonbrücken aus Fertigteilen durchgeführt. Es wurden sowohl Berichte aus Österreich als auch aus dem Ausland in Betracht gezogen. Es wurde vor allem nach Erfahrungen mit Schäden an Fertigteilbrücken, Berichten zum Thema Dauerhaftigkeit von Betonbrücken, Prüfberichten von Versuchen an Fertigteilen und Fallstudien von Brückenschädigungen gesucht.

### **2.3.1 Erfahrungsberichte über Fertigteilbrücken in Österreich**

Der Anteil an Fertigteilbrücken aus Beton in Österreich ist sehr gering und beträgt ca. 2% der gesamten Brückenanzahl. Aufgrund der sehr seltenen Anwendung dieser Brückenbauweise wurden wenige Publikationen, welche sich mit der Dauerhaftigkeit von Fertigteilbrücken in Österreich befassen, gefunden. In den folgenden Unterkapiteln wird eine Untersuchung einer Segmentbrücke in Wien und ein Prüfgutachten von Fertigteilbrücken zusammengefasst.

#### **2.3.1.1 Untersuchung einer Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente in Wien [18,19]**

Wegen des Neubaus des Absbergtunnels der Süd-Ost-Tangente in Wien war es nötig die im Jahre 1975 errichtete Segmentbrücke in dem Straßenabschnitt im Jahre 2002 abzurechnen. Vor dem Abbruch der Brücke wurden zerstörende Versuche, um Informationen über die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion zu gewinnen, durchgeführt. Für die Durchführung der Versuche war das Institut für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien verantwortlich. Die Belastungsversuche wurden in Zusammenarbeit mit der Firma A. PORR AG, welche die Brücke errichtet hatte, und der Firma Vorspanntechnik ausgeführt. Zusätzlich wurden Proben der verwendeten Baustoffe entnommen und auf Dauerhaftigkeit im Labor untersucht. Es wurden zerstörungsfreie Voruntersuchungen durchgeführt, welche die Ausführungsqualität, den Korrosionsgrad der Bewehrung und die Betongüte überprüfen sollten. In den folgenden Unterkapiteln werden die Brückendaten beschrieben, die Versuche erläutert und die Erkenntnisse dargestellt.

Bei der geprüften Brücke handelte sich um eine einfeldrige in Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Stößen hergestellte Brücke mit einer Spannweite von 44,01 m. Die Gesamtbreite der Konstruktion betrug 6,20 m und das Gewicht ca. 350 to. Das Tragwerk wies einen Kastenquerschnitt auf und bestand aus 18 Fertigteilsegmenten. In Abbildung 2.58 ist die Brücke vor dem Neubau des Tunnels ersichtlich.

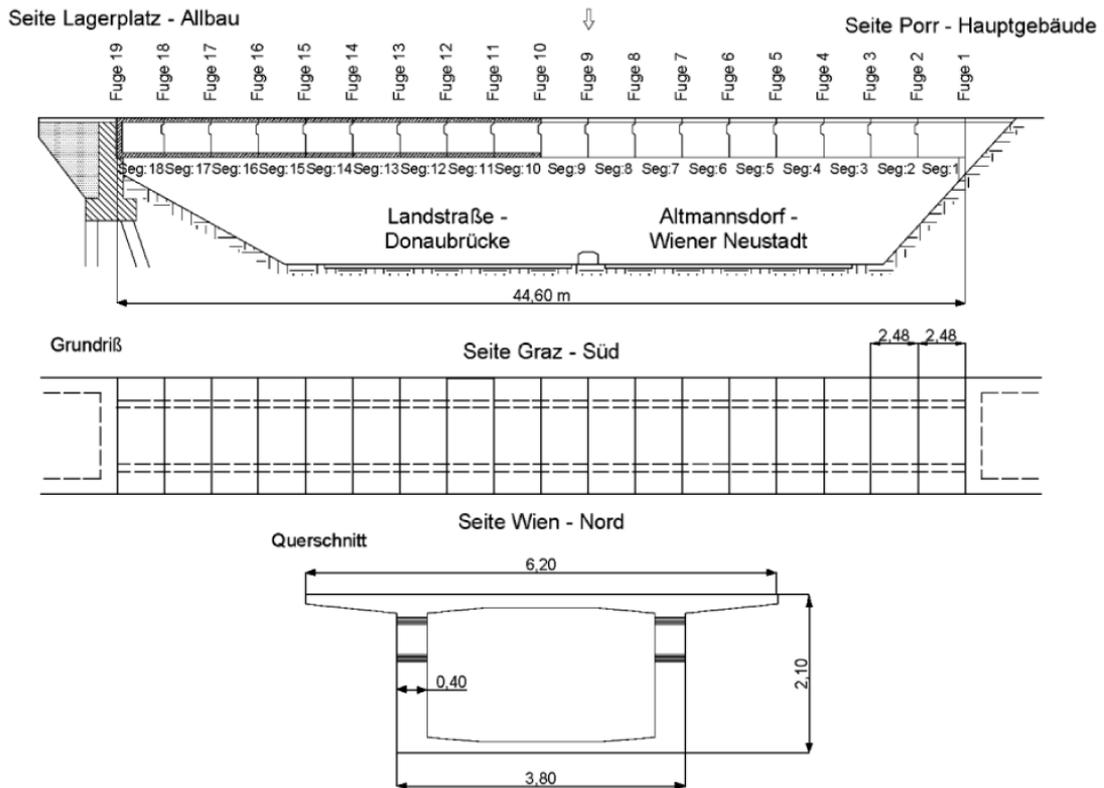


**Abbildung 2.58: Ansicht der Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente [19]**

Der Kastenquerschnitt hatte nur eine Zelle und die Länge jedes Segmentes betrug 2,48 m. In Abbildung 2.59 ist die Konstruktion im Längsschnitt, in der Aufsicht und der Querschnitt des Kastens dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Kastenbreite 3,60 m, die Konstruktionshöhe 2,10 m und die Oberplatte samt Auskragungen 6,20 m betragen. Die Stege wiesen eine konstante Dicke von 0,40 m auf. Zum Verkleben der Segmente mit Epoxidharz im Bauzustand wurden als Hilfsvorspannung 6 Spannglieder VT 10 L St 1570/1770 verwendet. Um die volle Vorspannung aufzubringen wurden noch zusätzlich 20 Spannglieder VT 120 L St 1570/1770 eingebaut.

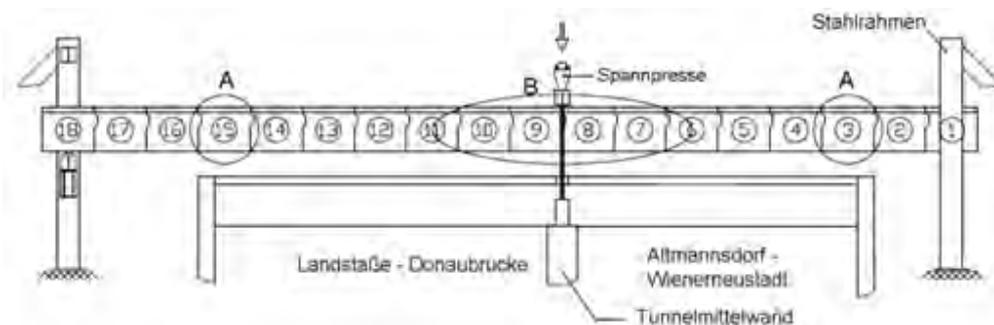
Die Versuchsreihe wurde durchgeführt, um das Brückentragwerk bezüglich folgender Aspekte zu untersuchen:

- Ermittlung der Verformung des Tragwerks bei verschiedenen Belastungsphasen
- Bestimmung des Zustandes und der Belastbarkeit der Segmentfugen
- Feststellung des Zustandes der Spannglieder an den Segmentfugen
- Ermittlung des Verlustes an Vorspannkraft
- Untersuchung der Baustoffeigenschaften



**Abbildung 2.59: Abmessungen der Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente [19]**

Bei den Versuchen wurde die Brückenkonstruktion in Feldmitte mit einer Einzellast beansprucht. Der Wert dieser Last wurde sukzessiv bis zu einem Wert von 2.000 kN gesteigert. Die Einzellast wurde über Spannpressen an beiden Enden eines Stahlträgers, der quer zur Fahrbahn aufgelegt wurde, in das Tragwerk eingeleitet. In Abbildung 2.60 ist das Schema der Versuchseinrichtung mit eingezeichneten Spannpressen und Stahlrahmen dargestellt. Die Spannkabel wurden in der Mittelwand des Tunnels befestigt, wodurch eine kontrollierte Belastung der Brücke ermöglicht wurde. In Abbildung 2.61 ist das Brückentragwerk und darunter der Bau des Absbertunnels ersichtlich.



**Abbildung 2.60: Versuchsaufbau [19]**



**Abbildung 2.61: Versuchsaufbau während des Baus des Absbergtunnels [19]**

Die Versuchsreihe bestand aus zehn Belastungsversuchen, wobei zwischen den einzelnen Belastungsphasen die Spannkabel an verschiedenen Stellen durchgetrennt wurden. Diese Eingriffe ermöglichten die Simulation des Einflusses von geschädigten Spanngliedern auf das Verformungs- und Tragverhalten der Brücke. Während der gesamten Versuche wurden die Durchbiegungen und Verformungen der Konstruktion, die Öffnungsbreiten der Fugen und die Dehnungen des Spannstahls dokumentiert. Die aus den Messungen gewonnenen Daten wurden ausgewertet und analysiert. Die durchgeführten Belastungsversuche haben folgende Resultate gebracht:

- Die vorgespannte Segmentbrücke hat sich unter einer Versuchslast, die größenordnungsmäßig im Bereich der Gebrauchslast liegt, beinahe linear-elastisch verhalten. Das galt auch als einige der Spannkabel nicht mehr mitwirkten.
- Bei dem Durchtrennen der Spannkabel wurden die Vorspannkräfte über den Verpressmörtel und den Beton in die noch aktiven Spannglieder umgelagert. Die Umlagerung war bis zum Erreichen der Fließgrenze des Spannstahls möglich.
- In den Messergebnissen der Betondehnung und der Fugenöffnungsbreiten war ersichtlich, dass die im letzten Versuch schnell ansteigenden Verformungen das Versagen der Brücke ankündigten.
- Die Risse waren bereits nach dem ersten Versuch ersichtlich und wurden infolge weiterer Versuche länger und breiter.

- Schäden waren auf den vier mittleren Segmenten der Brücke aufgetreten. Die Segmentfugen öffneten sich an diesen Stellen und das Versagen fand nur im Bereich der in Feldmitte eingeführten Einzellast statt. Infolge des Durchtrennens der Spannglieder wurde das Versagensbild lokal verstärkt.
- Die Untersuchungen an dem Beton, der Bewehrung und an dem Spannstahl ergaben, dass deren Eigenschaften vergleichbar mit den heutzutage (Stand 2012) hergestellten Materialien waren. Bei dem Epoxidharz, das zum Verkleben der Segmente gebraucht wurde, war die Zugfestigkeit über die 25 Jahre der Nutzungsdauer fast gänzlich verschwunden.

### 2.3.1.2 Fallstudie aus Österreich

Im Rahmen der Umfragen bezüglich der Erfahrungen mit Fertigteiltrüben wurde dem Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien eine Fallstudie einer dreifeldrigen Fertigteiltrüben in Österreich zur Verfügung gestellt. Die Brücke besteht aus einem dreistegigen Plattenbalkentragwerk das auf Elastomerlagern auf den Widerlagern aufliegt. Die Stützenabstände betragen 13,44 m, 26,45 m und 13,44 m und die Brücke weist eine Querschnittsbreite von 8,00 m auf. In Abbildung 2.62 ist die Ansicht der Brücke flussaufwärts und die Untersicht des Tragwerkes dargestellt.



Abbildung 2.62: Ansicht (links) und Untersicht des Tragwerkes (rechts) einer Fertigteiltrübe in Österreich

Die Brücke wurde 1983 errichtet und während einer Überprüfung der Konstruktion im Jahre 2012 wurden folgende Schäden festgestellt:

- **Feuchteaustritte, Aussinterungen und Stalaktitenbildung bei dem Überbau:** Bei den außen liegenden Fertigteilträgern wurden in der Fuge zwischen der Trägerkonsole und der Fertigteilkragplattendecke Feuchtigkeitsaustritte, Aussinterungen und massive Bildung von Stalaktiten festgestellt. Diese Schäden wurden auf der gesamten Tragwerkslänge beobachtet und sind in Abbildung 2.63 ersichtlich. An den innen liegenden Trägerseiten weisen die Fertigteilträger einen guten Zustand der Betonoberfläche auf. Bei den Querträgern wurde an den Tiefpunkten punktuell Auftreten von Feuchtigkeitsaustritten dokumentiert.



**Abbildung 2.63: Wasseraustritt, Aussinterungen und Salaktitenbildung am Längsträger**

- **Schäden an Schrauben im Überbau:** Die Schraubmuttern und Unterlagsscheiben der Bolzen, welche die drei Längspaare der Fertigteilträger verbinden, wiesen Rostspuren auf. Bei manchen Schraubverbindungen traten Feuchtigkeit und Stalaktitbildung auf. In Abbildung 2.64 (links) ist der Wasserdurchtritt und die Stalaktitenbildung bei Ankerbolzverbindungen eines Längsträgerpaares dargestellt.
- **Betonabplatzung im Überbau:** Im Mittelträgerpaar wurden Betonabplatzungen flussmittig festgestellt. Sie sind in Abbildung 2.64 (rechts) dargestellt.

- **Schäden an der Abdichtung und an den Entwässerungseinrichtungen:** Es wurde Korrosion an den Oberflächen von Einlaufgittern und Trichtern von den Tageswasserabläufen festgestellt. Die Rohrdurchführungen der Fertigteilträger waren undicht.
- **Risse im Überbau:** In Abbildung 2.65 (links) sind die auf den Längsträger aufgetretenen Biegerisse zu sehen. Sie befanden sich in gleichmäßigen Abständen von ungefähr 200 mm. Im rechten Teil dieser Abbildung sind Risse dargestellt, die aufgrund von einer unter Zwängen eingebauter Platte entstanden.



**Abbildung 2.64: Wasseraustritt und Stalaktitenbildung bei Ankerbolzverbindungen (links) und Betonabplatzung bei Mittelträgerpaar (rechts)**



**Abbildung 2.65: Biegerisse in den Trägern (links) und durch Zwänge aufgestellte Fertigteilplatte (rechts)**

### 2.3.2 Erfahrungsberichte Über Fertigteilbrücken im Ausland

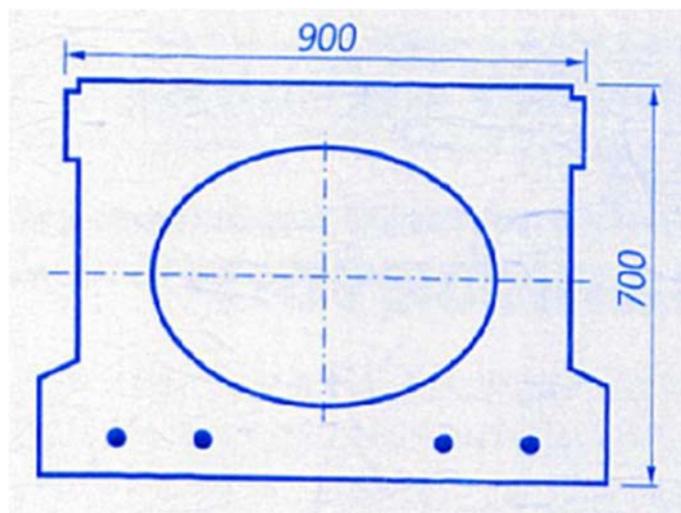
In den folgenden Kapiteln werden Erfahrungsberichte aus Deutschland, der Schweiz, den Vereinigten Staaten (bzw. Nordamerika), Großbritannien, Polen und der Slowakei dargestellt. Die Erfahrungsberichte sind auf die jeweiligen Länder gegliedert.

#### 2.3.2.1 Erfahrungen aus Deutschland

In den folgenden Unterkapiteln werden die Erfahrungen aus Deutschland geschildert, wobei auf zwei Erfahrungsberichte eingegangen wird.

##### (a) Bericht über Spannbetonträger aus der DDR

In [20] wurden Untersuchungen von vorgefertigten Spannbetonbrückenträger BT-700 und BT-500 auf Langzeit- und Korrosionsverhalten beschrieben. Es wurde versucht, die Auswirkung möglicher Schäden bei Spannbetonfertigteilen zu erforschen, wobei sowohl die Bauelemente als auch deren Komponenten überprüft wurden. Besonderer Wert wurde auf die Untersuchung des verwendeten Spannstahls St 140/160, der in der DDR hergestellt wurde und dem Gefährdungspotential nachgesagt wurde, gelegt. Die Spannkabel wurden aus den Trägern ausgebaut und genau überprüft. Die in Abbildung 2.66 ersichtlichen Spannbetonträger der Serie BT-700 und BT-500 wurden in der DDR in sehr großer Stückzahl verwendet, darum schien es besonders wichtig die Gelegenheit zu nutzen und diese Träger auf ihre Dauerbeständigkeit zu untersuchen.



**Abbildung 2.66: Querschnitt eines Spannbetonbrückenträgers der Baureihe BT 500/700 [20]**

Zur Prüfung wurden Träger herangezogen, die wegen Fertigungsmängeln nicht mehr aus dem Werk ausgeliefert und dort gelagert wurden. Der Lagerungszeitraum ohne Schutz gegen Witterungseinwirkungen betrug bis zu 15 Jahre. Diese Träger wurden zum Bau von Brücken

mit Spannweiten bis zu 20 m verwendet, wobei das dabei verwendete Tragwerkssystem aus nebeneinander in Längsrichtung aufgestellten Fertigteilbalken bestand. Diese Balken wurden an deren Längsseiten mittels Querkraftgelenken miteinander verbunden.

Die Untersuchungen an den Betonfertigteilen lieferten folgende Ergebnisse:

- Der Beton, der die Hüllrohre, umgab war sehr gut verdichtet und wies keine Schädigungen an den Stellen der Spangliedentnahme auf.
- Die Karbonatisierungstiefe betrug nach 10 bis 15 Jahren weniger als 2 mm.
- Die für eine Korrosion vorausgesetzten Grenzwerte von Sulfat-, Chlorid- und Nitratgehalt des Betons wurden nicht erreicht.
- Der Einpressmörtel enthielt keine Elementgehalte oder Zusätze, die die Korrosion begünstigen könnten.

Nach den Versuchen wurde festgestellt, dass fast alle ermittelten Material- und Werkstoffkenngrößen die zur Zeit der Herstellung gültigen Vorgaben gemäß DDR-Standard erfüllten. Es konnte keine Erklärung für das Auftreten von Rostpunkten auf den Oberflächen der Spannstähle gefunden werden.

### **(b) Fallstudie aus Deutschland**

In der Publikation [21] wurden Schäden an Brücken in Deutschland zusammengefasst. Bei einem Schadensfall handelt es sich um eine Spannbetonbrücke aus Fertigteilen die in den Jahren 1961 bis 1963 errichtet wurde. Die Inspektion der Brücke wurde im Jahr 1978 durchgeführt. Die beobachteten Schäden wie auch die Beschreibung der Brücke folgen in den folgenden Abschnitten.

Bei der untersuchten Brücke handelt es sich um eine 522 m lange Spannbetonbrücke aus Fertigteilen, die eine Breite von 28,50 m und eine Fläche von 14.877 m<sup>2</sup> aufweist. Das Bauwerkssystem besteht in Längsrichtung aus 10 hintereinanderliegenden Einfeldtragwerken aus Fertigteilhauptträgern. In Abbildung 2.67 sind die Ansicht und die Draufsicht der Brücke dargestellt. Der Querschnitt der Brücke besteht aus zwei getrennten Überbauten. In den Plänen der Regelquerschnitte in Abbildung 2.68 ist ersichtlich, dass je drei Fertigteilträger einen Überbau bilden. Die Fahrbahnplattenstreifen befinden sich zwischen den Hauptträgerobergurten bzw. seitlich daraus auskragend.

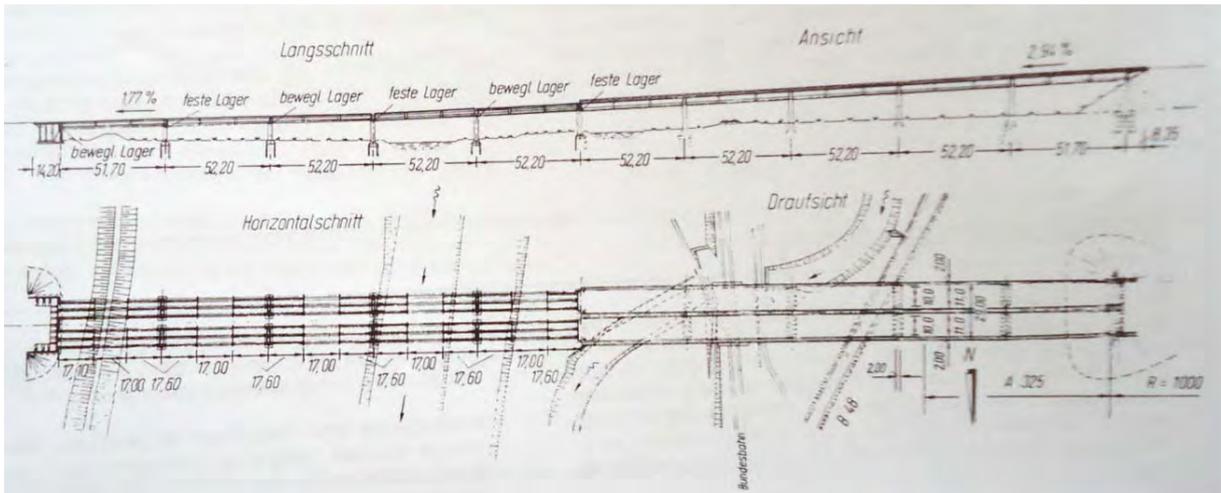


Abbildung 2.67: Ansicht und Draufsicht einer Spannbetonbrücke in Deutschland [21]

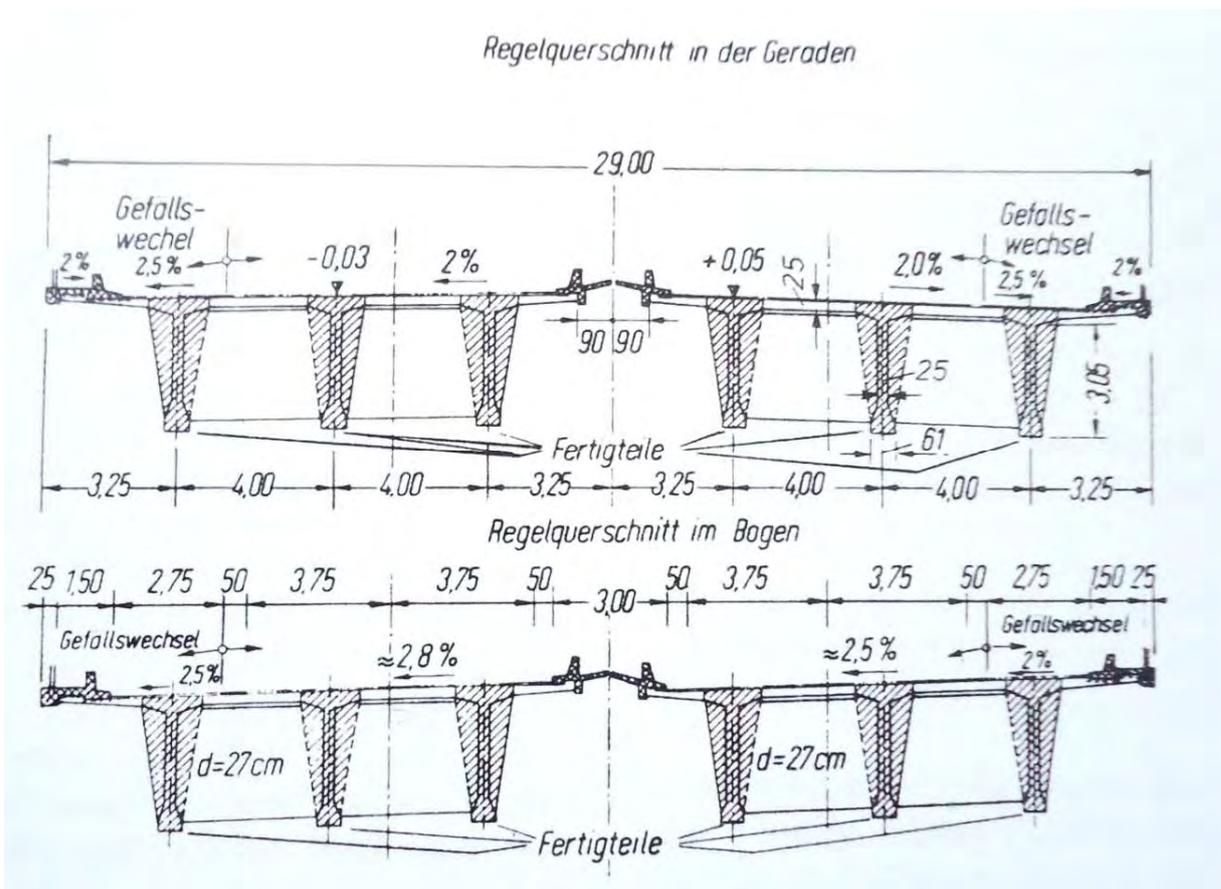


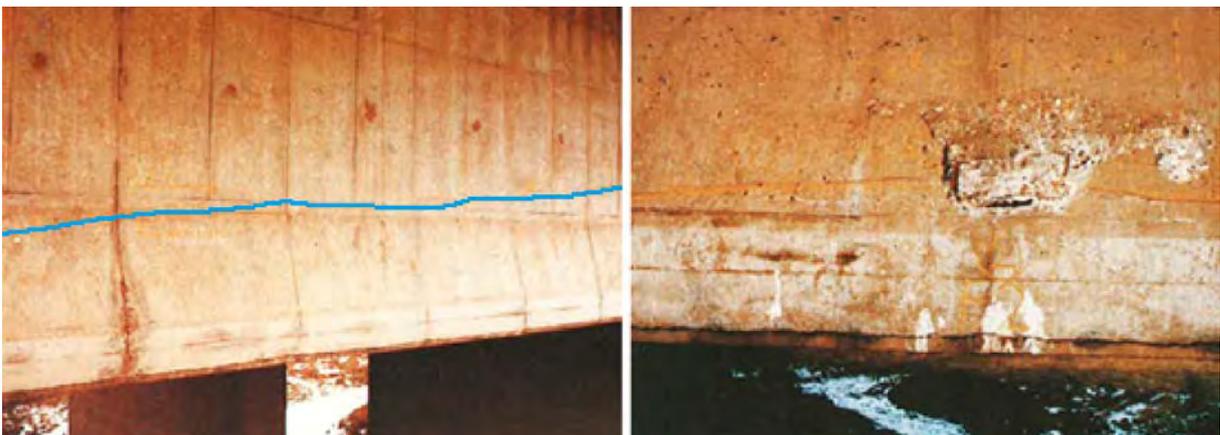
Abbildung 2.68: Überbauquerschnitte einer Spannbetonbrücke in Deutschland [21]

Die Herstellung der Fertigteilhauptträger erfolgte in einer Feldfabrik. Jeder Randhauptträger wurde mit 25 Spanngliedern mit je 540 kN mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die ersten 21 Spannglieder wurden bereits in der Feldfabrik angespannt und danach mit Zement

verpresst. Nach dem Verlegen der Fertigteilhauptträger und dem örtlichen Betonieren der dazwischenliegenden Träger wurden die restlichen Spannglieder vorgespannt.

Im Jahr 1978 wurde eine Brückeninspektion durchgeführt und es wurden an den Stegen der Fertigteilträger Risse festgestellt. Zu diesem Zeitpunkt war die Gewährleistungsfrist der Brücke bereits abgelaufen. Der Schaden betraf die meisten der 60 Träger der Brücke. Die längslaufenden Risse waren im Bereich der gurtförmigen unteren Querschnittsverdickung und im unteren Stegbereich auf beiden Seiten des jeweiligen Hauptträgers aufgetreten. In Feldmitte hatten die Risse Breiten von 0,35 mm bis 0,70 mm und lagen ca. 35 mm über der Unterkante des Trägers. Diese Höhe entsprach der Lage der beiden oberen Spannglieder. Der Rissverlauf verlief entlang der Krümmung der Längsspannglieder und war auf 30 bis 40 m ersichtlich.

Im linken Teil der Abbildung 2.69 ist der Längsriss auf dem Randhauptträger dargestellt und blau markiert. Die Rissbreiten klangen bis zu einem Maß von 0,1 mm in den Viertelpunkten der Spannweiten ab. Parallel zu diesen Rissen verliefen auch Risse mit geringeren Breiten. Bei starker Verkehrsbelastung wurden keine Biegezugrisse an der Unterseite der Hauptträger beobachtet. An den Ankerkörpern der Längsvorspannung wurden Rosterscheinungen gefunden. Auch Hohlräume und lose Betonschalen haben sich bei der Überprüfung durch Abklopfen in den Auflagerbereichen der Fertigteilhauptträger ergeben. Nach dem Entfernen der losen Betonschalen wurden angerostete Bewehrungsstäbe beobachtet, welche im rechten Teil der Abbildung 2.69 dargestellt sind.



**Abbildung 2.69: Randhauptträger mit Längsriss (links) und angerostete Bewehrung am Hauptträger (rechts) [21]**

Nach den Untersuchungen vor Ort und der Begutachtung der aufgetretenen Schäden, wurden folgende Schadensursachen in Betracht gezogen:

- Die Schwindverformung des Betons wurde durch die Spannglieder behindert

- Die Werte der geplanten Betonüberdeckung wurden unterschritten
- Das Quellen des Auspressmörtels in den Hüllrohren wurde durch einen Überdruck bei dem Auspressen verstärkt
- Die auftretenden Temperaturspannungen aufgrund ungleichmäßiger Verteilung der Temperatur über den gesamten Querschnitt
- Der fehlende Einpressmörtel in einzelnen Spanngliedern der Vorspannung in Längsrichtung.

Im Bericht wurde festgestellt, dass zur Vermeidung der obengenannten Erscheinungen vor allem die Betondeckung sowohl der schlaffen als auch der vorgespannten Bewehrung stets ausreichend groß gewählt werden sollte. Es soll auch auf eine sorgfältige Ausführung der Verpressung der Spannglieder mit dem Injektionsmörtel geachtet werden.

### **(c) Sonstige Erfahrungen in Deutschland**

In [10] wurde von negativen Erfahrungen mit Fertigteilbrücken in Deutschland berichtet. Es wurden oft Risse an den Enden der vorgespannten Brückenträger festgestellt, die höchst wahrscheinlich aus zu hohen Vorspannkräften resultierten. Diese hohen Vorspannungskräfte wurden benötigt um den Dekompressionsnachweis im unteren Flansch der Träger zu gewährleisten. Die Spannungsverteilung unter ständigen Lasten ist daher eher unausgeglichen, mit begrenzten Spannungen in dem oberen und großen Spannungen in dem unteren Flansch. Das resultiert mit Abplatzungsspannungen, die von ausreichender Bewehrung an den Enden der Träger aufgenommen werden sollten.

#### **2.3.2.2 Erfahrungen aus der Schweiz**

Im folgenden Kapitel wird auf die Erfahrungen aus der Schweiz eingegangen. In [22] befindet sich ein Bericht von Untersuchungen an vofabrizierten Tragwerkselementen, die aus dem Rückbau von Brücken gewonnen wurden. Es wird darauf hingedeutet, dass es bei dem Bau von Fertigteilbrücken oft zur Kombination von Spannbett-Vorspannung im Werk und der nachträglichen Zusammenspannung der vofabrizierten Elemente mit Spannlitzen auf der Baustelle gekommen ist. Vor allem verursachte der zweite Teil dieser Bauweise Risiken, die negativ auf die Dauerhaftigkeit der Brücke einwirken können. Einerseits war es die Fugenproblematik – hohe Anzahl an Fugen und deren konstruktive Ausbildung und Ausführungsqualität – die Schäden verursachen konnte. Andererseits wurden wegen begrenzter Hebemöglichkeiten der Elemente auf der Baustelle deren Gewichte reduziert. Die Abmessungen der Fertigteile wurden minimiert, was oft in einer zu knappen

Betonüberdeckung resultierte und das Betonieren deutlich erschwerte. Bei den Zustandsuntersuchungen von Fertigteilbrücken wurden folgende Probleme und Erkenntnisse festgestellt:

- **Geringe Betonüberdeckung:** Besonders bei Spanngliedern, die sich in Stegen von Hohlkastenträgern befinden, wurde eine ungenügende Stärke der Betonüberdeckung beobachtet.
- **Korrosionsschäden der Bewehrung und des Spannstahls:** Sowohl Korrosionsschäden an der Bewehrung als auch an dem Spannstahl waren vorwiegend auf oberflächige und chloridhaltige Wasserläufe aus Undichtheiten im Überbau oder auf das aus der Untersicht eindringende Wasser zurückzuführen. Bei einigen Konstruktionen wurde an der schlaffen Bewehrung massive Korrosion beobachtet. Die an diesen Stellen angrenzenden Drähte und Litzen der Spannbettvorspannung waren hingegen korrosionsfrei.
- **Karbonatisierung:** In der Regel war der Karbonatisierungsfortschritt im dichten Werkbeton gering. Demzufolge kam es im chloridfreien Beton der Tragelemente zu keiner Bewehrungskorrosion, auch wenn die Betonüberdeckung nur Millimeter betrug.
- **Qualität des Betons:** Der Werkbeton entsprach nicht immer den Qualitätsanforderungen, was zu entsprechenden Schäden führte.
- **Beschädigte Spanngliedverankerungen:** Aufgrund mangelhafter Betonqualität und undichter Fugen war der Schutz der Verankerungskörper nicht gewährleistet. Es wurde bei mehreren Verankerungen starke Korrosion festgestellt.
- **Mangelhafter Schutz der Elemente der Vorspannung:** Der Schutz der empfindlichen Teile der Spannglieder, wie etwa Muffen und Entlüftungsanschlüssen wurde nicht gewährleistet, da sich diese oft in den Fugen und nicht im homogenen Beton befanden.
- **Elementstöße:** Die mit Ortbeton ausgegossenen Stöße der Fertigteilelemente bilden Schwachstellen der Konstruktion und ermöglichen oft das Eindringen von Wasser in das Bauwerk.

### 2.3.2.3 Erfahrungen aus Nordamerika

In Nordamerika hat sich im Brückenbau vor allem die Segmentbauweise sehr etabliert. Im Jahre 1973 wurde die erste Segmentbrücke in den USA gebaut – die John F. Kennedy Memorial Causeway Bridge, die Corpus Cristi und Padre Island in Texas verbindet. Innerhalb der nächsten 30 Jahre wurden in diesem Land mit der Segmentbauweise unzählige

technologisch komplizierte und visuell atemberaubende Brücken hergestellt. Der Erfolg kommt vor allem davon, dass die Segmentbrücken bei dem Betrachten der Lebenszykluskosten sehr kosteneffektiv sind und eine sehr kurze Bauzeit vor Ort aufweisen. Der Bau von Brücken in Segmentbauweise hat in den USA in der Vergangenheit bestätigt, dass sich diese mit einer enormen Dauerhaftigkeit auszeichnet. Ein Beispiel ist die im Jahr 1982 errichtete Dauphin Island Brücke in Alabama die fünf Hurrikane und mehrere tropische Stürme ohne Beschädigung überstanden hat. Sie war ein Ersatz für eine Ortbetonbrücke, die im Jahr 1979 vom Hurrikan Frederick zerstört wurde. Der Bauherr hat großen Wert auf eine kurze Bauzeit gelegt und deswegen wurde die neue 5.430 m lange Brücke innerhalb von 34 Monaten entworfen und errichtet [23].

#### **(a) Berichte zur Dauerhaftigkeit von Segmentbrücken in Nordamerika [24]**

In der Publikation [24] wurden sämtliche Erfahrungen bezüglich des Baus von Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitten in Nordamerika zusammengestellt. Es wurde berichtet, dass bei Segmentbrücken in den USA die Fahrbahnplatten ausgezeichnete Dauerhaftigkeitseigenschaften gezeigt haben und keine signifikanten Korrosionsprobleme mit externen als auch intern verpressten Spanngliedern aufgetreten sind. Das verwendete Dichtungsmaterial aus Epoxidharz leistete einen hervorragenden Korrosionsschutz für die Spannglieder sowohl in der Forschungsstudie als auch in der Praxis. Laut Forschungsberichten und Erfahrungen in den USA kann bei einer normalen Wartung eine Lebensdauer von Segmentbrücken von 100 Jahren und länger erwartet werden. Zusätzlich wurde bei Analysen der Ursachen von Schäden an Fertigteilbrücken sehr selten auf das Versagen der Fertigteile hingewiesen.

#### **(b) Umfrage zur Dauerhaftigkeit von vorfabrizierten Segmentbrücken in den USA**

Im Rahmen des *National Cooperative Highway Research Program* wurde im Jahre 1998 eine Studie und Umfrage zur Dauerhaftigkeit von vorfabrizierten Segmentbrücken durchgeführt [25]. Die Umfrage hat in den USA 109 Segmentbrücken erfasst. Allgemein wurde eine gute Dauerhaftigkeit der Strukturen festgestellt, ohne wesentliche Korrosionsprobleme der Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Die Erkenntnisse wurden nur anhand von Berichten der visuellen Inspektionen gewonnen. Die wichtigsten Erkenntnisse dieser Umfrage sind folgende:

- Es kommen zwar Probleme mit der Dauerhaftigkeit des Stahlbetons vor, jedoch nicht in Bezug auf die Tragkonstruktion aus Segmentfertigteilen.

- Auftretende Probleme an der Nutzschiicht der Brücke wie z.B. Ablösungen oder Risse, wurden sofort nach deren Feststellung saniert.
- Kleinere Risse wurden in Stützenbereichen festgestellt und mit Epoxidharzinjektionen gefüllt.
- Es wurde über Fahrbahnplattenrisse berichtet.
- In manchen Fällen wurde nach 12 Jahren Nutzung zusätzliche nachträgliche Vorspannung benötigt.

### **(c) Berichte zur Dauerhaftigkeit von nachträglich vorgespannten Betonbrücken mit Fallstudie [25]**

In [25] werden Dauerhaftigkeitsprobleme dargestellt, welche bei nachträglich vorgespannten Betonbrücken auftreten. Vor allem versagen die Spannglieder und die Verankerungsmechanismen aufgrund von Korrosion. Besonders bei Segmentbrücken kann die Zerstörung von Spanngliedern zum Einstürzen der gesamten Brückenkonstruktion führen. In diesem Artikel wird anhand von zwei Fallstudien detailliert auf die Schäden von Spannbetonbrücken eingegangen. Das zweite Beispiel behandelt eine extern vorgespannte Segmentbrücke, daher wird diese hier aufgrund der verwendeten Fertigteile genauer beschreiben.

Die Mid Bay Bridge verbindet eine Insel mit dem Festland im Golf von Mexiko im Süden von Florida. Die Konstruktion besteht aus 140 Feldern mit Längen in der Regel von 41,5 m und weist somit eine Gesamtlänge von 5.870 m auf. Eine Ausnahme bezüglich der Stützenabstände befindet sich über einer Wasserstraße: die Spannweite beträgt 68,6 m und bietet eine vertikale Durchfahrtshöhe von 19,8 m. Die Brückenkonstruktion besteht aus vorgefertigten Hohlkastenträgern, die nachträglich mit externen Spanngliedern vorgespannt wurden. Bei den regulären Spannweiten wurden 6 externe Spannglieder verwendet, die sich aus je 7 Spanndrähten zusammensetzen. Das Tragsystem besteht aus Durchlaufträgern über je 6 Spannfelder und die Errichtung der Brücke erfolgte gemäß der „span-by-span“-Methode. Bereits nach 7 Jahren Nutzungszeit wurden während einer visuellen Brückeninspektion zwei Fälle von Versagen der Spanglieder festgestellt. In einem Fall handelte es sich um mehrere Brüche von einzelnen Spannritzen im Feld und im zweiten kam es zum ganzheitlichen Versagen des Spanngliedes an der Verankerung. Die restlichen Spannglieder haben die Integrität der Brücke, jedoch mit einer reduzierten Belastungsfähigkeit, gewährleistet. Während der Schadensermittlung wurden Einwirkungen aus der Umwelt, Hohlräume in der Verpressung der Anker, Eindringen von Feuchte und Chloriden durch die undichte

Verankerung in die Konstruktion und Beschädigung der externen Spanngliederführung als mögliche Schadenursachen festgestellt.

Nach einer gründlichen Untersuchung der Brücke wurden alle Mängel und Schäden zusammengestellt, was eine generelle Instandsetzung ermöglichte. Die Reparaturen dieser Mängel und Schäden umfassten die Auswechslung der meistbeschädigten Spannglieder, neuer Verpressung der Anker und Verbesserung des Ankerschutzes.

#### **2.3.2.4 Erfahrungen aus Großbritannien**

Es wurde wenig explizit über Schäden an Fertigteilbrücken in Großbritannien berichtet. In der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts kam es jedoch zu mehreren Einstürzen von Segmentbrücken. Nach dem Einsturz der Brickton Meadows Fußgängerbrücke in Hampshire in 1967 folgte der Einsturz der Ynys-y-Gwas Bridge in West Glamorgan im Jahre 1987. Diese beiden Konstruktionen waren Segmentbrücken mit einer dünnen Mörtelschicht und eingebauter Vorspannung mit nachträglichem Verbund [25].

Die Brickton Meadows Fußgängerbrücke ist wegen Korrosion mehrerer Hauptspannlitzen zusammengebrochen. Es muss jedoch erwähnt werden, dass sowohl die Segmente als auch die Mörtelfugen mangelnde Qualität aufwiesen. Es wurde berichtet, dass die Fertigteile bereits Risse bei der Lieferung aufwiesen und eine zu hohe Vorspannkraft angesetzt wurde. Die Konstruktion stürzte bereits 15 Jahre nach der Errichtung ein.

Im Jahre 1987 stürzte in Wales die im Jahre 1953 in Segmentbauweise erbaute Ynys-y-Gwas Brücke ein. Der Einsturz erfolgte ohne Vorankündigung und es handelte es sich um ein Spanngliedversagen. Ursache dafür war das Eindringen von chloridhaltigem Wasser in die Längs- und Querfugen der Segmente bis zu den Spanngliedern wie auch Injektionsmängel in den Spanngliedern. Nach dem Einsturz der Brücke folgte im Jahre 1992 ein temporäres Verbot gegen Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund im Brückenbau der vom britischen Department of Transport angeordnet wurde. Es wurde festgestellt, dass es sehr schwierig sei bei Inspektionen zur Beurteilung von Brückenzuständen die Spannglieder zu überprüfen und so lange die Überprüfungsvorgänge nicht optimiert wurden, sollte der Einbau von neuen Spanngliedern verboten werden. Das Verbot wurde im Jahre 1996 wieder aufgehoben.

Trotz immer wieder vorkommenden Probleme mit Litzen, sind die meisten Segmentbrücken im Vereinigten Königreich in einem guten Zustand. Die meisten Probleme und Schäden sind eher auf mangelhafte Ausführungsqualität und Entwurfsfehler zurückzuführen als auf die Segmentbrücken als Konstruktionsart [22].

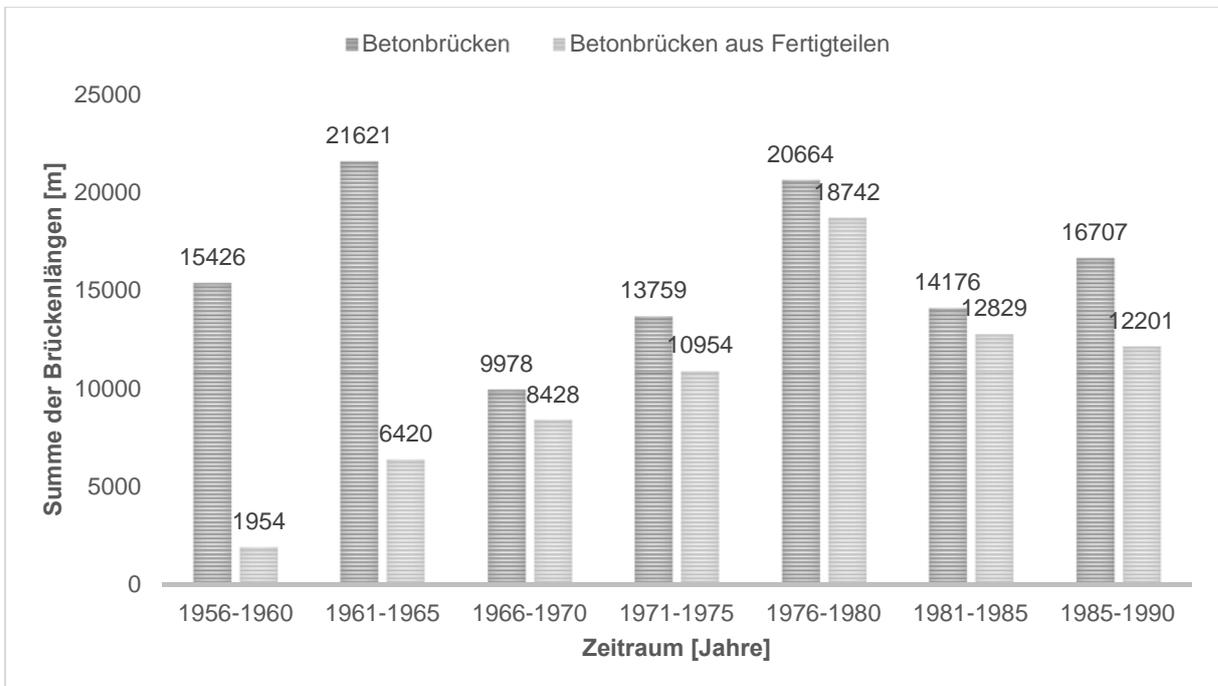
### 2.3.2.5 Erfahrungen aus Polen

#### (a) Entwicklung der Fertigteilbrücken in Polen

In der zweiten Hälfte der 50er Jahre des 20. Jahrhunderts wurde damit begonnen in Polen Fertigteilbrücken aus Beton in größerem Ausmaß herzustellen. Die Verteilung der neuerrichteten Fertigteilösungen im Betonbrückenbau in den Jahren 1956-1990 ist in Tabelle 2 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass in den Jahren 1966-1985 mehr als 80% der Betonbrücken in Polen aus Fertigteilen ausgeführt wurden [26]. Die Daten aus Tabelle 2.1 sind auch in Abbildung 2.70 dargestellt.

**Tabelle 2.1: Anteil der Fertigteile im Betonbrückenbau im öffentlichen Straßenbau in Polen [26]**

Betrachteter Zeitraum	Brückentyp		
	Betonbrücken allgemein [m]	Betonbrücken aus Fertigteilen [m]	Anteil der Fertigteilbrücken [%]
1956 - 1960	15.426	1.954	13
1961 - 1965	21.621	6.420	30
1966 - 1970	9.978	8.428	84
1971 - 1975	13.759	10.954	80
1976 - 1980	20.664	18.742	91
1981 - 1985	14.176	12.829	90
1986 - 1990	16.707	12.201	73



**Abbildung 2.70: Anteil der Fertigteile im Betonbrückenbau im öffentlichen Straßenbau in Polen**

Der Bau von Straßenbrücken aus Fertigteilen war die am häufigsten angewendete Bauweise von Betonbrücken in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts, jedoch wurde sie in den 90er Jahren deutlich eingeschränkt. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden ungefähr 20 Systeme von Fertigteilträgern entworfen und mit Erfolg umgesetzt. In Tabelle 2.2 sind die häufigsten Systeme der Betonbrückenbauweise aus Fertigteilen zusammengestellt. In Tabelle 2.4 sind die dazugehörigen Brückenquerschnitte ersichtlich.

**Tabelle 2.2: Vergleich der Fertigteilträger für Straßenbrücken aus Beton [26]**

#	System	Abmessungen	Konstruktionsart	Qualität der Tragwirkung in Querrichtung	Dauerhaftigkeit (in Jahren)
1	Stahlbetonträger	8,50 m Länge	Verbund	Gut	40
2	T-Träger aus Stahlbeton (1962-1970)	Spannweiten L=5-12 m	Verbund; zu dünnen Ortbetonplatten (80 mm)	Genügend bei wenig intensivem Straßenverkehr	20-30
3	Stahlbetonträgern GZDP (1970-1980)	Spannweiten L=6-12 m	Verbund; vorfabrizierte Fahrbahnplatten und Querträger, kleiner Anteil von Ortbeton	Schlecht; ungleichmäßiges Senken von nebeneinander liegenden Trägern und Zerstörung der Ortbetonknoten	10
4	Stahlbetonträger MPR	Spannweiten L=3-8 m	Verbund	Gut, hohe Quersteifigkeit	80
5	Stahlbetonträger WĄGROWIEC (1986)	L=3 m/ 8 m mit h=0,42 m L=12 m/15 m mit h=0,56	Verbund, verschiedene Plattenstärken	Befriedigend, ausreichende Steifigkeit	80
6	Stahlbetonträger ŚREDNICOWA (1985)	L≤9m	Vorfabriziert mit geringem Anteil Ortbeton	Keine Angaben	Keine Angaben
7	Stahlbetonträger GROMNIK (seit 1972)	L=6 ; 9 m und 12 m	Vorfabriziert mit geringem Anteil Ortbeton, jetzt Verbund	Schlecht, ungleichmäßiges Senken von nebeneinander liegenden Trägern	15-20
8	Spannbetonträger KUJAN (seit 1960m)	keine Angaben	Verbund, steif	Gut	40 bei älteren 80 bei neueren Ausführungen
9	Spannbetonträger KORYTKA, (kürzere Träger wurden aus Stahlbeton hergestellt)	L=15 m und 18 m	Vorfabriziert mit geringem Anteil Ortbeton	Ungenügend, ungleichmäßiges senken von nebeneinander liegenden Trägern	12-15
		L=15 m und 18 m	Konstruktion nach Instandsetzung – eine zusätzlich mitragende Ortbetonplatte wird eingebaut	Bessere Tragwirkung in Querrichtung - ungleichmäßiges senken von nebeneinander liegenden Trägern wurde eliminiert	25
10	Spannbetonträger PŁOŃSK (1970-1975)	L=15 m, 18 m vorfabrizierte Stahlbetonträger für L≤10 m	Vorfabriziert mit geringem Anteil Ortbeton	Ungenügend, ungleichmäßiges senken von nebeneinanderliegende n Trägern	12-15
11	Spannbetonträger PŁOŃSK (1975-1982)	L=15 m, 18 m, 21 m, 24 m , vorfabrizierte	Vorfabriziert mit Fertigteilverbindungen aus Ortbeton	Ungenügend, geringe Dauerhaftigkeit von Fertigteilverbindungen	ca. 20

#	System	Abmessungen	Konstruktionsart	Qualität der Tragwirkung in Querrichtung	Dauerhaftigkeit (in Jahren)
		Stahlbetonträger für $L \leq 10$ m			
12	Spannbetonträger PŁOŃSK (seit 1983)	L=15 m, 18 m, 21 m und 24 m, Stärke der oberen Flansch 100-160 mm	Verbund, Zusammenwirkung von Spannbeton und Ortbetonplatte	Korrekt	80 (Schätzung)
13	Spannbetonträger WBS (seit 1983)	L=15 m, 18 m, 21 m und 24 m	Verbund, Ortbetonplatten 120-210 mm oder Fertigteilplatte	Gut bei Ortbetonplatten, schlecht bei Fertigteilplatten	40 (Platte 120 mm), 80 (Platte 210 mm), 15 (FT-Platten)
14	Spannbetonträger STRZEGOM (seit 1974)	L=15 m und 18 m	Verbund, zuerst Ortbetonplatte 80 mm, seit 1980 140 mm	Befriedigende bei der Variante mit 140 mm Ortbetonplatte	30 (wegen zu dünne Fertigteilträgerwänden)
15	U-Träger aus Spann-beton mit sofortigem Verbund (seit 1980)	keine Angaben	Verbund	Gut	80
16	U-Träger aus Spannbeton mit nachträglichem Verbund (seit 1984)	L=18-27 m	Verbund	Gut	80
17	Spannbetonträger INKOM mit externer Vorspannung	keine Angaben	Verbund	keine Angaben	keine Angaben

Es wurden Fertigteilträger aus Stahlbeton und Spannbeton, sowohl mit Spannbett-Vorspannung als auch mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund verwendet. Bei der Zusammenstellung in Tabelle 2.2 ist vor allem ersichtlich, dass die Lebensdauer dieser Brückenkonstruktion sehr unterschiedlich ist: von 12 bis zu 80 Jahren. Es wurde hier die tatsächliche bzw. geschätzte Dauerhaftigkeit erfasst. Die meisten Lösungen wurden in Verbundbauweise mit Fertigteilen und Ortbeton ausgeführt – wobei in den 70er Jahren eine Tendenz zur Minimalisierung des Ortbetonanteils aufgetreten ist. Auch die statischen Systeme der Brücken haben sich mit der Zeit geändert. Bei Mehrfeldkonstruktionen wurden in den Jahren 1956-1975 vor allen einfach gelagerte Systeme verwendet mit einer hohen Zahl an Dilatationsfugen. Später wurden die Träger zu Durchlaufträgern verbunden oder als Rahmen ausgeführt. Für Fertigteilträger aus Stahlbeton und für den Ortbeton wurden in den Jahren 1956-1966 Betonklassen B17.5-B20, später B25 und ab dem Jahr 1980 B30 verwendet. Die Spannbetonträger hingegen wurden aus Betonklassen höher als B35 hergestellt.

Tabelle 2.3: Querschnitte von Straßenbrücken Betonfertigteilen [26]

Nr.	System	Querschnitt
1	Stahlbetonträger	
2	T-Fertigteilträger aus Stahlbeton	
3	Stahlbetonträgern CZDP	
4	Stahlbetonträger MPR	
5	Stahlbetonträger WĄGROWIEC	
6	Stahlbetonträger ŚREDNICOWA	

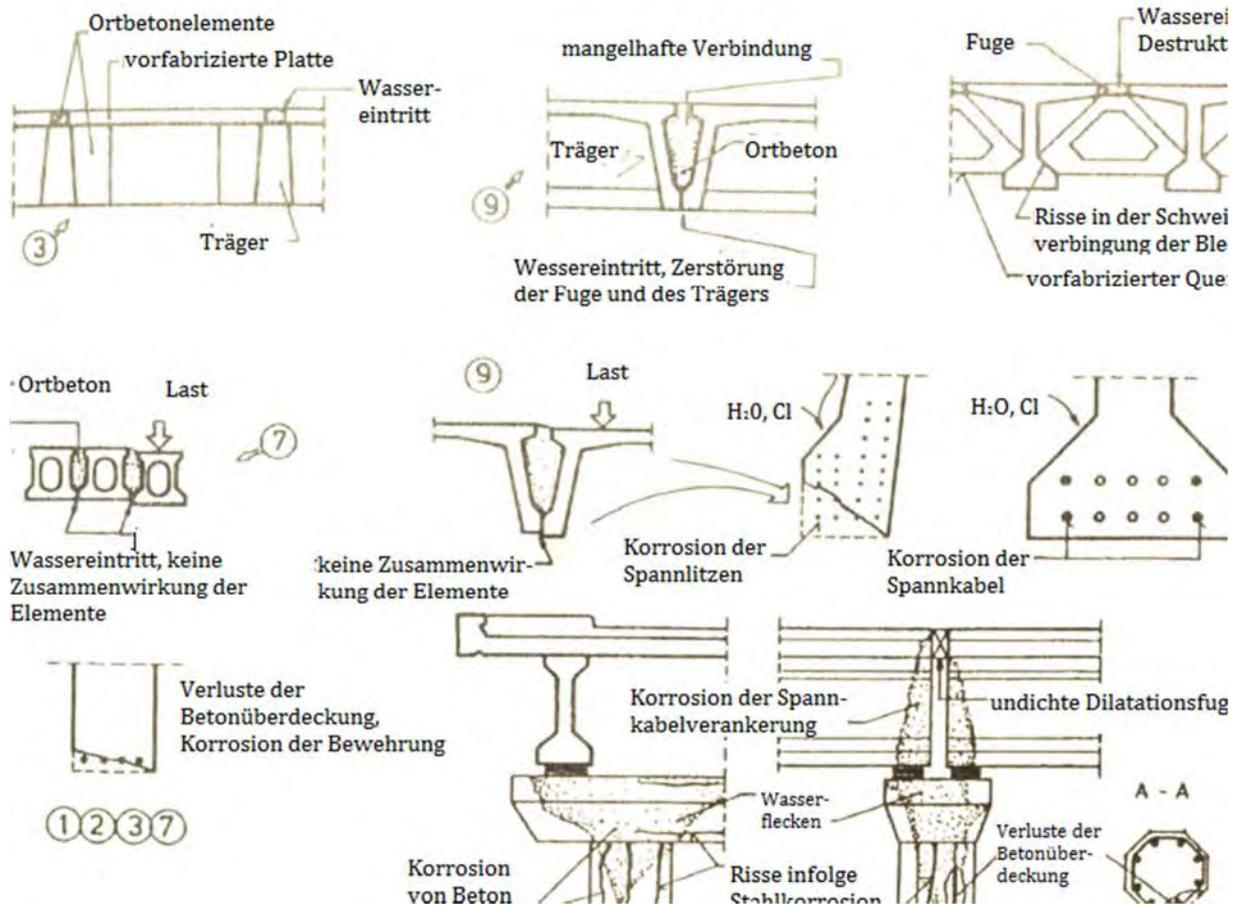
Nr.	System	Querschnitt
7	Stahlbetonträger GROMNIK	
8	Spannbetonträger KUJAN	
9	Spannbetonträger KORYTKA	
10	Spannbetonträger PŁOŃSK	
11	Spannbetonträger PŁOŃSK	
12	Spannbetonträger PŁOŃSK	

Nr.	System	Querschnitt
13	Spannbetonträger WBS	
14	Spannbetonträger STRZEGOM	
15	U-Träger aus Spannbeton mit sofortigem Verbund	
16	U-Träger aus Spannbeton mit nachträglichem Verbund	
17	Spannbetonträger INKOM mit externer Vorspannung	

### (b) Die häufigsten Schäden an Fertigteiltrücker in Polen

Trotz einer starken Entwicklung der Fertigteiltrückerbauweise in Polen haben Brückerüberwachungen und Inspektionen gezeigt, dass Fertigteiltrücker eine sehr niedrige Ausführungsqualität und Dauerhaftigkeit aufweisen. In [27] ist der Autor auf die üblichen Probleme eingegangen, welche bei Fertigteiltrücker in Polen beobachtet wurden. Als wesentliche Ursachen der Schäden an Fertigteiltrücker wurden folgende Mängel aufgezählt:

- **Ungenügende Quersteifigkeit der Konstruktion:** Eine ungenügende Quersteifigkeit der Brücke im Feld konnte zur Zerstörung der Längsfugen zwischen den Fertigteilträgern führen.
- **Undichtheit der Konstruktion:** Der aus Fertigteilbalken erstellte Oberbau war sehr undicht. Aufgrund der vor Ort vergossenen Längsfugen zwischen den Balken, der schlechten Qualität der Querdehnfugen und den zu dünnen Fahrbahnplatten und Gehsteigen aus separaten Elementen kam es zu Fällen, bei denen Wasser durch die Deckschicht eindrang und die Konstruktion beschädigt wurde.
- **Folgen der Einwirkung von Gebrauchslasten und dynamischen Lasten:** Durchbiegungen der Balken infolge der Gebrauchslasten verursachen Beschädigungen des Ortbetons in den Fugen und das Reißen der Abdichtung. Dynamische Belastungen lösten wiederum Schwingungen aus, welche die Längsfugen beschädigen.
- **Mangelnde Qualität der Dehnfugen:** Die in Polen am häufigsten verwendeten Dehnfugen wiesen Undichtheiten auf und wurden zusätzlich nicht ausreichend in der Konstruktion verankert. Deswegen waren die Konstruktionselemente, welche direkt an die Dehnfugen angrenzten, einem Schadensrisiko ausgesetzt was z.B. zur Korrosion der Verankerungsbereiche führte.
- **Schlechte Qualität der Abdichtung und deren Beschädigung:** Die schlechte Qualität der Abdichtung und deren Beschädigung führten oft zu einem fehlenden Schutz vor den Einwirkungen von Wasser mit Streusalz. In Kombination mit einer oft zu geringen Betonüberdeckung war die Konstruktion nicht im Stande einen genügenden Widerstand gegen Chloridangriffe zu leisten.
- **Schlechte Betonqualität (unter B30):** Mangelhafte Qualität der vorgefertigten Elemente und des Ortbetons verhinderte die Gewährleistung des Schutzes der Bewehrung gegen schädliche Umwelteinwirkungen. Leider wurde festgestellt, dass die Festigkeitsklasse des Betons meistens zu gering war und aufgrund einer mangelhaften Verdichtung es zum Entstehen von zahlreichen Hohlräumen und einer geringen Korrosionsbeständigkeit kam. In den 70er Jahren wurde in Polen in der Regel Flugasche als Betonzusatzmittel verwendet, was zu negativen Einflüssen auf die Betonqualität führte.



**Abbildung 2.71: Typische Schäden an Fertigteilbrücken [26]**

In [26] wurden die am häufigsten auftretenden Schäden an Fertigteilträgerbrücken anhand von Zeichnungen und Plänen von ausgeführten Brückenobjekten dargestellt. In Abbildung 2.71 sind Beispiele von Schäden dargestellt und die eingekreisten Nummern beziehen sich auf die Bausysteme laut Tabelle 2.2. Ein sich in dieser Abbildung wiederholendes Problem ist die Undichtheit der Fugen und der daraus folgende Wassereintritt in die Konstruktion. Es wird auch auf die Korrosion des Stahls, Abplatzungen der Betonüberdeckung und mangelnde Zusammenwirkung der vorfabrizierten Träger hingedeutet. In Tabelle 2.4 sind Daten aus 40 Jahren Erfahrung aus Kontrollen und Prüfungen der Fertigteilbrücken in Polen dargestellt. Die Schäden sind den entsprechenden Brückensystemen laut Tabelle 2.2 zugeordnet. Das Auftreten eines Schadens wurde in Tabelle 2.4 mit einem „+“ gekennzeichnet und die Prozentwerte beschreiben die Häufigkeit dessen Auftretens.

**Tabelle 2.4: Schäden an Tragkonstruktionen von Fertigteilbrücken nach 15 Jahren Betrieb[26]**

Schadenstyp	Konstruktionstyp laut Tabelle 2.2																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
Ungenügenden Quersteifigkeit			+				+		+	+	+							
Beschädigung der Längsfugen, ungleichmäßiges senken von nebeneinander liegenden Trägern – Durchdringung von Wasser durch die Verbindungen		+ 50 %	+ 100 %				+ 80 %		+ 100 %	+ 100 %	+ 80 %			+ 20 %				
Beschädigung des Betons und Korrosion des Stahls	+ 30 %	+ 40 %	+ 100 %				+ 80 %		+ 80 %	+ 100 %				+ 30 %				
Korrosion der Litzen und Kabeln								+ 5 %	+ 20 %	+ 30 %	+ 20 %		+ ?	+ ?				
Zerstörung des Stützenbereichs wegen undichten Dilatationsfugen	Diese Schäden treten bei allen mehrfeldrigen Brücken auf, die undichte Dilatationsfugen haben																	
Beschädigung der Stützen Aufgrund von undichten Dilatationsfugen																		
<b>Prozentwerte beschreiben die Häufigkeit des Auftretens des Schadens</b>																		

### (c) Zusammenfassung der Erfahrungen in Polen

Bei Brücken in Polen gehörten die mangelhafte Ausführung und die schlechte Qualität der Baumaterialien zu den Hauptproblemen. Im Jahre 1995 wurde geschätzt, dass mindestens 30% der Fertigteilbrücken in Polen eine sofortige Sanierung oder Verstärkung benötigen. Es wurde auch auf die mangelhaft ausgeführten Abdichtungen und Entwässerungen hingewiesen, die keinen Schutz der Konstruktion vor schädlichen Einwirkungen aus der Umgebung sicherten. Eine zufriedenstellende Dauerhaftigkeit zeigten üblicherweise Fertigteilträger, die als Verbundträger entworfen wurden und eine gute Zusammenwirkung der Elemente in Querrichtung aufwiesen [26, 27].

### 2.3.2.6 Erfahrungen aus der Slowakei

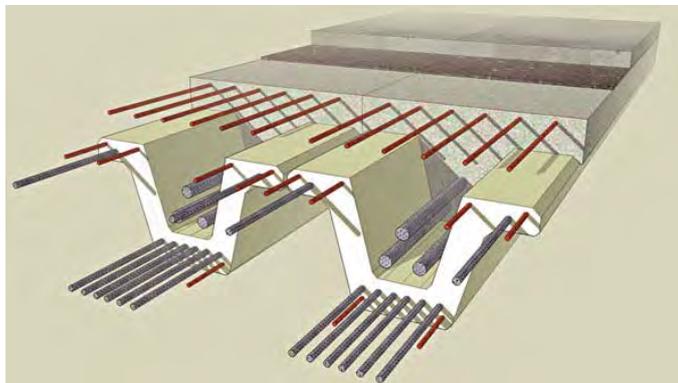
#### (a) Fertigteilbrücken in der Slowakei [28]

In den letzten 50-60 Jahren wurden in der Slowakei viele Brücken mit kurzen oder mittleren Spannweiten aus Fertigteilträgern gebaut. Meistens wurden nachträglich vorgespannte schlanke Balken verwendet. Geringe Stärken der Balkenwände und Platten haben das Eigengewicht der Träger deutlich verringert, was den Einbau der Elemente auf der Baustelle vereinfachte. Dabei entstand aufgrund der oft zu geringen Betonüberdeckung ein hohes Risiko

von Bewehrungskorrosion. Das war eine der Ursachen, wieso sich die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von solchen Konstruktionen nicht auf einem befriedigenden Niveau befand. Obwohl diese Brücken mit einer Lebensdauer von 80-100 Jahren entworfen wurden, kam es oft bereits nach 30-40 Jahren Nutzungsdauer zu ernsthaften Problemen.

### **(b) Vlossak Träger [29]**

Ein sehr oft in der Vergangenheit in der Slowakei verwendeter Fertigteilträger war der Vlossak-Balken. Im slowakischen Straßennetz gibt es mehr als 700 Brücken die mit diesen Elementen errichtet wurden. Sie gehörten zu den ersten vofabrizierten Trägern, die in der Slowakei seit den 50er Jahren hergestellt und im Brückenbau verwendet wurden. Das Produktionsverfahren war dazumal relativ ungenau und es traten Problem infolge geometrischer Unsicherheiten und Undichtheiten der Schalung auf. Einerseits resultierte aus dem Gebrauch von Holzschalungen eine raue Oberfläche der Balken. Andererseits verursachten undichte Schalungen das Abfließen von Zementmörtel aus den Ecken des unteren Flanschs der Trägerwände während des Betonierungsvorganges. Der Beton wies in diesen Bereichen eine geringe Festigkeit auf und ließ aggressive Faktoren auf die Bewehrung einwirken, was zur Korrosion führen konnte. In Abbildung 2.72 ist eine Konstruktion mit Vlossakträgern dargestellt.



**Abbildung 2.72: Beispiel einer Konstruktion mit Vlossakträgern [14]**

### **(c) Forschung an der Technischen Universität in Kosice [28]**

An der Technischen Universität in Kosice wurden statische und dynamische Belastungsversuche an einer 35 Jahre alten Brücke sowie destruktive Belastungsversuche von fünf 21,4 m langen Fertigteilträgern, welche aus der Brücke ausgebaut wurden, durchgeführt. Die Träger waren in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

Trotz der festgestellten Korrosionsschäden an der Bewehrung und an dem Spannstahl der Vorspannung in Längsrichtung bei manchen Fertigteilträgern, haben die Belastungsversuche zufriedenstellende Tragfähigkeit der Balken ergeben. Als Grund dafür wurde der gute Zustand der Quervorspannung, die die Quersteifigkeit der Träger deutlich erhöht, angegeben.

#### **(d) Forschung an der Universität in Zylina und Fallstudien [29]**

Am Institut für Konstruktionen und Brücken der Universität in Zylina in der Slowakei wurde ein Bericht über Brücken mit kleinen Spannweiten aus Spannbeton erstellt, der am 4th fib Congress in Mumbai im Jahre 2014 präsentiert wurde. Infolge einer Zusammenarbeit der Universität Zylina mit der Slowakischen Straßenbehörde und der Straßenbauleitungsabteilung Zylina wurde eine Umfrage über den Stand mehrerer bestehender Brücken durchgeführt. In dieser Publikation wurde näher auf drei Brückenobjekte eingegangen, welche aus Fertigteilen gebaut wurden und sich alle auf Straßen von großer Bedeutung für das slowakische Straßennetz befinden. Es wurde der aktuelle Zustand, die Brückeninspektion und die Nachrechnung dieser drei Objekte behandelt. In den folgenden Unterkapiteln sind die Brückenkonstruktionen und die an ihnen aufgetretenen Schäden beschrieben

#### **(e) Brücke auf der Straße I/28 in der Nähe der Stadt Martin**

Bei der Brücke auf der Straße I/28 handelt sich um eine 55,90 m lange Brücke, die im Jahre 1964 errichtet wurde und über ein Eisenbahngleis, zwei Feldwege und einen Bach führt. Die Ansicht der vierfeldrigen Brücke ist in Abbildung 2.73 ersichtlich. Die Brückenkonstruktion wurde mit den zum Errichtungszeitpunkt üblichen vorgespannten 14,40 m langen Fertigteilträgern Vlossak, welche auf vorfabrizierten Widerlagern und Pfeilern gelagert wurden, ausgeführt. Diese Träger haben eine Höhe von 0,70 m und eine Breite von 0,98 m an der Unterkante. Sie wurden aus Beton der Güte C45/55 ausgeführt und zusätzlich mit Spannkabeln mit Drähten  $\phi 4,5$  mm vorgespannt. Die Gesamtbreite der Brücke, gemessen zwischen den Geländern, beträgt 17,44 m.



**Abbildung 2.73: Brücke auf der Straße I/18 in der Nähe der Stadt Martin [29]**

Zu den meistgeschädigten Elementen der Brücke zur Zeit der Brückeninspektion gehörten die äußeren Balkenträger und Fugen zwischen den Balken und dem Überbau. Bei der Inspektion wurden an den äußeren Balkenträgern unverdeckte und korrodierte Spannkabel festgestellt,

wobei viele Litzen gebrochen waren, was eine Verringerung des Tragwiderstandes bewirkte. An den peripheren Verbindungsfugen und am Überbau war der Verlust an Zementmörtel ersichtlich, der aus dem unbehinderten Wasserdurchfluss durch die Fugen resultierte. Auf den Oberflächen der Fertigteilträger wurden Anzeichen der Undichtheit der Fahrbahnplatte und der Abdichtung festgestellt. Zusätzlich waren die Kanten der Träger oft über beträchtliche Längen angebrochen. Am Unterbau wurden Undichtheit und Durchdringen von Wasser durch die Fugen über dem Lagerbalken über den Widerlagern und Pfeilern dokumentiert. An der Konstruktion auftretende Risse im Beton, Abschälen der oberflächlichen Schicht des Betons und ungeschützte Bewehrung haben auch zur ersichtlichen Korrosion der Bewehrung geführt. Es wurde darauf hingewiesen, dass die bei dieser Brücke beobachteten Schäden sowohl aus einem begrenzten Wissenstand über Brücken zur Zeit der Errichtung, als auch aus den fehlenden bzw. ungenügenden Instandhaltungsmaßnahmen resultierten.

#### **(f) Brücke auf der E77 über dem Fluss Orava**

Die zweite im Artikel dargestellte Brücke wurde im Jahre 1957 gebaut und überspannt den Fluss Orava. Es handelt sich um eine vierfeldrige Brücke mit Spannweiten von 16 bis 17 m deren Querschnitt aus zehn vorgespannten T-Trägern besteht. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 71,64 m und die Träger, welche die angrenzenden Felder überbrücken, sind in Längsrichtung nicht miteinander verbunden. Die Fugen zwischen den Balken haben eine Breite von 50 mm und sind in Zementmörtel eingebettet. Der Überbau ist in Querrichtung mit Kabeln aus  $\phi 4,5$  mm Drähten vorgespannt. Die Seitenansicht der Brücke ist in Abbildung 2.74 ersichtlich.

An dem Überbau wurden Effekte des Wasserdurchflusses durch die Fahrbahn und durch die Abdichtung beobachtet. Der Umfang dieses Schadens war relativ klein und betrug ca. 7-8% der Gesamtfläche und war vor allem an den Außenbalken aufgetreten. Bereiche der Verankerung der Querspannung des Überbaus wiesen auch Schäden infolge Undichtheiten auf, wie z.B. Abplatzungen und Korrosion der Anker. Bei einzelnen Feldern fehlte eine Verbindung zu den angrenzenden Feldbereichen mittels Verbundplatte.



Abbildung 2.74: Brücke auf der E77 über dem Fluss Orava [29]

### (g) Brücke in Michalovce

Im Jahre 1971 wurde in Michalovce eine Straßenbrücke über der Eisenbahnlinie Michal'any-Lupkow gebaut. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 292,30 m und die Tragkonstruktion besteht aus 15 Feldern, die auf Elastomerlagern gelagert sind. Im Querschnitt besteht die Brückenkonstruktion aus zwölf nebeneinander verlegten und vorgespannten Fertigteilträgern Vlossak. Die Spannweiten betragen 19,40m (14 Felder) und 21,60 m (ein Feld). Die Fugen zwischen den Fertigteilträgern sind 20 mm breit. Im Längsschnitt weist die Brückenkonstruktion eine Bogenform mit einem 5%-Gefälle auf beiden Seiten auf. Der Querschnitt der Brücke besteht aus 2 x 3,5 m Fahrbahnen, 2 x 0,25 m Führungsleisten und Gehwegen 2 x 0,75 m. Die Gesamtbreite des Querschnittes beträgt 11,50 m. In Abbildung 2.75 ist die Brücke dargestellt.

Obwohl bei der Brückeninspektion ein guter Allgemeinzustand der Brücke festgestellt wurde, wurden auch Mängel und Schäden beobachtet. Es handelte sich um Risse und Mörtelverluste in den Fugen zwischen den Fertigteilen. Dies wurde mit der schlechten Qualität der Ausführung der Fugen und dem ungleichmäßigen Heben der Konstruktion während der Auswechslung der Lager während einer Instandsetzung im Jahr 1992 begründet. Es wurde berichtet, dass solche Mängel erheblichen Einfluss auf die Interaktion der Balken in Querrichtung haben. An Stellen, wo sich die Bewehrung oder die Vorspannlitzen befinden, wurden Risse im Beton festgestellt. Daraus folgte Korrosion der Bewehrung und mit der Zeit wurde infolge Betonabplatzungen die Bewehrung freigelegt. Ungenügende Betonüberdeckung und Karbonatisierung des Betons wurden als Gründe dafür genannt. Weitere Ursachen dieses Schadens könnten aber auch mangelnde Verpressung des Kabelkanals und das in die beschädigten Dehnfugen eindringende Wasser gewesen sein. Die Korrosion hatte die stärkste

Auswirkung auf die Spannbewehrung und die Bewehrung in den Lagerbereichen. Ausblühungen an den sichtbaren Flächen der oberen Platte der Träger kamen selten vor und es wurde daher von einer guten Abdichtung und Drainage des Überbaus ausgegangen.



Abbildung 2.75: Brücke in Michalovce [29]

### 2.3.3 Brückenschadensfall durch Ermüdungsbeanspruchung

In diesem Unterkapitel wird auf einen Schadensfall durch Ermüdung eingegangen. Ein besonders interessantes Beispiel dazu ist der Hashin-Expressway in Japan.

In den Jahren 1962 bis 1964 wurde eines der wichtigsten Straßennetze Japans von der Hanshin-Expressway-Public-Corporation errichtet. Der Hanshin-Expressway ist 192 km lang und verbindet die japanischen Metropolen Osaka, Kobe und Kyoto, wobei der Großteil der Strecke auf Brücken verläuft. In Japan und in den USA werden Autobahn- und Schnellstraßenbrücken hauptsächlich in Verbundbauweise errichtet. Wie in Abbildung 2.76 dargestellt ist, liegt dabei die Fahrbahnplatte aus Stahlbeton schubsteif auf Stahllängs- und Querträgern, manchmal auch auf Stahlbeton-T-Trägern [30, 31, 32].

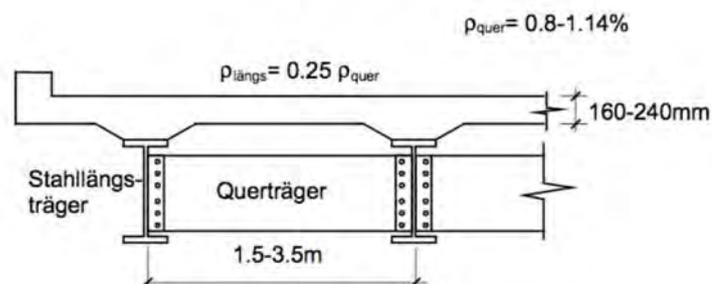


Abbildung 2.76: Querschnitt in Verbundweise für Autobahn- und Schnellstraßen [30,31]

Schon kurze Zeit nach Errichtung der Strecke wurden Ermüdungsschäden festgestellt. Risse durchzogen weite Teile des Tragwerkes, jedoch war das Rissbild anfangs nicht zu unterscheiden von einem Rissbild, das aus einer statischen Belastung resultieren würde. Nach einiger Zeit wurden dann Trennrisse, die ganze Platten durchzogen haben, festgestellt. An den Rändern wurden Abplatzungen entdeckt, die aus Rissen entstanden sind und dadurch wasserdurchlässig waren. Diese Schäden verschlimmerten sich, indem ganze Betonteile aus der Platte herausbrachen und zu Boden fielen. Es konnten keine Brüche der Bewehrung festgestellt werden [30, 32].

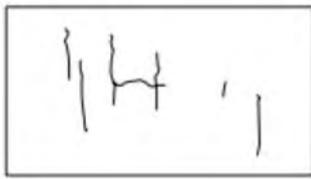
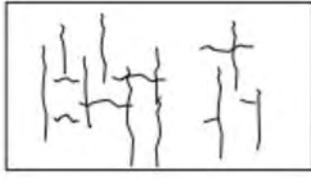
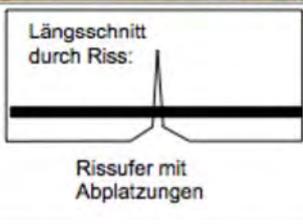
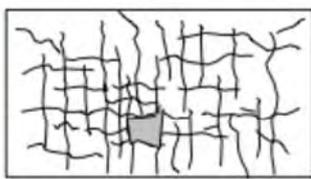
Beobachtungen in Japan zeigten, dass Ermüdungsschäden besonders bei Fahrbahnplatten mit Spannweiten ab 3 m und Dicken unter 220 mm auftreten. Auch das Verhältnis der Längs- zur Querbewehrung spielt eine große Rolle. Die HEPC, die Hanshin Expressway Public Corporation, untersuchte die Schäden und klassifizierte diese anhand der Rissbilder (siehe Tabelle 2.5)[30, 32].

Zahlreiche Ursachen wurden für die Ermüdungsschäden gefunden. Die Fahrbahnplatten waren nicht auf den enorm stark wachsenden Verkehr ausgelegt. Zwischen 1965 und 1975 stieg das Verkehrsvolumen der Lastkraftwagen um das Dreifache. Nach einem Jahr wurden pro Fahrtrichtung 250.000 Lastwagen gezählt, sechs Jahre später schon 2 Millionen. Damit rechneten die Planer damals nicht. Bemessen wurden die Fahrbahnplatten auf eine LKW-Gesamtlast von 200 kN, die gemessene Belastung betrug jedoch 480 kN [32].

Es war damals üblich Fahrbahnplatten dünner auszuführen. Die dünne Fahrbahnplatte hatte zur Ursache, dass beschleunigt Biegerisse aufgetreten sind, wodurch die Schubtragfähigkeit verringert wurde und zu einer erhöhten Risswahrscheinlichkeit führte. Außerdem schrieben es die damaligen Normen vor, bei einer Platte für die Längsbewehrung nur 25% der Querbewehrung einzubauen, wodurch die Lastabtragung in Längsrichtung geschwächt wurde. Bei durchlaufenden Platten wurde der Momentennullpunkt bei 1/4 der Feldlänge angenommen. Dies führte zu einer Unterdimensionierung in Feldmitte und somit zu Rissen [32].

Die damalige Betonqualität entsprach nicht dem heutigen Stand der Technik. Es wurde Pumpbeton mit gebrochenem Zuschlag verwendet. Durch den erhöhten Wassergehalt kam es schneller zum Schwinden. Außerdem kam es zu einer Entmischung des Pumpbetons in den Lastwägen, was dazu führte, dass auf der Baustelle Wasser zugegeben werden musste [32].

**Tabelle 2.5: Festgestellte Schäden und Rissbilder an Fahrbahnplatten [32]**

	<b>Bild</b>	<b>Figur</b>	<b>Beschreibung</b>
<b>Klasse 1</b>			Rissbildung in Querrichtung der Fahrbahnplatte. Die Risse sind auf Schwinden oder Zwängungen zurückzuführen. Rissabstände > 1m Rissöffnungen < 0.1 mm Noch keine Ermüdungsschädigung vorhanden.
<b>Klasse 2</b>			Weitere Risse in Querrichtung und neue Risse in Längsrichtung treten infolge Ermüdungsschädigung auf. Rissabstände < 1m Rissöffnungen um 0.1 mm
<b>Klasse 3</b>			Die Ermüdungsschädigung ist weit fortgeschritten. Risse bilden ein „Schildkrötenmuster“, das Rissbild ist nahezu stabilisiert. Rissöffnungen 0.1-0.2 mm
<b>Klasse 4</b>			Kalkablagerungen geben Hinweise auf Trennrisse. Der Schubwiderstand der Fahrbahnplatte wird durch diese Trennrisse stark vermindert, das Tragverhalten der Platte wechselt von vorwiegender Biegung auf Schub.
<b>Klasse 5</b>		 Längsschnitt durch Riss: Rissufer mit Abplatzungen	Die Rissufer platzen durch vertikale Risschiebungen infolge Schub ab. Aus den Rissen kann Staubaustrag beobachtet werden.
<b>Klasse 6</b>			Die vertikalen Schiebungen in den Rissen aktivieren die Dübelwirkung der Bewehrung, infolge deren die Betonüberdeckung abgespalten wird und Betonstücke aus der Plattenunterseite fallen.
<b>Klasse 7</b>			Die Radlasten durchstanzen die schwerstgeschädigte Fahrbahnplatte. Der Asphalt und der Beton brechen ein, und nur die meist noch intakte Bewehrung bleibt übrig.

### 2.3.4 Auswertung Fragebogen

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde ein Fragebogen unter dem Titel „Fragebogen über Ihre Erfahrungen mit Fertigteilbrücken“ erstellt. Der Fragebogen beinhaltet acht Fragen, die auf Deutsch und Englisch verfasst wurden. Das Ziel war es, wenige präzise Fragen zu stellen, um eine relativ schnelle aber dennoch aussagekräftige Beantwortung zu ermöglichen. Die Fragebögen wurden an die Brückenabteilungen der ASFiNAG, der ÖBB, der Landesregierungen aller Bundesländer in Österreich, und an Brückenbauexperten im Ausland geschickt. Es wurde dabei eine Beantwortungsfrist von 8 Wochen angegeben. Von den 40 versendeten Fragebögen wurden 19 ausgefüllt und zurückgeschickt. Die Antworten wurden in Punkt 5.3 zusammengestellt und analysiert.

Der Fragebogen wurde in Deutsch und Englisch verfasst und beinhaltete folgende acht Fragen:

- I. Anzahl und Fläche [m<sup>2</sup>] der Brücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich
- II. Anzahl und Fläche [m<sup>2</sup>] der Betonbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich
- III. Anzahl und Fläche [m<sup>2</sup>] der Fertigteilbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich
- IV. Welche Arten von Fertigteilbrücken wurden gebaut?
- V. Gibt es einen merkbaren ungünstigen Einfluss bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ort betonbrücken auf die Schadensentwicklung bei folgenden Verschleißteilen (Fahrbahnbelag, Lager, Fahrbahnübergang)?
- VI. Gibt es einen höheren Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ort betonbrücken?
- VII. Welche Schäden treten bei Fertigteilbrücken, auf die nicht auch bei Ort betonbrücken auftreten?
- VIII. Erlauben Sie den Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken?

#### 2.3.4.1 Allgemeines

Von den 40 ausgesendeten Fragebögen sind 19 in ausgefüllter Form an die Technische Universität Wien zurückgeschickt worden. Bei zehn davon handelt es sich um Erfahrungen aus Österreich: sechs Fragebögen wurden von den Brückenbauabteilungen der Bundesländerregierungen und je zwei von der ÖBB und ASFiNAG ausgefüllt. Die restlichen acht Formulare beschreiben die Erfahrungen aus Kanada, Japan, Belgien, Rumänien, Argentinien, China, USA, Dänemark und Südafrika. Die Liste der Institutionen und Ansprechpartnern, welche die Fragebögen ausgefüllt haben sind in Tabelle 2.6 zusammengestellt. Jedem Befragten wurden eine Nummer und eine abgekürzte Bezeichnung zugeteilt, die sich bei den Tabellen mit den Antworten auf die jeweiligen Fragen wiederholen.

**Tabelle 2.6: Befragte Institutionen und deren Ansprechpartner**

Nr.	Abkürzung	Institution	Verantwortlicher
1	K	Amt der Kärntner Landesregierung, Abt. 9 – Straßen und Brücken	DI Paul Jobst
2	V	Amt der Vorarlberger Landesregierung, Abteilung Straßenbau (VIIb)	Ing. Michael Ludescher
3	W	Magistrat Wien, MA 29 – Brückenbau und Grundbau	OStBR DI, MSc. Johannes Petz
4	OÖ	Amt der Oberösterreichischen Landesregierung	DI Reiter Hubert
5	B	Amt der Burgenländischen Landesregierung, Abteilung Brückenbau	DI Dr. Helmut Hartl
6	S	Land Salzburg, Referat 6/22 Brückenbau	DI Werner Roth
7	ÖBB1	ÖBB Infra SEA Ost 1	DI Manfred Fischer
8	ÖBB3	ÖBB Infra SEA Ost 3	DI Thomas Lampl
9	A1	ASFINAG ASG (Tirol)	DI Thomas Gabl
10	A2	ASFINAG Service GmbH	DI Michael Anthofer
11	CAN	Direction des structures, Ministère des transports du Québec (Kanada)	Eng. Louis-Marie Bélanger
12	JAP	Honshu Shikoku Bridge Expressway Company Ltd. (Japan), Maintenance Planning Division	Kiyohiro Imai
13	BE	Public Service of Walonia (Belgien)	Pierre Gilles
14	ROU	Romanian National Company of Highways and National Roads, Regional Administration for Roads and Bridges Bucharest (Rumänien)	Marian Mina
15	ARG	National Highways Directorate (Argentinien)	Eduardo Castelli
16	CHN	CCC Highway Consultant CO. LTD, Xicheng District (China)	Xu Hang
17	USA	Bureau of Structures and State Bridge Engineer, Wisconsin Department of Transportation (USA)	Scot Baker
18	DK	Road Directorate (Dänemark)	Henrik O. Nielsen
19	SA	South African National Roads Agency (Südafrika)	Elma Lourens

#### **2.3.4.2 Fragen 1/2/3: Anzahl und Flächen der Brücken/Betonbrücken/Fertigteilebrücken im Zuständigkeitsbereich**

In den ersten drei Fragen des Fragebogens wurde nach der Anzahl und Fläche von Brücken, Betonbrücken und Fertigteilebrücken im Zuständigkeitsbereich des Befragten gefragt. Die Antworten sind in Tabelle 2.7 zusammengefasst. Es ist ersichtlich, dass die Unterschiede der

Brückenanzahl in den jeweiligen Zuständigkeitsbereichen groß sind: in Österreich ist die Brückenanzahl im Zuständigkeitsbereich mit der kleinsten Brückenanzahl (Oberösterreich) fünfmal geringer gegenüber dem Zuständigkeitsbereich mit den meisten Brücken (ASFiNAG ASG Tirol).

In Tabelle 2.8 wurden die Anteile der Betonbrücken an allen Brücken und die Anteile der Fertigteilbrücken an allen Betonbrücken dargestellt. Diese Werte beziehen sich auf die Anzahl und nicht auf die Fläche der Brücken. In dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, dass in Österreich der Anteil der Betonbrücken sehr hoch ist. Abgesehen von den Daten der ÖBB und der Stadt Wien beträgt dieser Wert stets über 80% der Gesamtzahl der Brücken in den Zuständigkeitsbereichen. In Wien sind 68% und in der Brückeninfrastruktur der ÖBB sind weniger als die Hälfte der Brücken aus Beton. Demgegenüber zeigen Angaben aus Kanada (34%) einen niedrigeren Wert. Im Rumänien, Argentinien und Dänemark sind mehr als 90% der Brücken aus Beton. Der Anteil von Fertigteilbrücken an allen errichteten Betonbrücken in Österreich beträgt meistens 2-6%. In den Zuständigkeitsbereichen Kärnten und Salzburg befindet sich dieser Wert im Promillebereich. Deutlich andere Ergebnisse wurden aus der Umfrage im Ausland gewonnen. In Kanada, Japan, Belgien, Rumänien und den USA beträgt der Anteil an Fertigteilbrücken zwischen 36% und 41%. In Argentinien beträgt dieser Wert 24% und in Dänemark nur 5%. In Südafrika sind 99% der Brücken aus Beton, wobei nur 2% davon aus Fertigteilen errichtet wurden.

Die Daten aus Tabelle 2.8 sind auch in Abbildung 2.77 dargestellt.

**Tabelle 2.7: Anzahl- und Flächenvergleich der Brücken/Betonbrücken/Fertigteilbrücken in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten**

Befragte Person		Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Brücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich		Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Betonbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich		Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Fertigteilbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich	
		Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]
1	K	1.735	356.177	1.406	282.361	10	4.686
2	V	615	199.665	545*	177.018*	30*	25.164*
3	W	866	605.838	593	420.000	10	9.000
4	OÖ	3.100	690.000	2.500	600.000	40	14.000
5	B	~580	k.A.	~550	k.A.	~11	k.A.
6	S	~1.400	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.**	k.A.

Befragte Person	Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Brücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich		Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Betonbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich		Anzahl und Fläche [m <sup>2</sup> ] der Fertigteilbrücken in Ihrem Zuständigkeitsbereich		
	Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Anzahl	Fläche [m <sup>2</sup> ]	
7	ÖBB1	840	227.254	413	148.821	24	5.332
8	ÖBB3	986	149.371	381	61.999	19	3.218
9	A1	585	791.000	539	634.000	16	51.000
10	A2	924	995.520	824	939.398	41	166.490
11	CAN	5.357	5.244.000	1.833***	2.108.000***	744****	1.007.000****
12	JAP	401	1.485.000	207	312.000	80	104.000
13	BE	3.700	k.A.	2.500	k.A.	1.000	k.A.
14	ROU	535	304.927	494	261.340	178	150.698
15	ARG	3.446	1.993.091	3.256	1.826.771	734	411.750
16	CHN	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.
17	USA	~5.000	k.A.	~4.000	k.A.	~1.500	k.A.
18	DK	2.150	1.505.000	1.957	1.459.850	105	60.200
19	SA	3.410	2.774.753	3.384	2.766.872	52	55.754

\*Beton, Stahlbeton und Spannbeton, ohne Verbundtragkonstruktionen

\*\* Anteil im Promillbereich

\*\*\*Betonträger, ohne dicke Platten

\*\*\*\* Fertigteilträger aus Beton

**Tabelle 2.8: Anteil von Betonbrücken und Fertigteilbrücken in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten**

Befragte Person	Anteil der Betonbrücken an allen Brücken	Anteil der Fertigteilbrücken an allen Betonbrücken	
1	K	81 %	<1 %
2	V	89 %	6 %
3	W	68 %	2 %
4	OÖ	81 %	2 %
5	B	95 %	2 %
6	S	k.A.	<1 %

Befragte Person		Anteil der Betonbrücken an allen Brücken	Anteil der Fertigteilbrücken an allen Betonbrücken
7	ÖBB1	49 %	6 %
8	ÖBB3	39 %	5 %
9	A1	92 %	3 %
10	A2	89 %	5 %
11	CAN	34 %	41 %
12	JAP	52 %	39 %
13	BE	68 %	40 %
14	ROU	92 %	36%
15	ARG	95 %	23 %
16	CHN	k.A.	k.A.
17	USA	80 %	38%
18	DK	91 %	5 %
19	SA	99 %	2 %

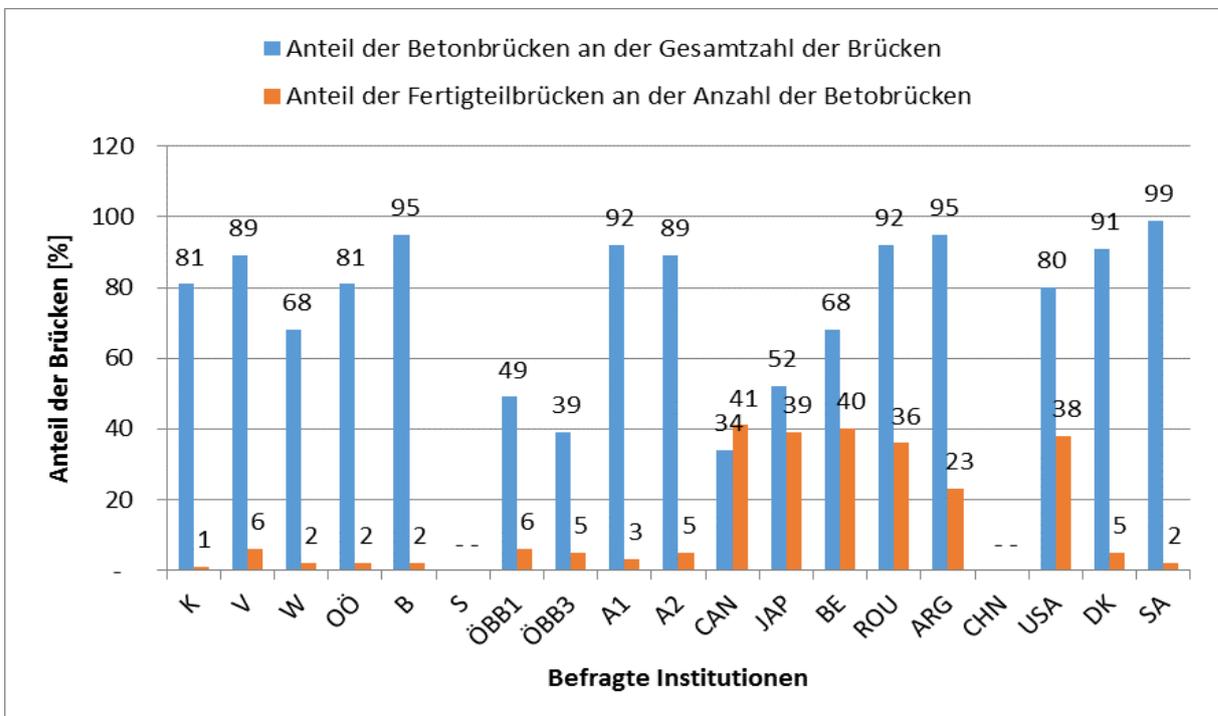


Abbildung 2.77: Anteil von Betonbrücken und Fertigteilbrücken

### 2.3.4.3 Frage 4: Welche Arten von Fertigteilbrücken wurden gebaut?

Frage 4 beschäftigt sich mit den Arten der Fertigteilbrücken, wobei die Antworten in Tabelle 2.9 zusammengefasst sind. In Österreich wurde das Vorhandensein aller angeführten Brückenarten bestätigt. In Quebec wurden hingegen alle Fertigteilbrücken als nebeneinander verlegte Spannbetonträger mit Ortbetonplatten ausgeführt. In Japan wurden nebeneinander verlegte Fertigteilträger mit Ortbetonplatte verwendet. Es wurden auch Fertigteilbrückenarten angegeben, die nicht im Fragebogen berücksichtigt waren, wie zum Beispiel nebeneinander verlegte Fertigteilplatten als Tragwerk, Fertigteilplatten ohne Aufbeton, T-Träger mit Aufbeton, Rahmenkonstruktion und 3-zellige Spannbetonhohlkasten mit äußeren Druckdiagonalen.

**Tabelle 2.9: Arten von Fertigteilbrücken die in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten gebaut wurden**

Befragte Person		Nebeneinander verlegte Fertigteilträger mit Ortbetonplatte	Nebeneinander verlegte Fertigteilträger mit Halbfertigteilen in der Fahrbahnplatte	Nebeneinander verlegte Spannbetonträger mit Ortbetonplatte	Nebeneinander verlegte Spannbetonträger mit Halbfertigteilen in der Fahrbahnplatte	Halbfertigteile in der Fahrbahnplatte	Segmentbrücken	Andere Bausysteme	
		Anzahl	Anzahl	Anzahl	Anzahl	Anzahl		Anzahl	Art
1	K	~3	0	~3	0	0	0	Nebeneinander verlegte Fertigteilplatten als Tragwerk	~4
2	V	4	11	1	5	1	0	Fertigteilplatten ohne Aufbeton	5
								Rahmenkonstruktion aus zusammengesetzten Fertigteilen	3
3	W	9	0	0	1	0	0	-	0
4	ÖÖ	35	2	1	0	0	0	Rahmenfertigteile	2
5	B	*	*	*	*	*	0	-	0
6	S	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	-	k.A.
7	ÖBB1	24	0	0	0	0	0	-	0
8	ÖBB3	4	3	0	0	0	1	Andere Fertigteile (3) und Fertigteilrahmen bei Personendurchgängen	13

Befrage Person		Nebeneinander verlegte Fertigteilträger mit Ortbetonplatte	Nebeneinander verlegte Fertigteilträger mit Halbfertigteilen in der Fahrbahnplatte	Nebeneinander verlegte Spannbetonträger mit Ortbetonplatte	Nebeneinander verlegte Spannbetonträger mit Halbfertigteilen in der Fahrbahnplatte	Halbfertigteile in der Fahrbahnplatte	Segmentbrücken	Andere Bausysteme	
		Anzahl	Anzahl	Anzahl	Anzahl	Anzahl		Anzahl	Art
9	A1	0	4	8	0	2	0	3-zelliger Spannbetonhohlkasten mit äußeren Druckdiagonalen	2
10	A2	0	6	33	0	0	0	A2.81 Spannbeton-Ortbetontragwerk	1
								S309/W92 Spannbeton-Ortbetontragwerk	1
11	CAN	0	0	744	0	0	1	Partial depth and full depth slab	6
12	JAP	80	0	0	0	0	0	-	0
13	BE	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	**	-	0
14	ROU	0	0	91	87	0	0	-	0
15	ARG	28	35	450	216	~5	0	-	0
16	CHN	***	**	****	**	**	*****	-	0
17	USA	80	20	1400	20	0	5	3 sided culverts/bridges (precast and prestressed)	50
18	DK	0	0	0	0	0	0	Upturned T-Girders (precast) with in-situ casted concrete on top	105
19	SA	0	0	40	20	0	0	Incrementally launched	12

\*Brücken dieser sind Art vorhanden, genaue Zahlen aber unbekannt  
 \*\* einige  
 \*\*\* mehr als 95% der Fertigteilbrücken mit Spannweiten < 20 m  
 \*\*\*\* mehr als 95% der Fertigteilbrücken mit Spannweiten < 20-50 m  
 \*\*\*\*\* fast 100% der Fertigteilbrücken mit einer Spannweite > 100 m"

#### **2.3.4.4 Frage 5: Gibt es einen merkbaren ungünstigen Einfluss bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ortbetonbrücken auf Schadensentwicklung bei folgenden Verschleißteilen: Fahrbahnbelag, Lager, Fahrbahnübergang?**

In dieser Frage wurde nach dem ungünstigen Einfluss auf die Schadensentwicklung am Fahrbahnbelag, an den Lagern und an den Fahrbahnübergängen bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ortbetonbrücken gefragt. Die Antworten auf diese Frage sind in Tabelle 2.10 dargestellt. Die meisten Befragten konnten keinen zusätzlich schädlichen Einfluss auf die Verschleißteile feststellen und zwei weitere Befragte haben diese Frage nicht beantwortet. Die restlichen Fragebögen haben auf Probleme hingewiesen, die in den folgenden Punkten zusammengefasst sind.

##### **(a) Fahrbahnplatten**

Bei nebeneinander verlegten Fertigteilträgern wurden Belagsrisse im Auflagerbereich der Träger festgestellt. Auch an den ganzen Fahrbahnplatten wurden Risse und Ausbrüche beobachtet. Bei Fertigteilplatten (bzw. Fertigteilrahmen) ohne Aufbeton sind Schäden bei Stoßfugen aufgetreten. Es wurde ebenfalls von Risiken bei Systemen mit durchgehenden Längs- und/oder Querfugen und von Wassereintritt in die Konstruktion von Gehsteigen berichtet.

##### **(b) Lager**

Es wurde beobachtet, dass es bei Fertigteilbrücken öfter zu Schäden an Lagern als bei Ortbetonbrücken kam. Aufgrund sehr schlanker Fertigteilträger waren die Aufstandsflächen der Lager oft zu gering und mangelhaft ausgeführt.

##### **(c) Fahrbahnübergang**

Es wurde berichtet, dass bei Fertigteilbrücken das Risiko von Verformungsschäden an Fahrbahnplatten größer war als bei Ortbetonbrücken. Das durch die Dehnfugen durchdringende Wasser hatte ungünstigen Einfluss auf den Zustand der Fertigteilträger. Wasser drang ebenfalls durch die Spanngliedverankerung in die Spanngliedhüllrohre.

**Tabelle 2.10: Feststellung ob es merkbare ungünstige Einflüsse bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ortbetonbrücken auf die Schadensentwicklung beim Fahrbahnbelag, Lager und Fahrbahnübergang**

Befragte Person		Verschleißteil	Bei Fertigteilbrücken ungünstig			Erläuterung
			Ja	Nein	NQ*	
1	K	Fahrbahnbelag	x			Risse und Ausbrüche
		Lager	x			mehr Schäden
		Fahrbahnübergang	x			mehr Verformungsschäden
2	V	Fahrbahnbelag			x	möglich bei Stoßfugen von FT Platten ohne Aufbeton bzw. FT Rahmen ohne Aufbeton oder Aufschüttung
		Lager			x	wegen sehr schlanker FT-Träger oft zu geringe und mangelhafte Aufstandsfläche der Lager (Lagersockel), kommt allerdings auch bei Ortbetonbauwerken vor
		Fahrbahnübergang			x	wenn eine fachgerechte Verankerung gewährleistet ist, wohl keine Nachteile; ein Vergleich ist schwierig, da bei Fertigteilkonstruktionen als auch bei Ortbetonkonstruktionen häufig Probleme im Bereich der Fahrbahnübergänge bestehen (zB. fehlende bzw. unvollständige Abdichtungsanschlüsse - Schäden an Verankerung, Anfahrtschäden)
3	W	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x	-	
4	ÖÖ	Fahrbahnbelag	x			Bei Systemen mit durchgehenden Längs- und/oder Querfugen
		Lager		x		-
		Fahrbahnübergang		x		-
5	B	Keine Angaben				
6	S	Keine Angaben				
7	ÖBB1	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
8	ÖBB3	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
9	A1	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
10	A2	Fahrbahnbelag	x			Bei nebeneinander verlegten Fertigteilträgern treten Belagsrisse im Auflagerbereich der Träger auf
		Lager		x		-
		Fahrbahnübergang			x	-

Befragte Person	Verschleißteil	Bei Fertigteilbrücken ungünstig			Erläuterung	
		Ja	Nein	NQ*		
11	CAN	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
12	JAP	Fahrbahnbelag	x			Water from pavement penetrates between precast girders and cast-in-situ concrete.
		Lager		x		
		Fahrbahnübergang	x			Water, which goes through expansion joints, had an effect on the end of PC girders. Water penetrates into the duct from the anchor of tendons.
13	BE	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
14	ROU	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
15	ARG	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
16	CHN	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
17	USA	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
18	DK	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
19	SA	Fahrbahnbelag /Lager / Fahrbahnübergang		x		-
<b>*Nicht quantifizierbar</b>						

#### 2.3.4.5 Frage 6: Gibt es einen höheren Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ort betonbrücken?

In dieser Frage wurde nachgefragt, ob bei Fertigteilbrücken mehr Schäden am Tragwerk als bei Ort betonbrücken auftreten. Die Antworten auf diese Frage sind in Tabelle 2.11 zusammengefasst. Nur vier der Befragten waren der Meinung, dass mehr Schäden an Fertigteilbrücken auftreten und neun behaupteten dass es nicht der Fall wäre. Die restlichen Befragten antworteten, dass es schwer zu beurteilen sei oder sie beantworteten diese Frage gar nicht.

**Tabelle 2.11: Auswertung der Antworten ob ein höherer Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ort betonbrücken feststellbar ist**

Befrage Person		Ist der Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ort betonbrücken höher?			
		Ja	Nein	Nicht quantifizierbar	Keine Angaben
1	K			x	
2	V			x	
3	W		x		
4	OÖ		x		
5	B				x
6	S				x
7	ÖBB1	x			
8	ÖBB3		x		
9	A1		x		
10	A2	x			
11	CAN		x		
12	JAP				x
13	BE		x		
14	ROU		x		
15	ARG		x		
16	CHN		x		
17	USA	x			
18	DK			x	
19	SA	x			

**2.3.4.6 Frage 7: Welche Schäden treten bei Fertigteil brücken auf, die nicht auch bei Ort betonbrücken auftreten?**

In Frage 7 wurde nach Schäden gefragt, die an Fertigteilbrücken auftreten aber bei Ort betonbrücken nicht vorkommen. Die Antworten auf diese Frage sind in Tabelle 2.12 dargestellt und es ist ersichtlich, dass nur acht der 19 Befragten solche Schäden identifizieren konnten. Es wurde vor allem auf die größere Anzahl der Fugen bei Fertigteilbrücken, die infolge Bewegungen beschädigt und undicht werden, hingewiesen. Ein Befragter erwähnte,

dass durch undichte Fugen der Auflagerbereich starker Chloridbelastung ausgesetzt war – was zu Schäden bei den Querträgern und Längsträgern führte. Es wurde auch von Problemen mit der oft zu geringen Betonüberdeckung berichtet.

**Tabelle 2.12: Auswertung der Frage bezüglich der Schäden die bei Fertigteilbrücken die nicht bei Ortbetonbrücken auftreten**

Befragte Person		Schäden bei Fertigteilbrücken die nicht auch bei Ortbetonbrücken auftreten	
		keine	Folgende Schäden bzw. Anmerkungen
1	K		Insgesamt mehr Fugen, die dann oft Bewegungen haben, undicht werden und in Folge Schäden an der Tragkonstruktion Verursachen!
2	V	x	-Stoßfugen bei Fertigteilplatten und Rahmen sind bei fehlender bzw. defekter Abdichtung wasserführend und verursachen Schäden (kann auch bei Ortbetonfugen vorkommen, bei Ortbeton sind Fugen nicht so häufig)  -FT Träger sind i.d.R. sehr schlank und zeigen zu geringe Überdeckung (im Schnitt geringer als bei Ortbetonbauwerken) - wir sprechen dabei von Trägern aus den 70-er Jahren. Jedoch zeigen FT Träger i.d.R. hohe Betonqualität und praktisch keine Betoniermängel (im Gegensatz zu Ortbetonausführung). Allerdings wegen hoher Betonfestigkeit aufwändig zu sanieren (Betonabtrag).
3	W	x	-
4	OÖ	x	-
5	B		k.A.
6	S		k.A.
7	ÖBB1		Arbeitsfuge zwischen Fertigteil und Ortbeton, Fugen zwischen Fertigteilen
8	ÖBB3	x	-
9	A1	x	-
10	A2		Durch undichte Fugen im Auflagerbereich der Längsbögen werden diese Bereiche einer starken Chloridbelastung ausgesetzt. Dies führt zu Schäden an Querträgern und Längsträgern
11	CAN		In the past, we had several cases of deficiencies because of the low cover (25 mm) of concrete over reinforcement for AASHTO type girders. Now, we don't have this problem on NEBT type girders, with a 40 mm concrete cover.
12	JAP		Water penetrates between precast girders and cast-in-situ concrete. Some of the examples are provided in the last pages.
13	BE		With the few segmental bridge we have we observed water ingress through the segmental joints.
14	ROU	x	
15	ARG	x	The damages observed are of the same kind than in cast in situ bridges
16	CHN		The connecting joints between two precast elements are more likely be damaged than the element itself. They are often regarded as "weaken points" of this type of bridges.

Befragte Person		Schäden bei Fertigteilbrücken die nicht auch bei Ortbetonbrücken auftreten	
		keine	Folgende Schäden bzw. Anmerkungen
17	USA		Bridge hit damage to prestressed girders
18	DK	x	We have noticed that it is more complicated to repair precast girders when they are damaged by impacts or severe spillings for example.
19	SA		Beams vulnerable to impact – overheight trucks and busses etc.

### Frage 8: Erlauben Sie den Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken?

In der letzten Frage des Fragebogens wurde nachgefragt, ob die befragte Person den Einbau von Fertigteilen bei einem Neubau von Betonbrücken in ihrem Zuständigkeitsbereich erlauben würde. Alle bis auf einen Befragten haben dies bejahend beantwortet, jedoch immer Voraussetzungen angegeben. Einerseits wurden eine Rücksprache mit Experten und eine Begründung zum Einsatz der Fertigteile erwartet. Andererseits wurde darauf hingewiesen, dass auf die Bauteildicken, Betonüberdeckung, ausreichende Auflagerflächen für Lager und ordnungsgemäße Abdichtung geachtet werden sollte. Die Antworten der einzelnen Befragten werden in Tabelle 2.13 gegenübergestellt.

**Tabelle 2.13: Wird der Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken erlaubt**

Befragte Person		Wird der Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken erlaubt		
		Ja	Nein	Begründung
1	K	x		Ja, bei kleineren Brücken. Es wird aber besonderer Wert auf die Betondeckung und hochwertige Betone gelegt.
2	V	x		Bei Einhaltung bestimmter Vorgaben (insbesondere Bauteildicke, Betonüberdeckung, ausreichende Auflagerflächen für Lager, Vermeidung von Hohlräumen und Spalten), jedoch mit Einschränkungen (z.B. keine Hohlträger)
3	W	x		-
4	OÖ	x		-
5	B			k.A.
6	S	x		Ich halte solche Brücken eigentlich genauso für möglich, wenn sie bautechnisch korrekt gebaut werden und insbesondere über eine ordnungsgemäße Abdichtung verfügen.
7	ÖBB1		x	Verringerung Bauhöhe der Fertigteile/Bewehrung im Bereich der Überdachung -> Verringerung der Lebensdauer bzw. erhöhter Sanierungsaufwand - Tausalzeinfluss
8	ÖBB3	x		-
9	A1	x		Ja, aber der Einsatz von Fertigteilen muss begründet sein.
10	A2	x		Ja, aber es soll nur nach Rücksprache und Begründung zum Einsatz von Fertigteilen kommen.

Befrage Person		Wird der Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken erlaubt		
		Ja	Nein	Begründung
11	CAN	x		-
12	JAP	x		-
13	BE	x		We have many bridges with precast prestressed beam. In general, the quality of the concrete is higher than what is observed with cast-in-situ concrete. We have less concrete degradation with precast element.
14	ROU	x		
15	ARG	x		We have many bridges with precast prestressed beam. In general, the quality of the concrete is higher than what is observed with cast-in-situ concrete. We have less concrete degradation with precast elements.
16	CHN	x		-
17	USA	x		-
18	DK	x		-
19	SA	x		-

### Sonstige Anmerkungen

Ein Drittel der Befragten hatte zusätzlich zum ausgefüllten Fragebogen einen ergänzenden Kommentar verfasst. Diese Aussagen wurden in Tabelle 8 dargestellt und nachfolgend zusammengefasst.

Herr Ing. Michael Ludescher von der Straßenbauabteilung in Vorarlberg hatte vor allem auf die in den Jahren 1968-1985 erbauten Fertigteilbrücken hingewiesen, bei welchen sich die Fertigteile mit einer hohen Schlankheit und geringer Betonüberdeckung auszeichneten. Trotz dieser Eigenschaften wurden augenscheinlich keine Betoniermängel beobachtet. Aufgrund der hohen Betonfestigkeit der Fertigteilträger ist eine eventuelle Betonsanierung wegen Betonabtrag erschwert. Es wurde auch auf die Probleme mit der Auflagerfläche infolge der geringen Größe der Lagersockel hingedeutet.

Herr Dipl.-Ing. Dr. Helmut Hartl von der burgenländischen Brückenbauabteilung wies darauf hin, dass bei Konstruktionen mit Kombination von Fertigteilen und Ortbeton die Tragfähigkeit im Endzustand vor allem von Ortbeton gewährleistet werden soll. Die Fertigteile hingegen sollen nur den Anteil der Tragfähigkeit, der für den Bauzustand notwendig ist, übernehmen.

Der Vertreter des Referates Brückenbau im Bundesland Salzburg, Herr Dipl.-Ing. Werner Roth, erwähnte Probleme mit der Dauerhaftigkeit von Fertigteilbrücken infolge mangelhafter Betonüberdeckung und Probleme statischer Art an den Brückenkonstruktionen, wie etwa fehlende Lastverteilungsträger oder Sammelrissbildung in den dünnen Trägerstegen. Er

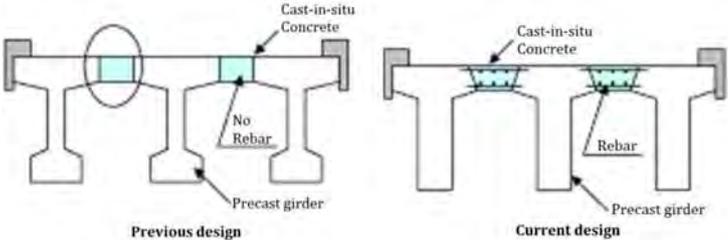
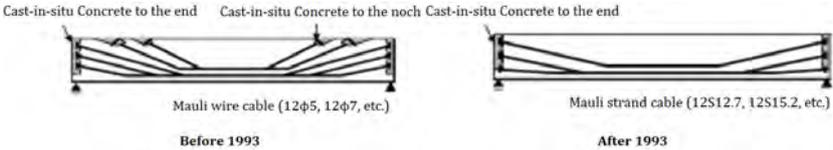
erwähnt auch den sich im Promillbereich befindenden Anteil an Fertigteilbrücken in der gesamten Brückenanzahl in seinem Zuständigkeitsbereich.

Herr Kiyohiro Imai von der Abteilung für Instandhaltungsplanung der Honshu Shikoku Bridge Expressway Company Ltd. in Japan erwähnte, dass die meisten Brücken des Schnellstraßennetzes Honshu-Shikoku vor dem Jahr 1998 errichtet wurden. Die Fertigteilbrücken wurden hauptsächlich mit vofabrizierten T- und I-Trägern, Ortbetonquerträgern und Ortbetonfahrbahnen gebaut. Er wies auf die Probleme mit der Dauerhaftigkeit der Fertigteilbrücken, die infolge Wassereintrittes zwischen die Fertigteile und den Ortbeton auftreten, hin. Zusätzlich stellte Herr Imai die Optimierungsmöglichkeiten solcher Konstruktionen sowohl durch die Verstärkung der Verbindung zwischen Fertigteilen und Ortbeton als auch durch Verbesserung der Abdichtung der Fahrbahnplatte vor.

Ein anderes Problem war der Wassereintritt in die Hüllrohre der Spannglieder. Bis zum Jahr 1993 wurden Spannglieder auch in den Fahrbahnplatten verankert, was zu undichten Stellen und Korrosion der Spannglieder führte. In Tabelle 14 ist in den Abbildungen die Optimierung der Konstruktion dargestellt. Nach dem Jahr 1993 wurden die Spannglieder nur noch an den Enden der Träger verankert.

**Tabelle 2.14: Bemerkungen und Ergänzungen der Befragten zum Fragebogen**

Befrage Person		Sonstige Bemerkungen der Befragten
2	V	Die nennenswerten Brückenbauten unter Verwendung von Fertigteilen wurden zwischen 1968 und 1985 erbaut. Es sind bzgl. dieser Brücken keine FT-typischen Schäden bekannt. Die Fertigteile sind (wie in dieser Bauzeit üblich) sehr schlank und zeigen geringe Überdeckung. Sie zeigen jedoch den Vorteil, dass die Fertigteile augenscheinlich keine Betonermängel aufweisen, wie sie üblicherweise bei schmalen, stark bewehrten Träger oft vorkommen. Die in der Regel sehr hohe Betonfestigkeit von FT Trägern macht allerdings eine Betonsanierung schwierig (Betonabtrag). Auch mit den Auflagerflächen (Lagersockel) gibt es durch die damalige Ausführung Probleme (geringe Größe der Lagersockel). Weiters wurden in den 50er Jahre vereinzelt Brücken mit geringer Spannweite (ca. 3,00m) komplett aus Fertigteilplatten (je ca. 1,00m breit und im Stoß mit „Nut und Feder“ ausgeführt) hergestellte Plattenbrücken ohne Aufbeton hergestellt. Diese Fertigteilplatten aus den 50ern zeigen gegenüber Ortbetonplatten keinerlei bessere Beton- oder Betonierqualität.
5	B	Wenn im Endzustand die FT-Tragwirkung noch eine Rolle spielt, sind Probleme zu erwarten. Wirkt die Brücke im Endzustand allerdings nahezu als Monolith, könnte ich keine Unterschiede feststellen. Daher packen wir in den FT nur so wenig Tragfähigkeit wie unbedingt notwendig, der Rest wird so viel als möglich vom Ortbeton übernommen.
6	S	Im Bereich der Brückenbauverwaltung des Landes Salzburg wurden in der Vergangenheit (und auch heute) nur sehr wenige Fertigteilbrücken Brücken verwendet, der Anteil bewegt sich im

Befragte Person	Sonstige Bemerkungen der Befragten
	<p>Promillebereich. Die genauen Gründe weiß ich nicht - offensichtlich waren die Erfahrungen damit nicht gut. Meist wurden Fertigteilbrücken als kostengünstigere Alternativentwürfe von Firmen eingebaut mit daraus resultierenden Problemen. Probleme ergaben sich dabei mit der Dauerhaftigkeit (mangelhafte Betondeckung) und statischer Art wie z.B. fehlende Lastverteilungsträger oder Sammelrissbildung in extrem dünnen Trägerstegen (z.B. Objekt F8 auf der A10 Autobahnbrücke, jetzt in der Verwaltung der ASFINAG.). Eine Brücke auf der B311 ist wegen fehlender Querträger zum Beispiel für Schwertransporte überfordert und kann ab 60t Gesamtgewicht nicht benutzt werden (Objekt B311.069 –Tragwerk aus Fertigteilspannbetonträgern mit Aufbeton mit 31m Spannweite). Die obigen Probleme jedoch nur auf die Fertigteilbauweise zurückzuführen, ist aber auch nicht fair, weil solche Fehler ja auch beim Ort beton passieren könnten. Offensichtlich jedoch eher bei Fertigteilen. Daher: Viele Erfahrungen habe ich im Land Salzburg mit Fertigteilbrücken bisher nicht gemacht und die wenigen waren eher negativer Art. Meine persönliche Meinung dazu. Ich halte solche Brücken eigentlich genauso für möglich, wenn sie bautechnisch korrekt gebaut werden und insbesondere über eine ordnungsgemäße Abdichtung verfügen.</p>
12 JAP	<p>Most of the bridges on Honshu-Shikoku Expressways were completed before 1998. So, most of PC bridges were constructed by precast T or I girders, transverse beams by cast-in-situ concrete and cast-in-situ concrete deck.</p> <p>(1) Water penetration between T beams and cast-in-situ concrete</p>  <p>Current design improves the connection between precast girder and cast-in-situ concrete in order to prevent the falling of cast-in-situ concrete. In addition, to prevent the water penetration between precast girder and cast-in-situ concrete, water proof materials are installed on the deck.</p> <p>(2) Water goes into the duct from the deck and causes corrosion on strands.</p>  <p>Before 1993, tendons were anchored at the deck surface. So, water penetrated into the duct for tendons. It produced corrosion on tendons. To prevent this defects, tendons were improved and all of tendons were anchored at the end of girders.</p>

### 3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

#### 3.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen wurden an Versuchskörpern von verschiedenen Größen und über einen Zeitraum von 2 Jahren durchgeführt. Die in dem Antrag beschriebenen Versuche wurden über diesen Zeitraum teilweise modifiziert, verworfen oder komplett neu aufgesetzt. Nicht alle Versuche produzierten die gewünschten Ergebnisse wodurch einige Versuche öfter durchgeführt werden mussten.

Für Arbeitspaket 4 (Weiterentwicklung von Fugenausbildungen) und Arbeitspaket 5 (Experimentelle Überprüfung der Fugenausbildung) wurden genauere Untersuchungen der Vergusswerkstoffe durchgeführt, wobei ein spezielles Augenmerk auf das Schwindverhalten und Erhärtungsverhalten gesetzt wurde. Aufbauend auf den an der TU Wien entwickelten Vorschlägen zur Fugenausbildung zwischen dünnwandigen Halbfertigteilelementen und zwischen Brückenträgerelementen wurden Ausführungsformen für verbesserte und dauerhaftere Fugenausbildungen entwickelt, produziert und geprüft.

Zusätzlich zu den verschiedenen Untersuchungen der Fugenausbildung wurden Dauerschwing- und Traglastuntersuchungen an Fertigteilenelementen mit geschweißter Elementbewehrung durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe werden in der Produktion nicht an jedem Knoten punktgeschweißt und somit wurde entschieden alle Versuche mit den nur an manchen Punkten geschweißten Bewehrungsmatten durchzuführen. Die Dimensionierung der Versuchskörper wurde auf die geplanten Schwingbreiten und Spannungen in der Bewehrung abgestimmt wobei die Anzahl der durchgeführten Dauerschwingversuche die versprochenen vier Dauerschwingversuche überschreitet. Es wurden keine Dauerschwingversuche an Versuchskörpern mit Fugen durchgeführt, da das Hauptaugenmerk auf die Dauerschwingfestigkeit von den geschweißten Bewehrungsmatten in den Fertigteilen gelegt wurde. Anstatt von Dauerschwingversuchen an Versuchskörpern mit Fugen wurden Druckversuche an Versuchskörpern mit Fugen wie auch die Herstellung von neuartigen Fugenausbildungen durchgeführt.

## **3.2 Fugenausbildung und Füllmaterial**

### **3.2.1 Problemstellung Fuge**

Der Literaturrecherche zu Folge ist ein Hauptaugenmerk bei der Konstruktion von Betonbrücken aus Fertigteilen oder Halbfertigteilen auf die Herstellung der Fugen zu legen. Im Fertigteilbau, im speziellen bei der Konstruktion von Brücken unter Anwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen, wird zwischen unterschiedlichen Fugenarten und deren Beanspruchung unterschieden. In diesem Forschungsvorhaben wurden nur die Querfugen zwischen den Fertigteilenelementen betrachtet, also jene Fugen, die im endgültigen dünnwandigen Träger vorhanden sind, aufgrund von der Zusammenfügung von einzelnen Elementdecken oder Hohlwänden. Die Problematik der hohen Stauchungen bei den von Wimmer [1, 2, 3] durchgeführten Versuchen (vorgespannte Träger aus Elementdecken wie auch aus Hohlwänden) wie auch die Ausführung der in den Versuchen ausbetonierten Fugen, wurde genauer untersucht. Mehrere Fugenmaterialien wurden, einerseits in genormten Versuchen, andererseits im eingebauten Zustand, geprüft. Zusätzlich wurde die Fugenausbildung für den Fall eines schlaff bewehrten Trägers weiterentwickelt und auf ihre Produktionstauglichkeit untersucht.

### **3.2.2 Füllmaterial**

Es gibt viele unterschiedliche Vergussmaterialien für alle möglichen Einsatzbereiche. Der gewünschte Einsatzbereich ist das Vergießen von Fugen zwischen Betonhalbfertigteilen mit einer Fugenbreite von 20 mm bis 30 mm, weshalb Mörtel als Vergussmaterial am besten geeignet ist.

Der Unterschied zwischen Mörtel und Beton liegt lediglich in der Sieblinie der Zuschlagstoffe. Beton besteht aus Wasser, Zement und Zuschlagstoffen mit einem Größtkorn von üblicherweise 32 mm. Mörtel besteht ebenfalls aus Wasser, Zement und Zuschlagstoffen. Diese besitzen jedoch ein Größtkorn von maximal 4 mm. Der Mörtel als Fugenmaterial besitzt die gleichen Eigenschaften wie die Betonfertigteile. Durch die feineren Zuschlagstoffe sind die Festigkeiten jedoch größer und die Fließfähigkeit viel höher, was für die kleinen Fugenabstände notwendig ist.

Im Vorfeld der Versuche wurden 31 Mörtel, welche in Österreich erhältlich sind, betrachtet. Dazu wurden die Produktdatenblätter untersucht und die wichtigsten Daten in einer Tabelle zusammengefasst. Wichtige Eigenschaften waren dabei die angegebenen Festigkeiten, das verwendete Größtkorn, die möglichen Schichtdicken und die bevorzugten Anwendungsgebiete.

Von diesen 31 Mörtelsorten wurden jene ausgeschlossen, die eine Frühdruckfestigkeit nach 24 Stunden unter 30 N/mm<sup>2</sup> und eine Enddruckfestigkeit nach 28 Tagen unter 80 N/mm<sup>2</sup> besitzen. Ebenfalls ausgeschlossen wurden jene Materialien, die nur als Vergussbeton mit einem Größtkorn über 4 mm ausführbar sind. Des Weiteren werden Fugenbreiten zwischen 15 mm und 30 mm benötigt. Jene Mörtel, die nur für sehr geringe Breiten oder nur sehr große Breiten Anwendung finden, wurden ebenfalls ausgeschlossen.

In der Tabelle 3.1 sind die Korngrößen, Schichtdicken, Eigenschaften und Anwendungsgebiete der gewählten Mörtelsorten aufgelistet. Zusammenfassend sind alle Mörtel sehr gut fließfähig und frost- und tausalzbeständig und somit für Brücken gut geeignet. Alle Mörtel haben besondere Eigenschaften bezüglich des Schwindmaßes. Wichtig ist, dass alle Mörtel für den Fugenverguss von Fertigteilen (Fuge von 20 mm - 30 mm) geeignet sind und Korngrößen von 4 mm nicht überschreiten.

**Tabelle 3.1: Eigenschaften und Anwendungen der Mörtelsorten**

Mörtel- sorte	Korngröße/ Schichtdicken	Eigenschaften	Anwendungen
<b>Mörtel 1</b>	0 mm – 1 mm / 5 mm – 30 mm	hochfließfähig, zementgebunden, chloridfrei, kontrollierte Voluminierung mit kraftschlüssiger Verbindung, gute hohe Fließfähigkeit, niedriger w/z-Wert, pumpfähig, leicht zu verarbeiten, frost- und tausalzbeständig, Verarbeitungszeit > 90min	Fugenverguss, Hohlraumverfüllung, Verguss von Fertigteilen
<b>Mörtel 2</b>	0 mm – 1 mm / 5 mm – 30 mm	hochfließfähig, zementgebunden, chloridfrei, kontrollierte Voluminierung mit kraft-schlüssiger Verbindung zwischen Beton-fundament und Maschinenplatte, niedriger Elastizitätsmodul in Verbindung mit einer hohen Biegezugfestigkeit, niedriger w/z-Wert, frost- und tausalzbeständig, pumpfähig, Verarbeitungszeit 90min	Universal-Vergussmörtel, Stahl- und Betonstützen, Betonfertigteile, Brückenlager, Kranbahnschienen, Turbinen, Rohrdurchführungen

Mörtel-sorte	Korngröße/ Schichtdicken	Eigenschaften	Anwendungen
Mörtel 3	0 mm – 4 mm / 15 mm – 60 mm	Zementgebunden, schrumpfungsfrei, kontrollierte Volumenvergrößerung, hoher Sulfatwiderstand, frei von Chloriden und Tonerdeschmelzzementen, frost- und tausalzbeständig, gute Fließfähigkeit, pumpfähig, Verarbeitungszeit 40min	bei statisch und dynamisch hochbeanspruchten Bauteilen, Maschinenverguss, Brückenlagerverguss, Schienen- und Plattenverguss, Ankerverguss, Verguss für Unterfangungen, Fertigteilverguss, Köcherfundamentverguss, Rohrdurchführungen
Mörtel 4	0 mm – 1mm / 10 mm – 50 mm	Hochfließfähiger Quellmörtel der Hohlräume kraftschlüssig und selbstnivellierend verschleißt, beständig gegen Frost und Tausalz, wasserundurchlässig, geringer w/z-Wert, chromatarm, Verarbeitungszeit 60min	Brückenlager, Auflager für Maschinen, Sockel für Stahlstützen, Untergießen von Gleisanlagen, verbinden von Fertigteilelementen
Mörtel 5	- / 10 mm – 125 mm	Schwindarm, selbstfließend, reduzierter Zementgehalt, erhöhter Flugaschegehalt, schwindkompensiert, pumpfähig, keine Blutungen oder Entmischungen, Verarbeitungszeit 45 min	Vergießen von Bewehrung, Ausparungen, Schwermaschinen, Maschinenfundamenten, Grundplatten, Kranbahnen, Hohlräumen, Zwischenräumen, Fugen, Verankerungen, Lagerfugen

### 3.2.3 Untersuchung der Materialparameter des Füllmaterials

Das Ziel der Untersuchungen der Materialparameter des Füllmaterials war die Verifizierung der aus den Datenblättern gewonnen Informationen zu den Festigkeiten, dem Schwindmaß, dem Ausflussmaß und dem Ausbreitmaß der ausgewählten Mörtelsorten.

Aufgrund der Belastungsart des Vergussmaterials in den Fugen ist die Biegezug- und Druckfestigkeit des Materials von hoher Wichtigkeit. Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit

wurde nach ÖNORM EN 196-1 [33] nach einerseits 24 Stunden durchgeführt, um die Frühfestigkeit zu erhalten, wie auch nach 28 Tagen durchgeführt, um die Endfestigkeit zu ermitteln.

Da die Halbfertigteilträger oft große Spannweiten besitzen, ist es nötig, diese vorzuspannen. Dies geschieht oft schon 24 Stunden nach dem Vergießen. Die Fugenmörtel müssen demnach schon in einem sehr geringen Alter große Druckkräfte aufnehmen können. Deshalb wurde die Druckfestigkeit mit Druckversuchen nach ÖNORM EN 196-1 [33] ebenfalls nach 28 Tagen für die Endfestigkeit und nach 24 Stunden für die Frühfestigkeit ermittelt. Diese Versuche wurden an stehenden Prismen durchgeführt, um die einaxiale Druckfestigkeit zu ermitteln, aber auch an Würfeln um die Würfeldruckfestigkeit zu erhalten. Um die Angaben der Datenblätter verifizieren zu können, wurde der Druckversuch an den stehenden Prismen ebenfalls nach sieben Tagen durchgeführt.

Die Fließfähigkeit, die bei Füllmaterialien von besonderer Wichtigkeit ist, wurde mittels Ausbreitmaßversuchen und Ausfließmaßversuche ermittelt.

Die von den Herstellern angegebenen Schwindmaße wurden mittels Langzeitmessungen nachgeprüft. Nach dem Vergießen der Fuge, müssen die einzelnen Halbfertigteile über die Fuge kraftschlüssig verbunden sein. Es ist somit unzulässig, dass zwischen den Fertigteilen in der Fuge Schwindrisse auftreten. Vergussmörtel sind deshalb schwindarm. Um diese Angaben zu verifizieren wurden Schwindversuche an Probekörpern durchgeführt und das Schwindmaß somit bestimmt. Eine Begutachtung des Quellmaßes wurde ebenfalls mittels der Langzeitmessung durchgeführt. Eine Auflistung der Versuche wie auch die Anzahl an Versuchskörper kann der Tabelle 3.2 entnommen werden

**Tabelle 3.2: Versuchsaufstellung der untersuchten Materialparameter**

Untersuchte Parameter	Versuchszeitpunkt bzw. Versuchsdauer	Versuchskörper pro Mörtelsorte	Anmerkung
<b>Biegezug</b>	1 Tag nach Herstellung	3	-
	28 Tage nach Herstellung	3	-
<b>Druck</b>	1 Tag nach Herstellung	6	Hälften aus Biegezugversuchen
		3	Prüfung von stehenden Prismen
	7 Tage nach Herstellung	3	Prüfung von stehenden Prismen

Untersuchte Parameter	Versuchszeitpunkt bzw. Versuchsdauer	Versuchskörper pro Mörtelsorte	Anmerkung
	28 Tage nach Herstellung	3	Hälften aus Biegezugversuchen
		6	Prüfung von stehenden Prismen
Schwinden	Tag 0 – Tag 10	3	Lasermessung in Schalung bei konstanter Temperatur und Luftfeuchte
	Tag 10 – Tag 17	3	Lasermessung ausgeschalt bei konstanter Temperatur und Luftfeuchte
	Tag 17 – Tag 178	1	Händische Messung ausgeschalt bei konstanter Temperatur und Luftfeuchte
Ausfließmaß	Sofort nach dem Mischen	1	-
Ausbreitmaß	Sofort nach dem Mischen	1	-

### 3.2.3.1 Versuchskörper

Die Abmessungen für Prüfkörper sind in ÖNORM EN 196-1 [33] als Prismen mit folgenden Maßen: 40 mm \* 40 mm \* 160 mm festgelegt. Bei den verwendeten Stahlformen handelte es sich um übliche Stahlschalformen nach ÖNORM EN 196-1 [33].

Das Mischverhältnis Wasser/Trockenmaterial wurde für alle fünf Mörtelsorten auf 3l/25kg (12%) festgelegt. Dieses Mischverhältnis entspricht für alle fünf geprüften Mörtelsorten den Angaben laut Merkblatt. Pro Mörtelmischung wurde Mörtel für 3 Schalformen hergestellt, wobei jeweils 1,8 kg Trockenmasse mit 216 ml Wasser laut jeweiliger Anleitung vermengt wurden. Als Mischvorrichtung wurde ein normgerechter Mischer nach ÖNORM EN 196-1 [33] verwendet.

Tabelle 3.3 stellt die unterschiedlichen Mischanweisungen der fünf Mörtelsorten dar. Die benötigte Wassermenge für jede Mörtelsorte laut Merkblatt wird ebenfalls in der Tabelle 3.3 dargestellt. Die gesamte gebrauchte Wassermenge musste für die Mörtelsorten 1 bis 4 während des Mischvorganges auf zwei Mischphasen aufgeteilt werden. Laut Mischanweisung wurde bei der ersten und zweiten Mörtelsorte die Wassermenge auf 2/3 und 1/3 aufgeteilt. Bei der dritten Mörtelsorte wurden die Wassermengen auf 3/4 und 1/4 aufgeteilt und bei der vierten Mörtelsorte zu 4/5 und 1/5. Insgesamt wurden die Mörtel fünf Minuten lang gemischt, der zweite Wasseranteil erst nach 1,5 Minuten hinzugefügt wurde. Die fünfte Mörtelsorte musste laut Mischanweisung drei Minuten gemischt und anschließend zwei Minuten entlüftet werden.

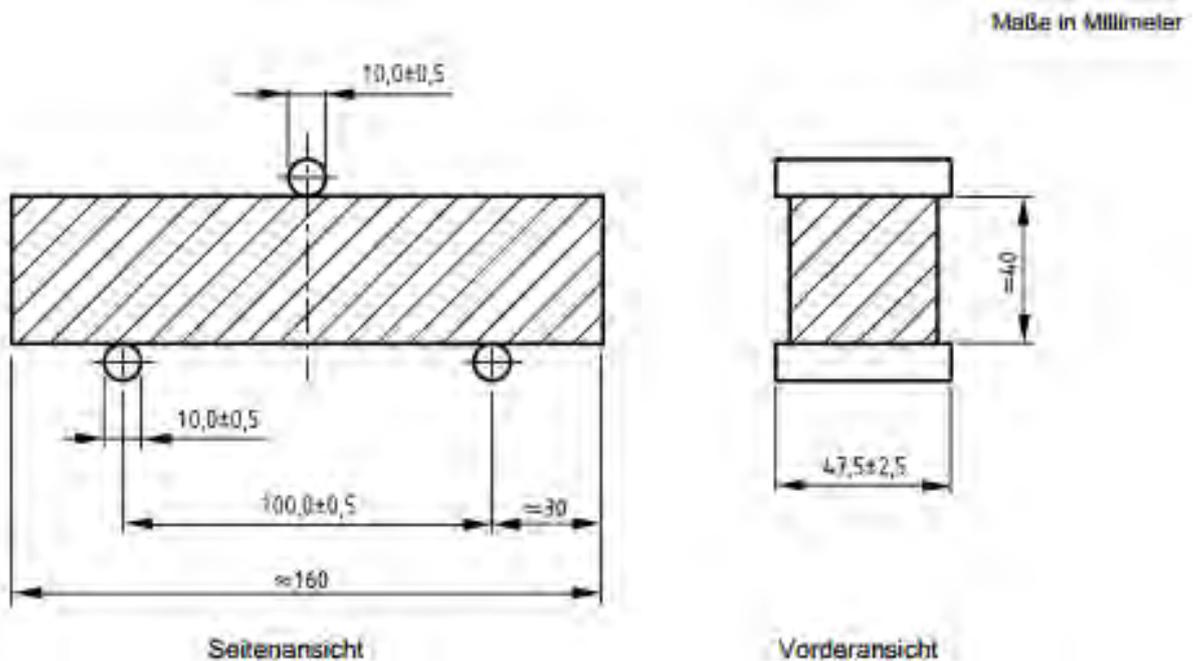
**Tabelle 3.3: Mischverhältnis und Mischanleitung der untersuchten Mörtelsorten**

Mörtelsorte	Trocken- masse [kg/l]	Wasser l/25kg lt. Merkblatt	Wasser l/25kg gewählt	Trocken- masse für 3 VK	Wasser für 3 VK	Wasser ersten 1,5 min	Wasser bis auf 5 min
<b>Mörtel 1</b>	2 kg/l	11 - 12%	3 l (12%)	1,8 kg	216 ml	144 ml	72 ml
<b>Mörtel 2</b>	2 kg/l	max. 13%	3 l (12%)	1,8 kg	216 ml	144 ml	72 ml
<b>Mörtel 3</b>	2 kg/l	max. 3l	3 l (12%)	1,8 kg	216 ml	162 ml	54 ml
<b>Mörtel 4</b>	2 kg/l	max. 3,5l max. 14%	3 l (12%)	1,8 kg	216 ml	172,8 ml	43,2 ml
<b>Mörtel 5</b>	2 kg/l	2,8l - 3l	3 l (12%)	1,8 kg	216 ml	3 min mischen	2 min entlüften

Für jeweils eine Stahlschalung (3 Versuchskörper) wurde eine Mischung angefertigt. Es wurden insgesamt 15 prismatische Versuchskörper und weitere 3 konische Versuchskörper (Schwindversuche) pro Mörtelsorte benötigt. Insgesamt wurden 90 Versuchskörper mittels 30 Mischungen hergestellt.

### 3.2.3.2 Biegezugversuche

Die Biegezugfestigkeit von Mörtelproben wurde nach ÖNORM EN 196-1 [33] mittels eines Drei-Punkt-Lastverfahren ermittelt. Das Prüfgerät besteht aus zwei Stahlrollen, auf denen der Probekörper mittig der Länge nach aufgelegt wird. Auf dem Körper liegt genau in der Mitte eine dritte Stahlrolle, die Lastschneide, über die die Last aufgebracht wird. Diese drei Stahlrollen müssen während des Versuchs parallel und rechtwinklig zur Probe bleiben. Ein Auflager und die Lastschneide sind beweglich, sodass die Last über die Breite gleichmäßig übertragen werden kann. Der Aufbau der Versuchsanlage laut ÖNORM EN 196-1 [33] kann Abbildung 3.1 entnommen werden. Die Stahlrohre besitzen einen Durchmesser von  $10,0 \pm 0,5$  mm und eine Länge von 45 bis 50 mm. Der Abstand der beiden Auflager ist  $100,0 \pm 0,5$  mm groß. Das Prüfgerät muss eine Last von mindestens 10 kN mit einer Abweichung von höchstens 1,0% aufbringen können. Die Last wird mit  $50 \pm 10$  N/s erhöht bis der Bruch der Probe eintritt.



**Abbildung 3.1: Aufbau Biegezugversuch [33]**

Durch die übertragene Last beim Bruch wird die Biegezugfestigkeit  $R_f$  mit der Formel 3.1 berechnet.

$$R_f = \frac{1,5 \cdot F_f \cdot l}{b^3} \quad (3.1)$$

Dabei gilt:

$R_f$	Biegezugfestigkeit [MPa];	$l$	Abstand der Auflager [mm];
$F_f$	aufgebrachte Last [N];	$b$	Seitenlänge des Prismas [mm].

In der folgenden Tabelle werden die Biegezugfestigkeiten der untersuchten Mörtelsorten laut deren Merkblättern gegenübergestellt. In den Datenblättern von Mörtel 1 und Mörtel 2 sind keine Angaben zu den Biegezugfestigkeiten zu finden.

**Tabelle 3.4: Vergleich der Biegezugfestigkeiten der Mörtelsorten**

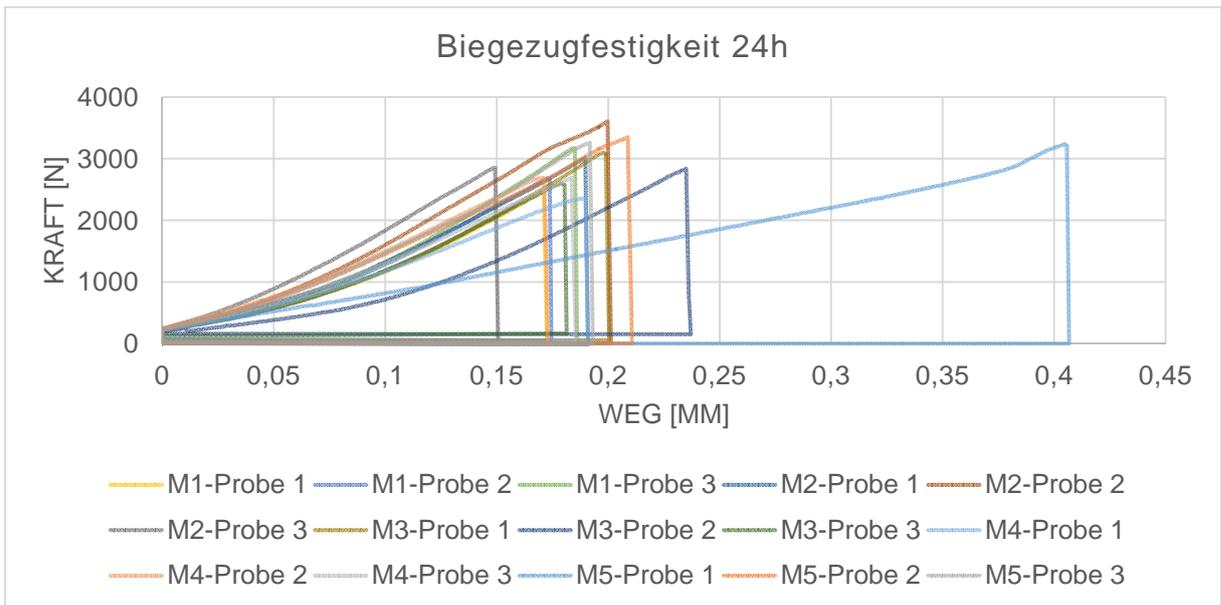
Mörtelsorte	Biegezugfestigkeit		
	24 Stunden	7 Tage	≥ 28 Tage
<b>Mörtel 1</b>	-	-	-
<b>Mörtel 2</b>	> 4 N/mm <sup>2</sup>	> 6 N/mm <sup>2</sup>	> 8 N/mm <sup>2</sup> nach 28d > 10 N/mm <sup>2</sup> nach 90d
<b>Mörtel 3</b>	6 N/mm <sup>2</sup>	9 N/mm <sup>2</sup>	11 N/mm <sup>2</sup> nach 28d 11,5 N/mm <sup>2</sup> nach 90d
<b>Mörtel 4</b>	-	-	-
<b>Mörtel 5</b>	5 N/mm <sup>2</sup>	-	10 N/mm <sup>2</sup>

Abbildung 3.2 wurde während der Versuchsdurchführung aufgenommen, zu sehen ist ein bereits geprüfter Versuchskörper der Mörtelsorte 1 in der Versuchsvorrichtung.

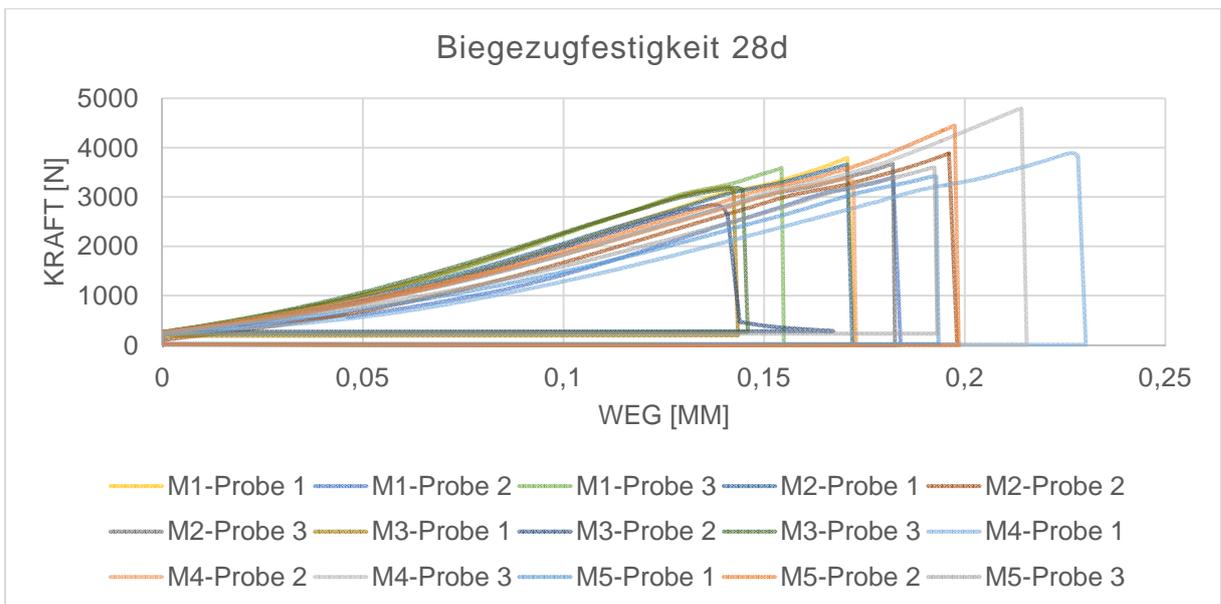


**Abbildung 3.2: Biegezugbestimmung von Mörtelsorte 1**

In Abbildung 3.3 und Abbildung 3.4 sind die Last-Verschiebungsdiagramme des Biegezugversuchs nach 24 Stunden beziehungsweise 28 Tagen ersichtlich. Diese Diagramme wurden vom Prüfgerät ausgegeben. In jedem Diagramm sind die Kurven von jedem Probekörper jedes Mörteltyps ersichtlich.



**Abbildung 3.3: Biegezugversuch 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**



**Abbildung 3.4: Biegezugversuch 28 Tage Mörtel 1 bis 5**

In Tabelle 3.5 und 3.6 sind die Biegezugfestigkeiten jedes Probekörpers jedes Mörteltyps angegeben. Dieser Wert wurde direkt vom Prüfgerät berechnet und ausgegeben. Aus jeweils drei Probekörpern pro Mörteltyp wurde anschließend der Mittelwert als arithmetisches Mittel berechnet. In der sechsten Spalte ist die Biegezugfestigkeit eingetragen, die laut Produktdatenblatt erreicht werden sollte.

**Tabelle 3.5: Biegezugfestigkeit 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**

Mörtelsorte	Biegezugfestigkeit 24 Stunden [N/mm <sup>2</sup> ]				
	Probe 1	Probe 2	Probe 3	Mittelwert	lt. Merkblatt
<b>Mörtel 1</b>	5,76	6,49	7,14	<b>6,46</b>	-
<b>Mörtel 2</b>	6,96	8,16	6,55	<b>7,22</b>	> 4
<b>Mörtel 3</b>	7,13	6,40	5,88	<b>6,47</b>	6
<b>Mörtel 4</b>	5,40	6,17	6,18	<b>5,92</b>	-
<b>Mörtel 5</b>	7,64	7,81	7,63	<b>7,69</b>	≥ 5

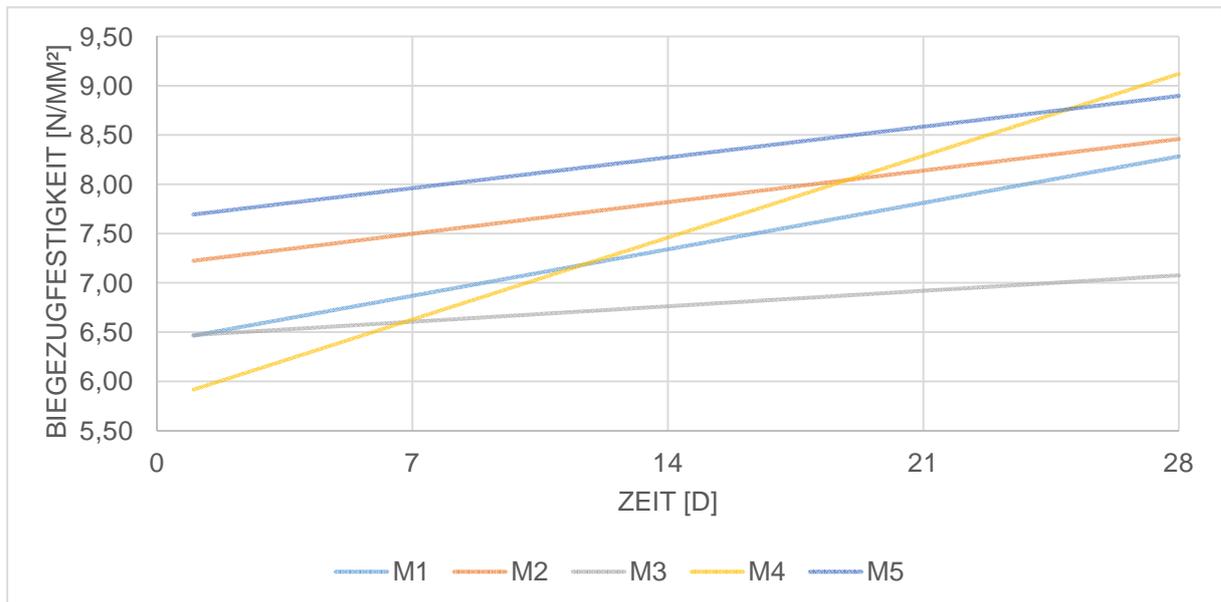
**Tabelle 3.6: Biegezugfestigkeit 28 Tage Mörtel 1 bis 5**

Mörtelsorte	Biegezugfestigkeit 28 Tage [N/mm <sup>2</sup> ]				
	Probe 10	Probe 11	Probe 12	Mittelwert	lt. Merkblatt
<b>Mörtel 1</b>	8,95	7,67	8,23	<b>8,28</b>	-
<b>Mörtel 2</b>	8,33	8,68	8,37	<b>8,46</b>	> 8
<b>Mörtel 3</b>	7,38	6,51	7,34	<b>7,08</b>	11
<b>Mörtel 4</b>	8,78	7,77	10,81	<b>9,12</b>	-
<b>Mörtel 5</b>	8,15	10,16	8,38	<b>8,90</b>	≥ 10

Bei der Prüfung nach 24 Stunden ist erkennbar, dass die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 1 stark streut. Die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 2 liegt im Mittelfeld, besitzt jedoch einen Ausreißer, weshalb der Mittelwert größer ist. Die Festigkeit der Mörtelsorte 3 streut stark und ähnelt Mörtelsorte 1. Die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 4 liegt erkennbar an der untersten Stelle. Die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 5 ist am größten, besitzt jedoch in Bezug auf die Verschiebung einen großen Ausreißer.

Bei den Versuchen nach 28 Tagen hat sich die Reihung der Biegezugfestigkeiten verändert. Die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorten 1 und 2 liegen im Mittelfeld und sind sehr ähnlich. Die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 3 hat sich über die Zeit am wenigsten verbessert und hat daher die niedrigste Festigkeit. Die Festigkeiten der Mörtelsorten 4 und 5 sind am höchsten, streuen jedoch sehr stark.

In Abbildung 3.5 ist mit den Mittelwerten des Biegezugversuchs nach 24 Stunden und nach 28 Tagen der zeitliche Verlauf der Biegezugfestigkeit dargestellt.



**Abbildung 3.5: zeitliche Entwicklung der Biegezugfestigkeit Mörtel 1 bis 5**

Erkennbar ist, dass sich die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorten 2 und 5 sich gleich schnell entwickeln. Mörtelsorte 1 besitzt eine schnellere und Mörtelsorte 3 die langsamste Festigkeitsentwicklung. Auffällig ist die Mörtelsorte 4, die nach 24 Stunden die geringste Biegezugfestigkeit aufweist, jedoch durch die hohe Festigkeitsentwicklung nach 28 Tagen die höchste Festigkeit besitzt.

Bei der Prüfung nach 24 Stunden erreicht die Mörtelsorte 4 seinen vorgegebenen Wert knapp nicht, die Biegezugfestigkeit der Mörtelsorte 3 liegt leicht über dem angegebenen Wert. Mörtelsorte 2 und 5 überschreiten die vorgeschriebene Festigkeit deutlich.

Bei der Prüfung nach 28 Tagen kann nur die Mörtelsorte 2 seine vorgegebene Biegezugfestigkeit erreichen. Die Sorten 3, 4 und 5 unterschreiten den Wert aus den Produktdatenblättern.

In den Abbildung 3.6 und Abbildung 3.7 sind die Bruchfiguren beim Biegezugversuch von den Mörtelsorten 2 und 3 abgebildet. Erkennbar ist, dass das Material sehr spröde ist. Der Bruch tritt plötzlich auf ohne vorhergehende erkennbare Risse. Die Bruchfläche ist glatt und verläuft linear über die Höhe des Probekörpers. Die Bruchfiguren der restlichen Mörteltypen ähnelten der Bruchfigur der Mörtelsorte 2.

Beim Mörteltyp 3 ist das Versagen nur durch einen Riss erkennbar. Der Probekörper sieht nahezu intakt aus, besitzt jedoch keine Biegezugfestigkeit mehr.



Abbildung 3.6: Biegezugbruchfigur Mörtel 2

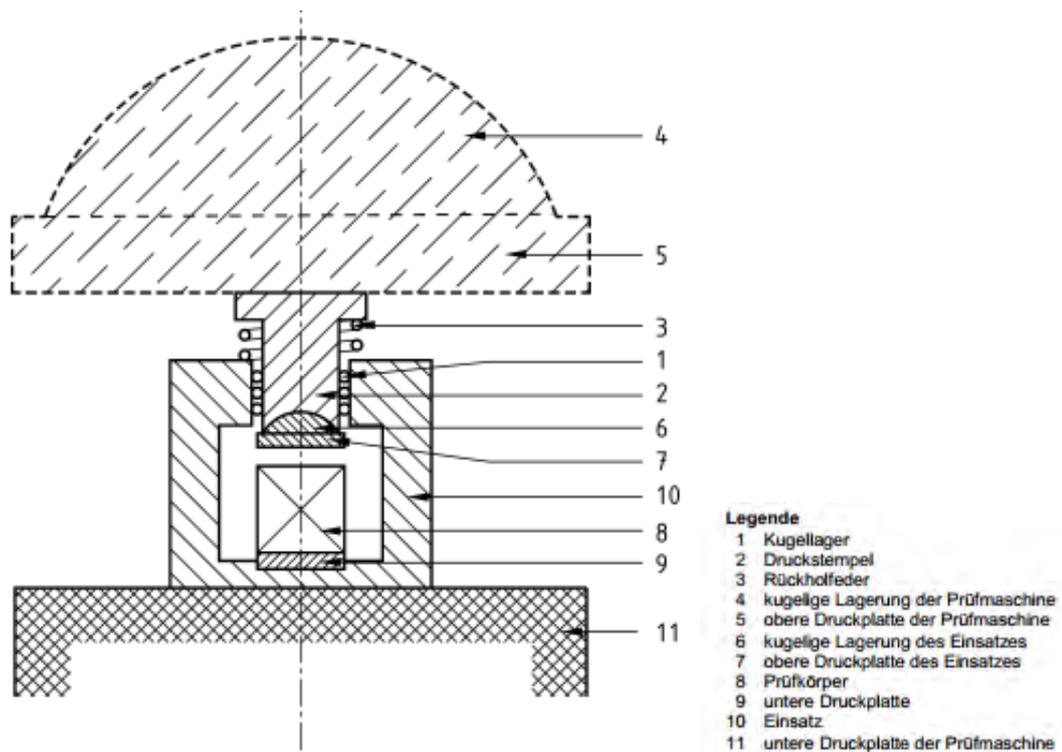


Abbildung 3.7: Biegezugbruchfigur Mörtel 3

### 3.2.3.3 Druckversuche

Die Druckfestigkeit von Mörtelproben wird nach ÖNORM EN 196-1 [33] an den zwei Hälften der bei der Biegezugfestigkeitsbestimmung verwendeten Versuchskörpern bestimmt, somit können pro Biegezugversuch zwei Druckfestigkeiten ermittelt werden.

Das Prüfgerät besteht aus einem hydraulischen Kolben, über den die Last in den Prüfkörper eingeleitet wird und einer Grundplatte, auf der der Probekörper steht. Der Kolben besitzt eine Platte, über die die Last flächig übertragend wird. Diese Platte ist mit dem Kolben über ein Kugellager verbunden und ist beweglich. Der Aufbau der Versuchsanlage laut ÖNORM EN 196-1 [33] kann Abbildung 3.8 entnommen werden.



**Abbildung 3.8: Aufbau Druckversuch [33]**

Die Platten sind mindestens 10 mm dick, sind quadratisch mit einer Breite von  $40,0 \pm 0,1$  mm. Die Platten müssen eben sein und dürfen über die gesamte Fläche nur eine Abweichung von 0,01 mm aufweisen.

Der Prüfkörper muss lotrecht zur Grundplatte sein. Die Achse des Kolbens muss mit der Achse des Prüfgeräts übereinstimmen. Der Mittelpunkt der Grundplatte, der Mittelpunkt der Lasteinleitungsplatte und die Achse des Prüfgeräts müssen auf  $\pm 1$  mm genau übereinanderliegen. Während der Prüfung muss sich der Kolben entlang der Achse des Prüfgeräts bewegen. Der Lasteinleitung muss mittig über die gesamte Lasteinleitungsfläche des Prüfkörpers geschehen.

Zu Beginn der Prüfung muss sich die Lasteinleitungsplatte an den Prüfkörper anlegen. Während der Prüfung müssen die Grundplatte, der Prüfkörper und die bewegliche Lasteinleitungsplatte starr bleiben.

Die Last wird über die Lasteinleitungsplatte aufgebracht und konstant mit  $2400 \pm 200$  N/s gesteigert bis der Bruch eintritt. Mit der Bruchlast wird mit der Formel 3.2 die Druckfestigkeit  $R_c$  ermittelt. Diese wird in Megapascal ausgedrückt.  $F_c$  ist dabei die Bruchlast in Newton und 1600 ergibt sich aus der Lasteinleitungsfläche mit 40 mm Breite.

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (3.2)$$

Dabei gilt:

$R_c$             Druckfestigkeit [MPa];  
 $F_c$             Bruchlast [N].

Aus den drei Prüfkörpern ergeben sich sechs Druckversuche. Die Druckfestigkeit ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel der Ergebnisse und ist auf 0,1 MPa genau anzugeben.

Sollte ein Probenergebnis um mehr als  $\pm 10\%$  vom arithmetischen Mittel abweichen, so wird dieses Ergebnis nicht für die Weiterrechnung herangezogen und der Mittelwert ist von den restlichen fünf Ergebnissen zu bilden. Sollte ein weiteres Ergebnis um mehr als  $\pm 10\%$  vom neuen Mittelwert abweichen, so muss die gesamte Prüfung an neuen Prüfkörpern wiederholt werden.

In der folgenden Tabelle werden die Druckfestigkeiten der untersuchten Mörtelsorten laut deren Merkblättern gegenübergestellt. Mörtel 1 und Mörtel 2 besitzen die höchste Druckfestigkeit nach 24 Stunden und werden der Frühfestigkeitsklasse A (Druckfestigkeit nach 24 Stunden von mindestens 40 N/mm<sup>2</sup>) zugeordnet. Die anderen Mörteltypen zählen zur Frühfestigkeitsklasse B (Druckfestigkeit nach 24 Stunden von mindestens 25 N/mm<sup>2</sup>). Die Druckfestigkeit nach sieben Tagen und nach 28 Tagen ist bei fast allen Mörteltypen ähnlich.

**Tabelle 3.7: Vergleich der Druckfestigkeiten der untersuchten Mörtelsorten**

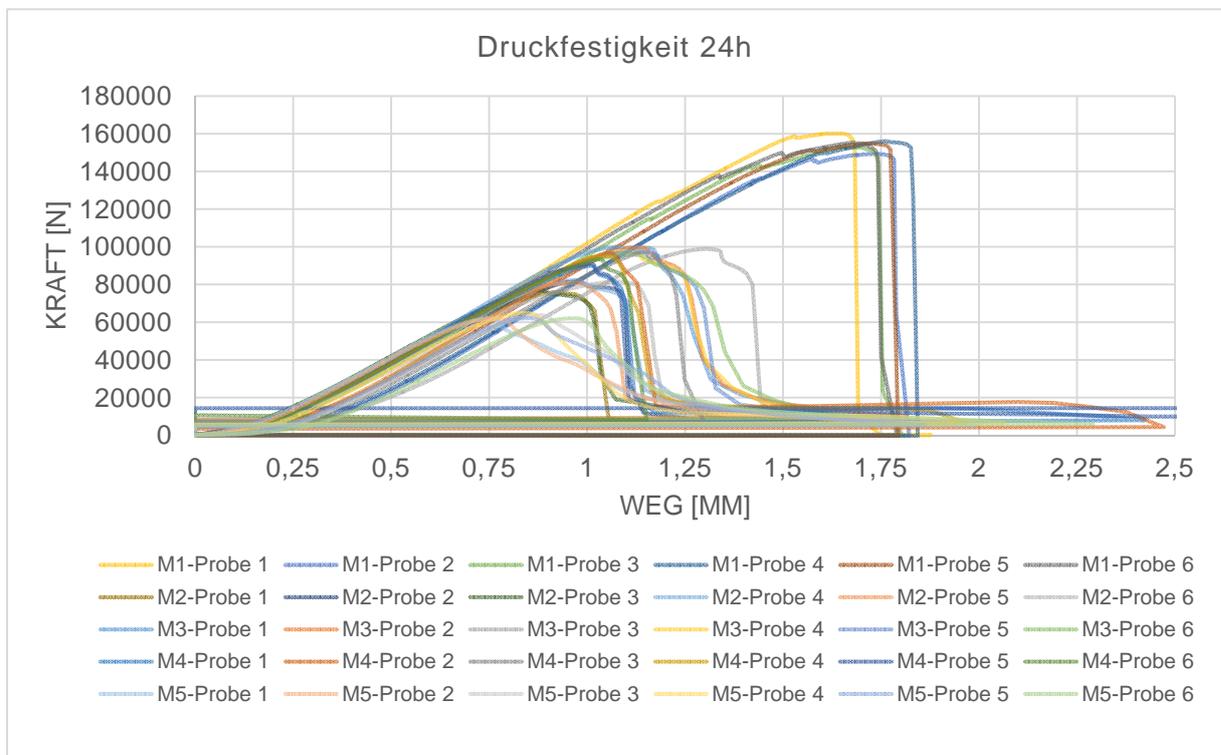
Mörtelsorte	Druckfestigkeit		
	24 Stunden	7 Tage	≥ 28 Tage
<b>Mörtel 1</b>	> 70 N/mm <sup>2</sup> Frühfestigkeitsklasse A	> 90 N/mm <sup>2</sup>	> 100 N/mm <sup>2</sup> . Druckfestigkeitsklasse C80/95
<b>Mörtel 2</b>	> 40 N/mm <sup>2</sup> Frühfestigkeitsklasse A	> 60 N/mm <sup>2</sup>	> 80 N/mm <sup>2</sup> nach 28d > 90 N/mm <sup>2</sup> nach 90d Druckfestigkeitsklasse C55/67
<b>Mörtel 3</b>	34 N/mm <sup>2</sup>	66 N/mm <sup>2</sup>	85 N/mm <sup>2</sup> nach 28d 91 N/mm <sup>2</sup> nach 90d
<b>Mörtel 4</b>	40 N/mm <sup>2</sup> Frühfestigkeitsklasse B	65 N/mm <sup>2</sup>	80 N/mm <sup>2</sup> Druckfestigkeitsklasse C55/67
<b>Mörtel 5</b>	30 N/mm <sup>2</sup>	60 N/mm <sup>2</sup>	80 N/mm <sup>2</sup>

Abbildung 3.9 wurde während der Versuchsdurchführung aufgenommen, zu sehen ist ein bereits geprüfter Versuchskörper der Mörtelsorte 1 in der Versuchsvorrichtung.

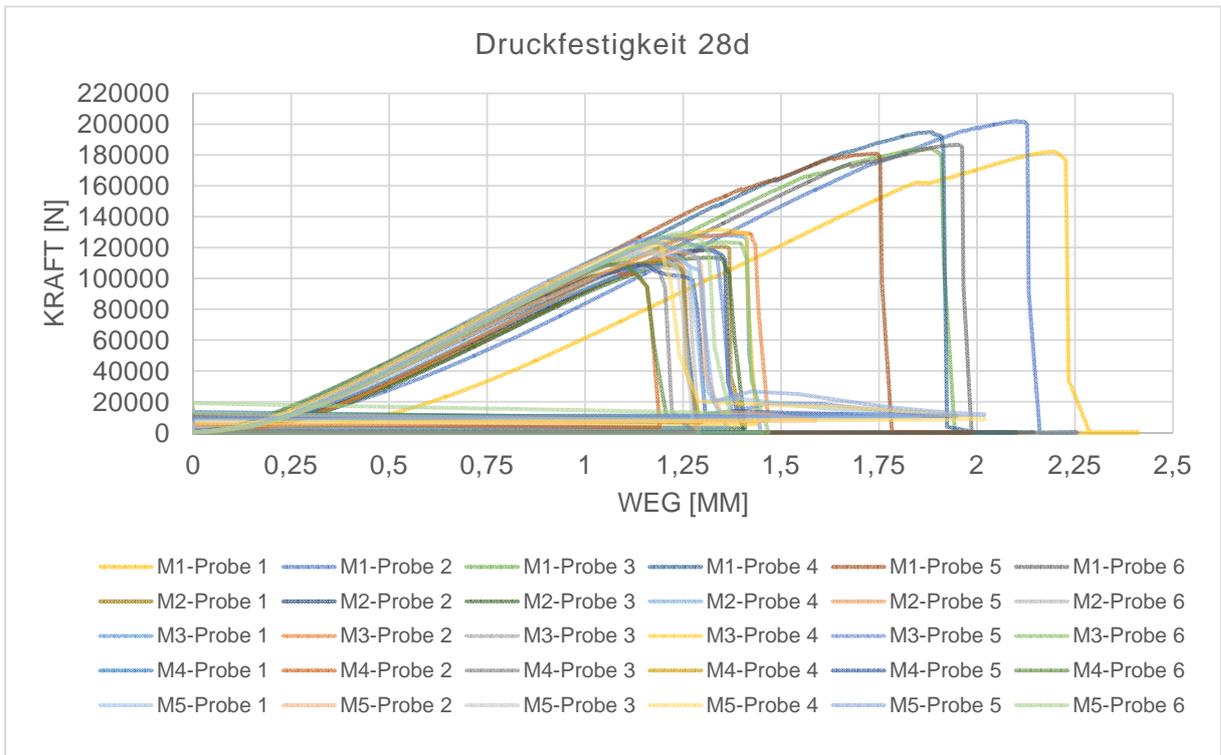


**Abbildung 3.9: Biegezugbestimmung von Mörtelsorte 1**

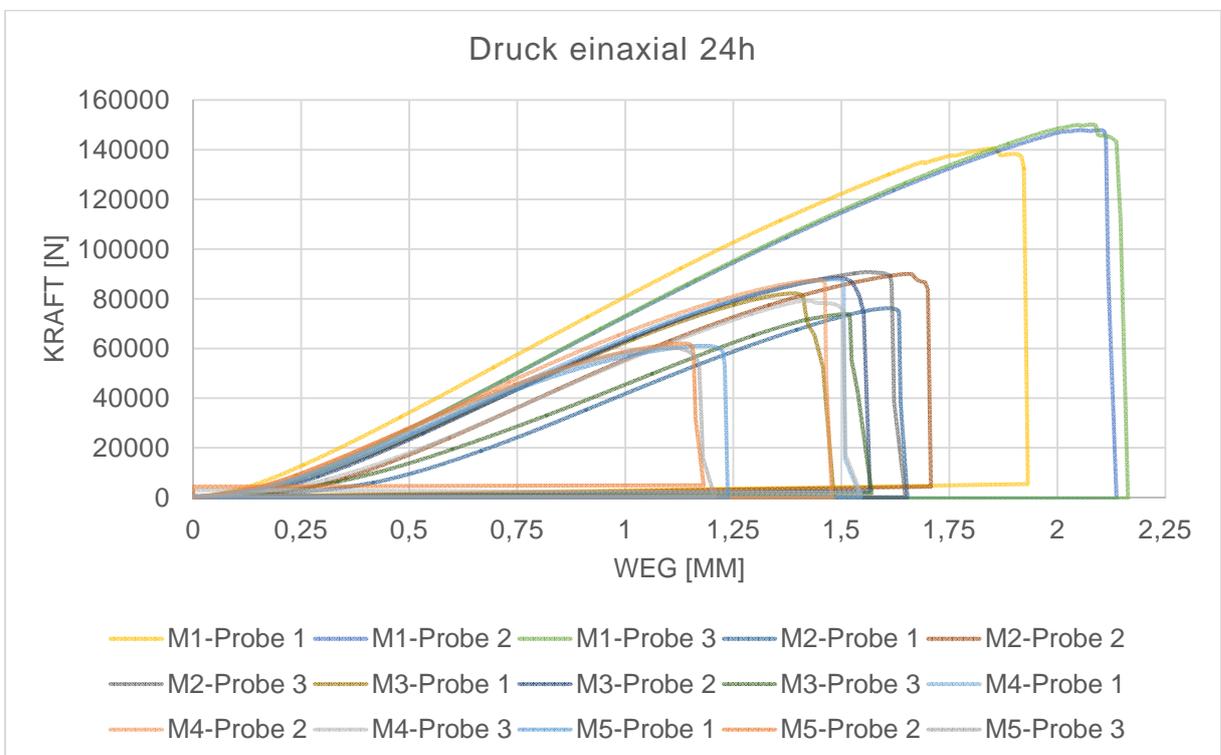
In Abbildung 3.10 und Abbildung 3.11 sind die Last-Verschiebungsdiagramme des Würfeldruckversuchs nach 24 Stunden beziehungsweise 28 Tagen ersichtlich. In Abbildungen 3.12, Abbildung 3.13 und Abbildung 3.14 sind die Last-Verschiebungsdiagramme des einaxialen Druckversuchs nach 24 Stunden, sieben Tagen beziehungsweise 28 Tagen ersichtlich. Diese Diagramme wurden vom Prüfgerät ausgegeben. In jedem Diagramm sind die Kurven von jedem Probekörper jeder Mörtelsorte dargestellt.



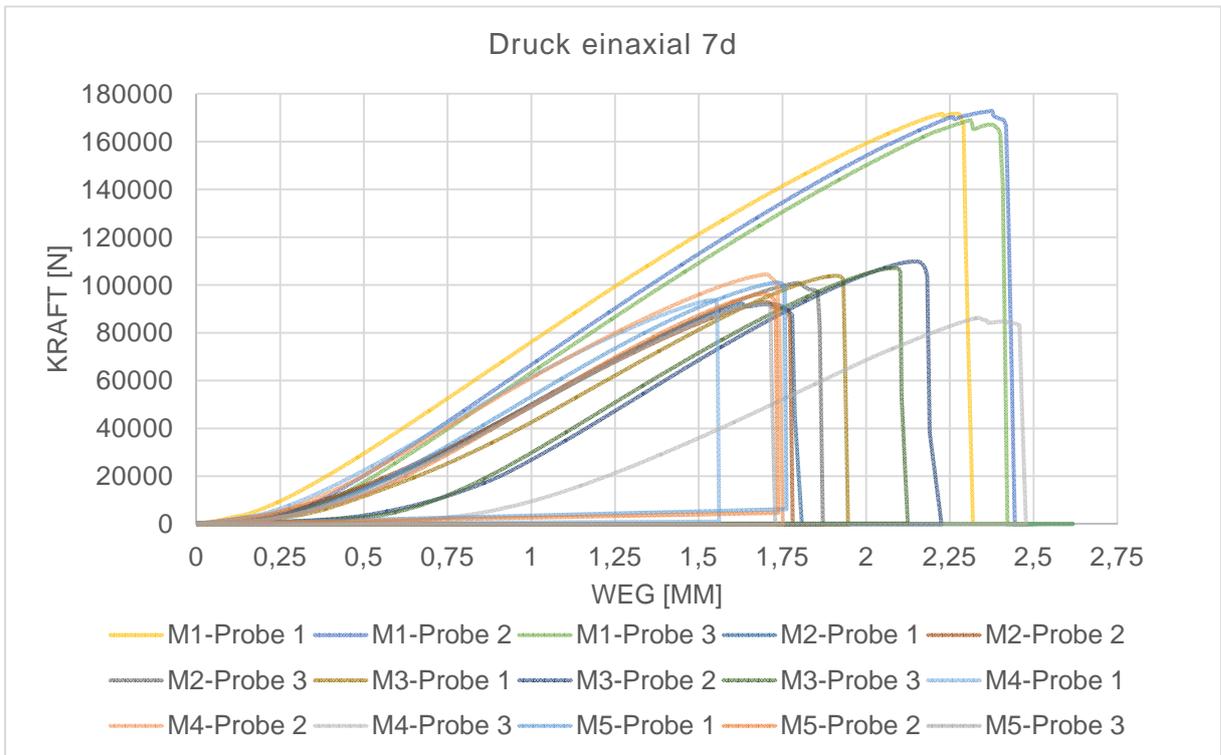
**Abbildung 3.10: Druckversuch 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**



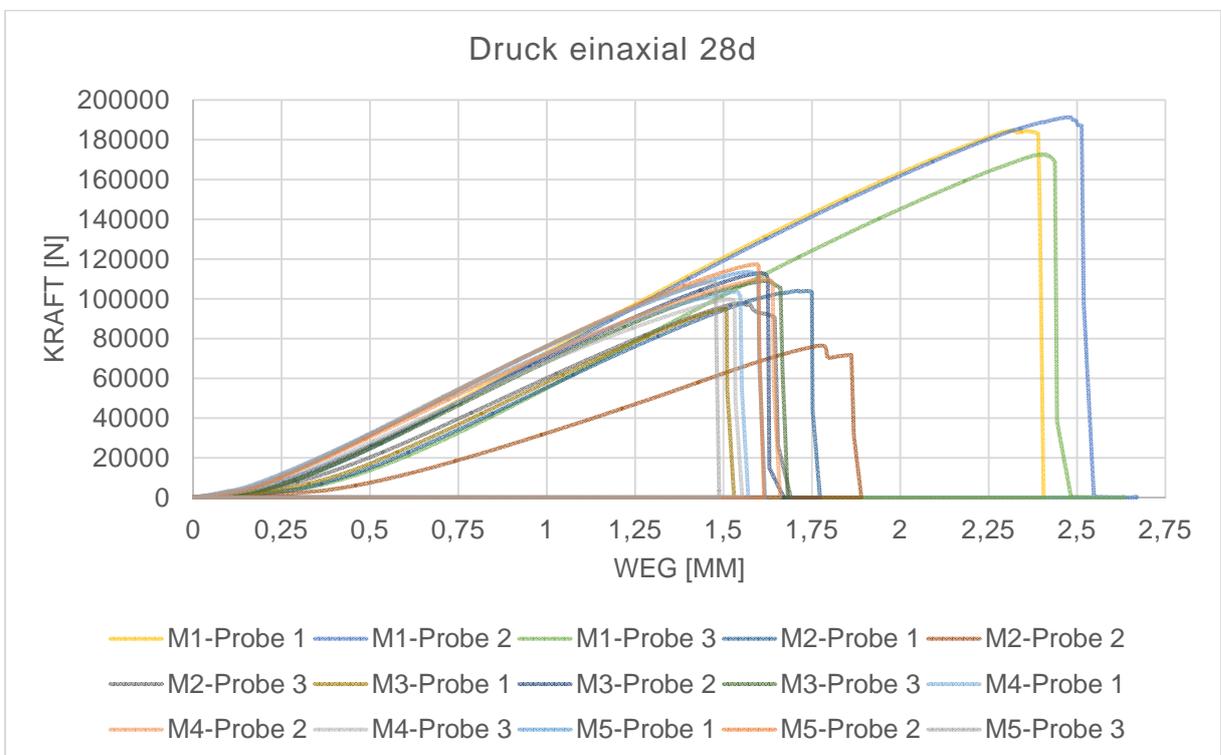
**Abbildung 3.11: Druckversuch 28Tage Mörtel 1 bis 5**



**Abbildung 3.12: Druckversuch einaxial 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**



**Abbildung 3.13: Druckversuch einaxial 7 Tage Mörtel 1 bis 5**



**Abbildung 3.14: Druckversuch einaxial 28 Tage Mörtel 1 bis 5**

In Tabellen 3.8 und 3.9 sind die Würfeldruckfestigkeiten nach 24 Stunden und 28 Tagen angegeben. Diese Werte wurden direkt vom Prüfgerät berechnet und ausgegeben. Aus jeweils sechs Probekörpern pro Mörteltyp wurde anschließend der Mittelwert als arithmetisches Mittel berechnet. In der folgenden Zeile ist die Druckfestigkeit eingetragen, die laut Produktdatenblatt erreicht werden sollte. In den Tabellen 3.10, 3.11 und 3.12 sind die Druckfestigkeiten des einaxialen Druckversuchs nach 24 Stunden, 7 Tagen und 28 Tagen angegeben. Auch diese Werte stammen direkt von der Prüfmaschine. Anschließend wurde aus den Werten der drei Probekörper das arithmetische Mittel gebildet. In den letzten zwei Spalten der Tabellen sind die Druckfestigkeiten und die Frühfestigkeitsklassen beziehungsweise Festigkeitsklassen laut den Produktdatenblättern eingetragen.

**Tabelle 3.8: Würfeldruckfestigkeit 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**

<b>Würfeldruckfestigkeit 24 Stunden [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
	<b>Mörtel 1</b>	<b>Mörtel 2</b>	<b>Mörtel 3</b>	<b>Mörtel 4</b>	<b>Mörtel 5</b>
Probe 1a	100,09	47,47	62,34	56,21	38,62
Probe 1b	93,33	51,02	62,31	60,59	38,85
Probe 2a	95,74	48,32	61,85	60,72	38,85
Probe 2b	96,52	51,46	61,01	59,32	40,59
Probe 3a	96,75	50,49	60,94	56,85	38,83
Probe 3b	97,13	50,97	59,94	58,35	38,8
<b>Mittelwert</b>	<b>96,59</b>	<b>49,96</b>	<b>61,40</b>	<b>58,67</b>	<b>39,09</b>
laut Merkblatt	≥ 70	≥ 40	34	40	> 30
Frühfestigkeitsklasse	A	A	-	B	-

**Tabelle 3.9: Würfeldruckfestigkeit 28 Tage Mörtel 1 bis 5**

<b>Würfeldruckfestigkeit 28 Tage [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
	<b>Mörtel 1</b>	<b>Mörtel 2</b>	<b>Mörtel 3</b>	<b>Mörtel 4</b>	<b>Mörtel 5</b>
Probe 10a	113,93	75,31	79,97	68,6	72,63
Probe 10b	126,28	73,93	80,81	65,37	73,54
Probe 11a	115,03	70,95	83,12	69,05	73,7
Probe 11b	121,79	69,14	82,22	69,44	76,72
Probe 12a	113,07	71,2	79,29	68,02	77,14
Probe 12b	116,59	67,33	77,18	68,39	81,01
<b>Mittelwert</b>	<b>117,78</b>	<b>71,31</b>	<b>80,43</b>	<b>68,15</b>	<b>75,79</b>
laut Merkblatt	≥ 100	≥ 80	85	80	> 80
Frühfestigkeitsklasse	C80/95	C55/67	-	≥ C55/67	-

**Tabelle 3.10: Druckfestigkeit einaxial 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**

Druckfestigkeit einaxial 24 Stunden [N/mm <sup>2</sup> ]					
	Mörtel 1	Mörtel 2	Mörtel 3	Mörtel 4	Mörtel 5
Probe 4	87,03	47,04	50,22	54,79	38,02
Probe 5	92,43	54,65	54,35	54,44	38,42
Probe 6	91,41	55,15	44,83	48,90	37,1
<b>Mittelwert</b>	<b>90,29</b>	<b>52,28</b>	<b>49,80</b>	<b>52,71</b>	<b>37,85</b>

**Tabelle 3.11: Druckfestigkeit einaxial 7 Tage Mörtel 1 bis 5**

Druckfestigkeit einaxial 7 Tage [N/mm <sup>2</sup> ]					
	Mörtel 1	Mörtel 2	Mörtel 3	Mörtel 4	Mörtel 5
Probe 7	16,56	58,03	64,50	57,46	62,62
Probe 8	106,07	58,67	67,28	64,58	58,94
Probe 9	105,04	61,61	66,35	53,37	57,23
<b>Mittelwert</b>	<b>105,89</b>	<b>59,44</b>	<b>66,04</b>	<b>58,47</b>	<b>59,60</b>

**Tabelle 3.12: Druckfestigkeit einaxial 28 Tage Mörtel 1 bis 5**

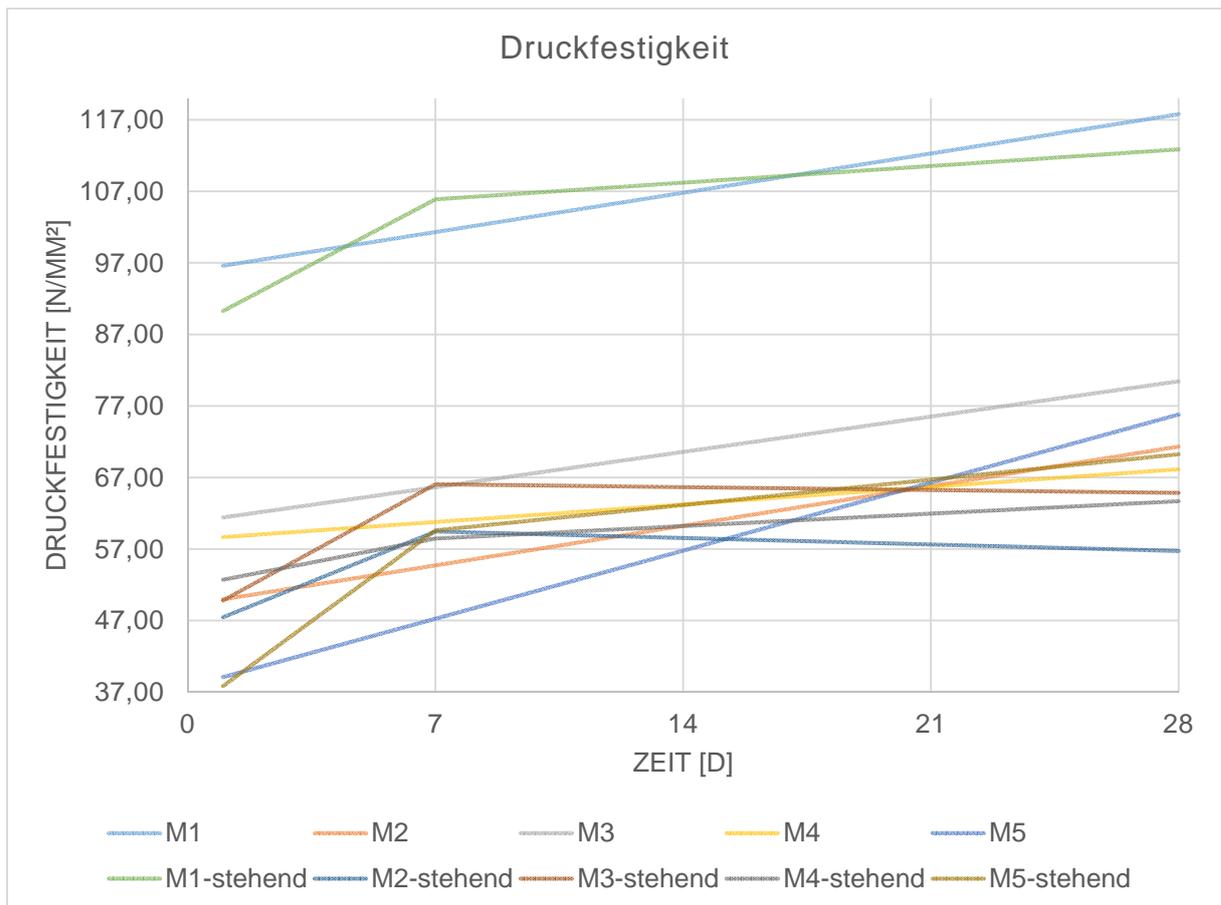
Druckfestigkeit einaxial 28 Tage [N/mm <sup>2</sup> ]					
	Mörtel 1	Mörtel 2	Mörtel 3	Mörtel 4	Mörtel 5
Probe 13	114,22	64,22	58,56	63,07	70,8
Probe 14	116,91	46,57	68,95	66,57	72,62
Probe 15	107,46	59,41	67,02	61,41	67,33
<b>Mittelwert</b>	<b>112,86</b>	<b>56,73</b>	<b>64,84</b>	<b>63,68</b>	<b>70,25</b>

Bei den Würfeldruckversuchen nach 24 Stunden ist erkennbar, dass Mörtelsorte 5 die geringste Festigkeit aufweist und Mörtelsorte 1 die mit Abstand höchste Druckfestigkeit aufweist. Des Weiteren ist zu beachten, dass bei den Würfeldruckversuchen nach 24 Stunden die Streuung der einzelnen Ergebnisse geringer ist als bei den Biegezugversuchen und, dass alle Mörtelsorten die vom Hersteller angegebenen Festigkeitswerte überschreiten.

Nach 28 Tagen war nur Mörtelsorte 1 im Stande die von Hersteller angegeben Festigkeitswerte zu erreichen. Bei allen anderen Mörtelsorten kommt es zu einer Steigerung der Festigkeit im Vergleich zu der nach 24 Stunden aber die angegebene Druckfestigkeit kann nicht erreicht werden.

Die einaxialen Druckversuche zeigen ähnliche Festigkeitsentwicklungen, aufgrund der geänderten Versuchskörperabmessungen werden jedoch geringere Festigkeiten erreicht als bei den Würfeldruckversuchen.

In Abbildung 3.15 ist die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeiten des Würfeldruckversuchs und des einaxialen Druckversuchs aller Mörtelsorten abgebildet.



**Abbildung 3.15: zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit Mörtel 1 bis 5**

Erkennbar ist, dass die Würfeldruckfestigkeit immer höher ist, als die Druckfestigkeit ermittelt durch den einaxialen Druckversuch. Die Würfeldruckfestigkeit wurde nur nach 24 Stunden und nach 28 Tagen ermittelt, weshalb die Festigkeitsentwicklung linear verläuft. Der einaxiale Druckversuch wurde zusätzlich nach sieben Tagen durchgeführt. An den Verläufen dieses Versuches ist erkennbar, dass die Festigkeit in den ersten sieben Tagen viel schneller ansteigt als zwischen Tag 7 und Tag 28.

In Abbildung 3.16 ist die Bruchfigur des Würfeldruckversuchs abgebildet. Deutlich erkennbar ist der Druckkegel, der sich beim Druckversuch ausbildet. Diese Bruchfigur hat sich bei allen Mörteltypen ausgebildet.



**Abbildung 3.16: Druckbruchfigur Mörtel 1 bis 5**

### 3.2.3.4 Ermittlung des E-Moduls

Für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls wird keine eigene Prüfung benötigt. Der E-Modul gibt den Zusammenhang zwischen Druckspannung auf einen Körper und Dehnung, die durch die Spannung hervorgerufen wird an.

Es wird das Lastverschiebungsdiagramm eines Druckversuchs verwendet und auf den linearen Bereich eine Tangente gelegt. Die Steigung der Tangente entspricht der Druckspannung auf den Probekörper dividiert durch die Dehnung aufgrund der Spannung und ergibt somit den E-Modul.

In der folgenden Tabelle werden die Druckfestigkeiten der untersuchten Mörtelsorten laut deren Merkblättern gegenübergestellt. In den Datenblättern von Mörtel 3 und Mörtel 4 sind keine Angaben zu den Biegezugfestigkeiten zu finden.

**Tabelle 3.13: Vergleich der E-Moduli der untersuchen Mörtelsorten**

Mörtelsorte	E-Modul	
	7 Tage	≥ 28 Tage
<b>Mörtel 1</b>	> 20.000 N/mm <sup>2</sup>	> 25.000 N/mm <sup>2</sup>
<b>Mörtel 2</b>	30.000 N/mm <sup>2</sup>	35.000 N/mm <sup>2</sup>
<b>Mörtel 3</b>	-	-
<b>Mörtel 4</b>	-	-
<b>Mörtel 5</b>	-	35.000 N/mm <sup>2</sup>

### 3.2.3.5 Auslauftrichterversuch und Ausbreitfließmaß

Das Ausflussmaß gibt laut [34, 36] Auskunft über die Viskosität. Dazu wird ein V-förmiger Auslauftrichter aus nichtrostendem Stahl, siehe Abbildung 3.17, mit einer schnellauslösenden, wasserdichten Klappe am unteren Ende verwendet. Die Innenfläche muss glatt und für den Versuch mattfeucht sein. Der Mörtel wird bis zum Rand in den Trichter gefüllt und mit dem Abstreichlineal glattgestrichen. Anschließend wird nach einer kurzen Verzögerung von  $10 \pm 2$  s unten eine Verschlussklappe geöffnet und die Zeit gestoppt, die der Mörtel zum Ausfließen braucht. Die Zeit zählt bis zu dem Moment, in dem man durch den Trichter den Auffangbehälter darunter sehen kann. Die Auslauftrichter-Fließdauer wird in Sekunden angegeben und muss auf 0,1 s genau sein. Je viskoser der Mörtel ist, desto langsamer fließt er aus. Der Mörtel muss kontinuierlich auslaufen. Falls der Trichter verstopft, ist die Prüfung zu wiederholen. In Abbildung 3.17 sind die Maße des Auslauftrichters ersichtlich. Die obere Kantenlänge des trichterförmigen Behälters beträgt 270 mm und verschmälert sich über die Höhe von 240 mm auf 30 mm an der Unterkante. Die Breite des Behälters beträgt 30 mm. Der Auslaufschnabel hat eine Höhe von 60 mm mit einer Öffnungsbreite von 30\*30 mm.

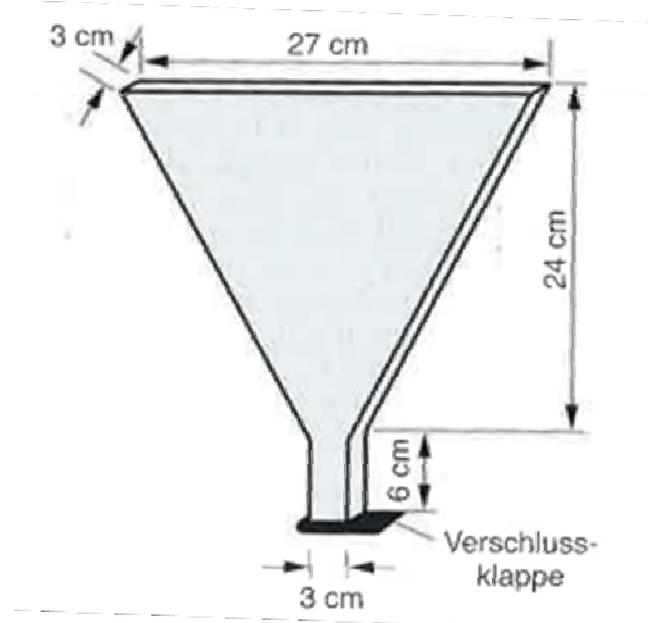
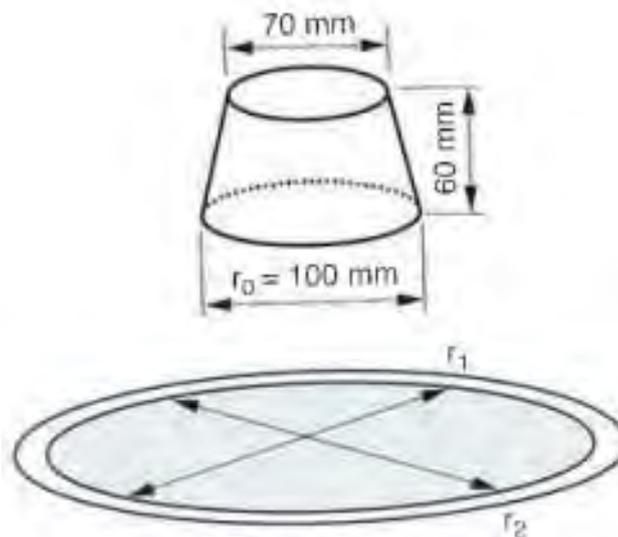


Abbildung 3.17: Auslauftrichter [34]

Das Ausbreitfließmaß gibt Auskunft über die Fließfähigkeit. Beim Ausbreitfließversuch wird ein Konus aus rostfreiem Stahl, siehe Abbildung 3.18, auf eine glatte Oberfläche gestellt. Die Oberfläche muss sauber und mattfeucht sein. Der trichterförmige Konus wird danach mit Mörtel gefüllt. Der Mörtel muss bis zum Rand reichen und mit einem Abstreichlineal abgestrichen werden. Die Oberfläche wird danach nochmals gereinigt. Anschließend wird der

Konus langsam senkrecht angehoben. Der Frischmörtel breitet sich nun aufgrund der Schwerkraft auf der Oberfläche aus und es bildet sich ein sogenannter Ausbreitkuchen. Dieser wird in zwei lotrecht zueinander liegenden Richtungen vermessen. Angegeben wird dabei der Durchmesser als Mittelwert aus beiden Richtungen.

In Abbildung 3.18 sind die Abmessungen des Konus für den Ausbreitfließversuch abgebildet. Die Höhe beträgt  $60 \pm 0,5$  mm, der untere Innendurchmesser beträgt  $100 \pm 0,5$  mm, der obere Innendurchmesser beträgt  $70 \pm 0,5$  mm und die Wanddicke beträgt mindestens 2 mm. Die Innenfläche muss glatt sein. Die obere und untere Ringebene müssen parallel und lotrecht zur Achse des Konus sein.



**Abbildung 3.18: Ausbreitfließmaßbestimmung [34]**

Die Ergebnisse der Ausbreitmaßversuche und der Ausfließmaßversuche sind in der Tabelle 3.14 dargestellt. Mörtelsorte 3 stach mit der schnellsten Auslaufzeit hervor, hatte jedoch nicht das größte Ausbreitmaß. Mörtelsorte 1 und Mörtelsorte 2 hatten ähnliche Auslaufzeiten und Ausbreitmaße, wobei Mörtelsorte 1 als fließfähiger angesehen werden muss. Mörtelsorte 4 zeigte bei dem Auslauftrichterversuch und Ausbreitfließmaßversuch eine fehlende Viskosität. Die Fließeigenschaften von jedem untersuchten Werkstoff hängen nur von dem Mischverhältnis Wasser zu Trockenmasse ab. Die in Tabelle 3.14 dargestellten Fließeigenschaften der untersuchten Mörtelsorten beziehen sich nur auf einen Wassergehalt von 12%. Die Konsistenz ist für die jeweilige Anwendung anzupassen.

**Tabelle 3.14: Ausflussmaß und Ausbreitmaß Mörtel 1 bis 5**

Mörtelsorte	Auslaufrichterversuch	Ausbreitfließmaß	Fließ/Ausfließmaß Klasse lt. Merkblatt
<b>Mörtel 1</b>	7,00 sec	365 mm	Fließmaß $\geq 750$ mm Ausfließmaß ca. 2,2:1
<b>Mörtel 2</b>	8,50 sec	310 mm	Fließmaß Rinne: 5 min: $\geq 65$ cm 30 min: $\geq 55$ cm Ausfließmaß: -
<b>Mörtel 3</b>	4,16 sec	290,0 mm	fließend
<b>Mörtel 4</b>	fehlende erforderliche Viskosität und Füllfähigkeit	Durchmesser der Versuchsvorrichtung 100 mm	f2
<b>Mörtel 5</b>	26,23 sec	187,5 mm	Gute Fließeigenschaften

### 3.2.3.6 Schwinduntersuchungen

Das Schwindverhalten wie auch Quellmaß des Füllmaterials für die Verfüllung der Fugen zwischen den Fertigteilelementen ist von höchster Wichtigkeit. In der folgenden Tabelle werden die Schwindklassen wie auch das Quellmaß der untersuchten Mörtelsorten laut deren Merkblättern gegenübergestellt.

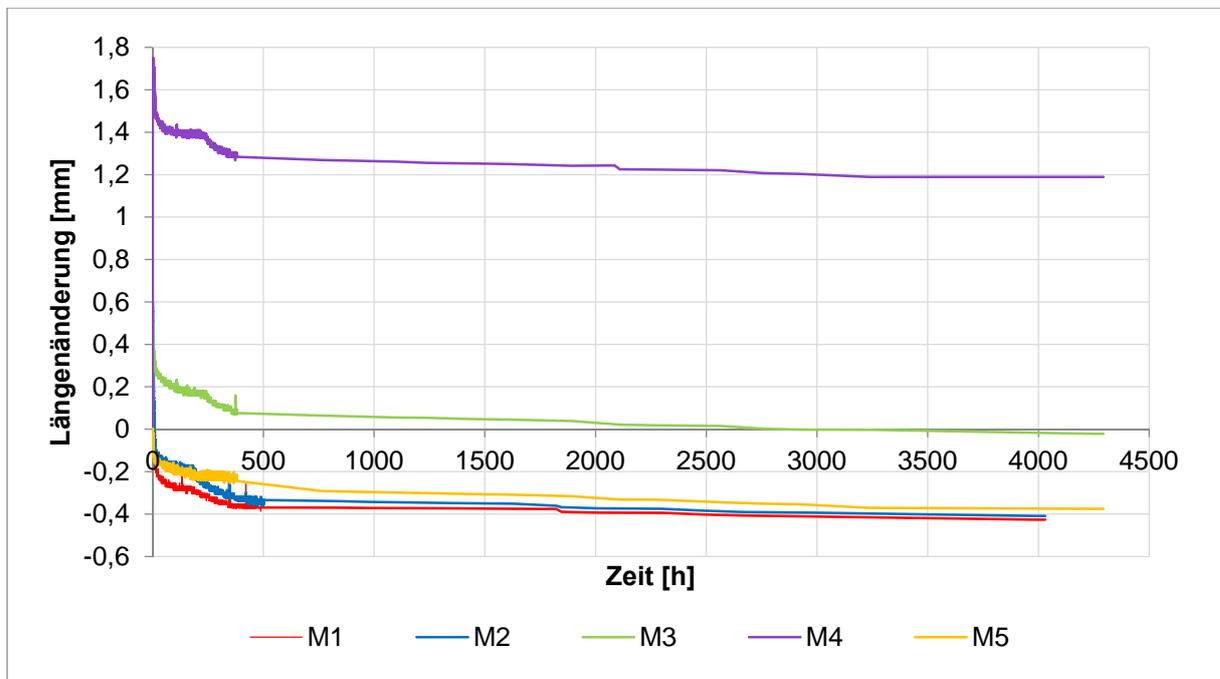
**Tabelle 3.15: Vergleich der E-Moduli der untersuchten Mörtelsorten**

Mörtelsorte	Schwindklasse	Quellmaß
<b>Mörtel 1</b>	SKVM II Anforderung nach 91 Tagen: $\epsilon_{s,m,91} \leq 1,2 \text{ ‰}$ und $\epsilon_{s,i,91} \leq 1,4 \text{ ‰}$	$> 0,1\%$ nach 24 Stunden
<b>Mörtel 2</b>	SKVM II Anforderung nach 91 Tagen: $\epsilon_{s,m,91} \leq 1,2 \text{ ‰}$ und $\epsilon_{s,i,91} \leq 1,4 \text{ ‰}$	0,5% nach 24 Stunden
<b>Mörtel 3</b>	-	ca. 0,3%
<b>Mörtel 4</b>	SKVM III Anforderung nach 91 Tagen: $\epsilon_{s,m,91} \leq 1,5 \text{ ‰}$ und $\epsilon_{s,i,91} \leq 2,0 \text{ ‰}$	$> 0,1\%$ nach 24 Stunden
<b>Mörtel 5</b>	-	-

Für die Schwindversuche wurden eigene 160 mm hohe konische Probekörper hergestellt. Diese wurden nach der Verfüllung sofort in eine Prüfvorrichtung mit Lasermessgeräten platziert. Die Längenänderungen des Prüfkörpers während des Aushärtens wurden die ersten 10 Tage in der Schalung gemessen. Ausgeschalt wurden die Prüfkörper abermals 7 Tage vom Laser gemessen. In regelmäßigen Abständen wurde danach händisch die Verformung des Prüfkörpers 170 Tage weitergemessen.

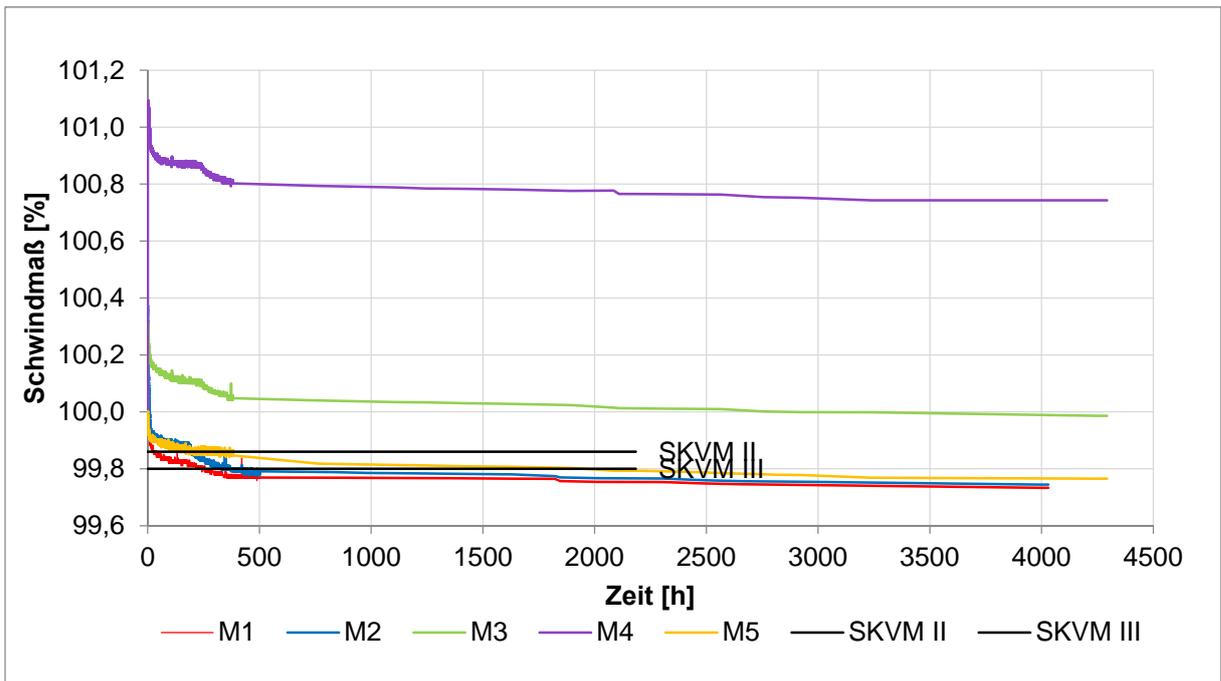
Die Ergebnisse des Prüfgeräts wurden als Abstände zwischen Laser und Prüfkörper in einer Excel-Datei abhängig von der Zeit ausgegeben. Aus der Nullmessung zu Beginn der Messung kann die Differenz zwischen den Abständen berechnet werden. Somit ergeben sich die Längenänderungen des Prüfkörpers.

In Abbildung 3.19 sind die Längenänderungen in Millimeter aller Mörteltypen abhängig von der Zeit in Stunden als Diagramme dargestellt.



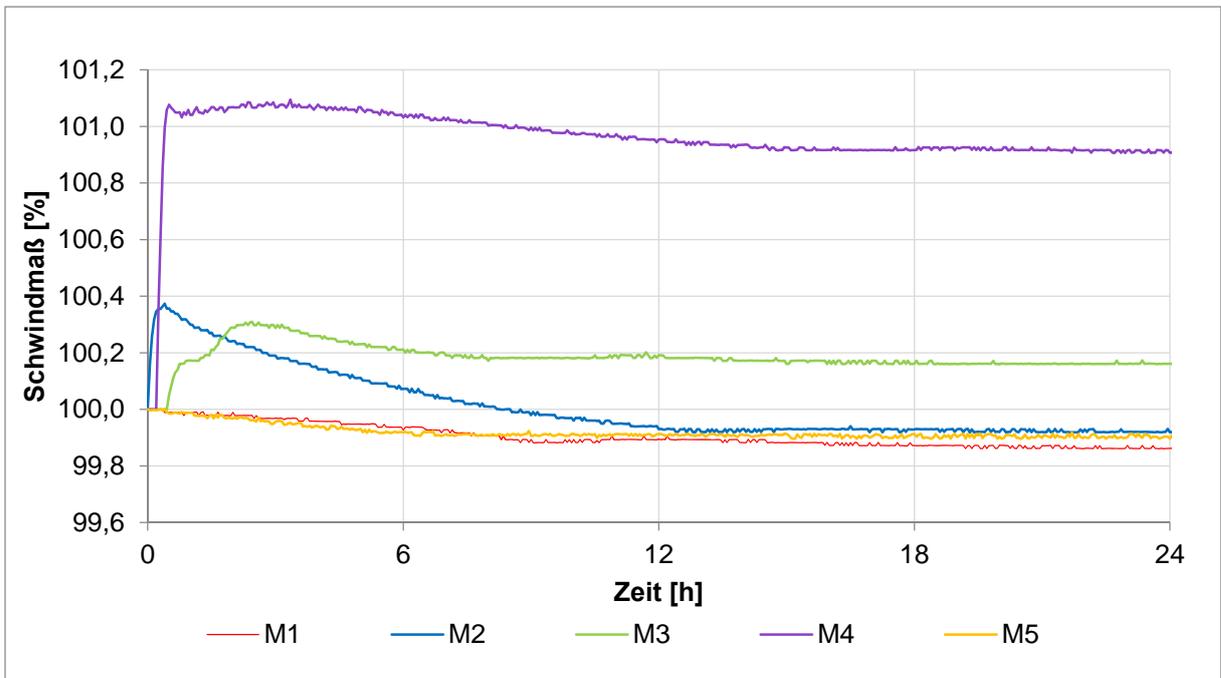
**Abbildung 3.19: Schwindversuch Mörtel 1 bis 5**

In Abbildung 3.20 ist das Schwindmaß aller Mörteltypen angegeben. Dazu wird die Längenänderung in Prozent abhängig von der Zeit angegeben. Zusätzlich ist die Grenze der Schwindmaßklasse SKVM II und die Grenze der Schwindmaßklasse SKVM III abgebildet.



**Abbildung 3.20: Schwindmaß Mörtel 1 bis 5**

Schwindmaßklasse SKVM II bedeutet, dass die Längenänderung eines Körpers nach 91 Tagen nicht mehr als 1,4 ‰ betragen darf. Für die Schwindmaßklasse SKVM III darf die Längenänderung maximal 2,0 ‰ betragen. In Abbildung 3.21 ist ebenfalls das Schwindmaß abgebildet. Es handelt sich um einen Auszug der ersten 24 Stunden.

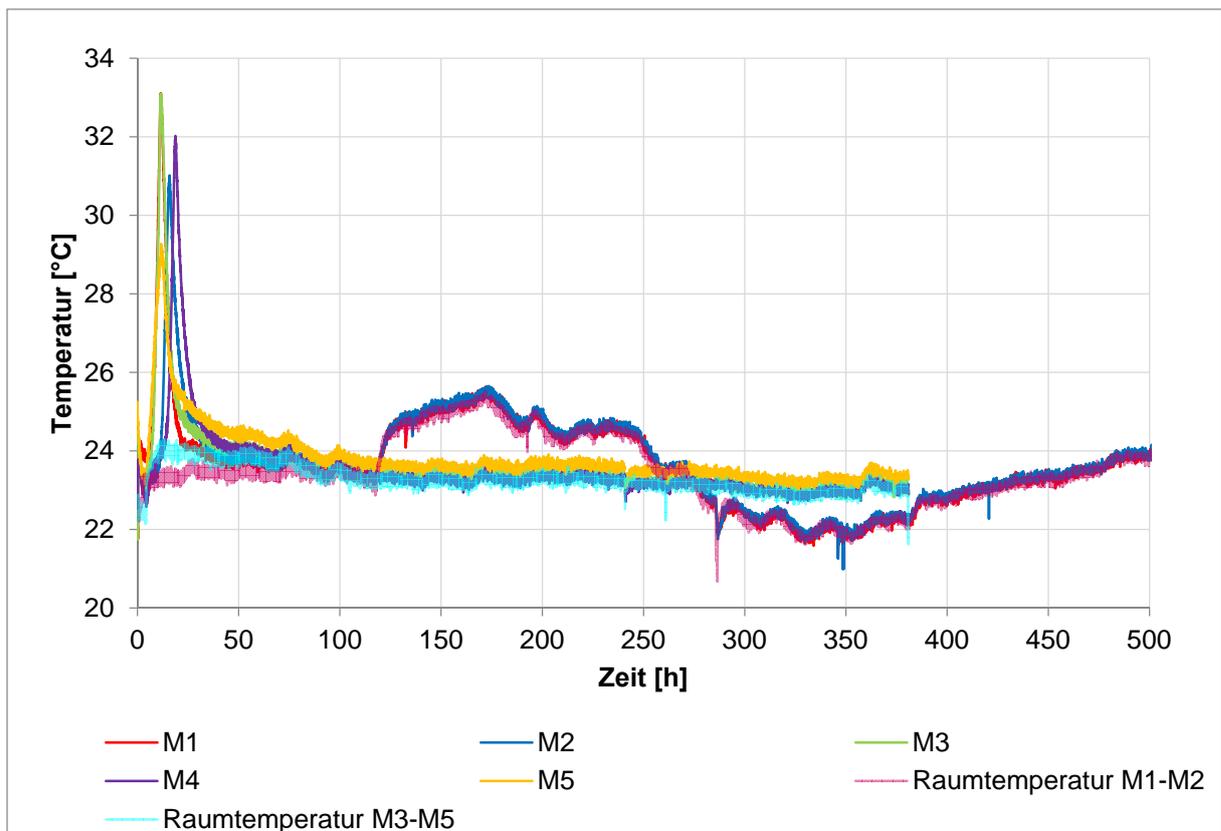


**Abbildung 3.21: Auszug Schwindmaß der ersten 24 Stunden Mörtel 1 bis 5**

Es ist erkennbar, dass die Mörtelsorte 1,2 und 5 am stärksten schwinden. Sie liegen dicht beieinander. Bei Mörtelsorte 3 ist ein Aufquellen zu Beginn der Erhärtung erkennbar. Die Mörtelsorte 4 quillt zu Beginn am stärksten, bevor sie zu schwinden beginnt. Sie besitzt bei Beendigung des Versuchs noch eine Volumenvergrößerung.

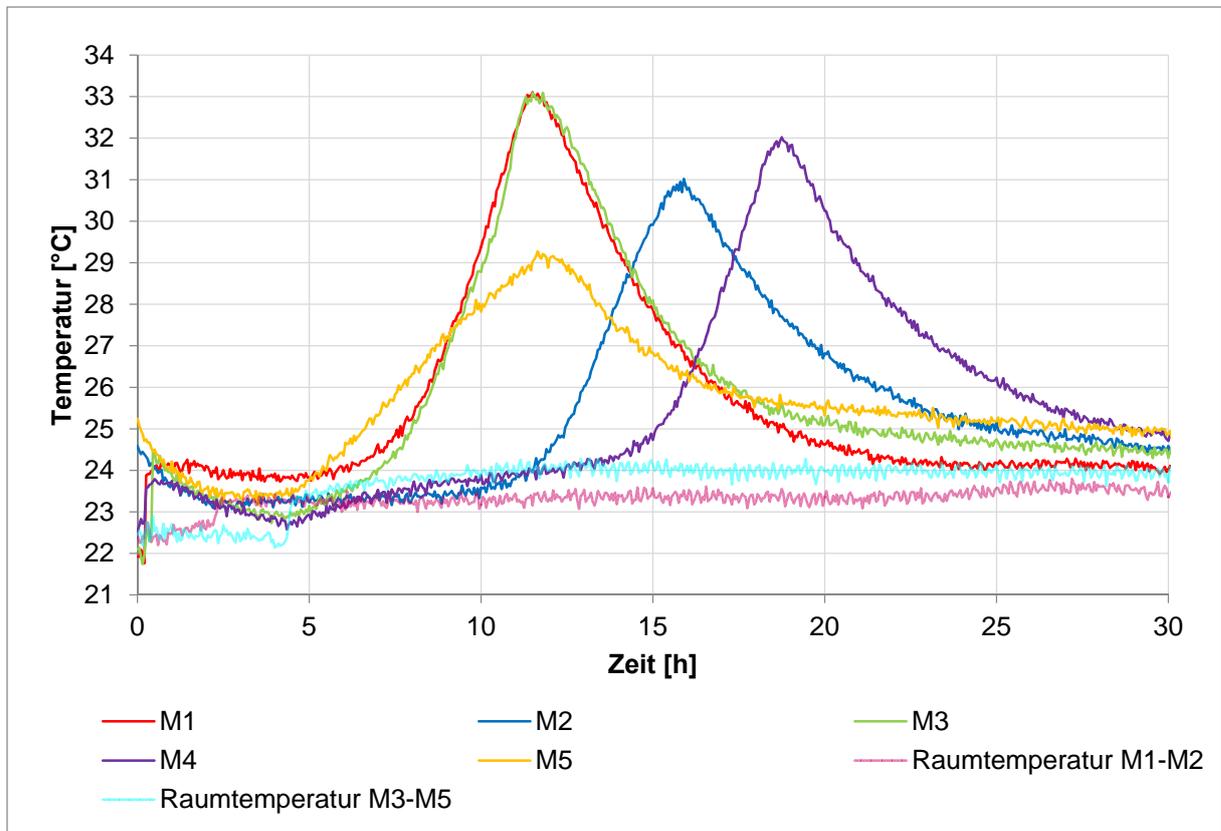
Laut den Produktdatenblättern sind die Mörtelsorten 1 und 2 der Schwindmaßklasse SKVM II zugeordnet. In Abbildung 3.20 ist erkennbar, dass diese Klasse von beiden Mörtelsorten nicht erreicht wird. Mörtelsorte 5 erreicht die Schwindmaßklasse SKVM III knapp nicht. Mörtelsorte 4 ist laut Produktdatenblatt in die Schwindmaßklasse SKVM III eingeteilt und liegt laut Versuch weit über der Klasse SKVM II. Mörtelsorte 3 erreicht laut Versuch die Klasse SKVM II.

Zusätzlich zu den Längenänderungen, zeichnet das Prüfgerät auch die Umgebungstemperatur und die Temperatur des Prüfkörpers auf. In Abbildung 3.22 sind die Temperaturverläufe jedes Probekörpers und die Temperaturverläufe der Umgebungstemperatur in Abhängigkeit von der Zeit abgebildet. Die Schwindversuche der Mörteltypen 1 und 2 wurden zu einem anderen Zeitpunkt als die der Mörteltypen 3 bis 5 durchgeführt. Deshalb sind die Raumtemperaturverläufe unterschiedlich.



**Abbildung 3.22: Temperaturentwicklung Mörtel 1 bis 5**

In Abbildung 3.23 ist ein Auszug der Temperaturentwicklungen der ersten 30 Stunden abgebildet.



**Abbildung 3.23: Auszug (ersten 30 Stunden) Temperaturentwicklung Mörtel 1 bis 5**

Erkennbar ist ein großer Anstieg der Probekörpertemperatur, obwohl die Raumtemperatur annähernd gleichbleibt. Dieser Anstieg bildet die Hydratationswärme ab, die beim Erhärtungsprozess entsteht. Mörtelsorte 5 besitzt die geringste und Mörtelsorten 1 und 3 die höchste Wärmeentwicklung.

### 3.2.4 Weiterentwicklung der Fugenausbildung

Bei den für dieses Forschungsprojekt betrachteten Fugen handelt es sich um die 20 mm breiten Querfugen die entstehen wenn mehrere dünnwandige Betonelemente, die aufgrund der Produktion auf ungefähr 13 m Länge beschränkt sind, zu einem längeren Träger zusammengesetzt werden.

#### 3.2.4.1 Vorgespannte Fugen

Bei der Anwendung von dünnwandigen Betonhalb fertigteilen für die Konstruktion von Brücken handelt es sich bei den hergestellten Trägern meist um vorgespannte Träger. Die

Doppelwände oder Elementdecken werden senkrecht nebeneinander aufgestellt, die 100 – 200 mm dicke Bodenplatte wird durchbetoniert, danach werden die Fugen zwischen 70 mm dünnen Fertigteilen ausgefüllt bevor der Träger für Transport und Montage vorgespannt wird. Da der dünnwandige Träger vorgespannt wird, muss das Fugenmaterial im Stande sein alle Kräfte von einem dünnwandigen Element auf das nächste ohne Schäden zu übertragen. Der Stand der Technik [1, 2, 3] bestand darin Schaltafeln an beiden Seiten der dünnwandigen Betonelemente zu montieren und die Fugen dann mit dem Füllmaterial auszugießen, siehe hierzu Abbildung 3.24. Als Füllmaterial wurde ein laut Herstellerangaben schwindarmer Mörtel mit hoher Endfestigkeit verwendet. Wie man Abbildung 3.24 entnehmen kann, konnten die Fugen zwar gut verfüllt werden, eine sauber ausgeführte Fuge war jedoch nicht produzierbar.

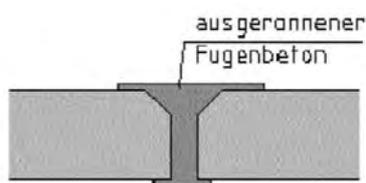
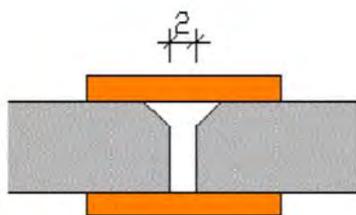
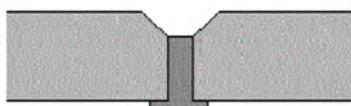
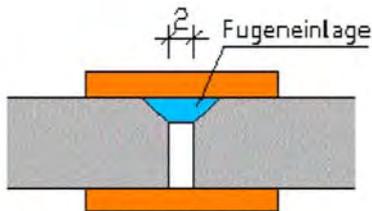


Abbildung 3.24: Fugenausbildung laut Wimmer [1, 2, 3]

Ein Neuentwurf der Fuge warf die Frage auf ob die durch die Produktion entstehenden Fasen (10 mm Fasen mit einem 45° Winkel, dargestellt in Abbildung 3.24 und Abbildung 3.25) an den Außenseiten der Fertigteile überhaupt zu dem Tragverhalten der Fugen beiträgt und ob das nicht Verfüllen des Fugenanteils mit Fase zu einer Querschnittschwächung führt. Hierzu wurden die Fugen von dünnwandigen Fertigteilelementen mit der Verwendung von Fugeneinlagen vergossen, siehe hierzu die oberen zwei Abbildungen von Abbildung 3.25. Durch die Fugeneinlage konnte die Breite der Fuge (20 mm) sehr gut über eine optische Überprüfung sichergestellt werden.



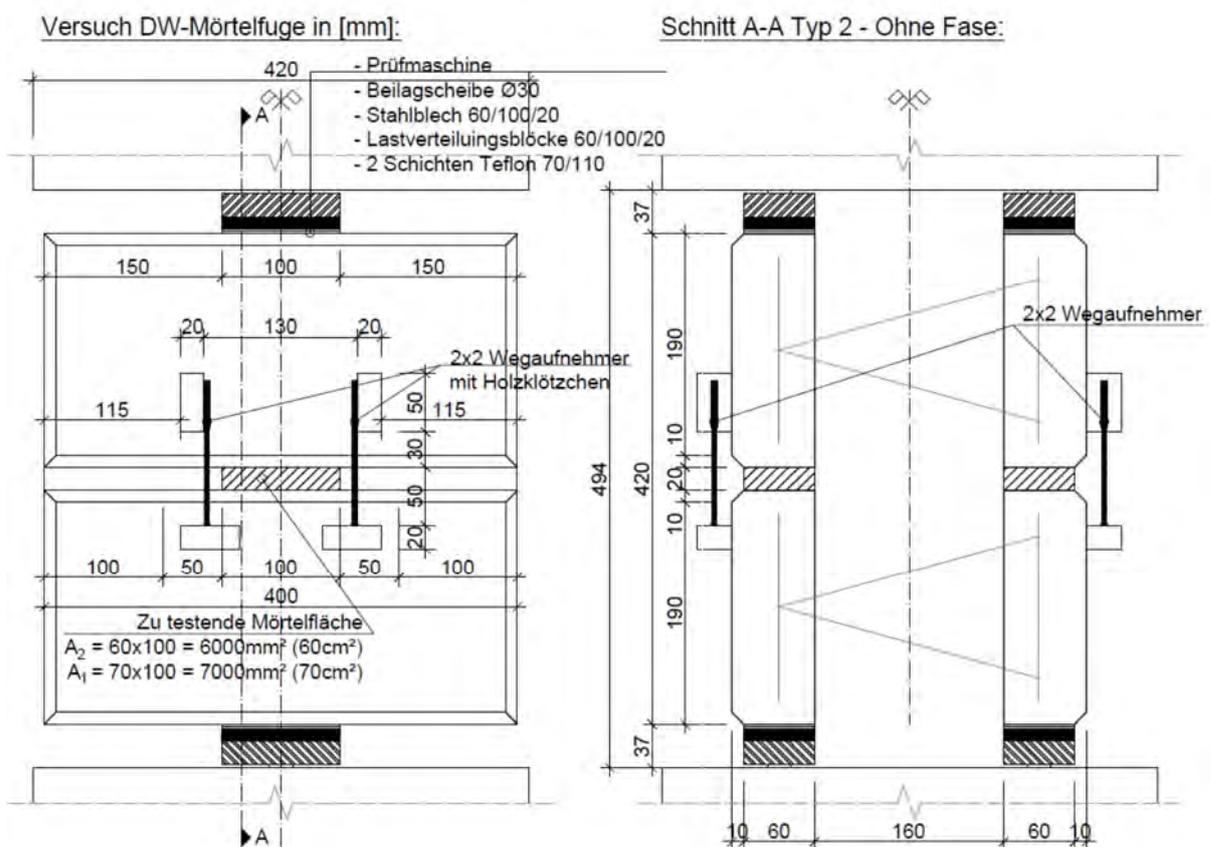
**Abbildung 3.25: Fugenausbildung mit Fugeneinlage**

Um genauere Aussage bezüglich des Tragverhaltens der nun schmalere (keine 70 mm sondern 60 mm) Fuge treffen zu können, wurden drei Versuche im Labor des Institutes für Tragkonstruktionen durchgeführt.

Um unter realitätsnahen Bedingungen zu prüfen, wurden die verfüllten Fugen bereits nach 24 Stunden einer Druckbelastung ausgesetzt. Bei den Versuchskörpern handelte es sich um Hohlwände mit einer Länge von 400 mm und einer Höhe von 200 mm. Die Wände der Versuchskörper hatten jeweils eine Breite von 70 mm und einen Abstand von 160 mm, wodurch die Hohlwand eine Dicke von 300 mm aufwies.

Die Fuge wurde über eine Länge von 100 mm mit einer Dicke von 20 mm verfüllt. Es wurde nicht die gesamte Länge des Versuchsträgers (400 mm) verfüllt, da aufgrund der hohen Festigkeit des Füllmaterials ein Versagen des Füllmaterials nicht realisierbar gewesen wäre.

Um eine einaxiale Lastaufbringung zu gewährleisten, wurden zwischen Prüfmaschine und Prüfkörper Gelenke, Lastverteilungsblöcke und Elastomere eingebaut. Der Versuchsausbau kann Abbildung 3.26 und Abbildung 3.27 entnommen werden. In Abbildung 3.27 sind die vier induktiven Wegaufnehmer zu sehen, die für die Messung der Stauchung des Fugenmaterials verwendet wurden.



**Abbildung 3.26: Druckversuche an den neuentworfenen Fugen für vorgespannte Träger**

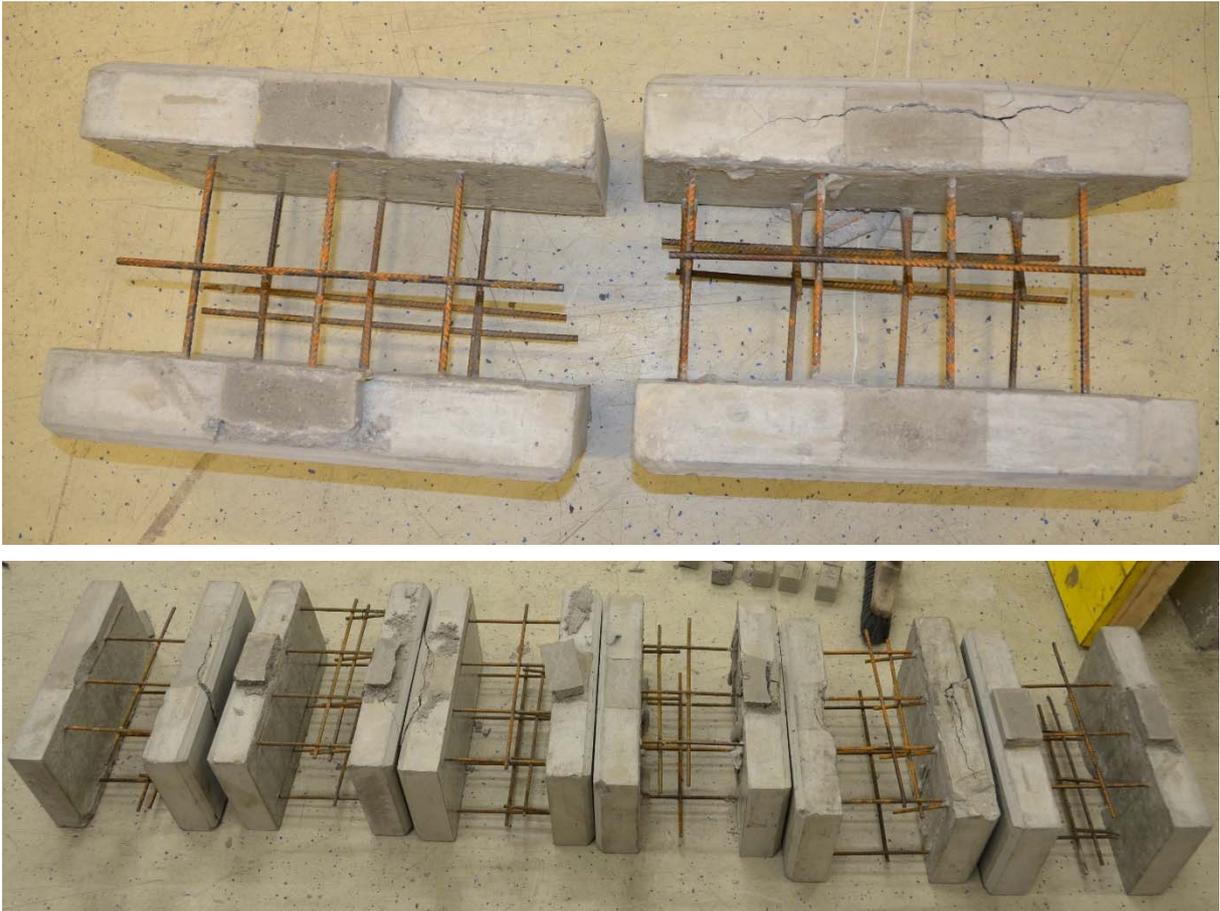


**Abbildung 3.27: Druckversuche an den neuentworfenen Fugen für vorgespannte Träger**

Die Last wurde während der gesamten Belastungsdauer, wie laut ÖNORM EN 196-1 [33] vorgegeben, gleichmäßig mit einer Laststeigerung von  $2400 \pm 200$  N/s aufgebracht.

Als Fugenmaterial wurde die Mörtelsorte 5 aus den Füllmaterialuntersuchungen gewählt. Alle wichtigen Materialparameter können dem Kapitel 3.2.2 Füllmaterial entnommen werden. Zusätzlich zu den Versuchen an den Hohlwänden wurde die Druckfestigkeit des Mörtels an normgerechten [33] Probekörpern (siehe hierzu Kapitel 3.2.3.1) geprüft, um diese mit den Angaben aus den Merkblättern und den zuvor beschriebenen Mörtelprüfungen zu vergleichen. Die Druckfestigkeit wie auch die Stauchung des Füllmaterials entsprach den Werten die bei den Untersuchungen der Materialparameter des Füllmaterials ermittelt wurden. Es kam zu keinem Versagen des Füllmaterials trotz hoher Beanspruchung (bis zu  $40$  N/mm<sup>2</sup>). An den Rissen in den Versuchskörpern (Hohlwänden), die in Abbildung 3.28 zu sehen sind, kann von einem Versagen der Hohlwandelemente gesprochen werden. Dieses Versagen ist darauf zurückzuführen, dass die Hohlwände aus einem C25/30 Beton hergestellt wurden und der hohen Belastung nicht standhalten konnten.

Die Druckversuche an den Hohlwandelementen mit den neuentworfenen Fugen zeigen, dass aufgrund der hohen Festigkeit des Füllmaterials es zu keinen Problemen durch die Einschnürung des Querschnitts durch die Ausbildung einer sauberen Sichtfuge führt. Von den geprüften Füllmaterialien wurde der Mörtel mit der geringsten Druckfestigkeit nach 24 Stunden gewählt und lediglich eine Fugenlänge von 100 mm geprüft wodurch eine erhebliche Laststeigerung in der Fuge durch eine komplette Verfüllung und die Verwendung von einem Mörtel mit höherer Druckfestigkeit realisierbar ist.

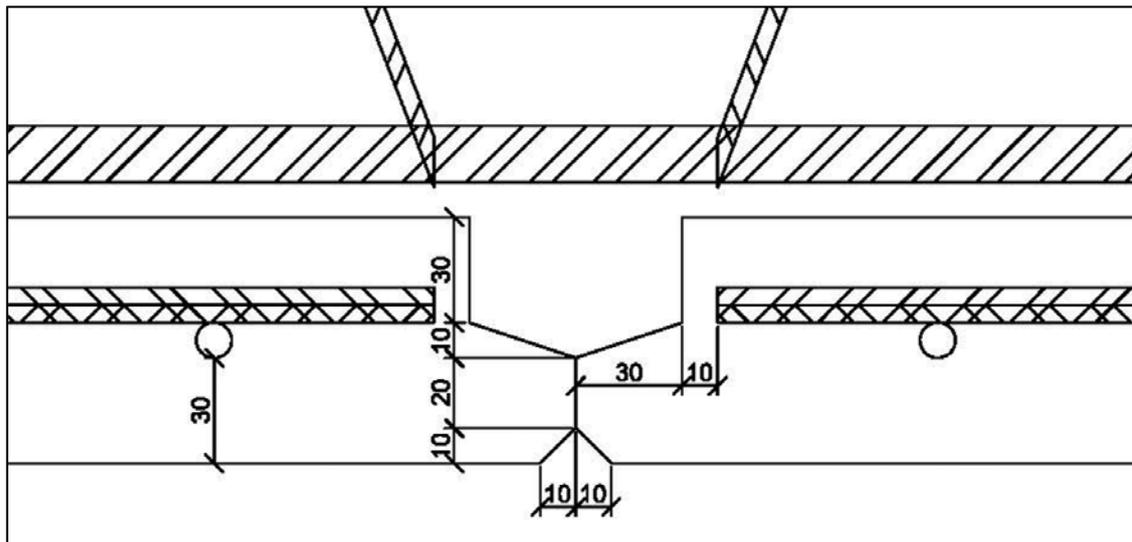


**Abbildung 3.28: Versuchskörper nach dem Versagen**

#### **3.2.4.2 Schlaff bewehrte Fugen**

Eine zusätzlich untersuchte Variante der Fugenausbildung konzentriert sich auf die Herstellung von Quersfugen bei schlaff bewehrten Trägern. Werden Träger nicht vorgespannt können keine so großen Spannweiten erzielt werden wie bei vorgespannten Trägern. Sind jedoch trotzdem größere Spannweiten erforderlich, müssen die Träger auf der Baustelle auf temporären Stützen gelagert und aneinandergesetzt werden.

Durch die Zusammenführung auf der Baustelle entstehen schlaff bewehrte Fugen die jedoch keinen Vergussmörtel brauchen sondern direkt mit dem Füllbeton ausgefüllt werden können. Eine Ausführungsvariante für diesen Fall der Fugenausbildung kann der Abbildung 3.29 entnommen werden. Die Fertigteile werden trocken aneinander gelegt und nach dem Verlegen aller zusätzlichen Bewehrung wird der Träger (somit auch die Fuge) ausbetoniert.



**Abbildung 3.29: Skizze der Fugenausbildung für schlaff bewehrte Fugen**

Um die Produktionstauglichkeit der neuen Fugenausbildung zu prüfen wurden mehrere Versuchskörper hergestellt, siehe hierzu Abbildung 3.30. Die spezifische Form der Elementdeckenränder konnte problemlos mit Holzabschalern hergestellt werden.

Nachdem die Herstellung der einzelnen Elementdecken mit den speziell abgeschalteten Enden für die schlaff bewerte Fuge (Abbildung 3.30) problemlos verlaufen ist, wurden jeweils zwei Elementdecken aneinander gelegt, die erforderliche Fugenbewehrung verlegt und die Fuge ausbetoniert. Die ausbetonierte Fuge ist in Abbildung 3.31 abgebildet.



**Abbildung 3.30: Elementdecke mit speziell abgeschalteten Enden für schlaff bewehrte Fugen**



**Abbildung 3.31: Ausbetonierte schlaff bewehrte Fuge**

### 3.3 Dauerschwingversuche

Im Laufe des Forschungsprojektes wurden insgesamt acht Dauerschwingversuche an ausbetonierten Hohlwandversuchskörpern durchgeführt. Es wurden sechs Träger mit zwei unterschiedlichen Bewehrungskonfigurationen geprüft. Die Versuchskörper wurden regulär in der Umlaufanlage eines Fertigteilverkes hergestellt, wobei die eingelegten Bewehrungsmatten ebenfalls im Werk maschinell (punktuelle Haftsweißungen) produziert wurden. Die Dauerschwingversuche wurden mit zwei unterschiedlichen Oberspannungen und vier unterschiedlichen Schwingbreiten geprüft. Im Rahmen der Untersuchungen wurden simultan Würfeldruckfestigkeitsbestimmungen des Schalen- und Füllbetons durchgeführt. Nach den Dauerschwingversuchen wurden zwei der geprüften Träger noch Traglastuntersuchungen unterzogen.

Bevor die Versuchskörper, die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse erläutert werden, werden die Grundlagen der Ermüdung und die Bemessungsgrundlagen für die Versuche erläutert.

#### 3.3.1 Ermüdung

Unter Werkstoffermüdung wird die Schädigung, beziehungsweise das Versagen von Bauteilen infolge zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung verstanden. Zunächst bilden sich äußerlich nicht erkennbare Mikrorisse aus, die bei weiterer Schwingbelastung solange zu Makrorissen anwachsen, bis es zum Restbruch kommt. Auch bei einer Beanspruchungshöhe unterhalb der statischen Festigkeit, kann es zu Materialermüdung und folglich zum Bruch kommen. Die sich ändernden Bauteilspannungen in Abhängigkeit von der Zeit lassen sich mit Hilfe von folgenden Begriffen darstellen (Abbildung 3.32) [37, 38].

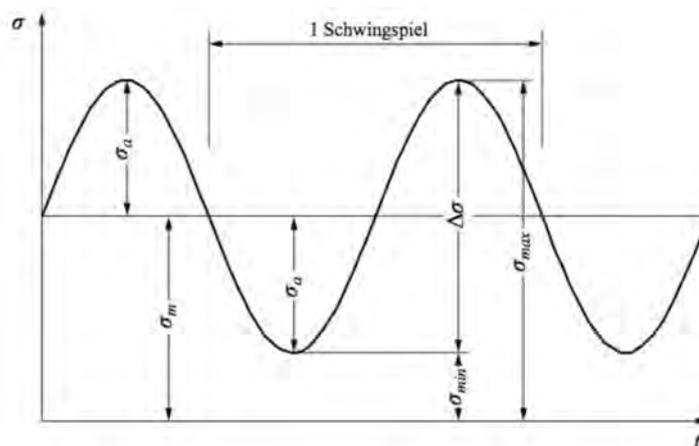


Abbildung 3.32: Bezeichnungen bei Schwingbeanspruchung [39]

Dabei sind:

$\sigma_{max}$	Oberspannung;
$\sigma_{min}$	Unterspannung;
$\sigma_m$	Mittelspannung;
$\sigma_a$	Spannungsamplitude (entspricht der Kraft $\Delta F/2$ );
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite, doppelter Spannungsausschlag (entspricht der Kraft $\Delta F$ );
$R$	Spannungsverhältnis.

Bei Ermüdungsfestigkeitsversuchen wird zwischen Einstufenversuchen, mit konstanter Beanspruchungsamplitude, Mehrstufenversuchen, mit sich nach vorgegebener Stufenfolge variierenden Amplituden und Betriebsfestigkeitsversuchen mit betrieblich-sähnlicher Beanspruchung unterschieden [37].

Der Zusammenhang von zyklischer Spannung und Mittelspannung wird mit Hilfe von Dauer- und Zeitfestigkeitsschaubildern dargestellt (siehe Abbildung 3.33). Die Darstellungsweise nach Smith und jene nach Goodman sind die heute gebräuchlichen Darstellungsformen für den Bereich Bauingenieurwesen. In der Darstellungsweise nach Smith erscheinen ertragbare Ober- und Unterspannungen über der Mittelspannung, in der Darstellung nach Goodman wird die ertragbare Oberspannung über der Unterspannung aufgetragen [37]. Die beiden Darstellungsformen kommen auch bei der Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit von reinem Beton zur Anwendung [39].

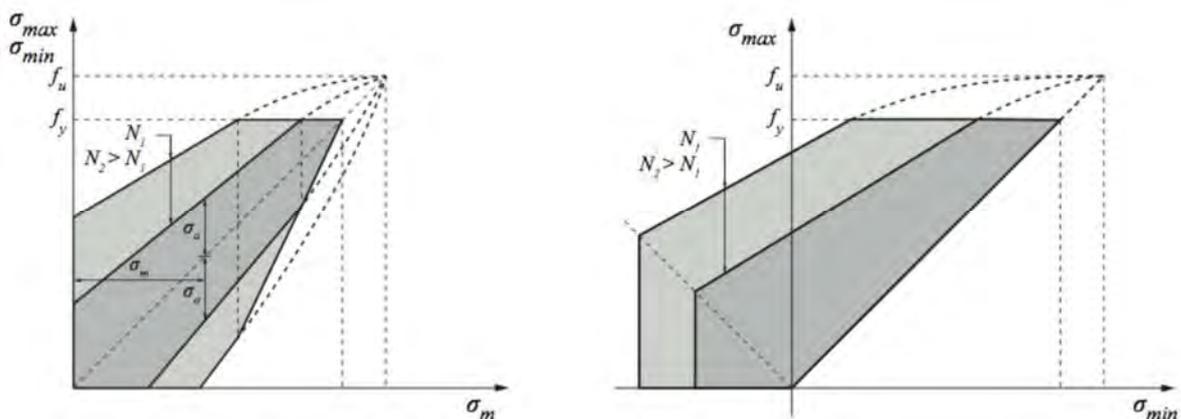


Abbildung 3.33: Zeitfestigkeitsschaubild nach Smith (links); nach Goodman (rechts) [39]

### Wöhler Kurve

Erste Ermüdungsfestigkeitsversuche von Werkstoffen gehen auf August Wöhler, der experimentell Brüche von Eisenbahnwagenachsen untersuchte, zurück. Die Wöhlerkurve,

auch S-N-Kurve genannt, wird durch Auswerten einer Vielzahl von Einstufenversuchen mit unterschiedlichen Spannungsamplituden und Schwingspielzahlen gebildet (siehe Abbildung 3.34).

Die Schwingspielzahlen  $N$  werden bis zum Versagen der Probe bei unterschiedlichen Spannungsamplituden ermittelt und horizontal aufgetragen. Die Ergebnisse werden zu einer Kurve verbunden und bilden die Wöhler Kurve. Die Zeitfestigkeitsbereiche geben das Versagen des Werkstoffes nach einer bestimmten Lastwechselzahl an. Von Null bis  $N = 10^4$  reicht der Kurzzeitfestigkeitsbereich, der Langzeitfestigkeitsbereich beginnt bei  $N = 10^5$  Schwingspielen. Der Bereich der Dauerfestigkeit charakterisiert jene Spannungsdifferenz, die theoretisch unendlich oft ertragen werden kann, ohne dass es zum Bruch kommt. Sie liegt bei  $N = 10^6$  bis  $N = 10^7$  Schwingspielen und ist als horizontale Asymptote der Wöhler Kurve zu erkennen. Da der Begriff der Dauerfestigkeit nur theoretisch gültig ist, wurde in der Norm die Quasidauerschwingfestigkeit mit  $2 \cdot N = 10^6$  Schwingspielen eingeführt [38].

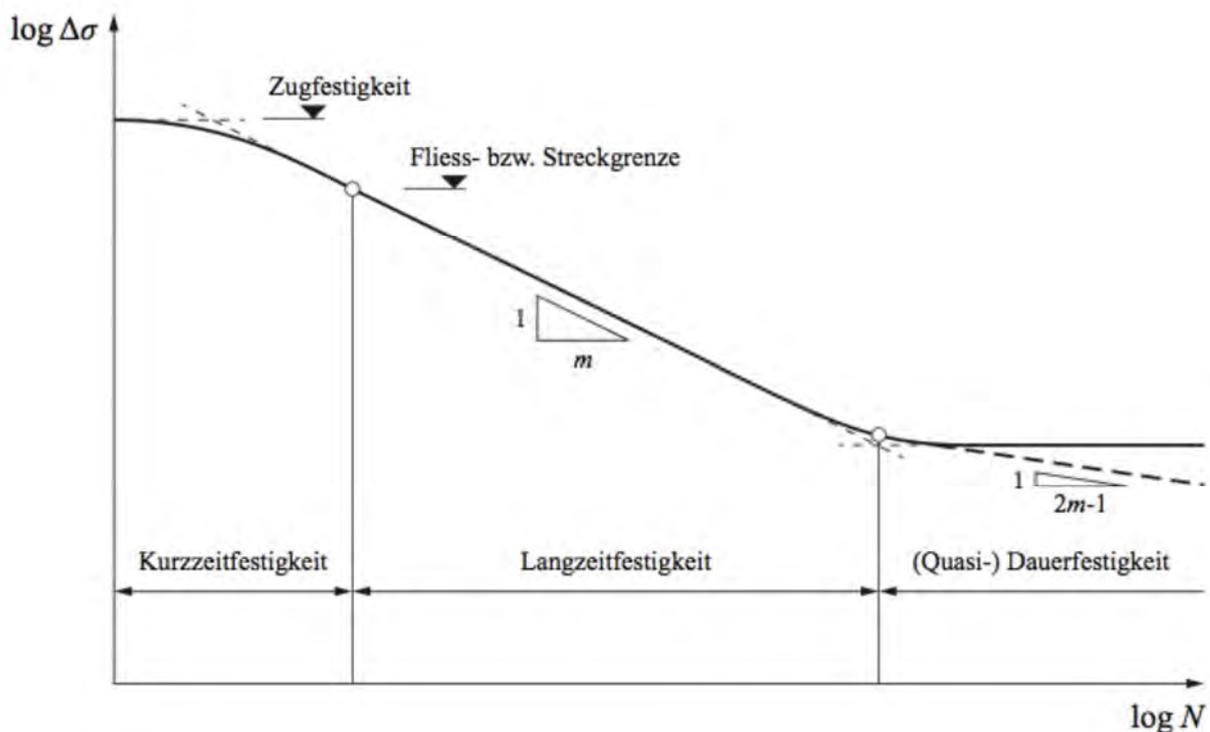


Abbildung 3.34: Wöhlerkurve [39]

### Lineare Schadensakkumulationshypothese – Miner-Regel nach Palmgren [38]

In der Realität unterliegen Belastungsverteilungen aus Verkehr, Wellen, Wind in Größe und Zeit dem Zufallscharakter. Beanspruchungs-Zeit-Verläufe von Bauwerksuntersuchungen beschreiben nur in sehr wenigen Fällen gleichmäßige Schwingungen. Schadensakkumulationshypothesen dienen dazu, die Ergebnisse der

Bauwerksuntersuchungen auf Versuchsergebnisse von Einstufenversuchen mit konstanter Schwingamplitude zu beziehen, um so die Lebensdauer von Bauwerken unter tatsächlicher Belastung zu bewerten. Die Methode von Palmgren und Miner stellt zugleich ein einfaches und ausreichend wirklichkeitsnahes Modell zur Schadensermittlung dynamisch beanspruchter Bauteile dar. Die Grundidee ist, dass jede einzelne Spannungsamplitude  $\sigma_a$  eine Teilschädigung  $d_k$  bewirkt, die als Kehrwert der maximalen Schwingzahl  $N_k$  für die betrachtete Spannungsamplitude definiert wird, siehe (3.3).

$$d_k = 1/N_{k(\sigma_a)} \quad (3.3)$$

Aus Multiplikation der Teilschädigung mit der Lastspielzahl  $n_k$  folgt die relative Schädigung zu

$$D_k = n_k \cdot d_k = n_{k(\sigma_a)}/N_{k(\sigma_a)} \quad (3.4)$$

Die relative Gesamtschädigung  $D$  von  $n$  aufeinander folgenden Beanspruchungsblöcken setzt sich zusammen aus:

$$D = D_k = n_{k(\sigma_a)}/N_{k(\sigma_a)} \quad (3.5)$$

Dabei gilt:

$d_k$	Teilschädigung;
$N_{k(\sigma_a)}$	maximale Schwingzahl der betrachteten Spannungsamplitude;
$D_k$	relative Schädigung;
$n_k$	Lastspielzahl;
$D$	relative Gesamtschädigung.

Ein Bruch tritt genau dann ein, wenn die Schädigungssumme den Wert 1 erreicht.

### 3.3.1.1 Ermüdungsverhalten von Beton

Wiederholte, zyklische Belastung kann bei Stahlbetonbauten zu Ermüdungsschädigungen und Ermüdungsversagen führen. Der Bruch der Stahlbetonkonstruktion kann entweder durch Beton- oder Stahlversagen hervorgerufen werden. Unter Ermüdungslasten kündigt sich ein Versagen der Betondruckzone durch vergrößerte Verformungen an, hingegen versagt zugbeanspruchter Stahl auf Ermüdung spröde und ohne Vorankündigung [39].

Ermüdung von Betontragwerken wird von folgenden Punkten beeinflusst:

- Beanspruchungsart

- Wahl der Ober- und Unterspannung
- Belastungsfrequenz
- Belastungsgeschwindigkeit
- Belastungsabfolge
- Erholungsphasen
- Vorbelastungen
- Umschnürung
- Exzentrizität
- Feuchtigkeitsgehalt
- Dichte
- Betongüte ab  $f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$

Die Parameter von welchen die Ermüdungsfestigkeit von Beton abhängt, werden in Abbildung 3.36 zusammengefasst. Gemäß Abbildung 3.35 kann das Verhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung in drei Phasen eingeteilt werden. Die erste Phase entspricht etwa 10% der Lebenserwartung und ist durch ein starkes Anwachsen der irreversiblen Verformungen gekennzeichnet. Gleichzeitig herrscht eine dazu proportionale Abnahme des E-Moduls. In der zweiten Phase steigen diese Verformungen stetig an, bis am Ende dieser Phase ca. 80% der Lebensdauer erreicht wurde. Für die letzte Phase sind eine instabile Wachstumsphase der Verformungen und ein anschließender Bruch charakteristisch [30].

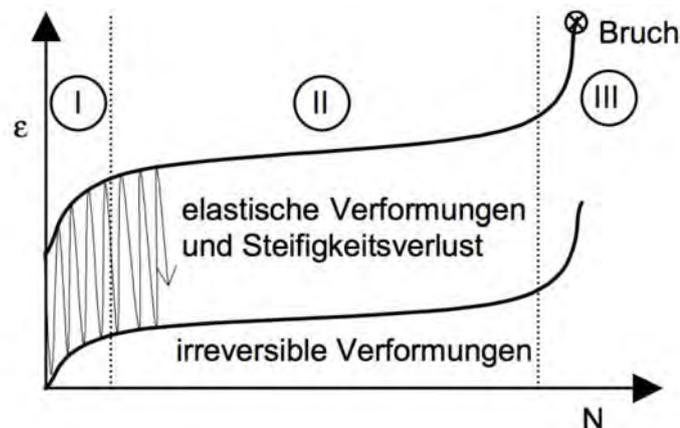


Abbildung 3.35: Phasen der Ermüdungsbeanspruchung von Beton[30]

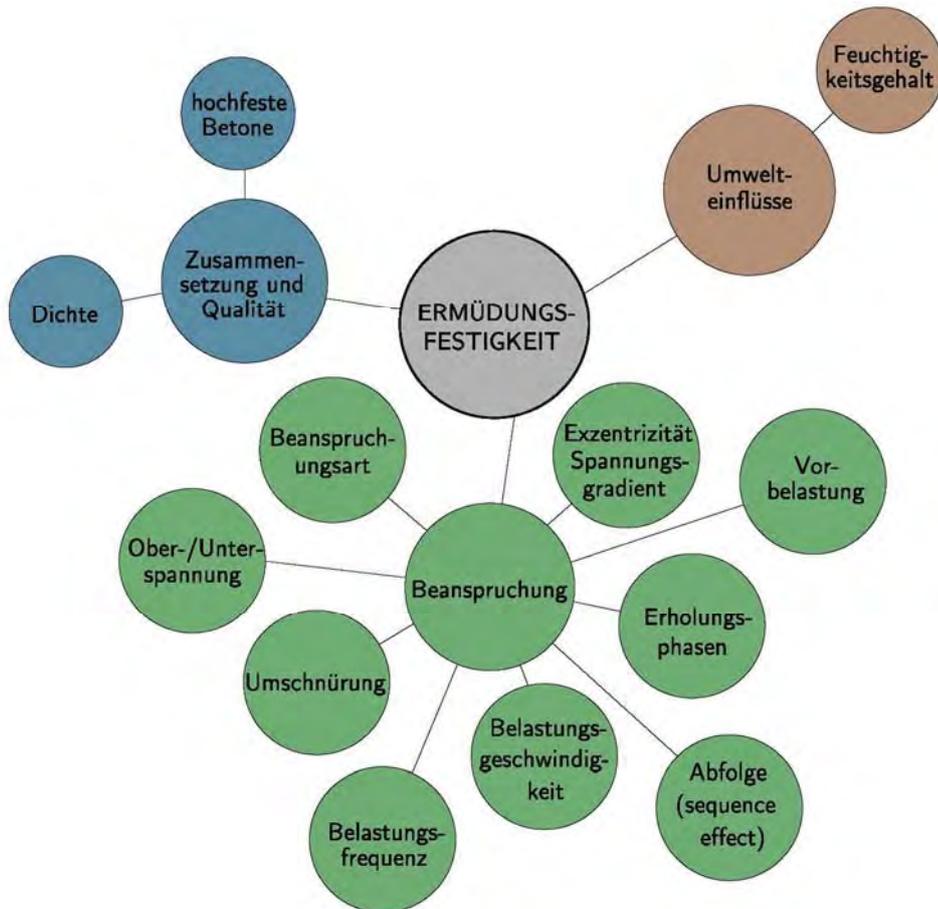


Abbildung 3.36: Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton [39]

### 3.3.1.2 Ermüdungsverhalten von Stahlmatten

Betonstahl versagt unter zyklischer Beanspruchung nach Durchlaufen einzelner Phasen, welche in Abbildung 3.37 dargestellt sind.

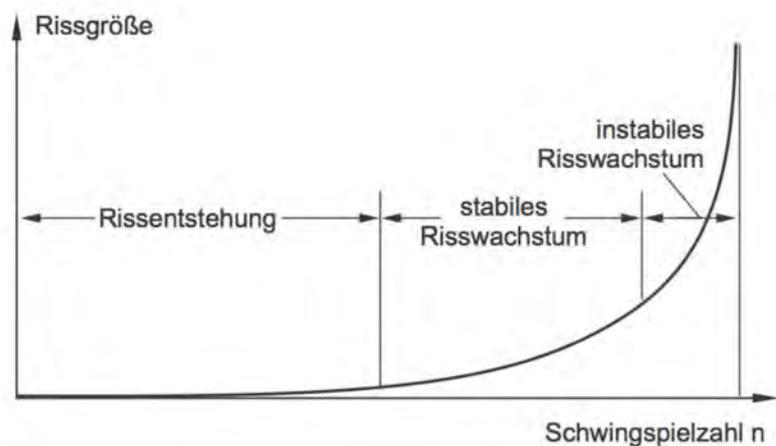
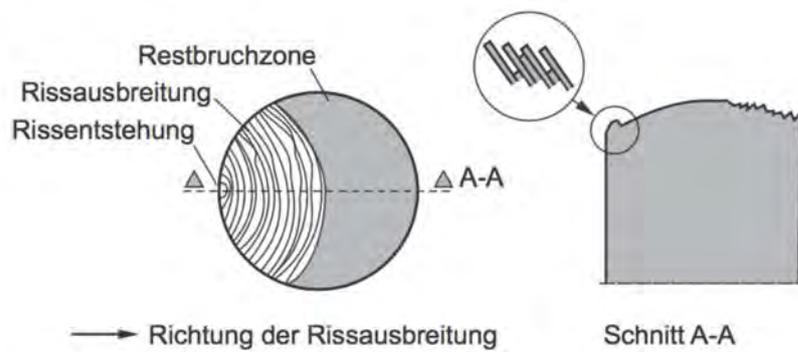


Abbildung 3.37: Phasen des Risswachstums bei Ermüdungsbeanspruchung von Betonstahl [40]

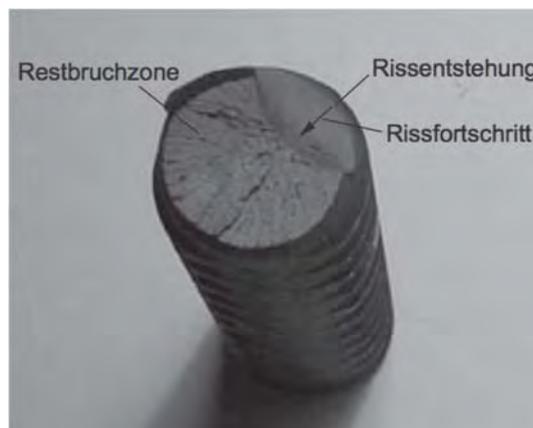
Bereits bei den ersten Schwingspielen entstehen Mikrorisse, die sich zu Anrissen verbinden. Diese Anrisse weiten sich durch das Wirken von Kerbspannungen an den Rissspitzen aus (stabiles Risswachstum), bis schließlich nach instabilem Rissfortschritt der Querschnitt spröde versagt.

Da weder plastische Verformungen noch breite Risse auftreten, lässt sich keine Vorankündigung eines Querschnittversagens machen [40].

Die Abbildungen 3.38 und 3.39 zeigen die unterschiedlichen Zonen bei der Rissentstehung, -ausbreitung und Restbruchzone eines Bewehrungsstabes.



**Abbildung 3.38: Phasen des Risswachstums der Stahlbruchfläche [40]**



**Abbildung 3.39: Stahlbruchfläche [40]**

Um die Ermüdungsfestigkeit von Betonstählen zu ermitteln, können einerseits Versuche an freien Proben, andererseits Versuche an einbetonierten Bewehrungsstäben durchgeführt werden. Werden freie Stabproben in axialen Zugversuchen zyklisch belastet, so tritt das Ermüdungsversagen an den schwächsten Stellen der Probekörper auf. Schwachstellen können Stellen mit lokalen Defekten wie Narben oder mechanischen Schädigungen sein.

Werden die Bewehrungsstäbe hingegen einbetoniert und die Bauteile durch Biegebeanspruchungen belastet, so könnte eine erhöhte Ermüdungsfestigkeit erwartet werden. Dies trifft jedoch nur bedingt zu, da Reibbeanspruchungen, verursacht durch den Schlupf zwischen Bewehrungsstab und Beton, die Ermüdungsfestigkeit herabsetzen [40].

Folgende Punkte beeinflussen das Ermüdungsverhalten von Betonstählen [40]:

- **Schwingbreite:** Die aufgebrachte Schwingbreite verfügt über die größte Wirkung auf das Ermüdungsverhalten. Wird die Proportionalitätsgrenze der Dehnung nicht erreicht ist der Einfluss der Oberspannung gering.
- **Stabdurchmesser:** Anhand von Ermüdungsversuchen freier Probestäbe konnte ein Zusammenhang von abnehmender Ermüdungsfestigkeit bei größeren Stabdurchmessern gezeigt werden. Da ein größerer Durchmesser gleichzeitig eine Zunahme an Oberflächengröße bedeutet, ist auch die Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen höher.
- **Stabkrümmungen:** Durch den Biegevorgang werden Eigenspannungen eingepreßt, plastische Verformungen hervorgerufen und dadurch eine erhöhte Kerbwirkung der Rippen verursacht, was zu einer Verminderung der Ermüdungsfestigkeit führt.
- **Korrosion:** Bei korrosionsgefährdeten Betonstählen wird zwischen flächendeckender Korrosion der Bewehrung und lokalen Korrosionsschäden unterschieden. Tritt flächendeckende Korrosion infolge mangelnder Betondeckung beziehungsweise Karbonatisierung von Beton auf, wird die Ermüdungsfestigkeit nur wenig beeinflusst. Bei lokalen Korrosionsschäden, verursacht durch beispielsweise chloridinduzierte Lochfraßkorrosion, ist jedoch eine deutliche Abnahme der Ermüdungsfestigkeit zu beobachten.
- **geschweißte Bewehrungsstäbe:** Bei geschweißten Stäben wie sie bei Bewehrungsmatten vorkommen, beeinflussen die Schweißstellen das Ermüdungsverhalten erheblich. Demnach befindet sich der Versagensriss im Allgemeinen im Bereich der Schweißnaht. Durch den Schweißvorgang und die dadurch zugeführte Wärmeeinwirkung entsteht eine Gefügeveränderung was eine Verhärtung beziehungsweise Versprödung zur Folge hat. Zudem entsteht eine geometrische Kerbwirkung, welche durch Einbrandkerben und Querschnittsübergänge verursacht werden kann. Schließlich entstehen durch den Abkühlvorgang nach dem Schweißen, Eigenspannungen. Zusammenfassend kann eine nachhaltige Beeinträchtigung der Ermüdungseigenschaften durch geschweißte Betonstähle beobachtet werden.

- **mechanische Verbindungen:** Mechanische Verbindungen haben wie geschweißte Verbindungen einen vorgegebenen Anriss und reduzieren durch diese Schwachstellen die Ermüdungsfestigkeit deutlich.

### 3.3.2 Bemessungsgrundlagen und Bemessungsregeln nach Eurocode 2

Um die auf den Träger wirkenden Kräfte und den Ablauf der Versuche besser verstehen zu können, werden in diesem Unterkapitel die Bemessungsgrundlagen und die Bemessungsregeln nach EC2 erläutert.

#### 3.3.2.1 Spannungen im Querschnitt

Beim Verbundwerkstoff Stahlbeton werden die Druckbeanspruchungen hauptsächlich vom Beton, die Zugbeanspruchungen primär von der Bewehrung aufgenommen. Je nach Größe der herrschenden Betonzugspannungen unterscheidet man im Stahlbetonbau zwischen den beiden Beanspruchungszuständen [40, 43]:

- Zustand I - ungerissen
- Zustand II – gerissen

##### (a) Zustand I

Unter Zustand I wird jener ungerissene Zustand verstanden, bei dem an allen Stellen des Bauteils idealer Verbund herrscht. Sowohl Bewehrung, als auch Beton weisen an jeder Stelle gleiche Dehnungen auf und die einwirkende Zugkraft wird steifigkeitsproportional von Beton und Betonstahl aufgenommen.

Die Voraussetzungen für den Zustand I sind das Einhalten der Gleichgewichtsbedingung (Gleichung 3.6), das Stoffgesetz (Gleichung 3.7) und die Verträglichkeitsbedingung (Gleichung 3.8).

$$F = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_c \quad (3.6)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad \sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (3.8)$$

Aus den Gleichungen 3.6, 3.7 und 3.8 folgt

$$F = F_s + F_c = \varepsilon_c \cdot (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \quad (3.9)$$

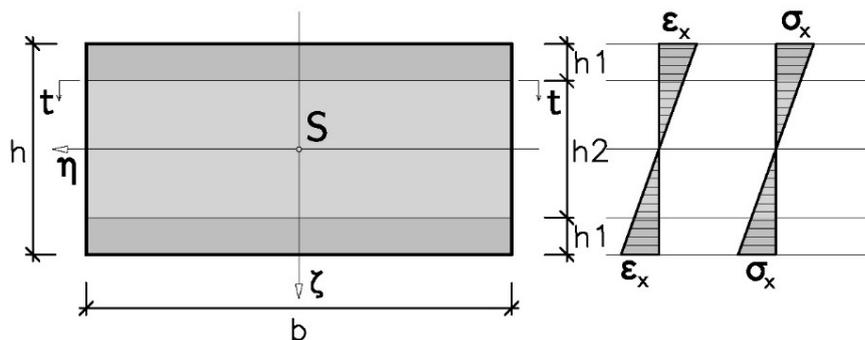
Dabei sind:

$F$	Gesamtkraft;	$E_S$	E-Modul Stahl;
$F_C$	Kraft im Beton;	$\sigma_c$	Betonspannungen;
$F_S$	Kraft im Stahl;	$\sigma_s$	Stahlspannungen;
$A_c$	Betonfläche;	$\varepsilon_c$	Betondehnungen;
$A_s$	Stahlfläche;	$\varepsilon_s$	Stahldehnungen.
$E_C$	E-Modul Beton;		

Wird an irgendeiner Stelle die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  erreicht, kommt es zur Erstrissbildung. Im Riss werden die Dehnungen nun nur noch von der Bewehrung aufgenommen. Bei dem rein mit einem Biegemoment belasteten Querschnitt gelten folgende Annahmen:

- Die Bernoulli - Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist gültig.
- Über die Höhe herrscht ein linearer Verlauf der Dehnungen, die Dehnungen von Stahl und den benachbarten Betonfasern sind identisch.
- Es liegt ein monolithischer Baukörper vor.
- Das Hooke'sche Gesetz ist gültig.

Obwohl die Elementschalen und der Füllbeton unterschiedliche Betongüten und somit auch verschiedene Elastizitätsmoduli aufweisen, wird vereinfacht ein homogener Querschnitt angenommen. Die Dehnungs- sowie Spannungsverläufe im ungerissenen Zustand sind in Abbildung 3.40 dargestellt.



**Abbildung 3.40: Dehnungs- und Spannungsverlauf im ungerissenen Zustand (Zustand I)**

Das Flächenträgheitsmoment im Zustand I ergibt sich zu:

$$I_I = b \cdot h^3 / 12 \quad (3.10)$$

Dabei sind:

- $I_I$  Flächenträgheitsmoment, in  $\text{cm}^4$ ;
- $b$  Querschnittsbreite, in  $\text{cm}$ ;
- $h$  Querschnittshöhe, in  $\text{cm}$ .

### (b) Zustand II

Entstehen durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit Risse, geht das Bauteil in den Zustand II über. Die Erstrisskraft  $F_{cr}$  berechnet sich mit (3.11) zu:

$$F_{cr} = A_i \cdot f_{ct} \quad (3.11)$$

Im Riss nimmt nur noch die Bewehrung die Dehnungen auf und die Verträglichkeitsbedingung (3.8) ist nicht mehr erfüllt. Je größer die Zugfestigkeit und je kleiner die Stahlfläche ist, desto höher fällt der Spannungssprung bei der Rissbildung im Bewehrungsstab aus. Abbildung 3.41 stellt die Dehnungs- und Spannungsverläufe der Querschnitte im gerissenen Zustand schematisch dar.

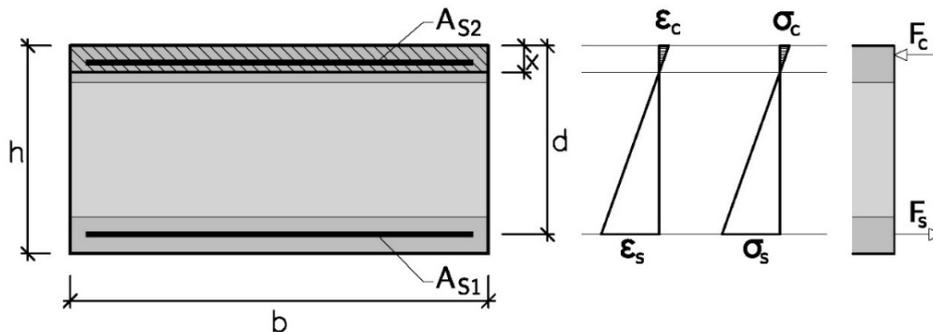


Abbildung 3.41: Dehnungs- und Spannungsverlauf im gerissenen Zustand (Zustand II)

Die Kräfte  $F_c$  und  $F_s$  müssen im Gleichgewicht stehen und es gilt:

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x = \sigma_s \cdot A_s \quad (3.12)$$

$$\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot x = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \quad (3.13)$$

$$\sigma_s = F_{cr}/A_s = A_i \cdot f_{ct}/A_s \quad (3.14)$$

Wobei die Druckzonenhöhe  $x$  sich mit folgender Gleichung berechnen lässt:

$$x = \alpha_s \cdot \rho \cdot d \cdot (\sqrt{1 + 2/(\alpha_s \cdot \rho)} - 1) \quad (3.15)$$

Das Flächenträgheitsmoment im Zustand II ergibt sich zu:

$$I_{II} = b \cdot x^3/12 + A_s \cdot \alpha_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.16)$$

Dabei sind:

$F_{cr}$	Erstrisskraft;	$\varepsilon_c$	Betondehnungen;
$F_c$	Kraft im Beton;	$\varepsilon_s$	Stahldehnungen;
$F_s$	Kraft im Stahl;	$x$	Höhe der Betondruckzone;
$A_c$	Betonfläche;	$I_{II}$	Flächenträgheitsmoment;
$A_s$	Stahlfläche;	$\alpha_s$	Verhältnis $E_s/E_c$ ;
$\sigma_c$	Betonspannungen;	$b$	Breite der Betondruckzone.
$\sigma_s$	Stahlspannungen;		

### 3.3.2.2 Ermittlung der Eigenfrequenz

Die Prüfeinrichtung entspricht vereinfacht dem dynamischen Modell des Einmassenschwingers mit einem Freiheitsgrad (Abbildung 3.42) [41].

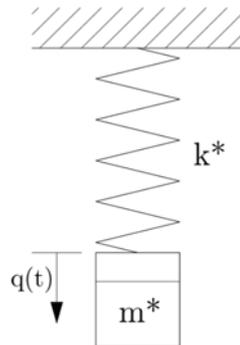


Abbildung 3.42: Einmassenschwinger [41]

Die Langrange'sche Bewegungsgleichung kann mit Hilfe einer linearen, homogenen Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten ausgedrückt werden, siehe (3.17).

$$m^* \cdot \ddot{q} + m^* \cdot q = 0 \quad (3.17)$$

Die Eigenschwingung der Masse  $m^*$  ist eine harmonische Schwingung mit der Eigenkreisfrequenz (3.18).

$$\omega_0 = \sqrt{k^*/m^*} \quad (3.18)$$

Die Division durch  $m^*$  und das Einsetzen der Eigenkreisfrequenz  $\omega_0$  ergibt (3.19).

$$\ddot{q} + \omega_0^2 \cdot q = 0 \quad (3.19)$$

Lösen der Gleichung und Division der Lösung durch  $2\pi$  ergibt die Eigenkreisfrequenz (3.20).

$$f_0 = \omega_0 / (2 \cdot \pi) \quad (3.20)$$

Die dynamische Verformung eines Einfeldträgers wird mit Hilfe des *Ritz'schen* Ansatzes beschrieben. Mit dem *Ritz'schen* Ansatz  $w^*(x, t) = q(t) \cdot \varphi(x)$  muss, um die Lösung des ungedämpften Einmassenschwingers auf die Versuchskörper anwenden zu können, eine Ersatzmasse  $m^*$  und Ersatzsteifigkeit bestimmt werden.

Die statische Biegeform des Einfeldträgers unter einer Einzellast in Trägermitte ( $x = l/2$ ) wird mittels der Funktion  $\varphi(x) = \sin(\pi \cdot x/l)$  (sinusförmige Halbwelle) dargestellt. Durch Addition der Masse des Versuchskörpers  $m_v$  und der Masse des Versuchsaufbaues  $m$  (Unwuchterreger, Querträger usw.) ergibt sich die Ersatzmasse  $m^*$  zu [41]:

$$m^* = m_v + m \quad (3.21)$$

wobei die generalisierte Masse für den Versuchskörper  $m_v$  und die Ersatzsteifigkeit  $k^*$  mit den Gleichungen (3.22) und (3.23) ermittelt werden können.

$$m_v = \int_0^l \rho \cdot A_x \cdot \varphi_x^2 dx = \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2} \quad (3.22)$$

$$k^* = \int_0^l E \cdot I \cdot (\vartheta^2 \varphi_x / \vartheta x^2) dx = \pi^4 \cdot E \cdot I / (2 \cdot l^3) \quad (3.23)$$

Dabei gilt:

$m^*$	Ersatzmasse;
$m_v$	Masse des Versuchskörpers;

$m$	Masse Versuchsaufbau (Unwuchterreger, Querträger usw.);
$k^*$	Ersatzsteifigkeit;
$\ddot{q}$	Beschleunigung;
$q$	Geschwindigkeit;
$\omega_0$	Eigenkreisfrequenz;
$\varphi(x)$	Funktion der sinusförmigen Halbwelle;
$E$	Biegesteifigkeit;
$I$	Trägheitsmoment;
$l$	Trägerlänge.

### 3.3.2.3 Dynamische Belastung

Durch eine sinusförmig verteilte Linienlast können die vom Unwuchterreger erzeugten Schwingungen der Versuchskörper affin zur Biegelinie dargestellt werden (Abbildung 3.43) [41].

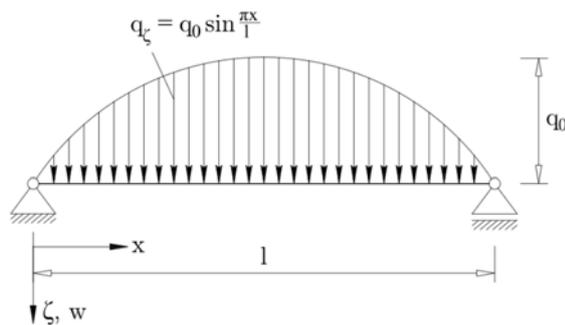


Abbildung 3.43: Sinusförmig verteilte Linienlast bei einem Einfeldträger [41]

Die sich aus dieser Belastung ergebenden Schnittgrößen lauten wie folgt:

$$M_{Feld} = q_0 \cdot (l/\pi)^2 \quad (3.24)$$

$$Q_{Auflager} = q_0 \cdot l/\pi \quad (3.25)$$

Dabei gilt:

$M_{Feld}$	Feldmoment infolge dynamischer Belastung;
$Q_{Auflager}$	Querkraft infolge dynamischer Belastung;
$q_0$	Linienlast;
$q_\zeta$	sinusförmige Linienlast;
$l$	Trägerlänge.

### 3.3.2.4 Konstruktionsregeln für Brückentragwerke

Die allgemeinen Bewehrungsregeln für Brückentragwerke können dem Eurocode 2 [46] entnommen werden und werden nun kurz zusammengefasst.

Die Verwendung von Rippenstählen ist zugelassen, jedoch muss bei Ortbetonkonstruktionen ein Mindestdurchmesser von 10 mm eingehalten werden.

Bei dem Gebrauch von geschweißten Bewehrungsmatten aus Rippenstahl, darf ein Mindestdurchmesser von 8 mm nicht unterschritten werden. Zudem dürfen diese nur in Bereichen mit einer maximalen Spannung von 80 N/mm<sup>2</sup> infolge ungünstigster charakteristischer Verkehrslast angeordnet werden. Bei Straßenbrücken der Verkehrskategorie 1 und 2 sowie bei Eisenbahnbrücken dürfen teilweise vorgefertigte Elementplatten mit Aufbeton nur dann eingesetzt werden, wenn die Bewehrung keine Schweißverbindungen aufweist. Bei Eisenbahnbrücken sind Bewehrungsmatten als Hauptbewehrung bei ermüdungsbeanspruchten Tragwerken unzulässig.

Aus konstruktiven Gründen muss eine Mindestbewehrung in beide Richtungen von  $\varnothing 10/e = 200$  mm an allen Oberflächen von Ortbetonkonstruktionen angebracht werden. Bei Eisenbahnbrücken verringert sich der Mindestabstand auf 150 mm.

Hauptbewehrungsstäbe und Verteilerstäbe von Platten müssen einen Mindestabstand von 150 mm in Bereichen mit den größten Momenten, von  $3/4 M_{\max}$  bis  $M_{\max}$  einhalten, unter der Voraussetzung, dass die nächstgelegene Ansichtsfläche der Platte rechnungsgemäß unter Zugspannungen steht.

Um den Beton vorschriftsgemäß einbringen und verdichten zu können, sind in Anhängigkeit von der Konsistenz, genügend Einfüllöffnungen und Rüttelslitze vorzusehen. Der Bereich der Öffnungen muss frei von Bewehrung und Einbauten gehalten werden. Die Öffnungen müssen eine Tiefe bis zur unteren Bewehrungslage erreichen, um das Einsetzen einer Einfüllvorrichtung problemlos zu gewährleisten.

#### (a) Geschweißte Stöße

Lediglich Stumpfstöße, welche mit dem Verfahren der Gaspressschweißung hergestellt werden, oder Abbrennstumpfschweißungen, dürfen verwendet werden. Bei der Ausführung von geschweißten Stößen, müssen diese mindestens um die Verankerungslänge gegeneinander versetzt werden.

#### (b) Kontakt Stöße

Da mechanische Verbindungen eine Kraftübertragung über Kontakt, beziehungsweise Druck sicherstellen, dürfen diese an Stößen nicht ausgeführt werden.

### (c) Heftschweißungen

Heftschweißungen sind bei Schwingbeanspruchungen unzulässig. Davon ausgenommen sind geschweißte Montagebewehrungen, die zur statischen Lastabtragung nicht herangezogen werden sowie das Verschweißen von Bänderdern mit der Verteilerbewehrung im Bereich der Stabenden.

### 3.3.3 Versuchskörper

Für die Versuche wurden eigene Träger, wie in Abbildung 3.44 ersichtlich, in einem österreichischen Fertigteilwerk produziert.



**Abbildung 3.44: Versuchskörper bereits eingebaut in der Versuchseinrichtung**

Die Doppelwandträger wurden im Werk gefertigt und mit Hebeankern für den Transport versehen, sodass der Trägereinbau im Versuchslabor erleichtert wurde.

Die Versuchskörper verfügten über eine Länge von 5 m, einer Querschnittsbreite von 0,8 m und einer Querschnittshöhe von 0,4 m und wurden mit Stahlmatten schlaff bewehrt. Als Trennbewehrung der beiden Elementschalen wurden bewusst Stahlwellen gewählt. So konnte ein möglicher Einfluss auf die Tragfähigkeit der Stahlmattenbewehrung, der beispielsweise bei Gitterträgern vorhanden gewesen wäre, ausgeschlossen werden. Die erste Versuchsserie beinhaltete vier, die zweite zwei Versuchskörper.

#### 3.3.3.1 Materialkennwerte

Im Zuge der Dauerschwingversuche wurden zusätzliche Materialprüfungen durchgeführt.

### (a) Beton

Der verwendete Beton mit einer Festigkeitsklasse von C30/37 und C50/60 wurde direkt im Fertigteilwerk gemischt. Da es sich um eine firmeninterne Geheimrezeptur handelt, können keine weiteren Informationen zu Zementgehalt, Zuschläge und dergleichen gegeben werden. Die Schalenelemente der Versuchskörper wurden mit Beton der Festigkeitsklasse C30/37 und deren Füllbeton mit Beton der Festigkeitsklasse C50/60 hergestellt.

Um die Festigkeiten der einzelnen Betongüten der Träger zu überprüfen, wurden in Summe zwölf Würfelprüfkörper mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm (siehe Abbildung 3.45). Sechs Würfel wurden trocken, Sechs nass gelagert. Alle zwölf Versuchswürfel dienten zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Betons.



**Abbildung 3.45: Würfeldruckversuchskörper: Herstellung (links) und nach einem Würfeldruckversuch (rechts)**

Die Würfeldruckfestigkeitsprüfungen wurden gemäß ONR 23303 - Prüfverfahren für Beton [47] durchgeführt. Dabei wurde der Probekörper bis zum Bruch mit einer Druckprüfmaschine (siehe Abbildung 3.45) belastet und die erreichte Höchstlast wurde aufgezeichnet. Aus dieser lässt sich dann die Druckfestigkeit des Betons errechnen. Als Prüfkörper dienten Würfelkörper mit einer Kantenlänge von 150 mm und parallel zueinander hergestellten Druckflächen. Die Kraft  $F$  welche aufgebracht wurde, konnte aus der Prüfdurchführung entnommen werden.

Die Würfeldruckfestigkeit  $f_{c, cube}$  wurde mit nachstehenden Formeln berechnet:

$$f_c = F \cdot 1000 / A_c \quad (3.26)$$

Dabei gilt:

$f_c$	Druckfestigkeit, in MPA [N/mm <sup>2</sup> ];
$F$	Höchstlast beim Bruch, in kN;
$A_c$	Fläche des Probequerschnitts, auf den die Druckbeanspruchung wirkt

In diesem Fall gilt:  $A_c = 150 \cdot 150 = 22.500 \text{ mm}^2$ .

Die Druckfestigkeit muss mit einer Genauigkeit von 0,1 MPa [N/mm<sup>2</sup>] angegeben werden.

Die Probewürfel wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1,5 MPa/s belastet.

Die Ergebnisse der Druckversuche sind der Tabelle 3.16 zu entnehmen.

**Tabelle 3.16: Bemerkungen und Ergänzungen der Befragten zum Fragebogen**

Probe	Alter [Tage]	Festigkeits- klasse	Lagerung	Fläche $A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	Kraft $F_{max}$ [N]	Druckfestigkeit $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	21	C30/37	Wasser	22.500	1.365	60,6
2	21	C30/37	Wasser	22.500	1.462	65,0
3	21	C30/37	Wasser	22.500	1.515	67,3
4	21	C30/37	Luft	22.500	1.332	59,2
5	21	C30/37	Luft	22.500	1.283	57,0
6	21	C30/37	Luft	22.500	1.443	64,1
7	21	C50/60	Wasser	22.500	1.588	70,6
8	21	C50/60	Wasser	22.500	1.485	66,0
9	21	C50/60	Wasser	22.500	1.471	65,3
10	21	C50/60	Luft	22.500	1.276	56,7
11	21	C50/60	Luft	22.500	1.478	65,7
12	21	C50/60	Luft	22.500	1.409	62,6

Wie die Tabelle 3.16 sehr gut erkennen lässt, sind die gemessenen Druckfestigkeiten der Probekörper weitaus größer als die der erforderlichen Mindestdruckfestigkeit. Bei der Festigkeitsklasse C30/37 wäre die geforderte Betondruckfestigkeit in der Größe von 38 N/mm<sup>2</sup>, bei der Betonfestigkeitsklasse C50/60 beträgt diese 58 N/mm<sup>2</sup>. Die mittels Druckversuchen ermittelten Werte liegen im Bereich von 57,0 N/mm<sup>2</sup> und 70,6 N/mm<sup>2</sup> und halten somit eine höhere Druckfestigkeit als gefordert aus.

### **(b) Bewehrung**

Die Bewehrung der Doppelwandelemente erfolgte mit Stahlmatten mit einem Durchmesser von 10 mm. Es wurde Ringdraht mit der Stahlgüte 550 N/mm<sup>2</sup>, einer Mindestzugfestigkeit von 620 N/mm<sup>2</sup> und einem Elastizitätsmodul von 210.000 N/mm<sup>2</sup> verwendet.

### 3.3.3.2 Herstellung der Träger aus Doppelwandelementen

Die Doppelwandträger wurden im Werk gefertigt und anschließend in das Prüflabor der TU transportiert. Insgesamt wurden sechs mit Stahlmatten schlaff bewehrte Träger mit einer Länge von 5 m, einer Querschnittsbreite von 0,8 m und einer Querschnittshöhe von 0,4 m hergestellt. Als Trennbewehrung wurden bei allen Trägern Stahlwellen eingesetzt um den möglichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Stahlmattenbewehrung auszuschließen. Die erste Versuchsserie beinhaltete vier, die zweite zwei Versuchskörper.

#### (a) Herstellung der Mattenbewehrung

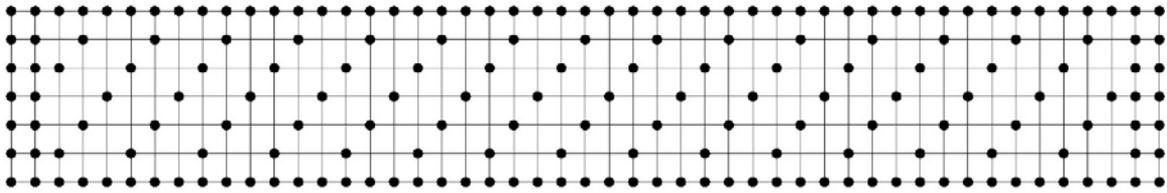
Die Ringdrähte wurden mit Hilfe von Richt-, Schneide- und Schweißanlagen zu Bewehrungsstäben weiterverarbeitet. Die Verbindung der Bewehrungsstäbe zu Matten, erfolgte durch punktuelle Schweißung. Der unterschiedliche Bewehrungsgrad der Schalenelemente der beiden Versuchsserien ist in Tabelle 3.17 veranschaulicht.

**Tabelle 3.17: Bewehrung der einzelnen Versuchskörper**

Versuchskörper	Längsbewehrung	Querbewehrung
VK1	Ø10/120 mm	Ø10/100 mm
VK2	Ø10/120 mm	Ø10/100 mm
VK3	Ø10/120 mm	Ø10/100 mm
VK4	Ø10/120 mm	Ø10/100 mm
VK4	Ø10/55 mm	Ø10/100 mm
VK6	Ø10/55 mm	Ø10/100 mm

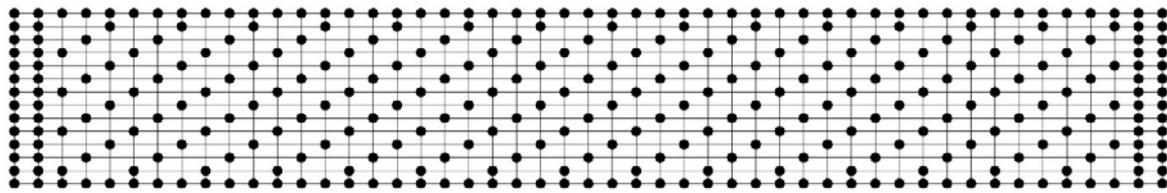
Die Mattenherstellung wird mit einem computerunterstützten System, welches im ersten Schritt die Anzahl und Stärke der Längs- und Quereisen bewerkstelligt. Danach generiert das Programm automatisch die erforderlichen Schweißpunkte, wobei auch eine manuelle Eingabe möglich wäre. Die Schweißpunkte beider Trägertypen sind in Abbildung 3.46 dargestellt. Die Abbildungen 3.47 und 3.48 enthalten alle Bewehrungsangaben der Versuchskörper VK1 bis VK6.

Schweißpunkte der Bewehrungsmatte - Doppelwandelement Typ 1



Längsbewehrung: 7 Stück  $\varnothing 10 / 12\text{cm}$   
 Querbewehrung: 50 Stück  $\varnothing 10 / 10\text{cm}$

Schweißpunkte der Bewehrungsmatte - Doppelwandelement Typ 2



Längsbewehrung: 14 Stück  $\varnothing 10 / 5,5\text{cm}$   
 Querbewehrung: 50 Stück  $\varnothing 10 / 10\text{cm}$

Abbildung 3.46: Schweißschema der Stahlmatten für beide Versuchsserien (Typ 1 und Typ 2)

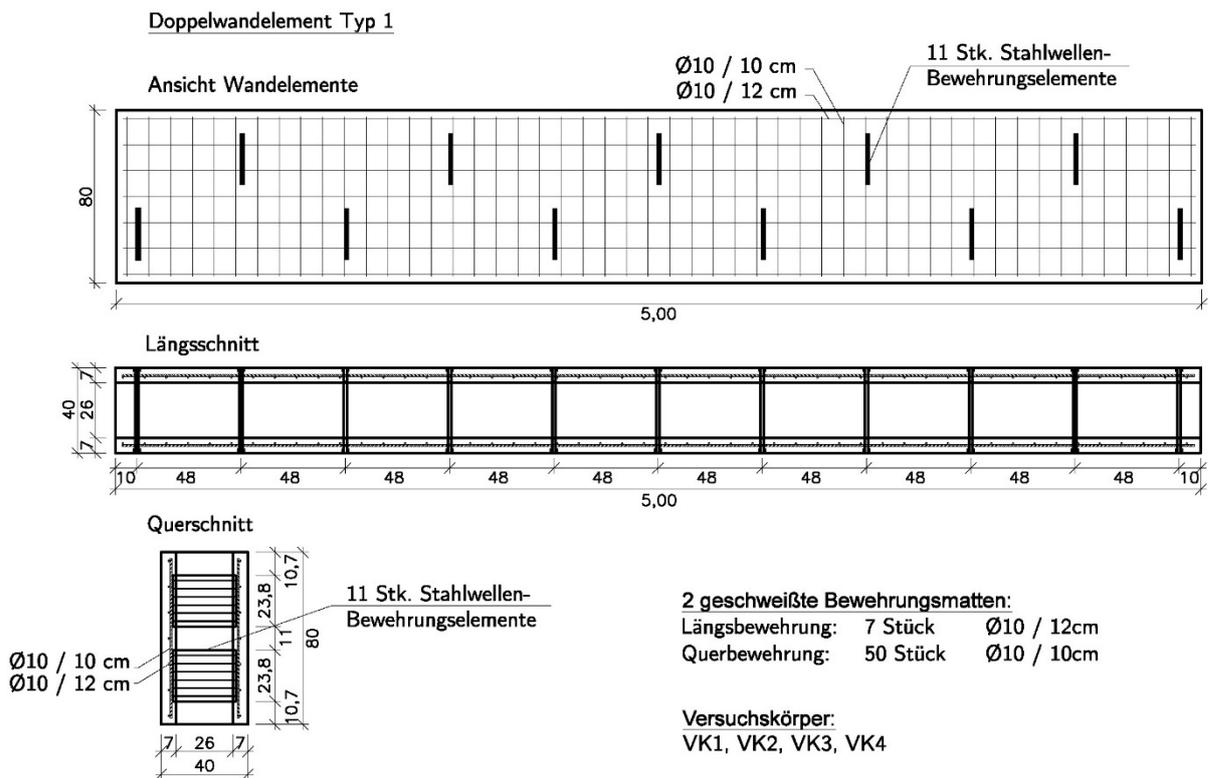
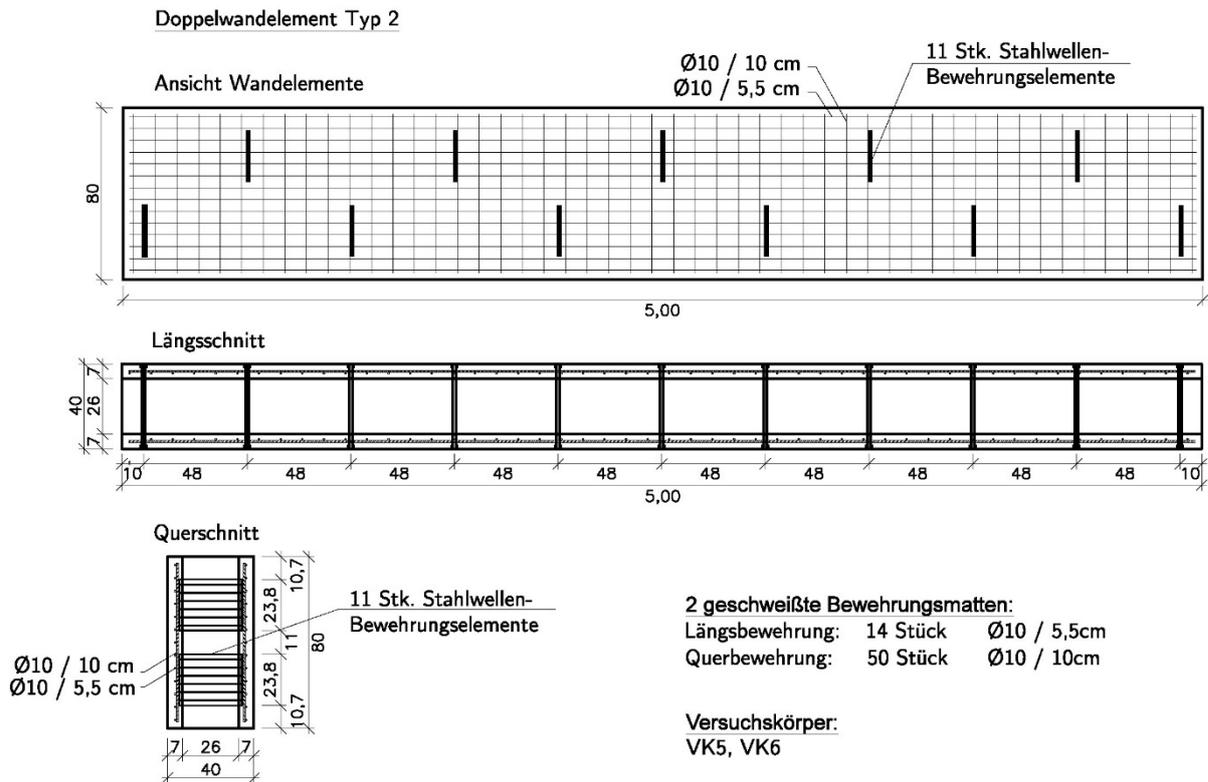


Abbildung 3.47: Bewehrungsplan Versuchskörper 1 – Versuchskörper 4 (Typ 1)



**Abbildung 3.48: Bewehrungsplan Versuchskörper 5 und Versuchskörper 6 (Typ 2)**

Nachdem die Ermittlung der Schweißnahtpunkte am Bildschirm kontrolliert und bestätigt wurde, leitet der Computer die Informationen an das Schweißgerät weiter. Längs- und Querbewehrung werden zusammengeführt und an den vorgegebenen Stellen punktgeheftet (siehe Abbildung 3.49).



**Abbildung 3.49: Herstellung der Stahlmatten**

### **(b) Herstellung der Doppelwandelemente**

Die Produktion der Doppelwandelemente erfolgt auf der Umlaufanlage. Aufgrund der maschinellen Produktion sind den Abmessungen (ungefähr 3,40 m x 12,0 m x 0,50 m) Grenzen gesetzt. Nachdem die Schalungselemente maschinell und computergesteuert am Schalungstisch platziert wurden, werden sie magnetisch fixiert und die vorgefertigten Bewehrungsmatten positioniert und eingemessen. Die unterhalb der Bewehrungsmatten verteilten Abstandhalter (siehe Abbildung 3.50 (links)) sorgen für eine ausreichende Betondeckung der Außenschale. Um den Abstand zwischen den beiden Elementplatten zu gewährleisten, werden Stahlwellen als Verbindungselemente eingebaut (siehe Abbildung 3.50 (rechts)).

Schließlich befüllt der Betonverteiler von oben die Platte mit Beton (siehe Abbildung 3.51 (links)). Um eine gleichmäßige Verdichtung des Betons zu erreichen, wird die Betonplatte an der Rüttelstation in Vibrationen versetzt und anschließend zum Aushärten gelagert (siehe Abbildung 3.51 (rechts)).



**Abbildung 3.50: Stahlmatten auf Abstandhaltern in der Stahlschalung (links); Eingelegte Stahlwellen als Verbindungselemente (rechts)**



**Abbildung 3.51: Betonieren (links) und Rütteln (rechts) der ersten Schale der Doppelwände für die Versuchsträger**

Sobald das erste Schalenelement die erforderliche Festigkeit erreicht hat, kann mit dem Herstellen und Betonieren der zweiten Elementplatte begonnen werden. Dies erfolgt analog zum ersten Element, jedoch ohne Einbringen der Stahlwellen als Trennbewehrung. Die Schalungselemente, Abstandhalter und Bewehrungsmatten werden auf dem Schalungstisch eingemessen. Im Anschluss erfolgt das Einbringen und Verdichten des Betons. Nachdem die zweite Schale des Trägers betoniert wurde, wird das ausgehärtete Element mit dem Platten-Wendegerät um 180° gedreht (siehe Abbildung 3.52 (links)) und über den Schalungstisch, auf dem die zweite Elementschale platziert wurde, gefahren.

Mit Hilfe von Traversen wird die erste Schale in die vorbereitete zweite Schale des Doppelwandträgers abgesenkt und die im ersten Element angebrachten Stahlwellen in den Frischbeton der zweiten Schale eingedrückt. Anschließend werden beide Schalen gemeinsam mit der Rüttelstation verdichtet (siehe Abbildung 3.52 (rechts)).



**Abbildung 3.52: Wenden der zweiten Doppelwandschale (links); Zusammenführung der zwei Doppelwandschalen (rechts)**

Wie bei der ersten Schale wird die frisch betonierte zweite Wandschale noch verdichtet. Damit die Doppelwände die geforderten Abmessungen vorweisen, wird der Abstand zwischen den einzelnen Schalen vor dem Abtransport in die Aushärtehalle noch ausgemessen, siehe hierzu Abbildung 3.53. Die Doppelwandträger wurden bis zum Erreichen von einer ausreichenden Festigkeit gelagert, um daraufhin mit Füllbeton ausbetoniert zu werden.

Die Herstellung einer Schale eines Doppelwandelements dauert je nach Komplexität ein bis zwei Stunden. Diese beinhaltet die Produktion der Bewehrung, der Schalung und das Betonieren der Elemente. Nach einer Wartezeit von ungefähr acht Stunden kann die zweite Schale produziert werden. Für die Fertigung eines kompletten Doppelwandelements kann mit 24 Stunden, inklusive Aushärungszeit gerechnet werden.



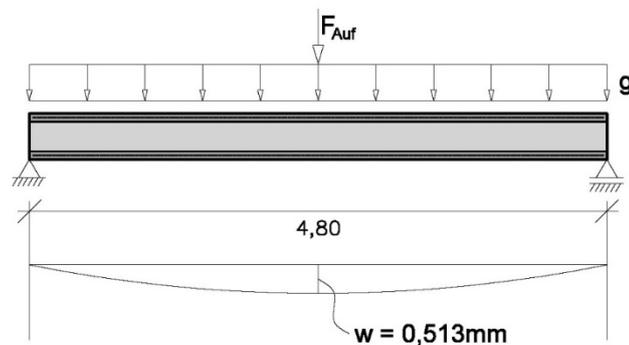
**Abbildung 3.53: Doppelwandelemente werden nach dem Verdichten und vor dem Transport zur Aushärtung noch abgemessen**

### **3.3.4 Versuchsdurchführung**

Die Versuche wurden in den Sommermonaten Juli und August 2014 im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien durchgeführt. Dabei kamen sechs Versuchskörper, mit denen acht Dauerschwingversuche durchgeführt wurden, zum Einsatz. Die Durchführung der Versuche fand in folgenden Schritten statt:

1. Die Anlieferung von zwei Versuchsträgern erfolgte direkt zu dem Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen.
2. Bevor der Versuchskörper eingebaut werden kann, müssen die Kraftmessdosen platziert und auf Null gesetzt werden.
3. Danach wird der Träger eingebaut und der Versuchsaufbau montiert.
4. Die Messinstrumente sowie Messcomputer werden verdrahtet, installiert, getestet und auf Null gesetzt. Das hat zur Folge, dass die Durchbiegung auf Grund von Eigengewicht und Aufbau nicht berücksichtigt wird. Die Durchbiegung wurde im Rahmen der Versuche mit dem Programm Ruck Zuck gesondert berechnet und beträgt 0,513 mm. Die Abbildung 3.54 zeigt die Durchbiegung des Trägers zufolge Eigengewicht und Aufbau.
5. Schließlich erfolgt die Vorbelastung des Trägers (außer Versuch 1).
6. Die statische Mittellast, welche ein Abheben des Versuchsträgers während der dynamischen Belastungen verhindert, wird händisch über das Vorspannen der Gewindestangen aufgebracht.

7. Sobald die vorhergehenden Schritte abgeschlossen sind, kann der Einschwingvorgang gestartet werden. Ziel des Einschwingvorgangs ist die gewünschte Frequenz zu finden und diese konstant zu halten.
8. Bei Erreichen der Prüffrequenz wird mit dem Schwingvorgang von zwei Millionen Lastwechseln begonnen und die Aufzeichnung der Messungen wird gestartet. Wobei die Versuchsdauer von der Höhe der Prüffrequenz abhängig ist.
9. Die Versuche werden entweder nach Erreichen der gewünschten Lastwechselzahl oder bei Versagen (große Durchbiegungen) des Trägers beendet.
10. Die Dokumentation der entstandenen Risse erfolgt jeweils nach Beenden der dynamischen Versuche.
11. Zum Schluss wird der Träger entlastet und abgebaut.



**Abbildung 3.54: Durchbiegung zufolge Eigengewicht und Aufbau**

Je nach Ermüdungsverhalten, welches von der Oberspannung und der gewählten Schwingbreite abhängt, konnten manche Träger umgedreht werden und ein weiterer Versuch konnte stattfinden.

Folgende Doppelwandträger wurden wieder umgedreht und einem zweiten Ermüdungsversuch unterzogen:

- Versuchskörper 4
- Versuchskörper 6

Die Versuche wurden mit den in Tabelle 3.18 zusammengefassten Spannungsschwingbreiten durchgeführt.

**Tabelle 3.18: Oberspannung und Schwingbreite der Versuche 1 bis 8**

Versuch	Versuchskörper	Versuchskörper Typ	Oberspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schwingbreite [N/mm <sup>2</sup> ]
1	VK1	Typ 1	434,0	280

Versuch	Versuchskörper	Versuchskörper Typ	Oberspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Schwingbreite [N/mm <sup>2</sup> ]
2	VK2	Typ 1	434,0	180
3	VK3	Typ 1	434,0	180
4	VK4	Typ 1	434,0	140
5	VK4	Typ 1	434,0	100
6	VK5	Typ 2	300,0	180
7	VK5	Typ 2	300,0	140
8	VK6	Typ 2	300,0	100

Die Oberspannung der ersten Versuchsserie wurde mit 434 N/mm<sup>2</sup>, was 70% der maximalen Zugfestigkeit des Betonstahls entspricht, berechnet. Die Oberspannung der zweiten Versuchsreihe wurde mit 300 N/mm<sup>2</sup> angenommen. Es wurden Schwingbreiten zwischen 100 N/mm<sup>2</sup> und 280 N/mm<sup>2</sup> gewählt. Durch die Wahl einer sehr hohen Schwingbreite für Versuch 1 konnte das Ermüdungsverhalten der Probeträger grob eingeschätzt werden. Die Versuche 2, 3 und 6 wurden alle mit der gleichen Schwingbelastung von 180 N/mm<sup>2</sup> durchgeführt. Die Versuchskörper der Versuche 2 und 3 unterschieden sich lediglich zu dem Versuchskörper des Versuchs 6 in ihrem Bewehrungsgrad. Bei Versuch 4 und Versuch 7 kam die gleiche Schwingbreite von 140 N/mm<sup>2</sup> zum Einsatz. Neben der unterschiedlichen Bewehrung war ein weiterer Unterschied in den Versuchen, dass es sich bei Versuch 7 um den umgedrehten Versuchskörper 5 handelte. Die Träger der Versuche 5 und 8 wurden mit einer Schwingbreite von 100 N/mm<sup>2</sup> belastet. Bei Versuch 5 kam der umgedrehte Versuchskörper 4 zur Verwendung.

Die Durchführung der Ermüdungsversuche fand bei allen Versuchen identisch statt. Der einzige Unterschied bestand lediglich in der Wahl der Schwingbreite und Oberspannung. Aus diesem Grund war es möglich die Ergebnisse der einzelnen Versuche miteinander zu vergleichen und aus diesen Theorien zu dem unterschiedlichen Ermüdungsverhalten aufzustellen.

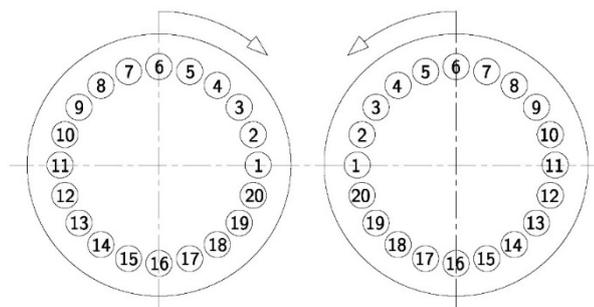
### 3.3.4.1 Versuchsaufbau

Der Versuchskörper wurde als Einfeldträger mit einer Spannweite von 4,80 m gelagert und auf einem federgelagerten Betontrog durchgeführt. Dieser dient als Aufspannfeld für die dynamischen Versuche und entkoppelt den Betontrog vollständig vom Bauwerk wodurch keine Schwingungen an die umliegenden Bauwerke übertragen werden. Als Versuchskörper dienen die 5 m langen Doppelwandfertigteilträger. Diese wurden auf drei selbstzentrierten

Pendelstützen gelagert, die mit Kraftmessdosen ausgestattet waren. Die Pendelstützen wurden auf zwei HEM300 Stahlträger platziert, die quer zum Versuchskörper auf den Betontrog gelagert wurden. Mittels zweier Gewindestangen  $\varnothing 36$ , welche an die Unterkante des Betontroges abgespannt wurden, erfolgte die statische Lastaufbringung und Stabilisierung des Trägers.

Die dynamische Beanspruchung wurde von einem mittig über dem Versuchskörper befindlicher Unwuchterreger erzeugt. Dieser hatte die Funktion den Versuchskörper so anzuregen, dass die Erregerfrequenz mit der Eigenfrequenz des Versuchsträgers übereinstimmt, um so den Resonanzeffekt zu erreichen. Durch diese Art von Anregung konnte die gewünschte Schwingbreite mit relativ geringem Energieaufwand erreicht werden und die Versuchsdauer um ein erhebliches Maß reduziert werden [48].

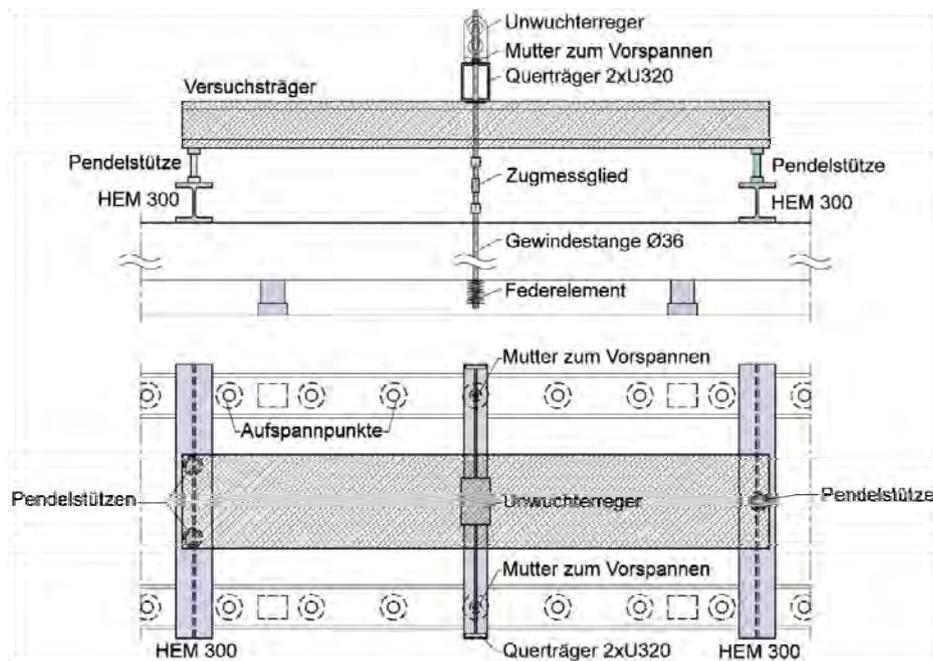
Im Inneren des Gehäuses vom Unwuchterreger befinden sich gegenläufig rotierende Schwungmassenscheiben mit 20 Bohrungen, dies ist in Abbildung 3.55 abgebildet.



**Abbildung 3.55: Die beiden Schwungmassenscheiben mit 20 Bohrungen**

Die Bohrungen der Schwungmassenscheiben können mit unterschiedlichen Schwungmassengewichten aus Eisen oder Aluminium bestückt werden. Die Unwuchtmasse kann somit beliebig geändert werden, um bestimmte Spannungsamplituden zu erzeugen. Durch die Wahl der Bestückung kann die Gesamtmasse der zylindrischen Schwungmassen und deren Position variiert werden. Eine Prüfkraft von 4.000 N kann in rein radialer Richtung aufgebracht werden. Die Zentrifugalkraft kann zwischen 10 und 75 Hz eingestellt werden, bei einer Genauigkeit der Drehzahlsteuerung von 1/100 Hz. Die Regeltechnik übernimmt die Hauptsteuereinheit des Unwuchterregers, der so genannte Micromaster [48].

Um einem Abheben des Systems während der dynamischen Belastung entgegenzuwirken, wird eine statische Mittellast aufgebracht. Weiters wird zwischen Verankerung und Betontrog ein Federpaket platziert, wodurch ein schwingfähiges System entstand. Abbildung 3.56 zeigt die Versuchsanlage in schematischer Darstellungsweise.



**Abbildung 3.56: Versuchsaufbau schematisch**

### 3.3.4.2 Messkonzept

Folgende Hilfsmittel wurden zur Versuchsdurchführung und -aufzeichnung herangezogen:

**Kraftmessdosen:** Es kamen drei Kraftmessdosen (K1 bis K3) des Types RTN 100, welche in der Lage sind eine Kraft von 100 Tonnen zu messen, zum Einsatz. Zudem dienten diese zusätzlich in Kombination mit den selbstzentrierenden Pendelstützen als Auflager für die Versuchskörper.

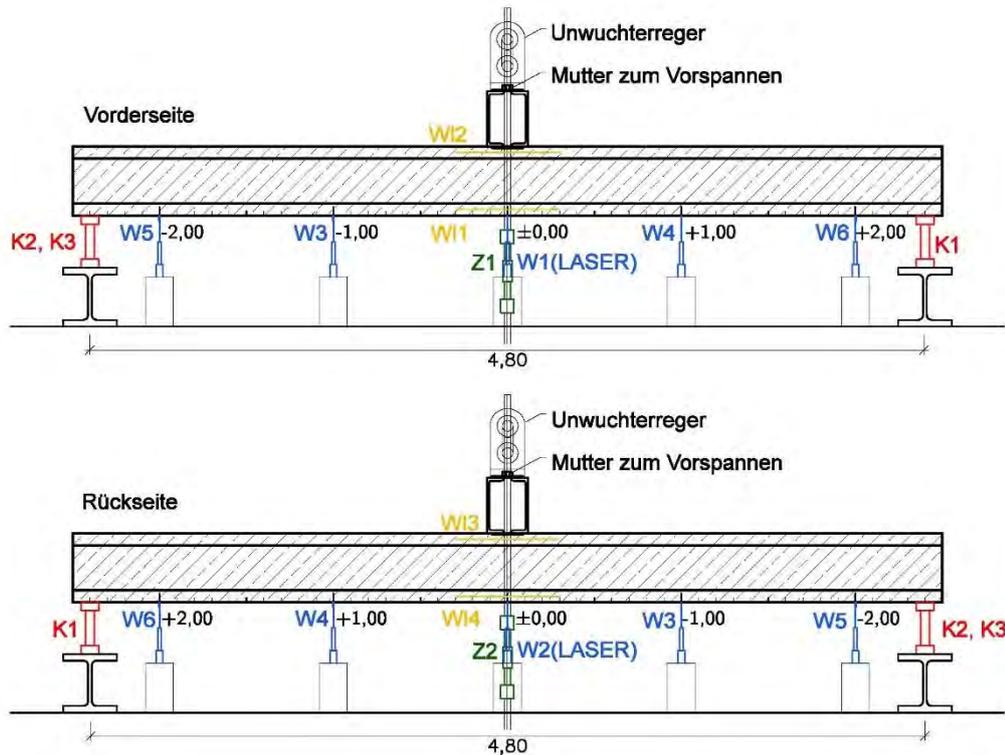
- **Zugmessglied:** Die Aufgabe der beiden Zugmessglieder (Z1 und Z2), welche als Zwischenstücke an den Gewindestangen appliziert waren, bestand in der Überprüfung der Messung der Kraftmessdosen.
- **Wegaufnehmer für die Verformungen:** Die vertikalen Verformungen des Versuchsträgers wurden durch vier induktive Wegaufnehmer (W3 bis W6) des Typs Solatron BS25 mit einem Federweg +/- 50 mm aufgenommen.
- **Lasermessgeräte:** Um eine genaue Aufzeichnung der vertikalen Verformungen in Feldmitte zu gewährleisten, wurden zwei Lasermessgeräte des Typs Bauma (W1 und W2) aufgestellt.
- **Wegaufnehmer für die Dehnungen, beziehungsweise Stauchungen:** Zusätzlich wurden vier Wegaufnehmer angebracht, die für die Messung der Dehnung bzw. Stauchung des Betons und für die Verdrehung des Trägers verantwortlich waren (W11 bis W14).

- **Verarbeitung von Signalen:** Die analogen Signale der Messgeräte wurden mit Hilfe mehrerer Spider 8 A/D Wandler in digitale Signale umgewandelt und mit dem Programm CATMAN 5.0 aufgezeichnet.
- **Unwuchterreger:** Der Unwuchterreger konnte mit dem Frequenzumrichter MICROMASTER und einer speziell für solche Versuche entwickelten Steuerung geregelt werden.

Die Position der einzelnen Messinstrumente kann der Abbildung 3.57 entnommen werden.

Der Versuchsablauf beinhaltete kontinuierliche computergesteuerte Messungen sowie manuelle Aufzeichnungen. Die kontinuierlichen Messungen ermöglichten eine genaue Aufzeichnung von folgenden Daten:

- **Durchbiegung:** Die Durchbiegung des Trägers in Feldmitte wurde mittels Lasermessgeräten aufgezeichnet. Dazu wurden zwei Lasermessgeräte W1 und W2 des Typs Bauma mit einer Messlänge von  $\pm 2,5$  mm genau in der Mitte des Trägers angebracht.
- **Zugkräfte:** Die Messung der Zugkräfte in den Gewindestangen erfolgte über die Zugmessglieder.
- **Vertikalverschiebung:** Die kontinuierliche Messung der Vertikalverschiebungen erfolgte mit Hilfe von vier induktiven Wegaufnehmern, W3 bis W6. Diese wurden auf einem Holzblock montiert und im Abstand von 1,30 und 2,40 m zueinander positioniert. Die Messspanne betrug  $\pm 50$  mm. Die genaue Lage der Wegaufnehmer kann der Abbildung 3.57 entnommen werden.
- **Betonstauchung und Betondehnung:** Die Messung der Betonstauchung in der Druckzone übernahmen die zwei induktiven Wegaufnehmer WI1 und WI3. WI1 wurde auf der Vorderseite unten und WI3 auf der Rückseite angebracht. Die Messung der Dehnungen im Beton erfolgte analog zu jenen der Stauchungen mit den induktiven Wegaufnehmern WI2, auf der oberen Vorderseite und WI4, auf der oberen Rückseite befindend. Die Stauchungen und Dehnungen wurden mit einer Messspanne von  $\pm 2,5$  mm, über eine Messlänge von 500 mm aufgezeichnet.



**Abbildung 3.57: Schematischer Aufbau der verwendeten Messtechnik gültig für alle Versuchsträger; Legende laut Tabelle 3.19**

Da die Dauer einer dynamischen Messung erheblich länger ist als die einer statischen, war eine große Anzahl an Messdaten vorhanden. Diese konnten nach den Versuchen mit dem Programm Microsoft Excel ausgewertet werden.

Zusätzlich zu den kontinuierlichen Messungen kamen die manuellen Aufzeichnungen. Folgende zwei Messungen wurden händisch aufgezeichnet:

- **Markierung von Schwindrissen:** Vorhandene Risse entstanden durch Schwindspannungen, welche vor den Versuchen markiert und dokumentiert wurden.
- **Risse infolge dynamischer Beanspruchung:** Jene Risse, die infolge von dynamischer Beanspruchung entstanden sind, wurden nach Beenden der Versuche mit einem anderen Farbcode markiert. Rissweiten wurden gemessen, das gesamte Rissbild abfotografiert und die dazugehörigen Rissbilder mit einer CAD Software gezeichnet. Um ein Zuordnen der Risse zu erleichtern, wurden die Ober- und Unterschalen des Trägers in 100 mm Abschnitten markiert. Dies ermöglichte die Lage der Rissbildaufnahmen schnell und reibungslos zu identifizieren.

Ein Überblick der verwendeten Messtechnik ist in Tabelle 3.19 zusammengefasst:

**Tabelle 3.19: Zusammenfassung des Messprogramms**

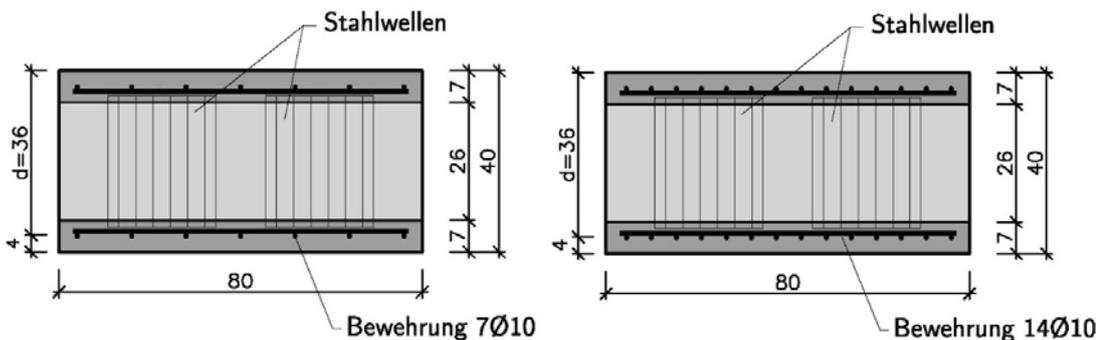
Bezeichnung	Messtechnik	Messung [Einheit]
Z1 und Z2	Zugmessglieder (DMS)	Kraft [kN]
W1 und W2	Lasermessgerät Messlänge ± 2,5 mm	Durchbiegung in Trägermitte [mm]
W3 – W6	Induktiver Wegaufnehmer Typ Solatron Messlänge ± 50 mm	Vertikale Verformung [mm]
WI1 – WI4	Induktiver Wegaufnehmer Messlänge ± 2,5 mm	Mittlere Dehnung [mm/m] Basislänge 500 mm

### 3.3.5 Analytische Auswertung der Versuche

Nachdem die Abmessungen und die Herstellung der Versuchsträger abgehandelt wurden, können nun die Berechnungen, die im Kapitel „Bemessungsgrundlagen und Bemessungsregeln des Eurocode 2“ erörtert wurden, durchgeführt werden.

#### 3.3.5.1 Berechnung der Querschnittswerte

Wie bereits erwähnt, wurden die Versuchskörper mit einer schlaffen Bewehrung in Form von Bewehrungsmatten versehen. Die Ermittlung der Querschnittswerte der Versuchskörper erfolgt im gerissenen Zustand II für die Versuchskörpertypen 1 und 2. Abbildung 3.58 zeigt die schlaff bewehrten Versuchskörper.



**Abbildung 3.58: Versuchskörper Typ 1: VK1 – VK4 (links);  
Versuchskörper Typ 2: VK5 - VK6 (rechts)**

Folgende Parameter gehen in die Querschnittsbemessung ein:

**Tabelle 3.20: Berechnungsparameter für die Querschnittsbemessung**

Versuchskörper	Typ	Statische Nutzhöhe d [cm]	Bewehrungsfläche $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Bewehrungsgrad $\rho$	$\alpha_s = E_s/E_c$
VK1 – VK4	1	36,0	5,5	0,0019	6,06
VK5 – VK6	2	36,0	11,0	0,0038	6,06

### (a) Zustand I

Da es sich streng genommen bei dem Versuchsquerschnitten um Verbundquerschnitte handelt muss zusätzlich zu der Gleichung 3.10 um den Steineranteil erweitert werden, siehe Gleichung 3.27.

$$I_I = \sum I_{Eigen} + \sum A \cdot z^2 - z_{c,o} \cdot \sum A \cdot z \quad (3.27)$$

Der Schwerachsenabstand von der oberen Randfaser  $z_{c,o}$  kann wie folgt ermittelt werden:

$$z_{c,o} = \sum A \cdot z / \sum A \quad (3.28)$$

Mit:

- $A$  Fläche der Teilquerschnitte;
- $z$  Schwerachsenabstand der Teilquerschnitte zur oberen Randfaser;
- $z_{c,o}$  Schwerachsenabstand des Versuchskörpers zur oberen Randfaser;
- $I_{Eigen}$  Eigenträgheitsmomente der Teilquerschnitte.

In den Tabellen 3.21 und 3.22 ist die genaue Ermittlung der Eigenträgheitsmomente sowie der Steineranteile für die Versuchskörper Typ 1 und Versuchskörper Typ 2 angeführt.

**Tabelle 3.21: Querschnittswerte Zustand I Versuchskörper Typ 1**

	A [cm <sup>2</sup> ]	z [cm]	A·z [cm <sup>3</sup> ]	A·z <sup>2</sup> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>Eigen</sub> [cm <sup>4</sup> ]	z <sub>c,o</sub> [cm]
<b>Elementschale oben</b>	560	3,5	1.960	6.860	2.286,6	-
<b>Bewehrung oben</b>	5,5	4	22	88	≈ 0	-
<b>Füllbeton</b>	2.080	20	41.600	832.000	117.173,3	-
<b>Bewehrung unten</b>	5,5	36	198	7.128	≈ 0	-
<b>Elementschale unten</b>	560	36,5	20.440	746.060	2.286,6	-
<b>Σ</b>	3.211	-	64.220	1.592.136	121.746,5	20

**Tabelle 3.22: Querschnittswerte Zustand I Versuchskörper Typ 2**

	A [cm <sup>2</sup> ]	z [cm]	A·z [cm <sup>3</sup> ]	A·z <sup>2</sup> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>Eigen</sub> [cm <sup>4</sup> ]	z <sub>c,o</sub> [cm]
<b>Elementschale oben</b>	560	3,5	1.960	6.860	2.286,6	-
<b>Bewehrung oben</b>	11	4	44	176	≈ 0	-
<b>Füllbeton</b>	2.080	20	41.600	832.000	117.173,3	-
<b>Bewehrung unten</b>	11	36	396	14.256	≈ 0	-
<b>Elementschale unten</b>	560	36,5	20.440	746.060	2.286,6	-
<b>Σ</b>	3.222	-	64.242	1.599.352	121.746,5	19.94

Um jedoch auf der sicheren Seite zu liegen wird für die folgenden Berechnungen das vereinfachte Flächenträgheitsmoment gemäß Gleichung 3.10 für homogene Querschnitte herangezogen. Tabelle 3.23 fasst die Flächenträgheitsmomente der Versuchskörper im ungerissenen Zustand zusammen.

**Tabelle 3.23: Flächenträgheitsmomente Zustand I**

	<b>I<sub>Zustand I</sub> [cm<sup>4</sup>]</b>
<b>Versuchskörper Typ 1</b>	429.482,5
<b>Versuchskörper Typ 2</b>	440.113,0
<b>Versuchskörper Typ 1 und 2</b>	426.666,6

### **(b) Zustand II**

Aus den Gleichungen 3.15 und 3.16 lassen sich die Druckzonenhöhe  $d$  und das Trägheitsmoment für den Zustand II ermitteln. Die ermittelten Werte wie auch die Steifigkeitsverhältnisse im Vergleich zu Zustand I werden in der Tabelle 3.24 gegenübergestellt.

**Tabelle 3.24: Querschnittswerte Zustand II**

<b>Versuchskörper</b>	<b>Druckzonenhöhe <math>d</math></b>	<b>Trägheitsmoment Zustand II</b>	<b>Verhältnis <math>I_I/I_{II}</math></b>
<b>Typ 1</b>	5,1 cm	35.351,3 cm <sup>4</sup>	12,1
<b>Typ 2</b>	6,9 cm	65.189,6 cm <sup>4</sup>	6,5

### **3.3.5.2 Belastungen während der dynamischen Versuche**

Die Bestimmung der anzusetzenden Belastung erfolgt unter Berücksichtigung der Richtlinien zu Ermüdungsnachweisen nach ÖNORM EN 1992 - 1 - 1 [44] für Betonstahl. Da sowohl die Oberspannung als auch die Schwingbreite im Betonstahl für jeden Versuch separat gewählt wurden, werden hier nur die verwendeten Formelapparate angeführt. Die maximale Oberspannung  $\sigma_{s,max}$  der ersten Versuchsreihe wurde mit 70% der maximalen Zugfestigkeit des Baustahls somit 434 N/mm<sup>2</sup> festgelegt. Jene der zweiten Versuchsreihe wurde gemäß ÖNORM B 4707: 2014 [49] (siehe Abbildung 3.59) gewählt und betrug 300 N/mm<sup>2</sup>. Die Mittelspannung ergibt sich aus der Oberspannung sowie der gewählten Schwingbreite  $\Delta\sigma$ .

$$\sigma_m = \sigma_{s,max} - \Delta\sigma/2 \quad (3.29)$$

ÖNORM B 4707:2014

Tabelle 3 — Mechanische und geometrische Eigenschaften

Bewehrungsstahlsorte (A normalduktil; B hochduktil)		B500		B550		B600		Anforderung oder Fraktilität <sup>a</sup> , in %
		B500A	B500B	B550A	B550B	B600A	B600B	
Streckgrenze $R_{e,b}$	MPa	500		550		600		5
Streckgrenze $R_{e,min}$	MPa	485		533		582		Mindestwert
Verhältnis $R_{m}/R_{e,c}$	-	1,05	1,08	1,05	1,08	1,05	1,08	10
Verhältnis $(R_{m}/R_{e})_{min}^d$	-	1,03	1,06	1,03	1,06	1,03	1,06	Mindestwert
Gesamtdéhnung bei Höchstkraft $A_{gt,c}$	%	2,5	5,0	2,5	5,0	2,5	5,0	10
Gesamtdéhnung bei Höchstkraft $A_{gt,min}$	%	2,0	4,0	2,0	4,0	2,0	4,0	Mindestwert
Grenzabweichung von Nennmasse je Meter	%	für $d \leq 8,0$ mm			± 6,0			5
		für $d > 8,0$ mm			± 4,5			
Bezogene Rippenfläche $f_r^e$	-	für $d < 5,0$ mm			keine Anforderung			5
		für $5,0$ mm $\leq d \leq 6,0$ mm			0,035			
		für $6,0$ mm $< d \leq 12,0$ mm			0,040			
		für $d > 12,0$ mm			0,058			
Rippenparameter <sup>f</sup>	mm	Rippenhöhe $a_m$			0,03 $d$ bis 0,15 $d$			5
	mm	Rippenabstand $c$			0,4 $d$ bis 1,2 $d$			
	-	Rippenneigung $\beta$			35° bis 75°			
Biegefähigkeit <sup>g</sup>	-	Biegeversuch, siehe 5.4						5
Knotenscherkraft $F_s$	N	geschweißte Matte			$F_s \geq 0,3 \cdot A_t \cdot R_{e,b}$			5
		Gitterträger			$F_s \geq 0,25 \cdot A_{Ch} \cdot R_{e,Ch}$ oder <sup>h</sup> $F_s \geq 0,80 \cdot A_{Ch} \cdot R_{e,b}$			
Oberspannung $\sigma_{max}^h$	MPa	300						Mindestwert
Schwingbreite $2\sigma_s^i$ für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel	MPa	für $d < 20$ mm			150			Mindestwert
		für $20 \leq d < 36$ mm			120			
		für $d \geq 36$ mm			100			

<sup>a</sup> Die geeignete Verteilung zur Berechnung der Fraktilität ist gemäß den Prüfergebnissen zu wählen (auch gemäß 7.3.3).  
<sup>b</sup> Die tatsächliche Streckgrenze  $R_{e,max}$  darf nicht größer als 1,3  $R_{e,b}$  sein; dies gilt nicht für Nenn Durchmesser kleiner 5,0 mm.  
<sup>c</sup> Für Nenn Durchmesser 5,0 mm bis 5,5 mm gilt für normalduktilen Material (A)  $R_{m}/R_{e} = 1,03$  und  $A_{gt} = 2,0$  % sowie für hochduktilen Material (B)  $R_{m}/R_{e} = 1,05$  und  $A_{gt} = 4,0$  %, für Nenn Durchmesser unter 5,0 mm sind diese Eigenschaften nicht nachzuweisen.  
<sup>d</sup> Für Nenn Durchmesser 5,0 mm bis 5,5 mm gilt für normalduktilen Material (A)  $(R_{m}/R_{e})_{min} = 1,01$  und  $A_{gt,min} = 1,6$  % sowie für hochduktilen Material (B)  $(R_{m}/R_{e})_{min} = 1,03$  und  $A_{gt,min} = 3,2$  %, für Nenn Durchmesser unter 5,0 mm sind diese Eigenschaften nicht nachzuweisen.  
<sup>e</sup> Die angegebenen Werte beziehen sich auf maschinengerichtetes Material und Stab. Bei ungerichtetem Material vom Ring sind diese Werte um mindestens + 15 % zu erhöhen. Siehe auch 5.8.1.  
<sup>f</sup> Gilt nicht für Gitterträger.  
<sup>g</sup> Der relative Wert  $f_r = \frac{A_{gt}}{A_t} \cdot \frac{R_{e,b}}{R_{e,min}}$  ist optional.  
<sup>h</sup> Gilt nicht für Gitterträger. Für geschweißte Matten ist die Dauerschwingfestigkeit optional. Wird der Nachweis der Dauerschwingfestigkeit geführt, dann darf bei geschweißten Matten die Schwingbreite  $2\sigma_s$  auf 100 MPa reduziert werden und die Probe hat eine Schweißstelle zu enthalten.  
 ANMERKUNG: 1 MPa = 1 N/mm<sup>2</sup>

Abbildung 3.59: Mechanische und geometrische Eigenschaften von Bewehrungsstahl gemäß ÖNORM B 4707:2014 [49]

Die Oberspannung, Schwingbreite und Mittelspannung der Versuche sind in Tabelle 3.25 zusammengefasst.

**Tabelle 3.25: Oberspannung, Schwingbreite und Mittelspannung der Versuche 1 - 8**

	<b>Oberspannung</b> $\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Schwingbreite</b> $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>Mittelspannung</b> $\sigma_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Versuch 1</b>	434	280	294
<b>Versuch 2</b>	434	180	344
<b>Versuch 3</b>	434	180	344
<b>Versuch 4</b>	434	140	364
<b>Versuch 5</b>	434	100	384
<b>Versuch 6</b>	300	180	210
<b>Versuch 7</b>	300	140	230
<b>Versuch 8</b>	300	100	200

### (a) Bestimmung der Mittellast

Um die zusätzlich aufzubringende Last zum Erreichen der Mittellast für alle Versuche berechnen zu können, müssen alle zusätzlichen Belastungen berücksichtigt werden. Das Eigengewicht  $g$  des Versuchsträgers ermittelt sich zu:

$$g = b \cdot h \cdot \gamma = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 25 = 8 \text{ kN/m} \quad (3.30)$$

Die Masse des Versuchsaufbaus setzt sich aus dem Gewicht des Unwuchterregers, des Querträgers sowie der Zugstäbe zusammen und beträgt  $m_{Auf} = 0,65 \text{ t}$ . Das Biegemoment  $M_{g,Auf}$  zufolge Eigengewicht und Aufbau berechnet sich mit:

$$M_{g,Auf} = (g \cdot l_{Achse}^2)/8 + (m_{Auf} \cdot 9,81 \cdot l_{Achse})/4 = 30,69 \text{ kNm} \quad (3.31)$$

Die Auflagerkraft  $F_{g,Auf}$  zufolge Eigengewicht und Aufbau ergibt sich somit zu:

$$F_{g,Auf} = (g \cdot l_{Achse})/2 + (m_{Auf} \cdot 9,81)/2 = 22,39 \text{ kN} \quad (3.32)$$

Das Biegemoment  $M_m$ , welches durch Aufbringen der Mittellast und durch Wirken des Biegemoments aus Eigengewicht und Aufbau erreicht werden soll, berechnet sich mit:

$$M_m = ((\sigma_{s,max} - \Delta\sigma/2) \cdot I_{II})/((d - x) \cdot \alpha_s) \quad (3.33)$$

Um das zusätzlich erforderliche Biegemoment  $\Delta M_{Zusatz}$  zu erhalten, muss jenes Biegemoment des Aufbaus noch abgezogen werden.

$$\Delta M_{Zusatz} = M_m - M_{g,Auf} \quad (3.34)$$

Die zusätzliche aufzubringende Last, um auf die Mittellast zu kommen, ergibt sich zu:

$$F_{Zusatz} = (4 \cdot \Delta M_{Zusatz}) / (l_{Achse}) \quad (3.35)$$

Auf Grund der unterschiedlich gewählten Schwingbreiten  $\Delta\sigma$  und Oberspannungen  $\sigma_{s,max}$  sind die Biegemomente zufolge Mittellast  $M_m$  und die Zusatzlasten  $F_{Zusatz}$  für jeden Versuch separat zu berechnen. Die Tabelle 3.26 fassen die ermittelten Werte aus den Gleichungen 3.31 bis 3.35 zusammen.

**Tabelle 3.26: Ermittlung der zusätzlichen Last zur Erreichung der Mittellast**

	$M_{g,Auf}$ [kNm]	$M_m$ [kNm]	$\Delta M_{Zusatz}$ [kNm]	$F_{Zusatz}$ [kN]	$F_{Zusatz}/2$ [kN]
<b>Versuch 1</b>	30,69	55,45	24,79	20,64	10,32
<b>Versuch 2</b>	30,69	64,89	34,19	28,49	14,25
<b>Versuch 3</b>	30,69	64,89	34,19	28,49	14,25
<b>Versuch 4</b>	30,69	68,66	39,97	31,64	15,82
<b>Versuch 5</b>	30,69	72,43	41,74	34,78	17,39
<b>Versuch 6</b>	30,69	77,77	47,08	39,23	19,62
<b>Versuch 7</b>	30,69	85,18	54,49	45,41	22,70
<b>Versuch 8</b>	30,69	92,59	61,90	51,58	22,79

### (b) Berechnung der dynamischen Belastung

Um die zuvor gewählte Oberlast im Betonstahl zu erreichen, muss das Biegemoment  $\Delta M$  zusätzlich zur Mittellast aufgebracht werden.

$$\Delta M = ((\pm \Delta\sigma/2) \cdot I_{II}) / ((d - x) \cdot \alpha_s) \quad (3.36)$$

Dies geschieht mit Hilfe des Unwuchterregers, der die Masse des Trägers  $m_T$  und die Masse des Versuchsaufbaus  $m_{Auf}$  beschleunigt und so in Schwingungen versetzt. Die Beschleunigung lässt sich durch Umformen des aufzubringenden Biegemoments bestimmen.

$$\Delta M = (m_T \cdot a \cdot l_{Achse}^2) / \pi^2 + (m_{Auf} \cdot a \cdot l_{Achse}) / 4 \rightarrow a \quad (3.37)$$

Die Querkraft an den Auflagern beträgt:

$$\Delta Q = (m_T \cdot a \cdot l_{Achse}) / \pi + (m_{Auf} \cdot a) / 2 \quad (3.38)$$

Die während des dynamischen Versuchs aufzubringende Schwingbreite errechnet sich mit:

$$\Delta F = \Delta Q / 4 \quad (3.39)$$

Tabelle 3.27 gibt einen Überblick über die aufzubringenden Biegemomente, Querkräfte und Schwingbreiten.

**Tabelle 3.27: Ermittlung der dynamischen Belastung**

	$\Delta M$ [kNm]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\Delta Q$ [kNm]	$\Delta F$ [kN]	$\Delta F/2$ [kN]
<b>Versuch 1</b>	26,41	9,97	15,43	61,73	30,87
<b>Versuch 2</b>	16,98	6,41	9,92	39,69	19,84
<b>Versuch 3</b>	16,98	6,41	9,92	39,69	19,84
<b>Versuch 4</b>	13,21	4,99	7,72	30,87	15,43
<b>Versuch 5</b>	9,43	3,56	5,51	22,05	11,02
<b>Versuch 6</b>	33,33	12,59	19,48	77,92	38,96
<b>Versuch 7</b>	25,92	9,79	15,15	60,60	30,30
<b>Versuch 8</b>	18,52	6,99	10,82	43,29	21,64

### (c) Spannungen im Beton und Betonstahl

Die Versuchsträger werden vor Auftragen der dynamischen Beanspruchung der Mittellast ausgesetzt. Dies hat zur Folge, dass sich bereits vor Beginn der Schwingversuche Risse im Beton einstellen. Die Spannung in der unteren Randfaser des Betonquerschnitts unter Mittellast ergibt sich zu:

$$\sigma_m = (M_{g,Auf} + \Delta M_{Zusatz}) / I_1 \cdot z_{c,u} \quad (3.40)$$

Die maximale Zugfestigkeit der Randfaser beträgt für eine Betonfestigkeitsklasse C30/37  $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ . Es ist davon auszugehen, dass sich der Beton während der Dauerschwingversuche im gerissenen Zustand befindet.

Da sich der Beton im gerissenen Zustand befindet übernimmt der Betonstahl die gesamte Belastung der Dauerschwingversuche und wird somit auf die Oberspannung belastet.

#### (d) Bestimmung der Eigenkreisfrequenz

Die Eigenfrequenzen der Versuchsträger werden mittels den Gleichungen 3.17 bis 3.23 ermittelt. Die anschließende Tabelle 3.28 stellt eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Versuchsreihe 1 und der Versuchsreihe 2 dar.

**Tabelle 3.28: Ermittlung der Eigenkreisfrequenz**

	Versuchsreihe 1		Versuchsreihe 2	
	Zustand I	Zustand II	Zustand I	Zustand II
Ersatzmasse $m^*$ [kg]	2.650	2.650	2.650	2.650
Ersatzfedersteifigkeit $k^*$ [N/mm]	62.008,10	5.137,66	62.008,10	6.474,10
Eigenkreisfrequenz $\omega_0$ [rad/s]	152,97	44,03	152,97	59,79
Eigenfrequenz $f_0$ [Hz]	24,35	7,01	24,35	9,52

#### (e) Bestimmung der Querschnittswiderstände

Die Querschnittswiderstände werden mit den Festigkeitsergebnissen aus den Druckversuchen ermittelt. Als Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite wurde für Beton  $\gamma_c = 1,0$  angenommen. Der Querschnittswiderstand für Biegebeanspruchungen wird mit Hilfe des Blockdiagramms berechnet. Die Druckzonenhöhe  $x_B$  wird mit der Gleichung 3.41 berechnet.

$$x_B = (A_s \cdot f_{yk}) / (b \cdot f_{ck}) \quad (3.41)$$

Der zugehörige Momentenwiderstand  $M_{Rk}$  ergibt sich aus der Gleichung 3.42.

$$M_{Rk} = x_B \cdot b \cdot f_{ck} \cdot (d - x_B/2) \quad (3.42)$$

Der Querkraftwiderstand wird gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 6.2.2 [44] für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung bemessen. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes  $V_{Rk,c}$  wird mittels Gleichung 3.43 ermittelt, muss aber mindestens den Wert aus Gleichung 3.44 betragen.

$$V_{Rk,c} = [C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \quad (3.43)$$

$$V_{Rk,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 4,0 \text{ kN} \quad (3.44)$$

Für die Gleichungen 3.43 und 3.44 gelten folgende Werte:

$$C_{Rk,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18;$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} = 1 + \sqrt{200/360} = 1,75 \leq 2,0;$$

$$\rho_l \quad \text{Bewehrungsgrad,} = A_{s1}/(b_w \cdot d) \leq 0,02;$$

$$A_{s1} \quad \text{Fläche der Zugbewehrung;}$$

$$b_w \quad \text{kleine Querschnittsbreite in mm die innerhalb der Zugzone liegt;}$$

$$\sigma_{cp} \quad \text{Betondruckspannung infolge Normalkraft,} = 0;$$

$$k_1 = 0,15;$$

Die berechneten Werte für den Momentenwiderstand  $M_{Rk}$  und den Querkraftwiderstand  $V_{Rk,c}$  können der Tabelle 3.29 entnommen werden.

**Tabelle 3.29: Querschnittswiderstände**

	Versuchsreihe 1	Versuchsreihe 2
<b>Druckzonenhöhe <math>x_B</math> [m]</b>	0,0076	0,0152
<b>Momentenwiderstand <math>M_{Rk}</math> [kNm]</b>	107,70	213,10
<b>Bewehrungsgrad <math>\rho_l</math></b>	0,0019	0,0038
<b>Querkraftwiderstand <math>V_{Rk,c}</math> [kN]</b>	191,95	241,84

In der ersten Versuchsreihe war  $M_{Rk}$  bereits durch das Gewicht und die Mittellast sehr stark ausgenutzt.

### 3.3.6 Auswertung der dynamischen Versuche

Insgesamt wurden sechs Prüfkörper, vier des Typen 1 und zwei des Typen 2, hergestellt. Mit den sechs vorhandenen Versuchskörpern wurden acht Ermüdungsversuche durchgeführt.

Das Ziel war der Dauerschwingbelastung bis zu einer Lastwechselzahl von zwei Millionen Lastzyklen Stand zu halten. Die Versuchskörper wurden mit unterschiedlichen Schwingbreiten belastet.

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der maßgebenden Versuche ausführlich erklärt. Die Tabelle 3.30 fassen die durchgeführten Versuche mit allen relevanten Versuchsparametern zusammen. In der Tabelle ist für jeden Versuch der untersuchte Versuchsträger, der Bewehrungstyp, die Bestückung des Unwuchterregers, die Oberlast, die Schwingbreite und die erreichte Lastwechselzahl dargestellt.

**Tabelle 3.30: Versuchsparameter der Versuche 1 bis 8**

Versuch	Versuchskörper	Bewehrung	Bestückung Unwuchterregers		Oberlast $\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schwingbreite $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Lastwechsel
			Stahl	Aluminium			
1	VK 1	Typ 1	12	9-11,13-15	434	280	168.269
2	VK 2	Typ 1	-	1-3	434	180	991.292
3	VK 3	Typ 1	-	20,1-4	434	180	1.016.892
4	VK 4	Typ 1	-	1-3	434	140	1.376.131
5	VK 4 gedreht	Typ 1	-	20,1-4	434	100	> 2.000.000
6	VK 5	Typ 2	2	1,3	300	180	1.525.704
7	VK 5 gedreht	Typ 2	1,3	20,2,4	300	140	789.931
8	VK 6	Typ 2	2	1,3	300	100	> 2.000.000

Auf die Ergebnisse der in der Tabelle 3.30 angeführten Versuche wird in den nächsten Unterkapiteln eingegangen. Da der erste Versuch als Grundlage für alle weiteren Versuche gilt, wird dieser zu Beginn analysiert. Danach folgen Vergleiche der unterschiedlichen Ermüdungsversuche. Folgende Versuche werden einander gegenübergestellt:

- Versuch 3 und Versuch 6
- Versuch 6 und Versuch 7
- Versuch 6 und Versuch 8
- Versuch 5 und Versuch 8
- Versuch 5 und Versuch 7

Die einzelnen Parameter, auf die sich die Vergleiche beziehen, sind in Tabelle 3.31 zusammengefasst. Versuch 3 und Versuch 6, sowie die Versuche 5 und 8 werden miteinander verglichen, um den Einfluss von unterschiedlichen Bewehrungsgraden und Oberspannungen ausfindig zu machen. Bei Versuch 6 und 7 soll herausgefunden werden, ob das Umdrehen des Trägers und bereits vorhandene Schäden der Verbundfugen eine Wirkung auf die Ermüdungsfestigkeit haben. Der Vergleich von Versuch 6 mit Versuch 8 zeigt die Einwirkung

von Schwingbreite auf die Ermüdungsfestigkeit. Zuletzt werden die Versuche 5 und 7 gegenübergestellt, um Auswirkungen des Umdrehens der Versuchskörper zu analysieren.

**Tabelle 3.31: Vergleich der Versuche**

Versuche	Versuchskörper	Bewehrung	Oberlast $\sigma_{s,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schwingbreite $\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Vergleich
3	VK 3	Typ 1	434	180	untersch. Bewehrung gleiche Schwingbreite
6	VK 5	Typ 2	300	180	
6	VK 5	Typ 2	300	180	Einfluss des Umdrehens
7	VK 5 gedreht	Typ 2	300	140	
6	VK 5	Typ 2	300	180	gleiche Bewehrung untersch. Schwingbreite
8	VK 6	Typ 2	300	100	
5	VK 4 gedreht	Typ 1	434	100	untersch. Bewehrung gleiche Schwingbreite
8	VK 6	Typ 2	300	100	
5	VK 4 gedreht	Typ 1	434	100	Einfluss des Umdrehens
7	VK 5 gedreht	Typ 2	300	140	

### 3.3.6.1 Versuch 1

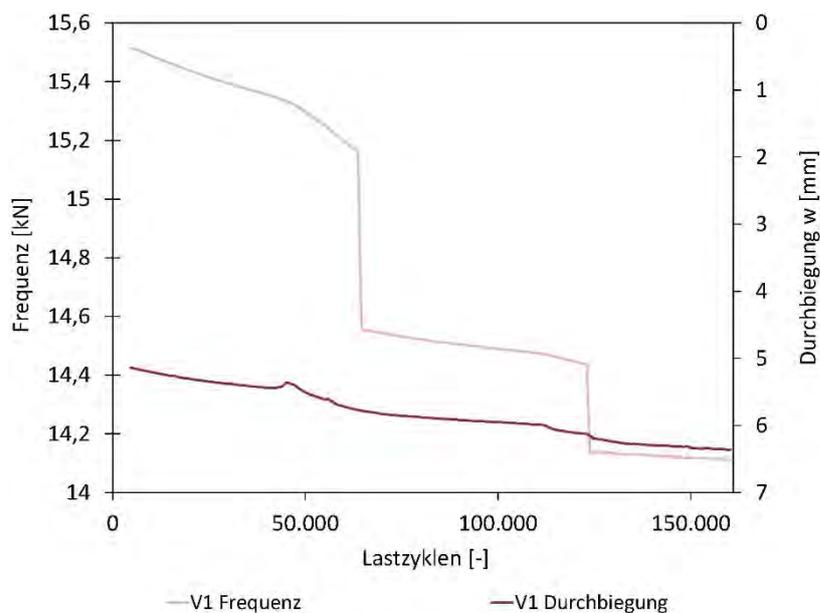
Um das Verhalten von geschweißten Bewehrungsmatten unter Ermüdungsbeanspruchung einschätzen zu können, wurde beschlossen den ersten Versuch mit einer erhöhten Belastung zu beginnen. Für die erste Serie wurde eine Oberspannung  $\sigma_{s,max}$  von 434 N/mm<sup>2</sup>, also 70% von 620 N/mm<sup>2</sup>.

Es wurde bewusst eine sehr hohe Schwingbreite von 280 N/mm<sup>2</sup> gewählt, wodurch die Grenzen für die weiteren Versuche festgelegt werden konnten. Der Versuchskörper stammte aus der ersten Versuchsreihe und wurde mit einer Bewehrung gemäß Typ1 bewehrt. Der Probeträger wurde nicht vorbelastet und die Dauerschwingbelastung wurde direkt aufgebracht.

Der Versuchskörper hielt einer Ermüdungsbelastung von 168.269 Lastwechseln bei einer durchschnittlichen Frequenz von 14,74 Hz und einer durchschnittlichen Prüfzeit von 3,17 Stunden Stand. Der Träger hat somit in einer Sekunde durchschnittlich 14,74 Lastzyklen durchlaufen. Die analytische Berechnung für den Zustand I ergab eine Eigenfrequenz von 24,35 Hz und den Zustand II eine Eigenfrequenz von 7,0 Hz. Da die Träger der ersten Versuchsreihe in ihren Querschnittsabmessungen sowie Bewehrungsgraden alle ident waren gelten diese Werte für die weiteren Versuche 2 bis 5. Aus der gemessenen Frequenz lässt

sich erkennen, dass der Träger mit einer Frequenz von 14,74 Hz zwischen den beiden Werten liegt. Der Versuch wurde mit einer Frequenz von 15,5 Hz gestartet, der erste Abfall auf 14,5 Hz fand bei ungefähr 64.548 Lastzyklen statt, ein weiterer auf 14,1 Hz bei 123.857, am Ende des Versuchs betrug die Frequenz nur noch 13,8 Hz.

Einen genauen Verlauf der Prüffrequenz sowie der Durchbiegung nach dem erschwerten Einschwingvorgang, soll Abbildung 3.60 veranschaulichen. Die Durchbiegung des Trägers wurde aus den Messungen der Lasermessgeräte in Trägermitte ermittelt. Aus dem Verlauf des Durchbiegungs - Frequenz - Diagramms, lässt sich ein kontinuierlicher Abfall der Durchbiegung bei sprunghaftem Abfall der Frequenz erkennen. Jenen Stellen, die zu einem Sprung in der Prüffrequenz führten, lassen sich entweder auf einen sich einstellenden Riss, auf eine Vergrößerung der Rissbreite oder auf einen Ermüdungsbruch der Bewehrung zurückführen. Mit Rissfortschritt nahm auch die Biegesteifigkeit des Trägers ab, dies ist sehr schön an der geringer werdenden Frequenz zu erkennen.

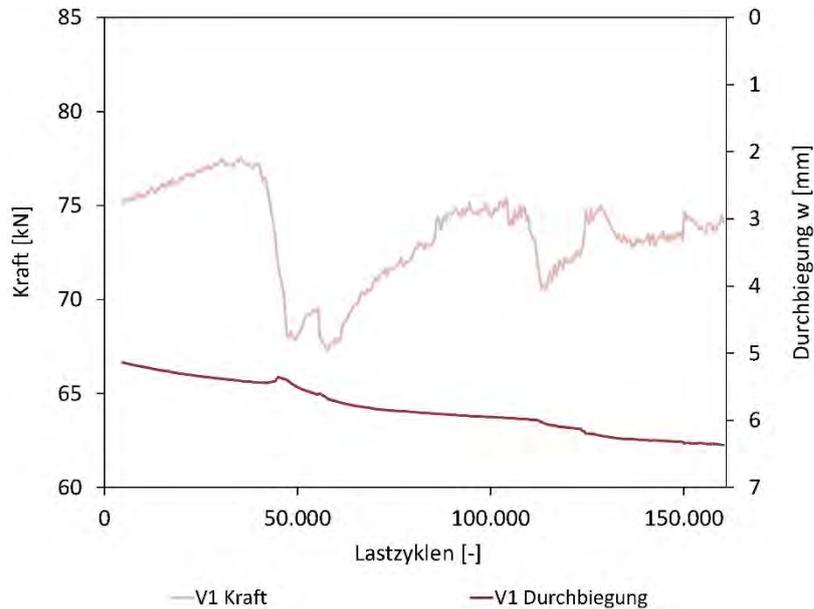


**Abbildung 3.60: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung bei Versuch 1**

Infolgedessen dass der Trägers nicht vorbelastet wurde, ergaben sich Probleme in der Frequenzfindung. Die Frequenz konnte nicht konstant gehalten werden. Da jedoch eine konstante Frequenz für die Ermüdungsversuche von Bedeutung ist, wurde beschlossen, alle weiteren Versuche bis auf die Oberlast zu belasten.

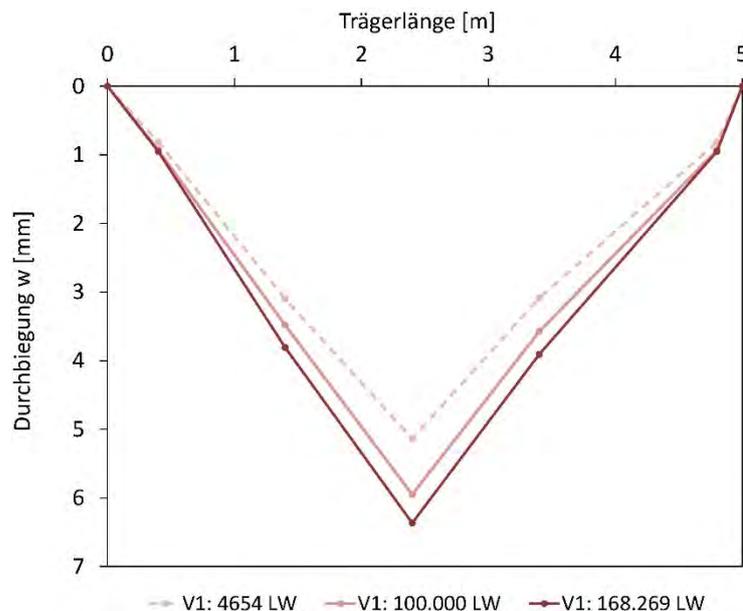
Die erforderliche Kraftamplitude von 71,73 kN wurde zuvor analytisch berechnet. Im Durchschnitt betrug die gemessene Kraftamplitude 72,24 kN, was einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 36,12 kN entspricht. In Abbildung 3.61 ist das Kraft-Durchbiegungs-Diagramm dargestellt. Wie

die Abbildung 3.61 erkennen lässt, war es fast unmöglich die Kraftamplitude konstant zu halten.



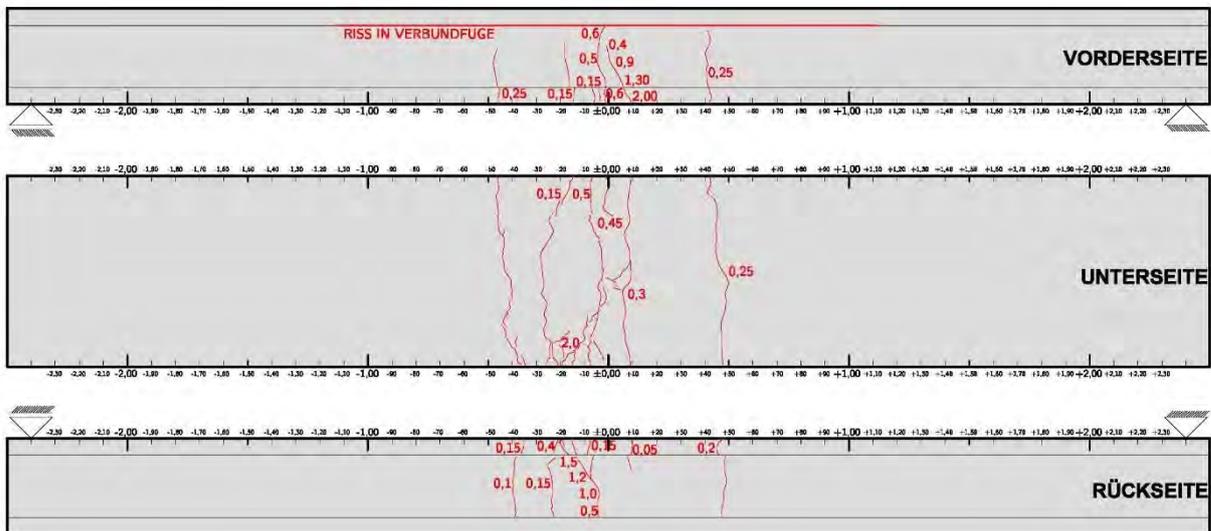
**Abbildung 3.61: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung bei Versuch 1**

Die Abbildung 3.62 zeigt die Durchbiegung in Relation zur Trägerlänge. Die Durchbiegung des Trägers wurde einerseits mit den mittig angebrachten Lasermessgeräten W1 und W2, andererseits mit den induktiven Wegaufnahmen (Solatron W3 bis W6) ermittelt. Die gemittelte Durchbiegung des Trägers in Feldmitte betrug Anfangs 5,1 mm und nahm gegen Ende auf 6,4 mm stetig zu.



**Abbildung 3.62: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge bei Versuch 1**

In der folgenden Abbildung 3.63 sind alle entstandenen Risse eingetragen. Der Träger versagte in Feldmitte. Risse in der Verbundfuge konnten bereits bei Versuchskörper 1 festgestellt werden. Die maximale Rissbreite betrug 2,00 mm.



**Abbildung 3.63: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 1**

### 3.3.6.2 Vergleich von Versuch 3 mit Versuch 6

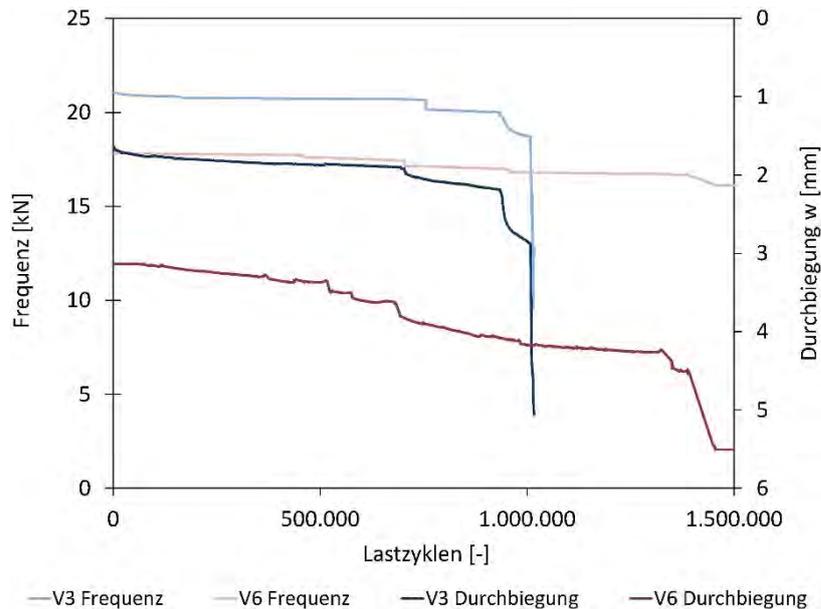
Sowohl bei Versuch 3 als auch bei Versuch 6 wurde eine Schwingbreite von 180 N/mm<sup>2</sup> gewählt. Versuch 3 wurde mit der Bewehrung des Typen 1 und Versuch 6 mit der den Typen 2 bewehrt. Die beiden Versuchsträger unterschieden sich somit lediglich in ihrem Bewehrungsgrad und der Oberspannung. Bei beiden Versuchen wurde der Träger mit der Oberlast vorbelastet. Diese betrug beim 3. Versuch 21,3 kN pro Presse und beim 6. Versuch 33,5 kN pro Presse.

Der Träger des 3. Versuchs konnte einer Ermüdungsbelastung von 1.016.892 Lastwechseln bei einer durchschnittlichen Frequenz von 20,4 Hz und einer Prüfzeit von 13,84 Stunden standhalten. Im Vergleich dazu versagte der Träger des 6. Versuchs trotz des erhöhten Bewehrungsgrads bei einer Ermüdungsbelastung von 1.525.704 Lastwechseln. Der Träger hielt zwar 500.000 Lastwechsel mehr aus als der Versuchsträger des 3. Versuchs, jedoch erreicht auch er die gewünschte Lastwechselzahl von 2.000.000 Lastwechseln nicht.

Bei Versuch 3 durchlief der Träger in einer Sekunde durchschnittlich 20,4 Lastzyklen. Wie bei Versuch 1 ergab die analytische Berechnung für den Zustand I eine Eigenfrequenz von 24,35 Hz und den Zustand II eine Eigenfrequenz von 7,0 Hz. Der Träger hatte eine Frequenz von 20,4 Hz und lag daher zwischen den beiden Werten.

Die durchschnittliche Prüffrequenz des 6. Versuchs betrug 16,1 Hz, bei einer Prüfzeit von 24,94 Stunden. Der Träger absolvierte in einer Sekunde durchschnittlich 16,1 Lastzyklen und

hat demnach etwas langsamer geschwungen als jener bei Versuch 3. Auf Grund des neuen Bewehrungsgrads änderte sich die Eigenfrequenz im Zustand II auf 9,52 Hz, die im Zustand I blieb mit 24,35 Hz unverändert. Mit 16,1 Hz liegt die Trägereigenfrequenz zwischen Zustand I und II. Die Abbildung 3.64 zeigt den Prüffrequenzverlauf des dritten sowie sechsten Versuchs.



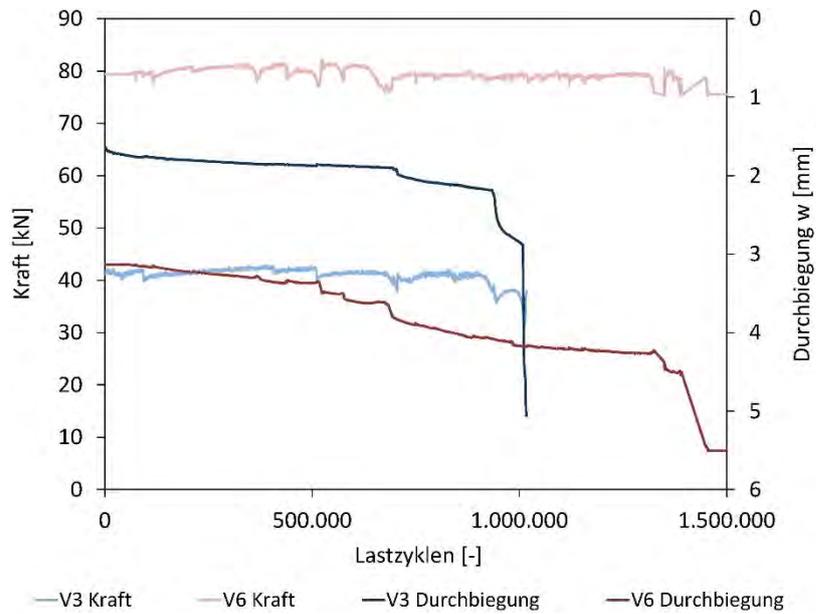
**Abbildung 3.64: Vergleich Versuch 3 und 6: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung**

Die Prüffrequenz, in Abbildung 3.64 hellblau dargestellt, fällt bei einer Lastwechselzahl von 1.014.383 abrupt auf 10,5 Hz ab. Gleichzeitig nimmt die Durchbiegung des Trägers, in dunkelblau dargestellt, stark zu. Kurz danach musste auf Grund von Ermüdungsversagen der Versuch 3 beendet werden.

Die Frequenz von Versuch 6 pendelte sich bei einem Wert von 17,7 Hz ein und nahm gegen Ende des Versuchs kontinuierlich bis auf 16,11 Hz ab. Nach etwa 1.5 Millionen Lastwechseln war die Durchbiegung groß und eine markante Rissbildung vorhanden. Zwischen einer Lastwechselzahl von 1.400.000 und 1.500.000 stieg die Durchbiegung enorm an, gleichzeitig konnte ein Abfall der Frequenz beobachtet werden, weswegen der Versuch beendet wurde.

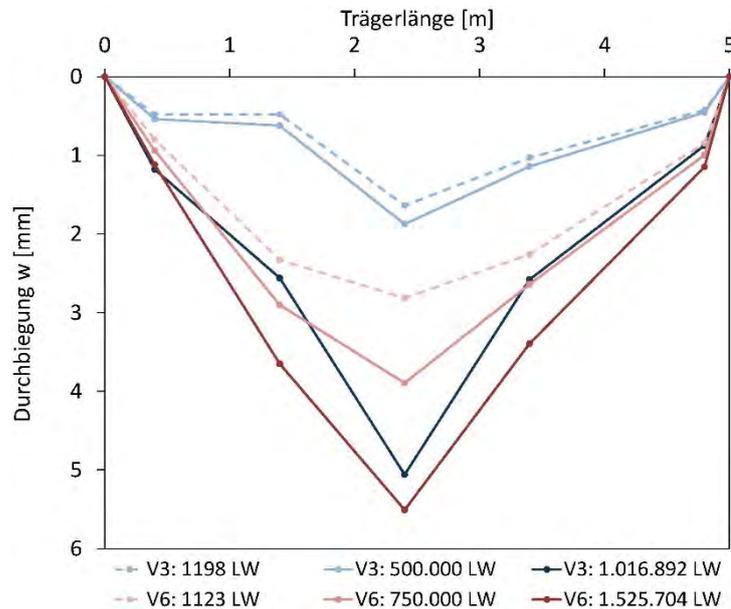
Die erforderliche Kraftamplitude von Versuch 3 betrug 39,68 kN. Die durchschnittlich gemessene Kraftamplitude hatte einen Wert von 40,82 kN, was einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 20,41 kN entspricht.

Bei Versuch 6 war eine Kraftamplitude von 77,92 kN gefordert. Diese wurde zuvor analytisch berechnet und konnte über die gesamte Anzahl an Lastwechseln gehalten werden. Im Durchschnitt betrug die Amplitude 77,11 kN, was einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 38,55 kN entspricht. In Abbildung 3.65 ist das Kraft-Durchbiegungs Diagramm der beiden Versuche dargestellt.



**Abbildung 3.65: Vergleich Versuch 3 und 6: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung**

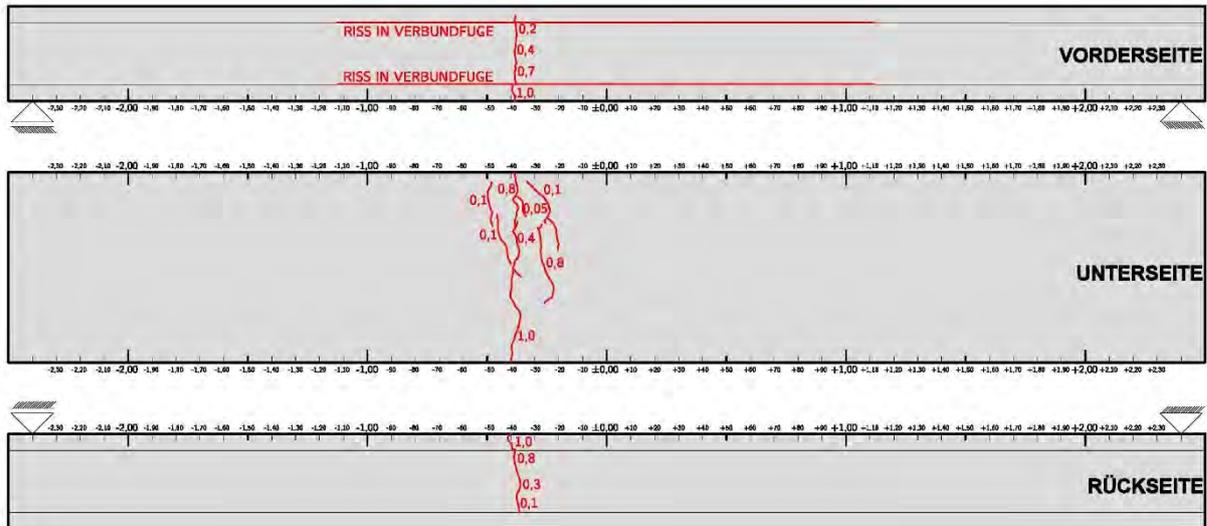
Anfangs betrug die gemittelte Durchbiegung bei Versuch 3 rund 1,64 mm und nahm schlagartig auf 5,1 mm zu. Die gemittelte Durchbiegung des Trägers von Versuch 6 betrug Anfangs 2,2 mm und nahm gegen Ende hin auf 4,2 mm stetig zu. Abbildung 3.66 zeigt die Durchbiegung der beiden Versuche in Relation zur Trägerlänge.



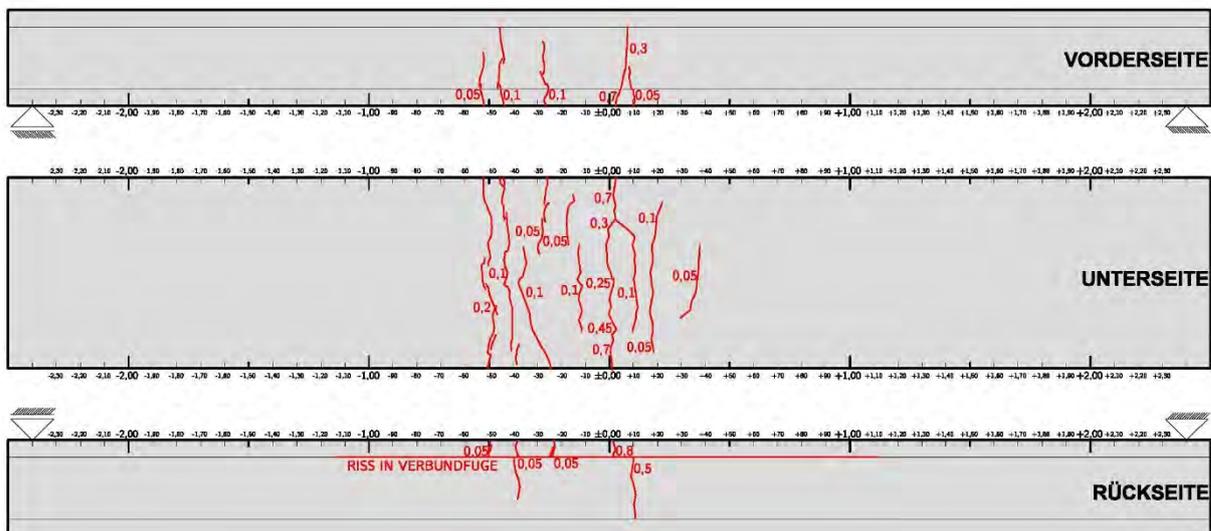
**Abbildung 3.66: Vergleich Versuch 3 und 6: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge**

In der folgenden Abbildung 3.67 sind alle entstandenen Risse des 3. Versuchs eingetragen. Es konnten Risse in der Verbundfuge festgestellt werden, welche sich auf die Vorderseite des Trägers beschränkten. Die maximale Rissbreite betrug 1,0 mm.

Abbildung 3.68 zeigt alle während des 6. Versuchs entstandenen Risse. Risse in der Verbundfuge konnten auf der Rückseite festgestellt werden. Eine maximale Rissbreite wurde mit 0,7 mm gemessen.



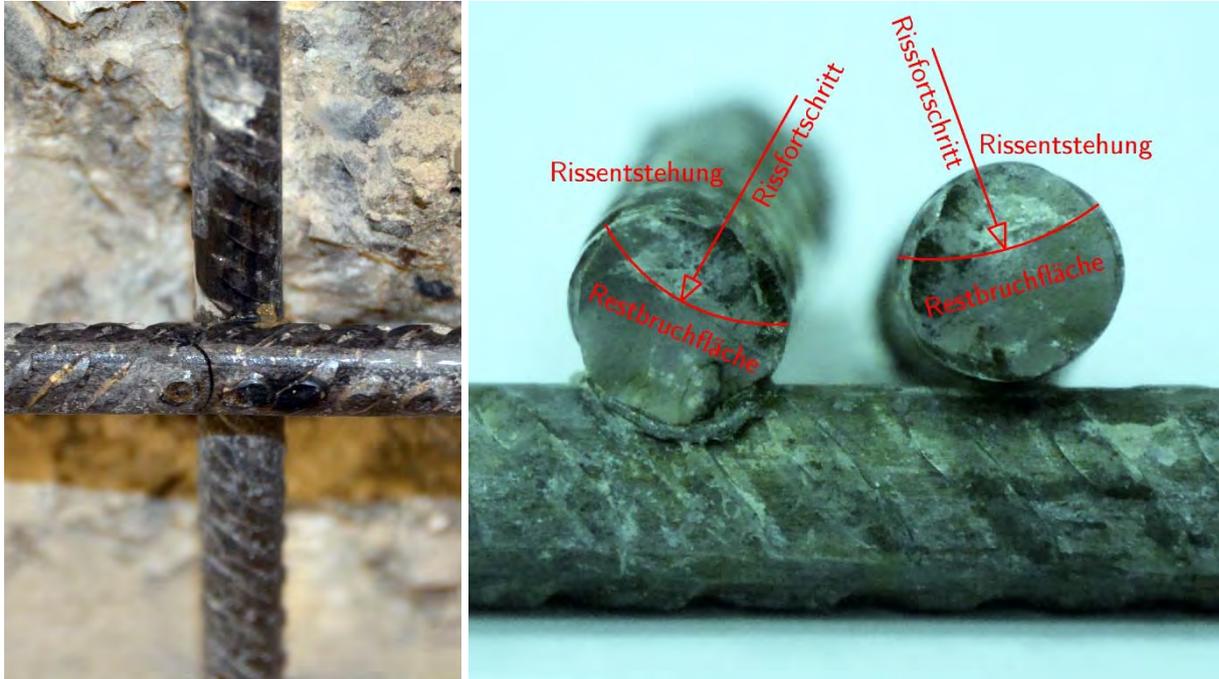
**Abbildung 3.67: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 3**



**Abbildung 3.68: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 6**

Um auf die Ursache des Ermüdungsversagens zu kommen, beschlossen wir, den Versuchsträger aufzustemmen und die Bewehrungsmatten freizulegen. Dadurch war es uns möglich den Bruch der Bewehrungsmatte an der Stelle des Schweißpunktes ausfindig zu

machen. In Abbildung 3.69 ist der Ermüdungsbruch der Bewehrung abgebildet. Da nicht jede Bewehrungskreuzung geschweißt war, konnte man sehr gut sehen, dass nur Ermüdungsbrüche an den Schweißstellen entstanden sind.



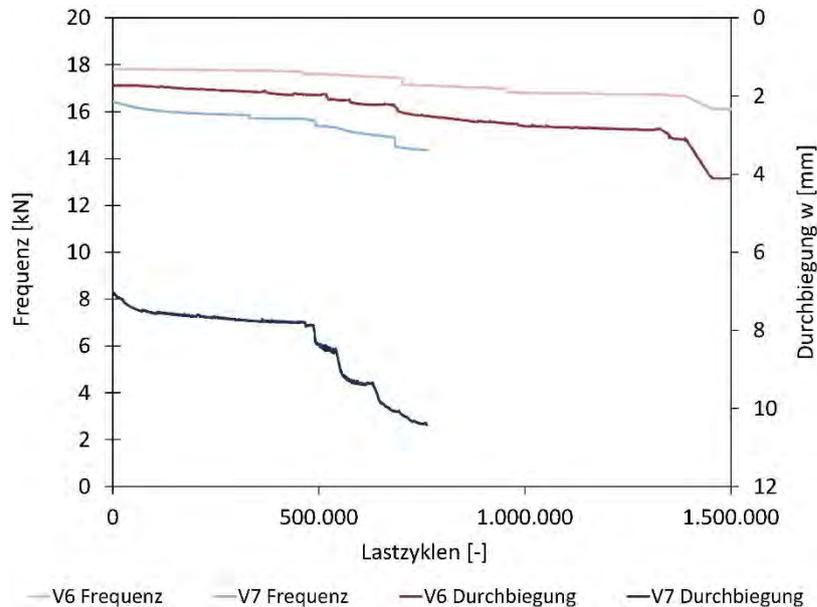
**Abbildung 3.69: Ermüdungsbrüche der Bewehrungsmatten im Versuch 3**

### 3.3.6.3 Vergleich von Versuch 6 mit Versuch 7

Alle Informationen zu Versuch 6 sind dem vorstehenden Unterkapitel zu entnehmen. Nachdem beim sechsten Versuch der Träger noch keine gravierenden äußeren Schäden zeigte, wurde beschlossen diesen umzudrehen. Die Möglichkeit des Umdrehens wurde mit der so entstehenden Druckzone auf der ursprünglichen Unterseite des Trägers begründet. Es wurde angenommen, dass vorhandene Risse zusammengedrückt werden und die Mattenbewehrung der vorher oberen Lage vollkommen intakt sei. Der Träger des 7. Versuchs war somit derselbe Träger wie bei Versuch 6. Die Belastung erfolgte mit einer geringeren Schwingbreite von 140 N/mm<sup>2</sup>.

Es wurde angenommen, dass durch Auftragen einer geringeren Schwingbreite der Versuch eine gleiche, wenn nicht höhere Lastwechselzahl als der vorhergehende Versuch erreichen würde. Jedoch wurde dieses Ziel weit verfehlt, denn bei 768.931 Lastzyklen kam es zu einem Ermüdungsversagen. Die durchschnittliche Frequenz betrug 15,54 Hz und hielt 13,74 Stunden stand und war geringer als die maximale Prüffrequenz von Versuch 6, die 17,7 Hz betrug. Betrachtet man die Frequenzen der Versuche 6 und 7 genauer, lässt sich erkennen, dass die Endfrequenz von Versuch 6 mit 16,1 Hz sehr gut mit der Anfangsfrequenz von Versuch 7 mit

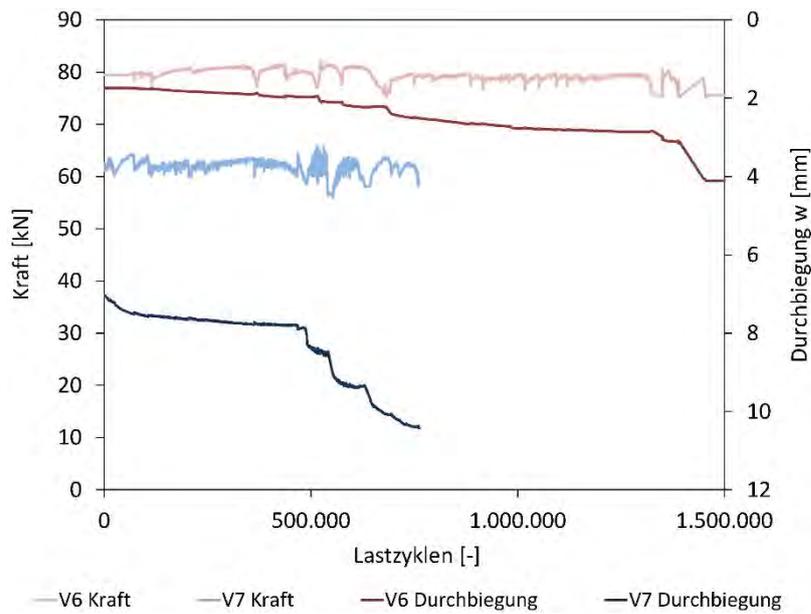
16,4 Hz zusammenpasst. Die berechneten Eigenfrequenzen der Zustände I und II sind identisch mit jenen des sechsten Versuchs. Der Trägers befand sich zwischen den berechneten Werten der Zustände I und II. Der Frequenzverlauf ist in Abbildung 3.70 dargestellt.



**Abbildung 3.70: Vergleich Versuch 6 und 7: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung**

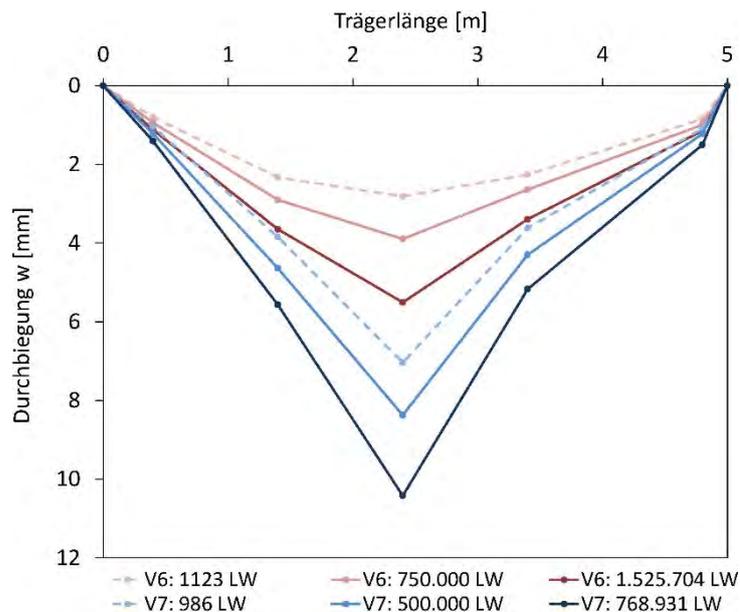
Ab einer Lastwechselzahl von 500.000 ist sowohl bei Versuch 6 als auch bei Versuch 7 ein stufenweiser Abfall der Frequenz zu erkennen. Schon zu Beginn der beiden Versuche ist ein enormer Unterschied in den Verläufen der Anfangsdurchbiegung zu erkennen. Bei Versuch 6 verhält sich die Abnahme der Steifigkeit proportional zur Abnahme der Frequenz und die beiden Verläufe scheinen parallel zu verlaufen. Bei Versuch 7 hingegen, scheint zunächst das Verhalten der Frequenz von Versuch 6 ähnlich. Die Frequenzabnahme trägt jedoch einen erheblich höheren Steifigkeitsverlust mit sich und der Träger versagt schlagartig.

Für Versuch 7 wurde eine Kraftamplitude von 60,60 kN berechnet. Im Versuch selbst stellte sich eine durchschnittliche Kraftamplitude von 61,53 kN ein, was einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 30,77 kN entspricht. Die Abbildung 3.71 stellt das Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Trägers dar. Auch bei Betrachtung des Verlaufs der Kraftamplitude (für Versuch 7 hellblau dargestellt) lässt sich ab 500.000 Lastwechseln eine Unstetigkeit in der Kraftamplitude erkennen. Je größer der Steifigkeitsverlust wurde, desto schwieriger erwies es sich die Kraftamplitude am gewünschten Wert zu halten. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Risse in der Verbundfuge eine Teilung des Versuchskörpers verursachten, wodurch es sich nicht mehr um eine Masse handelte die zum Schwingen gebracht werden musste, sondern um mehrere Massen.



**Abbildung 3.71: Vergleich Versuch 6 und 7: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung**

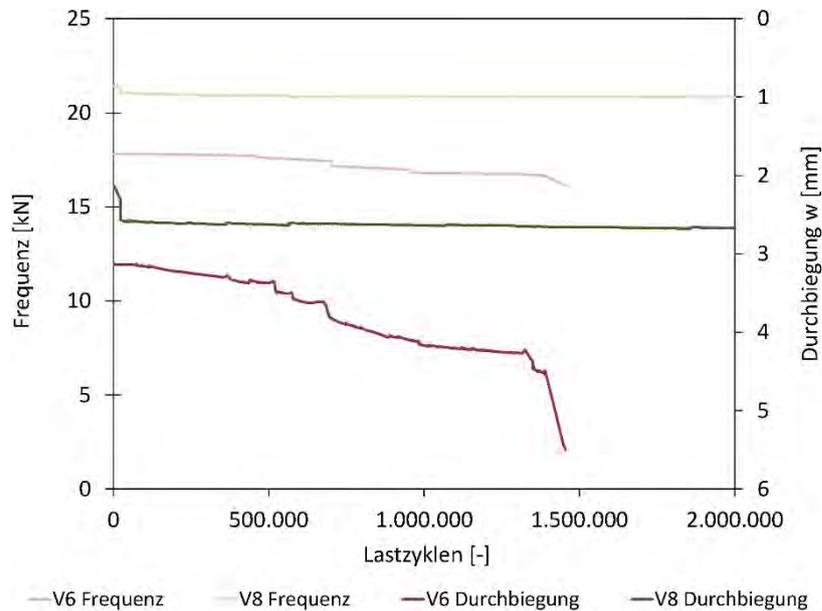
Eine Gegenüberstellung der Durchbiegungen der Versuchsträger über die Trägerlänge soll in Abbildung 3.72 verbildlicht werden. Es ist zu erkennen, dass die Verformung des Trägers des 6. Versuchs (hellrot bis dunkelrot gekennzeichnet) von 2,2 mm auf 4,2 mm zunimmt. Nach Umdrehen und Aufbringen der Mittellast beträgt zu Beginn des 7. Versuchs die Verformung jedoch schon 7 mm. Während der Schwingbelastung kann eine starke Zunahme der Verformung beobachtet werden, welche nach 768.931 Lastwechseln ihr Maximum von 10,5 mm erreicht. Die Verformungsverläufe von Versuch 7 sind in blauer Farbe dargestellt.



**Abbildung 3.72: Vergleich Versuch 6 und 7: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge**



6 hingegen nimmt stetig ab. Beim Träger des 8. Versuches sind kaum Steifigkeitsverluste feststellbar.

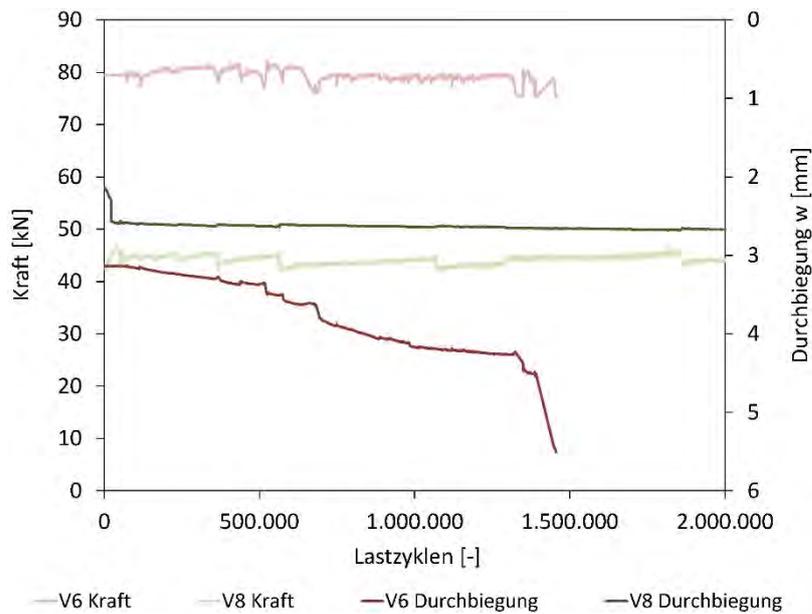


**Abbildung 3.74: Vergleich Versuch 6 und 8: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung**

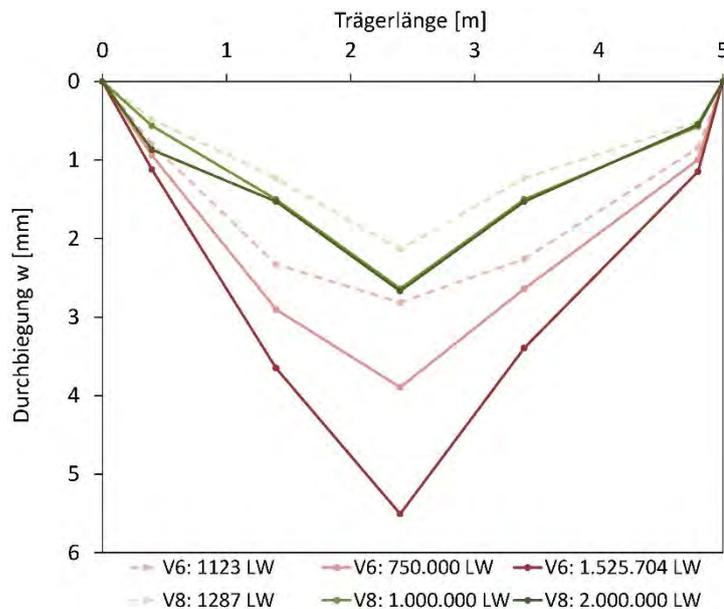
Bei Versuch 8 war eine Kraftamplitude von 43,3 kN laut Berechnung notwendig. Durchschnittlich wurde die Kraftamplitude von 44,26 kN über die gesamte Dauer gehalten. Dies entspricht einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 22,13 kN.

Die über die Zeit konstante Kraftamplitude ist in Abbildung 3.75 in der Farbe Hellgrün dargestellt. Auch in diesem Diagramm ist sehr schön zu erkennen, dass die Schwingbreite einen erheblichen Einfluss auf den Steifigkeitsverlust haben muss. Während bei Versuch 8 kaum eine Vertikalverformung bemerkbar ist, weist Versuch 6 ab 500.000 Lastwechsel eine immer größer werdende Durchbiegung auf.

Die Durchbiegung des Trägers in Feldmitte betrug bei Versuch 8 durchschnittlich 2,8 mm und änderte sich minimalst. In Abbildung 3.76 ist die Durchbiegung über die Trägerlänge beider Versuche zu sehen.

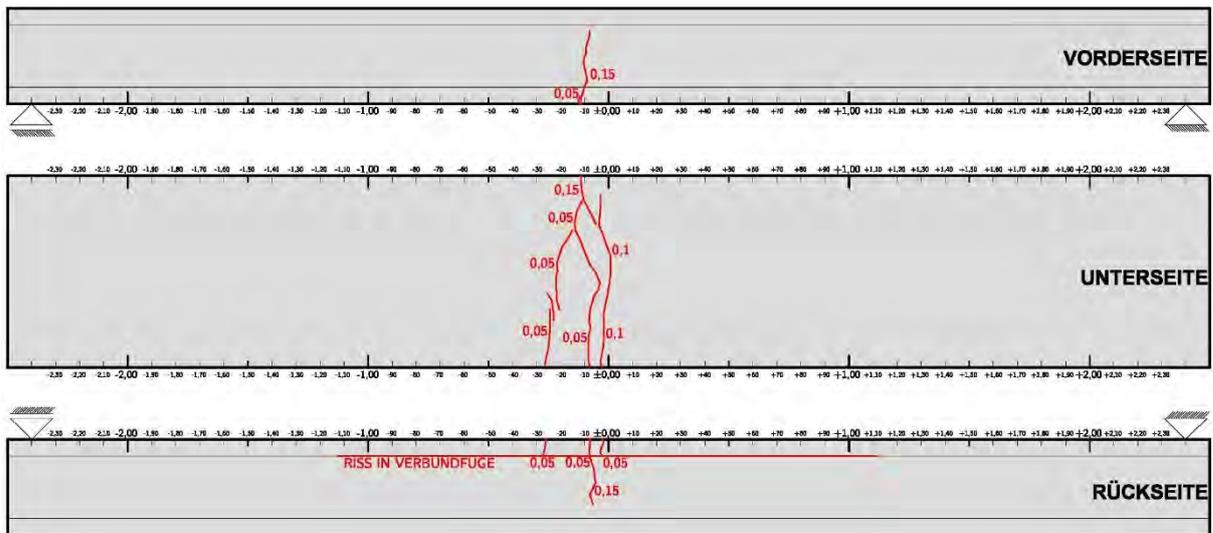


**Abbildung 3.75: Vergleich Versuch 6 und 8: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung**



**Abbildung 3.76: Vergleich Versuch 6 und 8: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge**

In Abbildung 3.77 sind alle bei Versuch 8 entstandenen Risse eingetragen. Trotz der geringen Schwingbreite und der kaum bemerkbaren Steifigkeitsverluste wurden Risse in der Verbundfuge auf der Trägerrückseite festgestellt. Die maximale Rissbreite betrug 0,15 mm. Abbildung 3.68 zeigt alle während des 6. Versuchs entstandenen Risse. Risse in der Verbundfuge konnten auf der Rückseite festgestellt werden. Eine maximale Rissbreite wurde mit 0,7 mm gemessen.



**Abbildung 3.77: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 8**

### 3.3.6.5 Vergleich von Versuch 5 mit Versuch 8

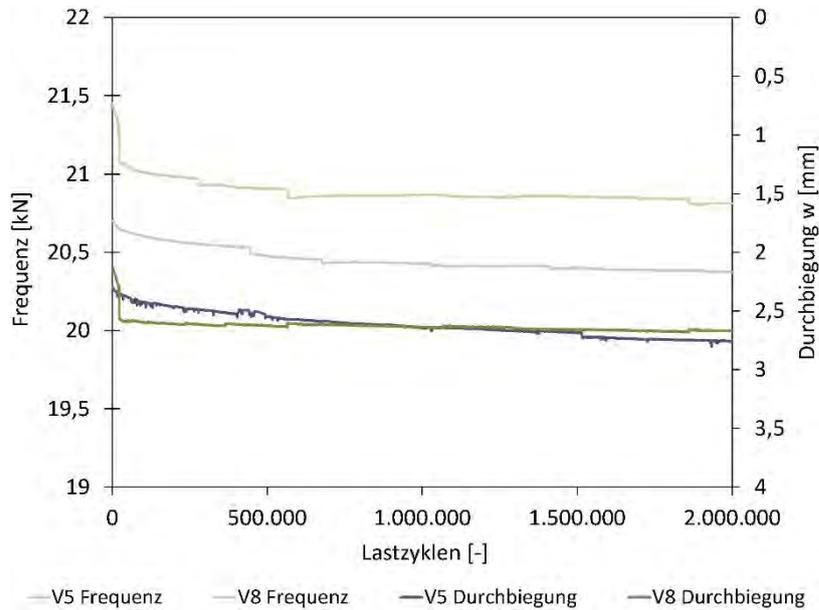
Da bei Versuch 4 der Träger nicht von starken Schäden gekennzeichnet war, wurde beschlossen diesen umzudrehen. Wieder wurde angenommen, dass vorhandene Risse zusammengedrückt werden und die Mattenbewehrung der vorher oberen Lage vollkommen intakt sei. Sowohl Versuch 5 als auch Versuch 8 wurden mit einer Schwingbreite von 100 N/mm<sup>2</sup> angeregt. Der Unterschied der beiden Versuchsträger besteht im Grad der Bewehrung und der Oberspannung. Bei Versuch 5 handelte es sich um einen geringen Bewehrungsgrad mit höherer Oberspannung.

Versuch 5 war der erste Versuch bei dem eine Ermüdungsbelastung von 2.000.000 Lastwechsel erreicht werden konnte. Die durchschnittliche Prüffrequenz war etwas geringer als beim Versuch 8 und hatte eine Höhe von 20,45 Hz bei einer Prüfzeit von 27,16 Stunden. Der Träger absolvierte in einer Sekunde durchschnittlich 20,45 Lastzyklen und lag somit mit seiner Frequenz im Bereich zwischen Zustand I und II.

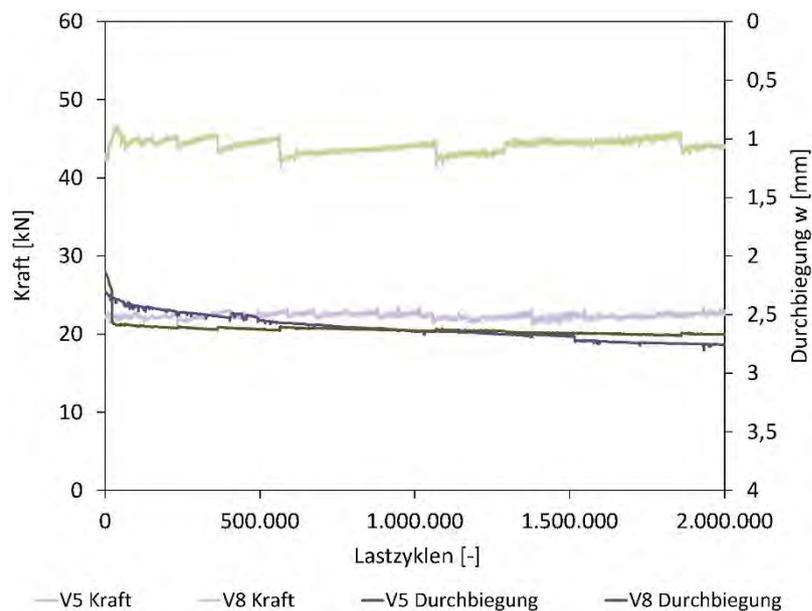
Da es nie zu einem Ermüdungsbruch kam und der Versuch nach dem Erreichen der gewünschten Lastzyklen manuell beendet wurde, konnte auch kein Sinken der Frequenz beobachtet werden, die Minimalfrequenz betrug somit 20,37 Hz. Die Abbildung 3.78 zeigt den Prüffrequenzverlauf des fünften Versuchs im Vergleich mit dem des achten Versuchs.

Die erforderliche Kraftamplitude von Versuch 5 betrug 22,02 kN und war mit der im Durchschnitt gemessenen Kraftamplitude von 22,5 kN, was einer Amplitude  $\Delta F/2$  von 11,25 kN entspricht, fast identisch. Sowohl bei Versuch 5 als auch bei Versuch 8 können die Kraftamplituden ohne Probleme über den gesamten Zeitraum von 2.000.000 Lastwechseln auf einem konstanten Wert gehalten werden. Obwohl die gleiche Schwingbreite von 100 N/mm<sup>2</sup>

gewählt wurde, unterscheidet sich  $\Delta F$ , dies ist auf den erhöhten Bewehrungsgrad zurückzuführen. Die über die Zeit konstanten Kraftamplituden sind in Abbildung 3.79 dargestellt.



**Abbildung 3.78: Vergleich Versuch 5 und 8: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung**

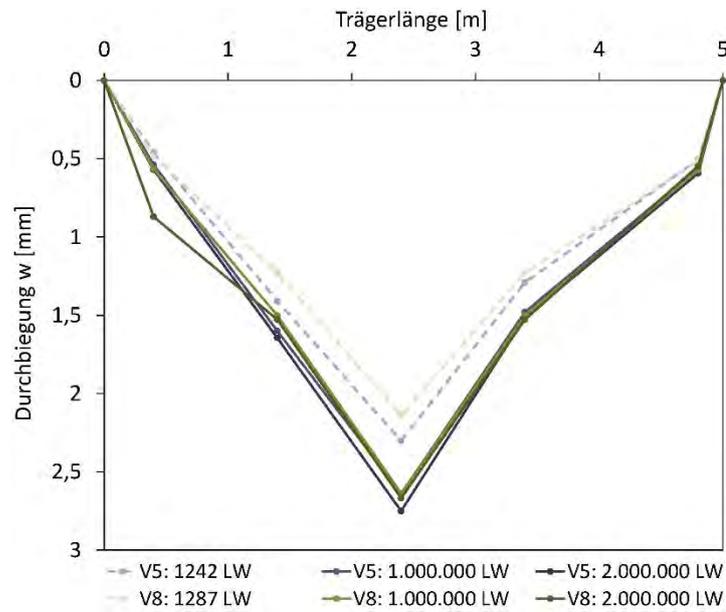


**Abbildung 3.79: Vergleich Versuch 5 und 8: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung**

Die durchschnittliche Durchbiegung des Trägers von Versuch 5 betrug nach Aufbringen der Mittellast rund 2,3 mm und stieg um ein geringes Maß bis auf 2,8 mm an. Abbildung 3.80 zeigt die Durchbiegung in Relation zur Trägerlänge. Lediglich die Durchbiegung zu Beginn ist bei den beiden Versuchen unterschiedlich, bei Erreichen der 2 Millionen Lastwechsel haben beide

Versuchsträger eine ungefähre Vertikalverformung von 2,8 mm. Obwohl unterschiedliche Oberspannungen gewählt wurden, stimmen die Durchbiegungen schön überein.

Dadurch, dass sich die unterschiedliche Bewehrung kaum in den Verläufen der Durchbiegungen bemerkbar macht und die letztendliche Durchbiegung nahezu identisch ausfällt, kann hier ein Einfluss der Bewehrung ausgeschlossen werden.



**Abbildung 3.80: Vergleich Versuch 5 und 8: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge**

### 3.3.6.6 Vergleich von Versuch 5 mit Versuch 7

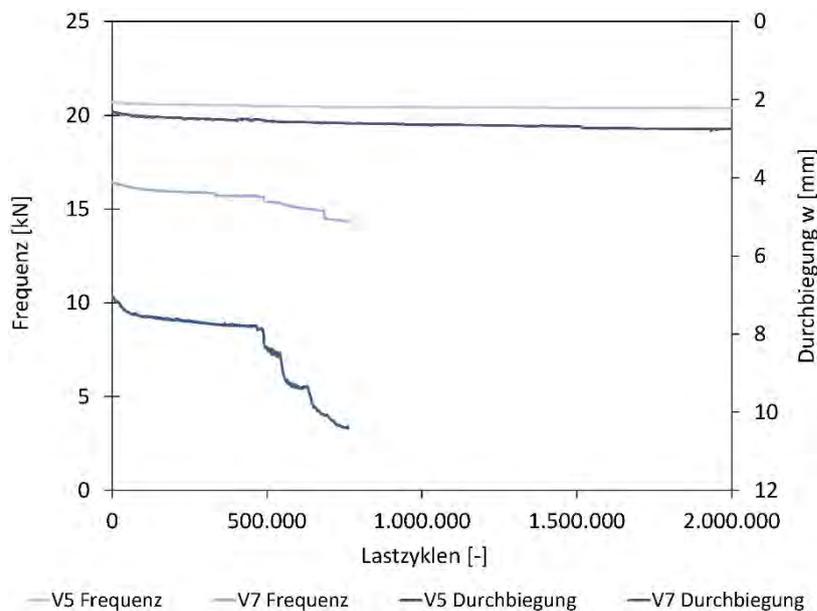
Die Unterschiede der beiden Versuchsträger 5 und 7 sind in der Tabellen 3.30 und 3.31 zusammengefasst. Bei beiden Versuchen kamen Träger zur Anwendung, die bereits zuvor einem Ermüdungsversuch unterzogen wurden. Um erneut Versuche durchführen zu können, wurden die Träger von Versuch 4, beziehungsweise Versuch 6 umgedreht. Einbau der Messgeräte, Vorbelastung und Versuchsdurchführung erfolgte analog zu den nicht umgedrehten Versuchen.

Wie aus Tabellen 3.30 und 3.31 ersichtlich wird, war der Bewehrungsgrad von Versuch 5 geringer als jener bei Versuch 7. Versuch 7 wurde jedoch mit einer größeren Schwingbreite, welche 140 N/mm<sup>2</sup> betrug, belastet. Bei dem zuvor durchgeführten Versuch 6 betrug die Schwingbreite 180 N/mm<sup>2</sup>. Vergleicht man dazu Versuch 5, lässt sich feststellen, dass dieser mit nur 100 N/mm<sup>2</sup> belastet wurde. Auch bei dem vorhergehenden Versuch 4 war die Schwingbreite geringer und betrug 140 N/mm<sup>2</sup>.

Während der Versuchsträger 5 mit 21,32 kN pro Presse vorbelastet wurde, betrug diese bei Versuch 7 mit 33,51 kN um einiges mehr. Obwohl die oben genannten Parameter die

ertragbaren Lastwechsel beeinflussen, ist man davon ausgegangen, dass der Träger bei Versuch 7 einer längeren Ermüdungsbelastung standhalten würde.

Die Anfangsfrequenz von Versuch 5 ist mit 20,7 Hz weitaus größer als jene des 7. Versuchs, welche 16,44 Hz betrug. Bereits bei einer Lastzyklenzahl von 500.000 sank die Frequenz stufenweise, bis diese bei 761.000 Lastwechseln nur noch 10 Hz betrug. Wie Abbildung 3.81 dargestellt, ist die Prüffrequenz von Versuch 5 hingegen über die gesamte Versuchsdauer stabil.

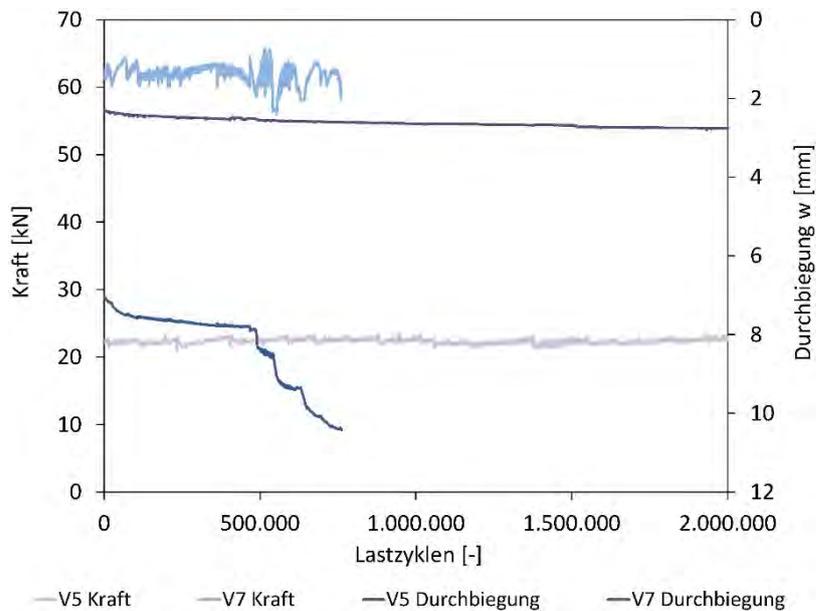


**Abbildung 3.81: Vergleich Versuch 5 und 7: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung**

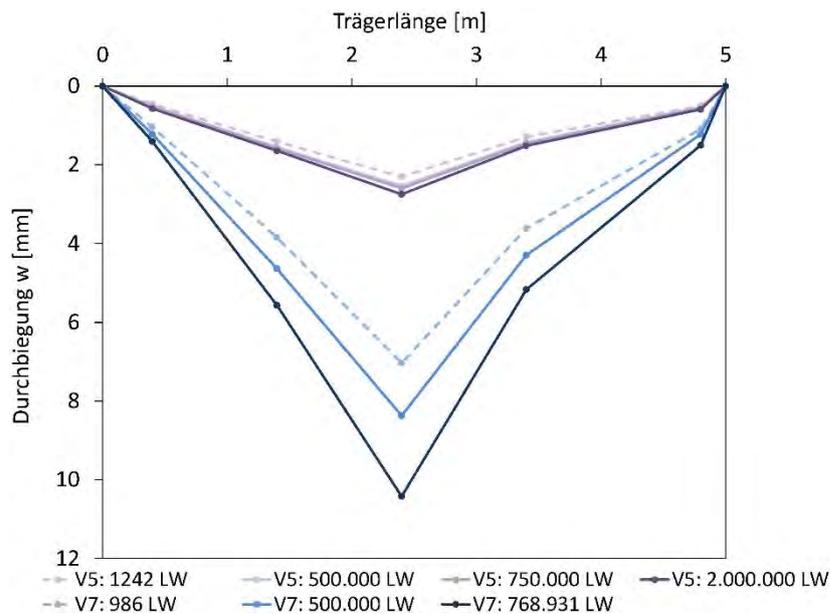
Die Durchbiegung ändert sich kaum bei Versuch 5, jene von Versuch 7 allerdings, steigt schlagartig an. Auch die Kraftamplitude von Versuch 5 ist stabil und verhält sich unauffällig, die von Versuch 7 ist starken Schwankungen ausgesetzt und schwer stabil zu halten. Die Abbildung 3.82 stellt das Kraft - Durchbiegungs - Verhalten der Träger dar.

Die Verformung über die Trägerlänge nimmt bei Versuch 7 von 7,00 mm auf 10,4 mm zu. Die Vertikalverformung des 5. Versuchs ändert sich nur minimalst von 2,3 mm auf 2,8 mm (siehe Abbildung 3.83).

Ein Grund für das unterschiedliche Verhalten der beiden Träger, könnte die Tatsache sein, dass Versuch 5 zuvor einen Ermüdungsversuch von 140 N/mm<sup>2</sup>, Versuch 7 einem mit 180 N/mm<sup>2</sup> ausgesetzt war. Der Träger des 7. Versuchs war demnach schon zu stark geschädigt worden und konnte auf Grund der Risse in den Verbundfugen nicht mehr als monolithischer Baukörper wirken. Es wird vermutet, dass die Elementschalen getrennt vom Füllkörper geschwungen haben und sich die statische Nutzhöhe änderte.



**Abbildung 3.82: Vergleich Versuch 5 und 7: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung**

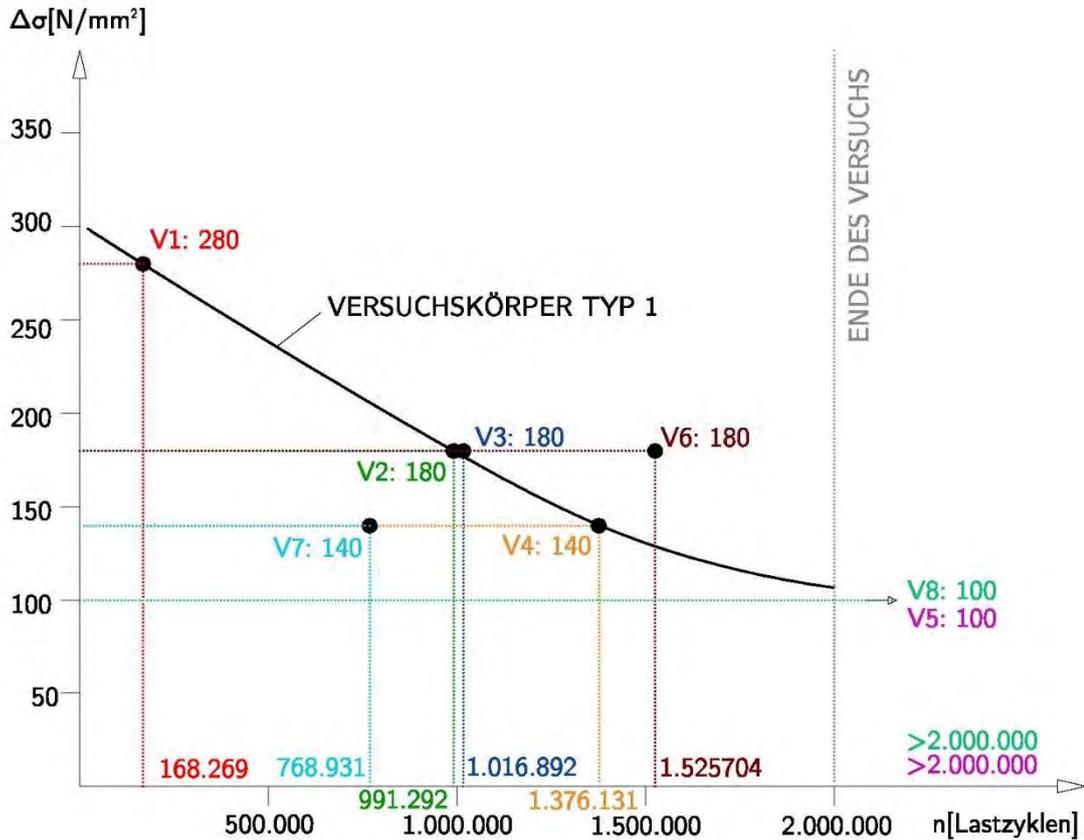


**Abbildung 3.83: Vergleich Versuch 5 und 7: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge**

### 3.3.6.7 Zusammenfassung und Interpretation

Bei einigen Versuchen kam es, um die Kraftamplitude halten zu können, zur Umbestückung des Unwuchterregers und es mussten Adjustierungen bei der Phasenverschiebung, beim Signalabgleich sowie bei den Zugmessgliedern unternommen werden. Dies führte zu deutlich sichtbaren Ausreißern, welche genau diese Eingriffe in das Prüfsystem widerspiegeln. Abgesehen von den "bewussten" Störzonen zeigen die Verläufe eine deutliche Gesetzmäßigkeit.

Die Abbildung 3.84 fasst die dynamischen Versuche zusammen. Im Vergleich mit den in der Literatur bekannten Wöhlerkurven entspricht das Gesamtergebnis dem klassischen Verlauf. Als Ausreißer ist Versuch 7 zu erkennen, bei dem sich viel zu früh ein Ermüdungsversagen einstellte. Dieses kann auf das Umdrehen des Trägers zurückgeführt werden.



Versuch	Versuchskörper	Bewehrung	Schwingbreite	Lastwechsel
Versuch1	VK1	Typ1	280 N/mm <sup>2</sup>	168.269
Versuch2	VK2	Typ1	180 N/mm <sup>2</sup>	991.292
Versuch3	VK3	Typ1	180 N/mm <sup>2</sup>	1.016.892
Versuch4	VK4	Typ1	140 N/mm <sup>2</sup>	1.376.131
Versuch5	VK4 (umgedreht)	Typ1	100 N/mm <sup>2</sup>	>2.000.000
Versuch6	VK5	Typ2	180 N/mm <sup>2</sup>	1.525.704
Versuch7	VK5 (umgedreht)	Typ2	140 N/mm <sup>2</sup>	768.931
Versuch8	VK6	Typ2	100 N/mm <sup>2</sup>	>2.000.000

Abbildung 3.84: Zusammenfassung der Schwingbreiten in Abhängigkeit der erreichten Lastwechsel

### 3.3.7 Statische Versuche

Es wurden statische Biegezugversuche bei zwei der sechs bereits dynamisch geprüften Träger durchgeführt. Das Ziel der Versuche war es, das maximal ertragbare Moment nach Ermüdungsbelastungen zu erlangen, um so Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Verbundfuge schließen zu können.

#### Versuchsaufbau

Die Versuche werden abermals auf dem federgelagerten Betontrog durchgeführt. Als Versuchskörper dienen zwei der sechs Versuchsträger aus den Dauerschwindversuchen. Diese wurden auf drei selbstzentrierten Pendelstützen gelagert, die mit Kraftmessdosen ausgestattet waren. Die Pendelstützen wurden auf zwei Doppel-U 260 Stahlträger platziert, die quer zum Versuchskörper auf den Betontrog lagen. Mittels zweier Gewindestangen  $\varnothing 36$ , welche an die Unterkante des Betontroges vorgespannt waren und zweier hydraulischen Pressen erfolgt die statische Lastaufbringung. In der folgenden Abbildung 3.85 ist der Aufbau der statischen Versuche dargestellt. Die statische Beanspruchung wurde mittels zwei über den Zugmessgliedern positionierten hydraulischen Pressen aufgebracht.

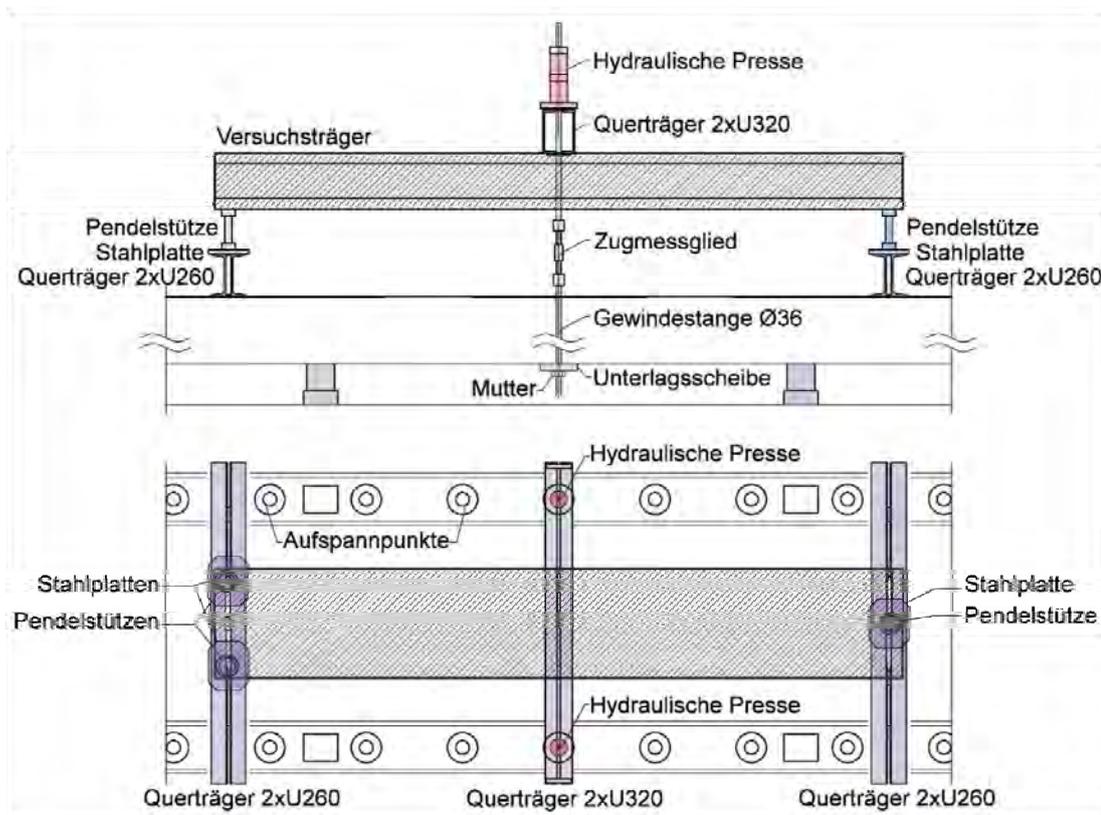


Abbildung 3.85: Versuchsaufbau für die statischen Versuche

Bei folgenden Trägern wurden nach Beenden der dynamischen Versuche, statische Versuche durchgeführt:

- **statischer Versuch 1 = Versuchskörper 6:** An Versuchskörper 6 wurde zuvor nur ein dynamischer Versuch durchgeführt (Versuch 8). Für den statischen Versuch wird der Versuchsträger umgedreht, sodass das Tragverhalten des Trägers nicht durch die dynamische Belastung beeinflusst wird.
- **statischer Versuch 2 = Versuchskörper 5:** Bei diesem Versuchskörper fanden zuvor zwei dynamische Versuche statt (Versuch 6 und Versuch 7). Der Trägerposition war identisch mit jener aus Versuch 7.

Informationen zu Materialkennwerten sowie Bewehrungsgraden sind dem Kapitel 3.3.4 *Versuchsträger* zu entnehmen.

### 3.3.7.1 Messkonzept

Folgende Hilfsmittel wurden zur Versuchsdurchführung und -aufzeichnung herangezogen:

- **Kraftmessdosen:** Es kamen drei Kraftmessdosen (K1 bis K3) des Types RTN 100, welche in der Lage sind eine Kraft von 100 Tonnen zu messen, zum Einsatz. Zudem dienten diese zusätzlich in Kombination mit den selbstzentrierenden Pendelstützen als Auflager für die Versuchskörper.
- **Zugmessglied:** Die Aufgabe der beiden Zugmessglieder (Z1 und Z2), welche als Zwischenstücke an den Gewindestangen appliziert waren, bestand in der Überprüfung der Messung der Kraftmessdosen. Oberhalb der Zugmessglieder wurde mittels hydraulischer Pressen die Kraft in den Träger eingeleitet.
- **Wegaufnehmer für die Verformungen:** Die vertikalen Verformungen des Versuchsträgers wurden durch vier induktive Wegaufnehmer (W1 bis W4) des Typs Solatron BS25 mit einem Federweg  $\pm 50$  mm aufgenommen.
- **Wegaufnehmer zur Messung der Verschiebung entlang der Verbundfuge:** Zusätzlich wurden bei dem **Versuch 1** acht Wegaufnehmer an den seitlichen Enden des Trägers angebracht, die für die Messung der Verschiebung entlang der Verbundfuge verantwortlich waren (W11 bis W18). Bei dem **Versuch 2** wurde das System Aramis, ein System zur optischen 3D-Verformungsanalyse, verwendet, welches im Abstand von 1,60 m vom Träger positioniert war, um die Schubverformungen in der Verbundfuge zu messen.

- **Verarbeitung von Signalen:** Die analogen Signale der Messgeräte wurden mit Hilfe mehrerer Spider 8 A/D Wandler in digitale Signale umgewandelt und mit dem Programm CATMAN 5.0 aufgezeichnet.

Die Position der einzelnen Messinstrumente für den Versuch 1 kann der Abbildung 3.86 und für den Versuch 2 der Abbildung 3.87 entnommen werden.

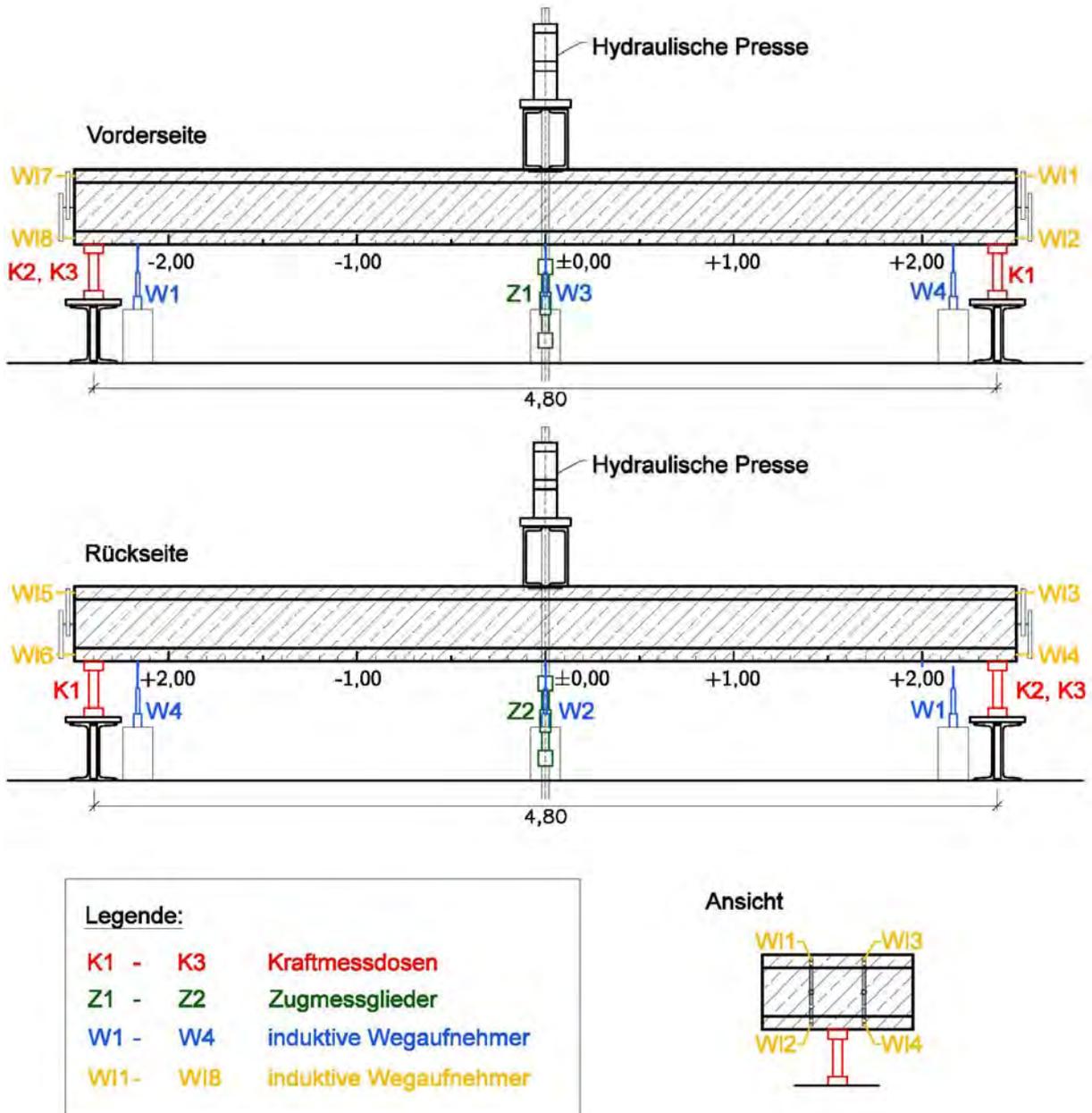


Abbildung 3.86: Messtechnik Versuch 1 der statischen Versuche

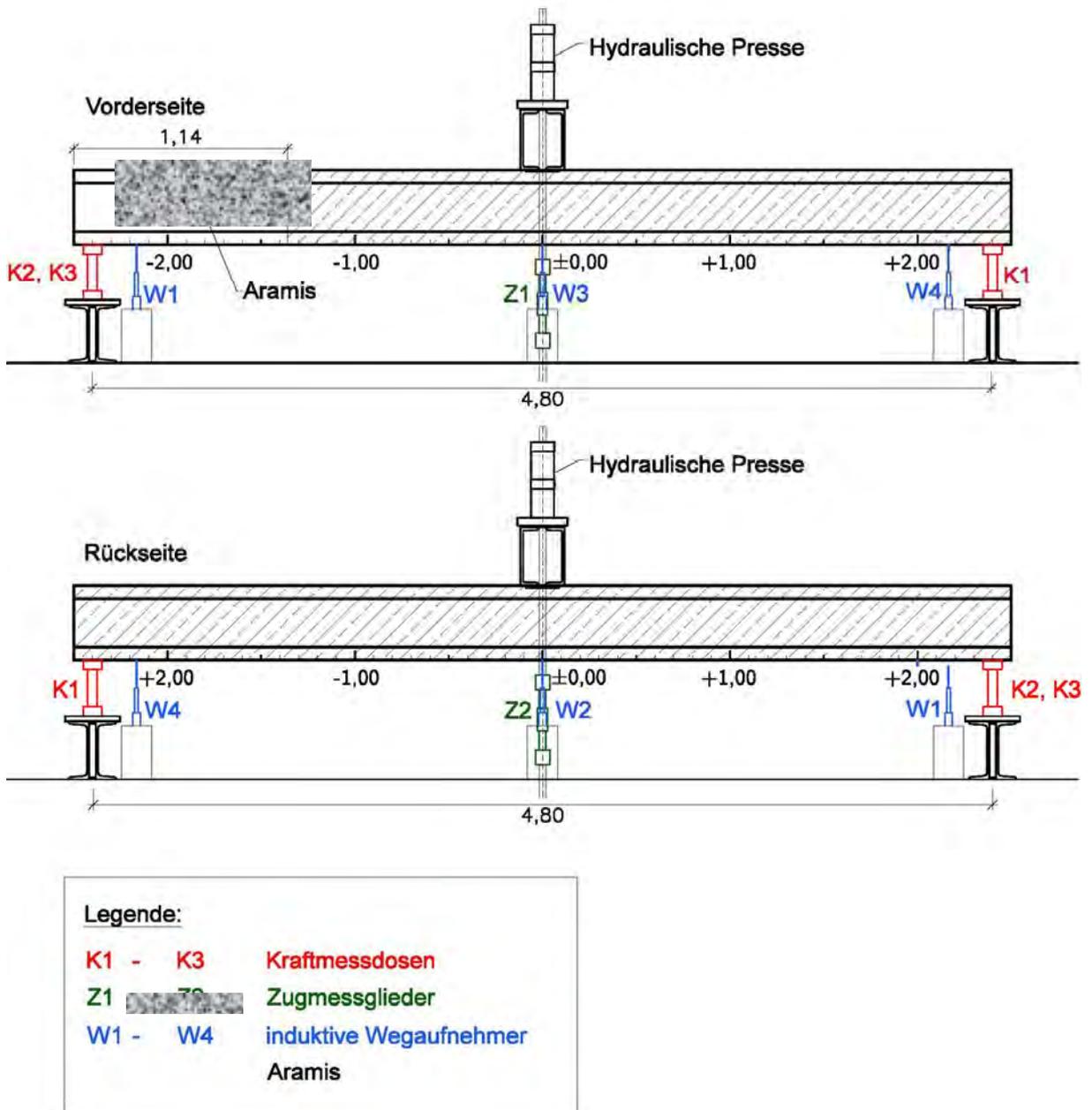


Abbildung 3.87: Messtechnik Versuch 2 der statischen Versuche

### 3.3.7.2 Versuchsdurchführung

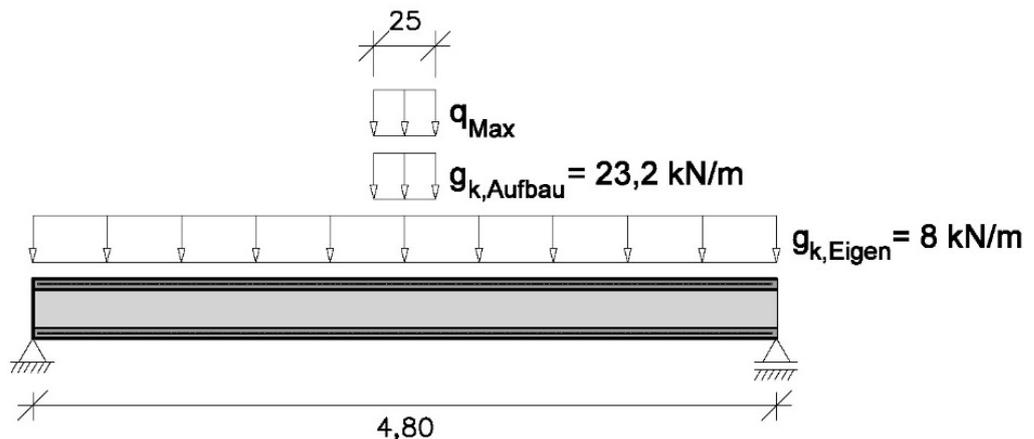
Die Durchführung der statischen Versuche fand in folgenden Schritten statt:

- Nullsetzen der Kraftmessdosen
- Einrichten des Trägers
- Montage des Versuchsaufbaus
- Verdrahten und installieren der Messinstrumente, sowie des Messcomputers

- Nullsetzen der Messinstrumente
- Belastung des Trägers
- Steigerung der statischen Last bis zum Versagen des Versuchsträgers
- Aufzeichnen der entstandenen Rissverläufe und Rissbreiten nach jeder Laststufe
- Entlastung und Abbau des Trägers

### 3.3.7.3 Analytische Berechnung

Rein rechnerisch gesehen müsste der Versuchsträger bei vollem Verbund der Elementschalen mit dem Füllbeton eine statische Belastung  $F_{max}$  von 156,82 kN ertragen. Die maximal ertragbare statische Belastung ergibt sich durch Rückrechnen aus dem Widerstandsmoment  $M_{Rk}$  von 213,10 kNm der Versuchsträger. Die anzusetzende Belastung ist mittels der Abbildung 3.88 dargestellt.



**Abbildung 3.88: statische Belastung**

Die Belastung aus Eigengewicht  $g_{k,Eigen}$  beträgt 8 kN/m und wirkt auf der gesamten Trägerlänge, jene aus dem Aufbau  $F_{k,Aufbau}$  beträgt 5,8 kN. Der Aufbau wirkt auf einer Länge von 0,25 m und es ergibt sich die Linienlast zufolge Aufbau zu:

$$g_{k,Aufbau} = 5,8/0,25 = 23,2 \text{ kN/m} \quad (3.45)$$

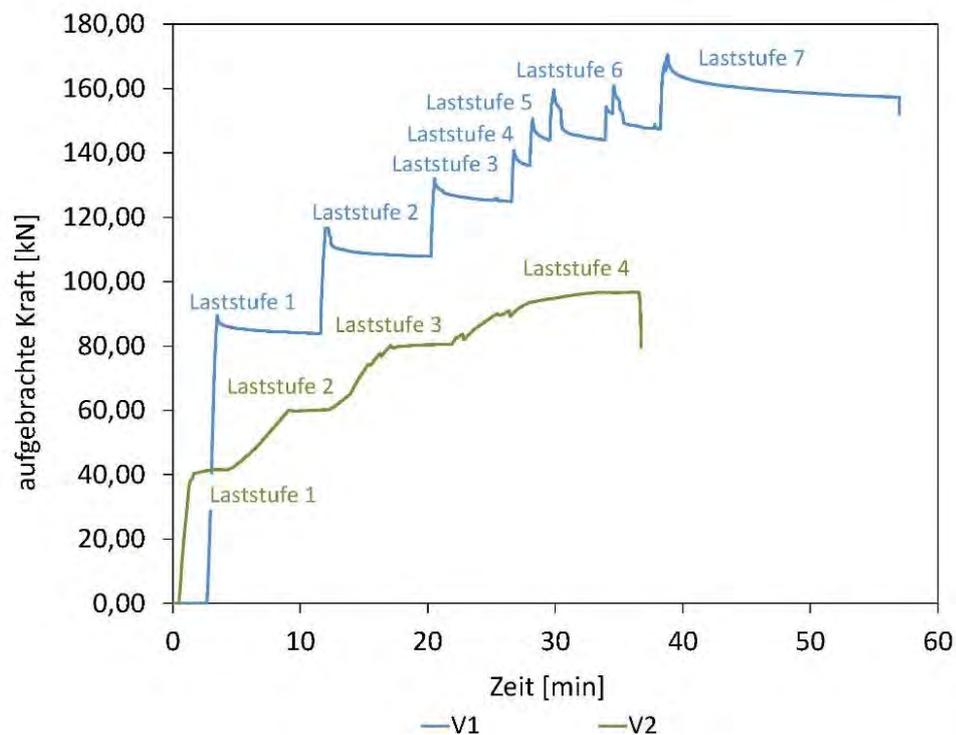
Die Auflagerkräfte des statisch bestimmten Systems ergeben sich zu:

$$A = B = (8 \cdot 4,8 + 23,2 \cdot 0,25 + q_{max} \cdot 0,25)/2 = 22,1 + 0,125 \cdot q_{max} \quad (3.46)$$

Durch die Berechnung des Momentes in Trägermitte und Gleichsetzung mit  $M_{Rk}$  erhält man ein  $q_{max}$  von 627,27 kN/m was eine maximale ertragbare statische Einzelast  $F_{max}$  von 156,82 kN ergibt.

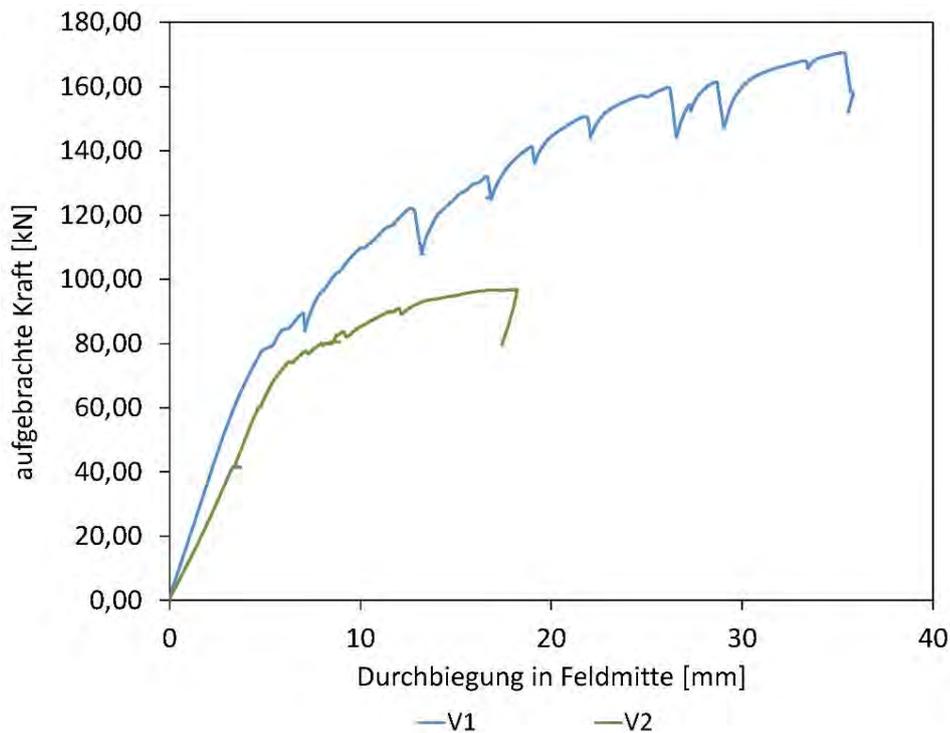
### 3.3.7.4 Versuchsergebnisse

Die folgende Abbildung 3.89 zeigt die in Feldmitte stufenweise aufgebrachte Last der beiden Versuchskörper in Abhängigkeit von der Zeit. Die entstandenen Risse und deren Weiten wurden nach jeder Laststufe dokumentiert und fotografisch festgehalten. Die Kraft der hydraulischen Pressen wurde während der Aufzeichnung der Risse konstant gehalten.



**Abbildung 3.89: Kraft-Zeit-Diagramm der zwei statischen Versuche**

In Abbildung 3.90 wird das Kraft - Durchbiegungs - Diagramm der statischen Versuche 1 und 2 dargestellt. Bei Versuch 1 betrug die maximale Last  $F_{max}$  170,6 kN bei einer Maximalverformung  $\delta$  von 35,92 mm. Bei Versuch 2 hat die Maximallast  $F_{max}$  eine Größe von 96,7 kN, bei einer maximalen Verformung  $\delta$  von 18,21 mm.



**Abbildung 3.90: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der zwei statischen Versuche**

In Abbildung 3.91 sind die infolge der dynamischen Versuche entstandenen Risse schwarz markiert. Die in der Farbe Rot dargestellten Risse, sind jene Risse die sich im Zuge der statische Belastung vergrößerten oder neu entwickelten. Bei Versuch 1 betrug die maximale Rissweite im Füllbeton  $\omega_{k,max,FB}$  10,0 mm, bei Versuch 2 betrug die Rissweite  $\omega_{k,max,FB}$  5,0mm. Die maximale Rissweite der Elementschalen  $\omega_{k,max,Schale}$  betrug bei Versuch 1 1,0 mm und bei Versuch 2 7,0 mm. Eine Schädigung der Verbundfuge war bei beiden Versuchen deutlich erkennbar. Die Verbundfuge öffnete sich bei Versuch 1 auf eine maximale Rissweite  $\omega_{k,max,Fuge}$  von 2,0 mm, bei Versuch 2 auf eine Rissweite  $\omega_{k,max,Fuge}$  von 1,0 mm. Die folgenden Tabellen 3.32 und 3.33 fassen die protokollierten Risse zusammen.

**Tabelle 3.32: Rissprotokoll Versuch 1**

Last [kN]	Riss Füllbeton [mm]	Riss Fuge [mm]	Risse Schale [mm]	Durchbiegung [mm]
120	3,0 Mitte vorne 3,0 Mitte hinten	-	0,1 - 0,3	14,1
140	4,5 Mitte vorne 5,0 Mitte hinten	-	0,1 - 0,5	19,4
170	10,0 Mitte vorne 10,0 Mitte hinten	2,0 Fuge vorne 1,5 Fuge hinten	0,1-0,9	35,9

Tabelle 3.33: Rissprotokoll Versuch 2

Last [kN]	Riss Füllbeton [mm]	Riss Fuge [mm]	Risse Schale [mm]	Durchbiegung [mm]
40	1,5 Mitte vorne 1,5 Mitte hinten	-	0,4	3,3
60	1,5 Mitte vorne 1,5 Mitte hinten	-	1,5 hinten	4,8
80	2,5 Mitte vorne 3,0 Mitte hinten	0,8 Fuge vorne	3,5 hinten	8,5
96	4,0 Mitte vorne 5,0 Mitte hinten	1,0 Fuge vorne 1,0 Fuge hinten	7,0 hinten	17,8

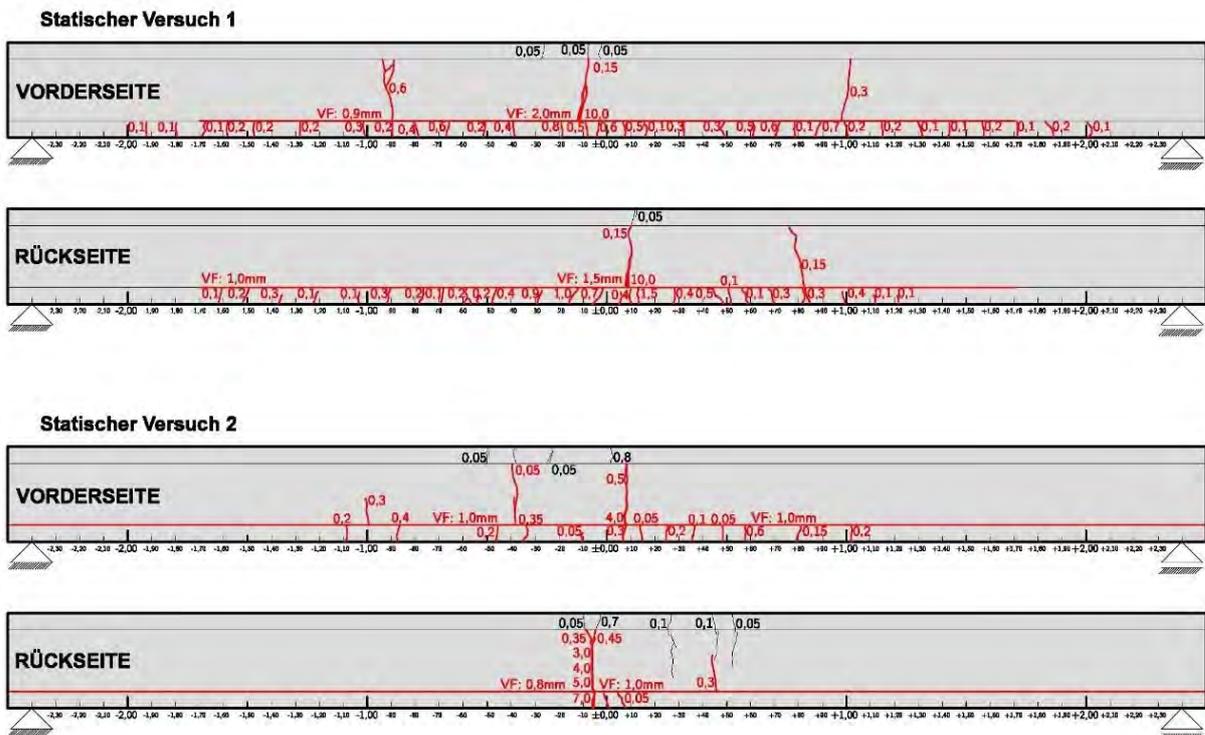


Abbildung 3.91: Rissbilder der statischen Versuche

### 3.3.7.5 Interpretation der Ergebnisse

Der erste statische Versuch wurde mit dem Versuchskörper 6, welcher lediglich zuvor einer dynamischen Belastung ausgesetzt war, durchgeführt. Da die Schwingbreite des dynamischen Versuchs sehr gering war und der Träger zudem umgedreht wurde, konnte man von einem völlig intakten Versuchskörper ausgehen. Dies lässt sich sehr gut an den Rissbildern

erkennen. Während die Elementschalen keine großen Rissweiten aufweisen, stellte sich im Füllbeton ein Riss mit einer maximalen Weite  $\omega_{k,max,FB}$  von 10,0 mm ein.

Der Träger des zweiten statischen Versuchs war einer sehr hohen dynamischen Belastung ausgesetzt und es entstanden bereits Risse in der Elementschale. Durch diese Vorschädigung, weiteten sich infolge der statischen Beanspruchung, die Risse in der Elementschale aus und eine Entstehung von weiteren Rissen im Füllbeton wurde dadurch verhindert.

Um die Verschiebungen und Schubspannungen in den Verbundfugen zu messen, wurden bei Versuch 1 induktive Wegaufnehmer, bei Versuch 2 das System Aramis eingesetzt. Beide Varianten zeigten, dass es zu keinen Verschiebungen in der Verbundfuge während der Versuche kam. Visuell konnten vergrößerte Rissweiten  $\omega_{k,max,FB}$  von 2,0 mm in den Verbundfugen in Trägermitte festgestellt werden.

### 3.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Die experimentellen Untersuchungen der Fugenausbildung und der Füllmaterialien umfassten eine Recherche über die geeigneten Füllmaterialien für Fugen, Druckfestigkeits-, Biegezugfestigkeits-, Ausbreitmaß-, Ausflussmaß-, Quellmaß- und Schwindverhaltensuntersuchungen der gewählten Materialien, ein Neuentwurf von vorgespannten und schlaff bewehrten Fugenausbildungen wie auch eine Überprüfung der Produktionstauglichkeit dieser neuartigen Fugenausbildungsverfahren.

Die Untersuchungen der Materialparameter der Füllmaterialien wie auch der Neuentwurf der Querschnitte zeigen, dass bei der Herstellung der Fugen zwischen den einzelnen Elementdecken auf vieles geachtet werden muss. Das hohe Schwindmaß des Fugenfüllmaterials im Vergleich zu dem Schwindmaß von Beton führt zu hohen Stauchungen beim Zusammenspannen der Träger, dies muss in den Berechnungen beachtet werden. Die Wahl und die Verarbeitung des Füllmaterials sind von höchster Wichtigkeit wenn es um die Herstellung der Fertigteilträger geht. Wird ein Füllmaterial von einer Baufirma gewählt ist es ratsam alle Materialparameter, nach der Ermittlung des aufgrund der gewünschten Konsistenz gewählten Wasser-Trockenmasse-Mischverhältnisses, zu prüfen.

Im Laufe des Forschungsprojektes wurden insgesamt acht Dauerschwingversuche an ausbetonierten Hohlwandversuchskörpern durchgeführt. Es wurden sechs Träger mit zwei unterschiedlichen Bewehrungskonfigurationen geprüft. Die Versuchskörper wurden regulär in der Umlaufanlage eines Fertigteilwerkes hergestellt, wobei die eingelegten Bewehrungsmatten ebenfalls im Werk maschinell (punktuelle Heftsweißungen) produziert wurden. Die Dauerschwingversuche wurden mit zwei unterschiedlichen Oberspannungen und vier unterschiedlichen Schwingbreiten geprüft. Im Rahmen der Untersuchungen wurden simultan Würfeldruckfestigkeitsbestimmungen des Schalen- und Füllbetons durchgeführt. Nach den Dauerschwingversuchen wurden zwei der geprüften Träger noch Traglastuntersuchungen unterzogen.

Die Versuchskörper wurden als Einfeldträger mit einer Spannweite von 4,80 m auf Pendelstützen gelagert. Mittels zwei vorgespannter Gewindestangen  $\varnothing 36$  wurde die statische Last aufgebracht. Die dynamische Beanspruchung wurde von einem Unwuchterreger, der mittig auf dem Versuchskörper angebracht war, erzeugt. Der Versuchskörper wurde, um Kräfte und Wege messen zu können, mit zahlreichen Messvorrichtungen ausgestattet. Die Versuche wurden im besten Fall bis zu einer Lastzyklenzahl von 2 Millionen durchgeführt.

Die Versuche bestätigen die Tatsache, dass der Bewehrungsgrad keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat. Die Risse in den Verbundfugen stellen in Hinblick auf die

Ermüdungsfestigkeit Probleme dar. Es wird davon ausgegangen, dass durch die sich eingestellten Risse in den Verbundfugen, die beiden Elementschalen und der Füllbeton separat voneinander geschwungen haben und die statische Nutzhöhe sich änderte. Die statische Nutzhöhe hätte für alle drei Teilkörper individuell berechnet werden müssen. Dieses Verhalten muss auf jeden Fall weiter untersucht werden, da eine gegebene Schwingbreite für den gesamten Querschnitt bei geringerer Nutzhöhe in Wahrheit eine erheblich höhere Schwingbreite hervorruft.

Um weitere Erkenntnisse über das Verhalten der Verbundfuge zu erhalten, wurden statische Versuche durchgeführt. Das Ziel der Versuche war es, das maximal ertragbare Moment nach Ermüdungsbelastung festzustellen, um so Informationen über das Tragverhalten der Verbundfuge zu erhalten. Die zahlreichen Risse in der Schale blieben unter 1,0 mm. Die Verbundfuge öffnete sich deutlich bis zu 2,0 mm. Um die Verschiebungen und Schubspannungen in den Verbundfugen zu messen, wurden bei Versuch 1 induktive Wegaufnehmer, bei Versuch 2 das System Aramis eingesetzt. Beide Varianten zeigten, dass es zu keinen Verschiebungen in der Verbundfuge während der Versuche kam.

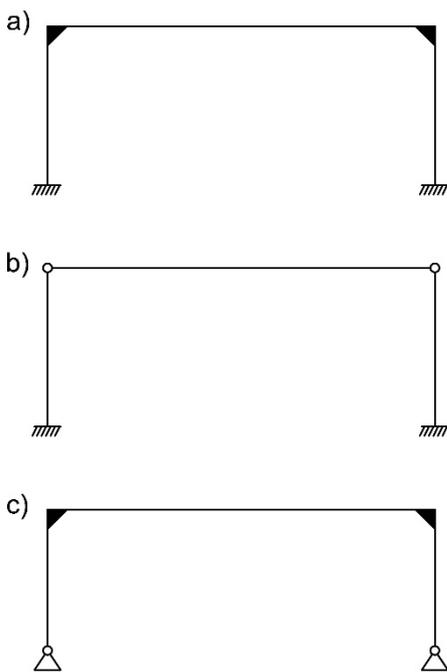
Die Schwierigkeiten bei den Versuchen werden auf den unzureichenden Verbund der einzelnen Betonschichten miteinander zurückgeführt. Durch die Verwendung von Stahlwellen als Abstandshalter zwischen den zwei Wandschalen einer relativ glatten Oberfläche zwischen den Wandschalen und dem Füllbeton kann davon ausgegangen werden, dass die Versuchsergebnisse durch die Längsrisse in den Verbundfugen zwischen den Wandschalen und dem Füllbeton beeinflusst wurden. In folgenden Forschungsvorhaben werden weitere dynamische Versuche durchgeführt, um diese These zu prüfen und klarere Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten von vorgefertigten Elementen zu erlangen.

## 4 TRAGSYSTEME, PARAMETERSTUDIE UND PLANUNG VON INTEGRALEN BETONBRÜCKEN UNTER VERWENDUNG VON DÜNNWANDIGEN BETONHALBFERTIGTEILEN

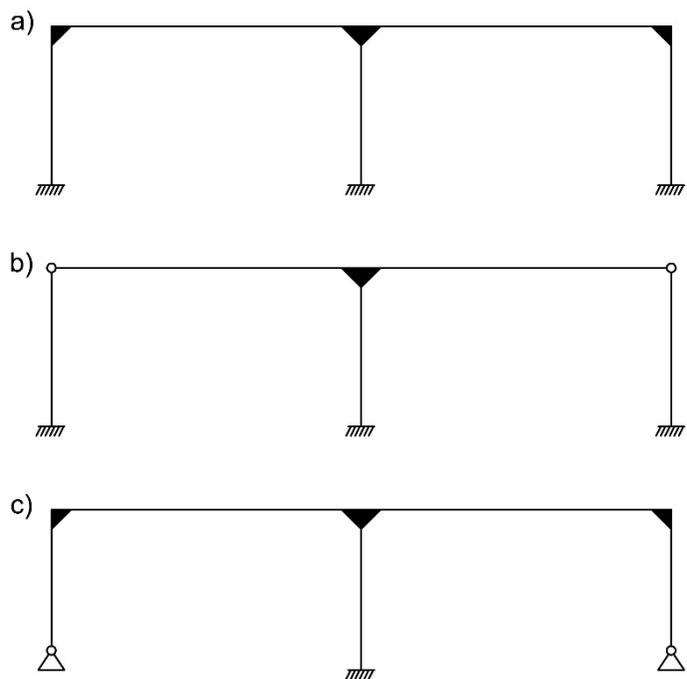
### 4.1 Allgemeines

Aufbauend auf dem an der TU Wien entwickelten Verfahren zur Herstellung von Brücken aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen (FFG Projekte Nr. 827 596 und Nr. 834 959) wurden Tragsysteme für integrale Fertigteilbrücken entwickelt. Es war bei der Entwicklung der geeigneten Tragsysteme, siehe hierzu Abbildung 4.1, darauf zu achten, dass die Anforderungen des Eurocodes und der nationalen Festlegungen, Erläuterungen und Ergänzungen erfüllt bzw. beachtet werden. Als geeignete Tragsysteme für integrale Betonbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten wurden Ein- und Zweifeldsysteme als adäquat empfunden.

#### Einfeldsysteme:



#### Zweifeldsysteme:



**Abbildung 4.1: Tragsysteme für integrale Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten**

Um die gewählten Tragsysteme bewerten zu können wurden im Laufe des Forschungsvorhaben eine Parameterstudie durchgeführt. Für die Parameterstudie wurde ein statisches System von den in Abbildung 4.1 abgebildeten statischen Systemen gewählt. Die Wahl fiel auf das Zweifeldsystem abgebildet in Abbildung 4.1 a).

Zeitgleich zu der Parameterstudie wurde eine Entwurfsplanung unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen für mehrere bereits existente Brücken durchgeführt.

Durch die Planung von integralen Betonbrücken als Alternativen zu zwei ausgeführten Stahl-Beton-Verbundbrücke und einer herkömmlich hergestellten Betonbrücke, könnte durch einen Vergleich der Massen und durch eine Abschätzung der Baukosten interessante Rückschlüsse auf die Vorteile der Baumethode für Integralbrücken unter Verwendung von Betonhalbfertigteilelementen hergestellt werden.

Im Gegensatz zu der Parameterstudie, die sich auf vorgespannte Brücken mit zusätzlicher schlaffen Bewehrung konzentrierte, wurde bei der Planung der Alternativentwürfe auch rein schlaff bewehrte integralen Brücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen untersucht.

Ein wichtiger Schritt bei der Parameterstudie und der Planung der Alternativentwürfe war die Berücksichtigung der Bauphasen, die der Herstellung einer Stahl-Beton-Verbundbrücke sehr ähneln, aber aufgrund der Vorspannung und der auszuführenden Details doch genauere Überlegungen erforderte. Jedes statisches System jeder Bauphase musste separat und kumuliert mit den vorherigen Bauphasen betrachtet und berechnet werden. Die Führung der Vorspannung war ebenso ein Thema, die Hand in Hand mit der Berechnung der einzelnen Bauphase korrelierte.

Mit Hilfe der umfangreichen numerischen Parameterstudie und der genauer untersuchten Alternativentwürfe können bessere Aussagen über der Anwendungsbereich von dünnwandigen Betonhalbfertigteilträgern für integrale Betonbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten getätigt werden und der Einsatzbereich für Brückentragwerke mit Spannweiten bis zu 60 Metern bestätigt werden.

## 4.2 Entwurf von geeigneten Tragsystemen unter Verwendung dünnwandiger Betonhalbfertigteile mittels einer Parameterstudie

Im Zuge des Entwurfs von geeigneten Tragsystemen für integrale Brücken unter Verwendung dünnwandiger Betonhalbfertigteile wurde der Anwendungsbereich von Fertigteilträgern durch eine Parameterstudie an einer zweifeldrigen, zweispurigen, zweistegigen Plattenbrücke abgeschätzt. Als zu untersuchende Parameter bei der Entwicklung von Tragsystemen für integrale Fertigteilbrücken wurden die Spannweite, Betonfestigkeit und Fertigteilabmessungen untersucht.

Aufgrund der großen Flexibilität des Bauverfahrens unter Verwendung dünnwandiger Betonhalbfertigteile mussten bestimmte Parameter der Studie fixiert werden. Nachdem dieses Forschungsvorhaben sich auf integrale Betonbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten konzentriert, wurde als zu untersuchendes Tragsystem ein Zweifeldrahmen, mit Feldlängen zwischen 15 und 35 m, gewählt. Des Weiteren wurde beschlossen als Brückenquerschnitt einen 12 m breiten zweistegigen Plattenbalken mit einer 0,4 m dicken Fahrbahnplatte zu untersuchen, wobei die Höhen der Fertigteilträger und die Anzahl der erforderlichen Spannweiten in Abhängigkeit von der Spannweite und der Betondruckfestigkeit variierten. Die Gründungsmodellierung wurde für alle berechneten Modelle gleich gelassen um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten.

Die ganze Parameterstudie wurde mit dem Ziel durchgeführt die Machbarkeit dieser Baumethode darzustellen. Hauptziel war die Erfüllung des Dekompressionsnachweises im Endzustand (über die Kumulierung aller Bauphasen) wobei die Spannungen für die charakteristische Laststellung auf  $0,6 \cdot f_{ck}$  limitiert wurden.

### 4.2.1 Bauphasen

Grundsätzlich wurden in der Parameterstudie vier Bauphasen betrachtet, siehe hierzu Abbildung 4.2. Ein wesentlicher Bestandteil der Baumethode zur Errichtung von Brückentragwerken oder Ingenieurbauten mit dünnwandigen trogförmigen Betonhalbfertigteilen ist die Vorspannung, die für jede Bauphase separat zu berücksichtigen war.

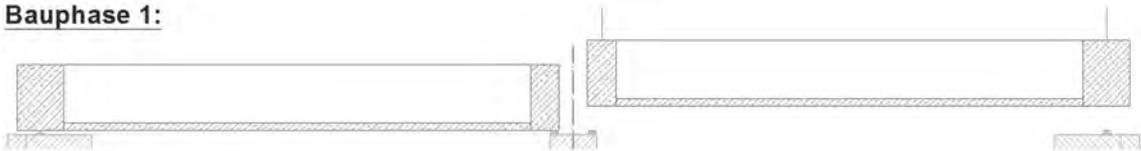
In der ersten Bauphasen (siehe hierzu Abbildung 4.2 **Bauphase 1**) wird der bereits im Werk hergestellte und vorgespannte Träger zur Baustelle transportiert, eingehoben und mit einer Nutzlast von 1kN/m belastet. In dieser Bauphase wird der Halbfertigteilträger noch als Einfeldbalken mit einem reinen Trogquerschnitt gerechnet. Die Verankerung der Vorspannung im Träger wird durch bereits im Werk angefertigte Umlenkstellen ermöglicht. Der Träger wird

aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert.

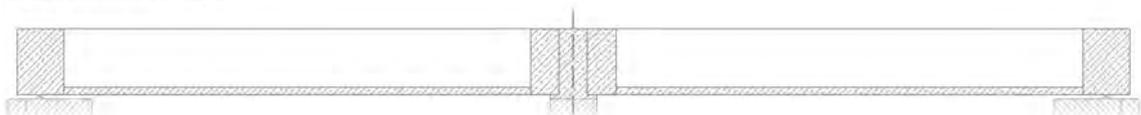
Zwischen der ersten und zweiten Bauphase wird der Knoten oberhalb der Stütze ausbetoniert wodurch aus den zwei Einfeldsystemen ein Zweifeldträger entsteht. Die Verbindungen der Träger mit den Widerlagern werden erst in Bauphasen 3 hergestellt, um die Zwangsbeanspruchungen aufgrund von Vorspannung in den Bauphasen 2 und 3 zu reduzieren.

In der zweiten Bauphase (siehe hierzu Abbildung 4.2 **Bauphase 2**) wird bereits als statisches System der Zweifeldträger herangezogen. Die Betonhalbfertigteilträger werden in zwei Schritten (**Bauphase 2a** und **2b**) ausbetoniert wobei, darauf geachtet werden muss, dass symmetrisch und bevorzugter Weise schichtweise ausbetoniert wird und die Vorspannung während des Betonierens aufgebracht werden soll. Zwischen dem Betonieren der ersten Hälfte des Trägers und der zweiten Hälfte müssen mindestens 24 Stunden liegen, damit der Beton aushärten kann. In der Bauphase 2 wird mit zwei unterschiedlichen Querschnitten gerechnet, einerseits mit dem dünnwandigen Trogquerschnitt, andererseits mit einem Trogquerschnitt inklusive des mittragenden Anteils des bereits erhärteten Füllbetons.

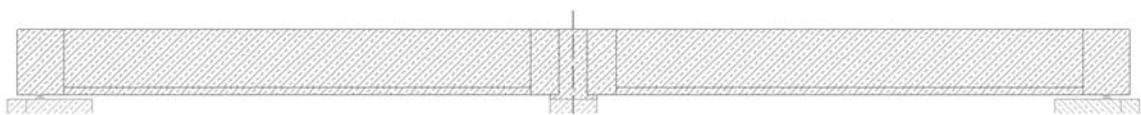
**Bauphase 1:**



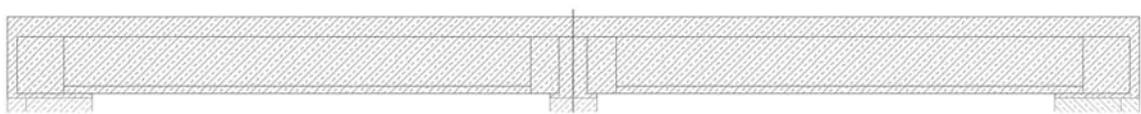
**Systemänderung:**



**Bauphase 2:**



**Bauphase 3:**



**Abbildung 4.2: Bauphasen für die Errichtung einer Zweifeld-Brücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen**

In Bauphase 3 (siehe hierzu Abbildung 4.2 **Bauphase 3**) wird nicht nur die Fahrbahnplatte aufgebracht sondern es werden auch die Rahmenecken ausbetoniert. Für diese Bauphase

wird noch mit einem Zweifeld-System gerechnet und als Widerstandsquerschnitt der komplett ausbetonierte Rechtecksquerschnitt des Trägers herangezogen.

Durch die Fertigstellung des Rahmensystems kann in Bauphase 4 (siehe hierzu Abbildung 4.2 **Bauphase 4**) bereits mit einem Rahmentragwerk und dem fertiggestellten Plattenbalkenquerschnitt gerechnet werden. In Bauphase 4 wirken alle endgültigen Lasten, wie der Straßenaufbau, die Randbalken und alle Lasten aus Verkehr und Temperatur, wie auch Erddruck auf das Tragwerk.

#### 4.2.2 Modellierung

Die Modellierung des Systems im Endzustand für die Parameterstudie ist in Abbildung 4.3 ersichtlich. Für alle gerechneten Varianten wurde ein Brückenträger mit einer 6,0 m breiten Fahrbahnplatte betrachtet.

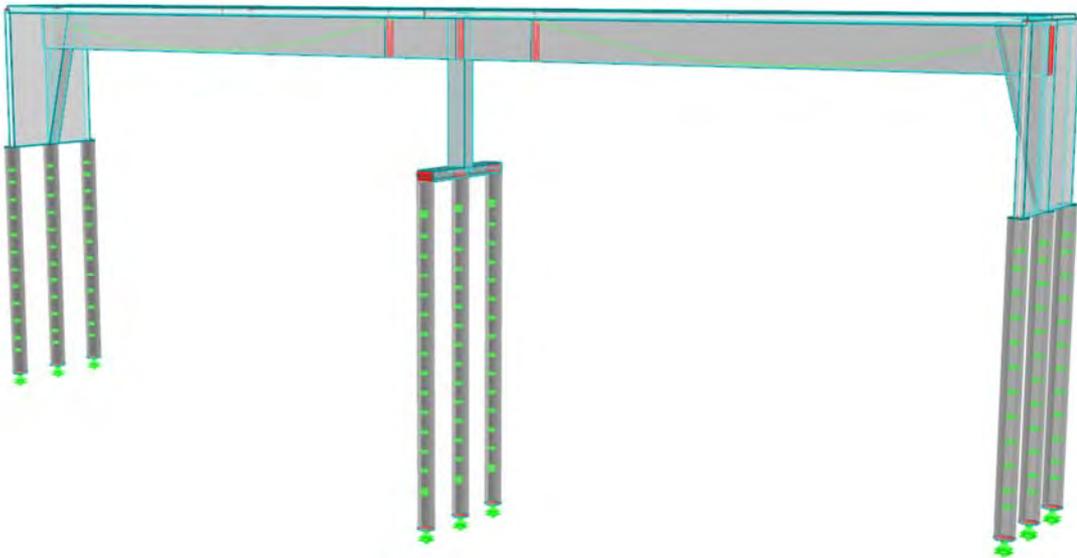


Abbildung 4.3: Statisches System als FE-Modell

Die Brückenträger wurden als Rippen an die, als 2D-Flächenelement modellierte, 0,4 m dicke Fahrbahnplatte und Widerlagerwand angeschlossen, wobei die Fertigteilträger immer bis zur Hälfte der Fahrbahnplatte (0,2 m) eintauchten. Die endgültige Höhe des Überbaus kann somit aus der Höhe des modellierten Fertigteilträgers plus der Hälfte der Fahrbahnplatte berechnet werden. Die Widerlagerwand wurde mit der gleichen Stärke versehen wie die Fahrbahnplatte. Wie von Kleiser in [50] beschrieben, sollte aufgrund der statischen Verträglichkeit die Querschnittsform des Überbaus im Widerlager übernommen werden. Die Rippe der Überbaus wurde somit über das Rahmeneck gezogen und verjüngt sich in Richtung Pfahlkopfplatte. Der Querschnitt der Stützen in Brückenmitte ergibt sich aus der Breite des Fertigteilträgers, die für alle berechneten Varianten 0,7 m beträgt, und eine Dicke von 1,0 m. Die Unterteilung des

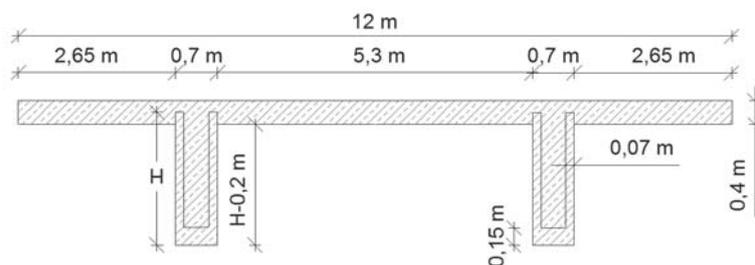
Trägers, die in Stützennähe in Abbildung 4.3 zu sehen ist, dient zur Berücksichtigung einer Vorbereitung des Querschnitts in Stützennähe falls erforderlich. Ebenfalls in Abbildung 4.3 zu sehen ist die Spanngliedführung eines der Spannglieder (in Hellgrün dargestellt) die zur Vorspannung im Endzustand dient.

Die Bauphasen 1-3 wurden aufgrund ihrer Simplizität (Einfeld- bzw. Zweifeldträger, belastet mit Gleichlasten und Vorspannung) in Excel programmiert. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt linear elastisch.

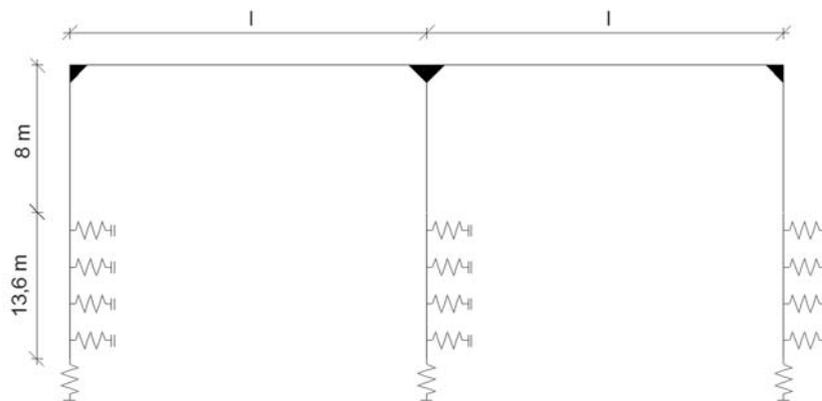
#### 4.2.2.1 Wahl der Parameter

In dieser Parameterstudie wurde ein Zweifeldrahmen mit Feldlängen von 15 bis 35 m in 5 m Schritten und den Betondruckfestigkeiten C50/60 und C30/37 betrachtet. Basierend auf der Feldlänge wurden die optimalen Höhen und Anzahl der erforderlichen Spannritzen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit für die Fertigteilträger definiert. Das statische System der Parameterstudie wie auch der gewählte Brückenquerschnitt sind in Abbildung 4.4 ersichtlich. Zusätzlich wurde der Einfluss einer Aufbreitung des Stegquerschnittes (Fertigteilträgers) auf die doppelte Breite an der Stütze untersucht.

##### Brückenquerschnitt:



##### Statisches System:



**Abbildung 4.4:** Darstellung der gewählten und systemabhängigen Parameter am statischen System und Brückenquerschnitt für die Parameterstudie

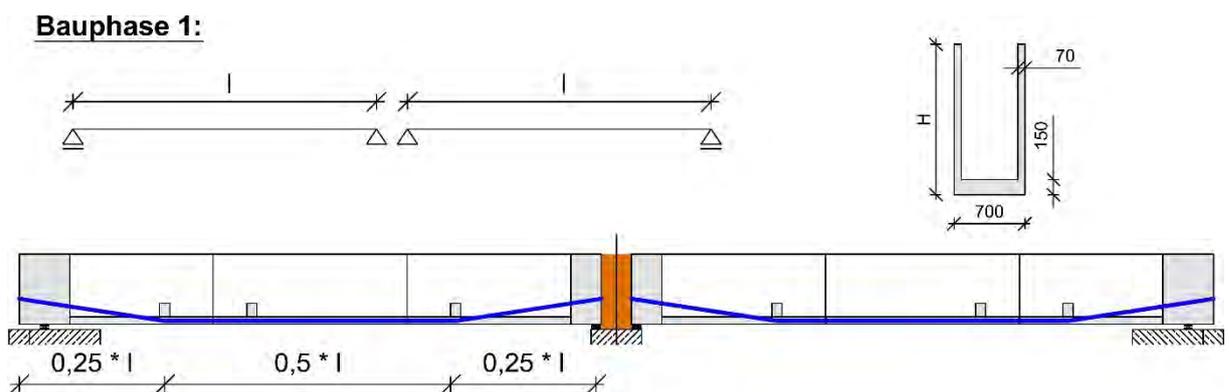
Aufgrund der großen Flexibilität des Bauverfahrens unter Verwendung dünnwandiger Betonhalbfertigteile mussten bestimmte Parameter der Studie fixiert werden. Der Brückenquerschnitt wurde als 12,0 m breiter zweistegiger Plattenbalken mit einer 0,4 m dicken Fahrbahnplatte festgelegt, siehe hierzu Abbildung 4.4. Des Weiteren wurde die Widerlager- und Gründungsmodellierung für alle berechneten Modelle gleich angenommen, um vergleichbare Ergebnisse zur erhalten.

Die ganze Parameterstudie wurde mit dem Ziel durchgeführt die Machbarkeit dieser Baumethode darzustellen. Hauptziel war die Erfüllung des Dekompressionsnachweises im Endzustand (über die Kumulierung aller Bauphasen) wobei die Spannungen für die charakteristische Laststellung auf  $0,6 \cdot f_{ck}$  limitiert wurden.

#### 4.2.2.2 Modellierung der einzelnen Bauphasen

Während der Herstellung von Brücken unter Verwendung von dünnwandigen Betonfertigteilen verändern sich nicht nur die statischen Systeme aber auch die Widerstandsquerschnitte. Die vereinfachten statischen Systeme und entsprechenden Querschnitte sind in Abbildung 4.5, 4.6, 4.7 und 4.8 ersichtlich. Zusätzlich ist in den Abbildungen die wirksame Vorspannung für jede Bauphase, in dunkel Blau dargestellt, und der in der jeweiligen Bauphasen eingebrachte Frischbeton, in Orange dargestellt, zu entnehmen.

Die Bauphase 1, in der der dünnwandige Betonfertigteilträger transportiert und eingehoben wird, wird als Einfeldsystem gerechnet, wobei nur der Querschnitt des dünnwandigen Betonfertigteilträger für die Berechnung herangezogen wird, siehe hierzu Abbildung 4.5.

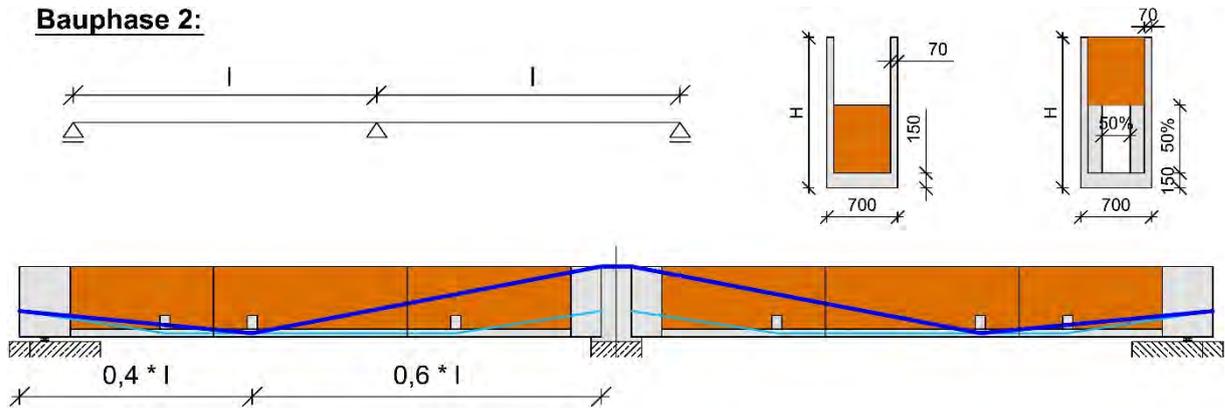


**Abbildung 4.5: Querschnitt und statisches System der Bauphase 1**

Der Querschnitt aus Bauphase 1 bleibt für den ersten Betonierabschnitt von Bauphase 2, bei dem beide Seiten des mittlerweile durch Ausbetonieren des Bereiches über der Stütze entstanden Zweifeldsystems zur Hälfte mit dem Füllbeton gefüllt werden, für die Nachweise bestehen. Für das Verfüllen des Trägers mit der zweiten Hälfte des Füllbetons kann bereits

ein Teil des zuvor betonierten Füllbetons zum Querschnittwiderstand hinzugerechnet werden, siehe hierzu Abbildung 4.6. Es wird davon ausgegangen, dass die Hälfte der Betonfestigkeit angesetzt werden kann, wodurch der Widerstandsquerschnitt wie in Abbildung 4.8 dargestellt für die Berechnungen herangezogen wird.

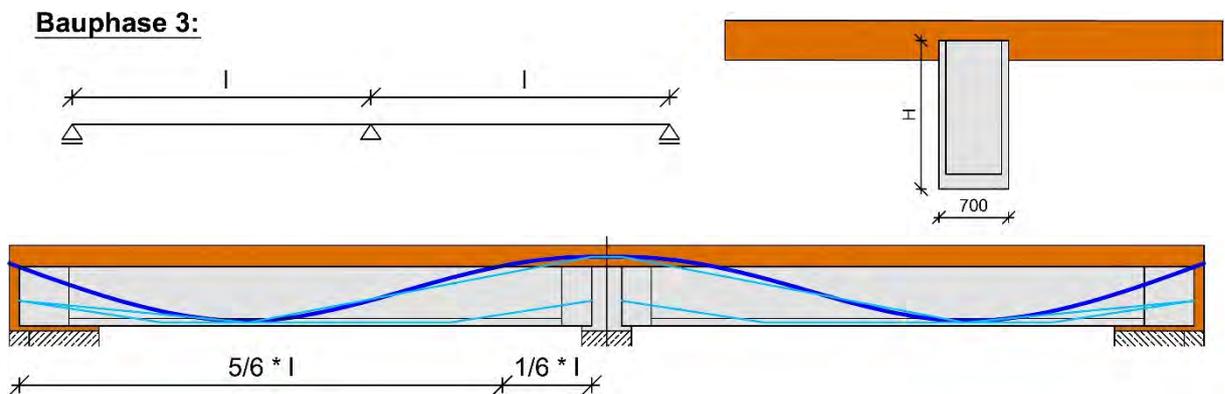
**Bauphase 2:**



**Abbildung 4.6: Querschnitte und statisches System der Bauphase 2**

In Bauphase 3 (Abbildung 4.7) wird auf den fertig ausbetonierten Fertigteilträger die Fahrbahnplatte betoniert und die Rahmenecken werden ausbetoniert. Als Widerstandsquerschnitt wird mit einem Vollquerschnitt gerechnet. Bauphase 3 wird, wie Bauphase 2 zuvor, mit einem Zweifeldsystem gerechnet.

**Bauphase 3:**



**Abbildung 4.7: Querschnitt und statisches System der Bauphase 3**

Durch die Fertigstellung des Rahmensystems kann in Bauphase 4 (siehe hierzu Abbildung 4.2 Bauphase 4, Abbildung 4.3 und Abbildung 4.8) bereits mit einem Rahmentragwerk und dem fertiggestellten Plattenbalkenquerschnitt gerechnet werden. Die mitwirkende Plattenbreite wurde bei den Berechnungen berücksichtigt. In Bauphase 4 wirken alle endgültigen Lasten, wie der Straßenaufbau, die Randbalken und alle Lasten aus Verkehr und Temperatur, wie auch Erddruck auf das Tragwerk.

#### Bauphase 4:

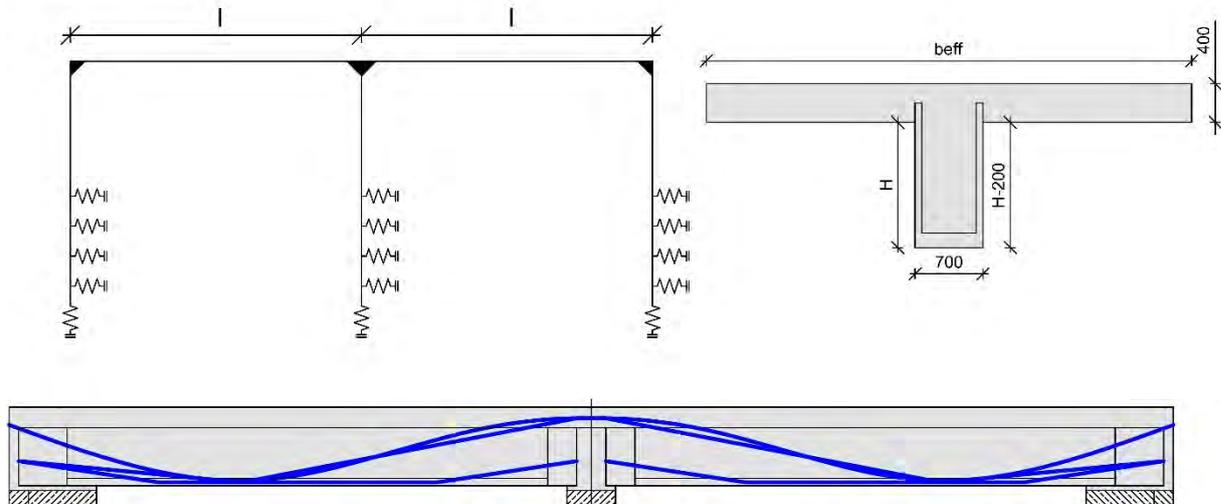


Abbildung 4.8: Querschnitt und statisches System der Bauphase 4

#### 4.2.2.3 Modellieren der Stütze, Widerlager und Gründung

Als Grundlage für die Modellierung der Gründung wurde die Gründung eines Bestandobjektes, der Überführung über die A1-Autobahn (Objekt L21), herangezogen. Für dieses Brückenobjekt wurde parallel zur Parameterstudie ein Alternativentwurf ausgearbeitet. Die Gründung der Brücke erfolgt durch Ortbetonpfähle mit einem Durchmesser von 0,90 m. Alle Pfähle sind mit dem Tragwerk biegesteif verbunden. Im Originalentwurf sind die Pfähle im Widerlagerbereich an bewehrten Widerlager- und Stützscheiben angeschlossen. Um ein Rahmentragwerk zu erhalten, sind die Stützscheiben mit der Fahrbahnplatte biegesteif verbunden.

Im Modell wurden die Bohrpfähle mitmodelliert. Im Bereich des Mittelauflegers wurden drei Pfähle mit  $\varnothing 90$  und einer Länge von 13,6 m angeordnet, im Bereich der Endauflagern drei Pfähle mit  $\varnothing 90$  und einer Länge von 18,2 m. Im Bereich der Mittelstütze wurden unter jedem Fertigteilträger Stützen angeordnet, die über eine Pfahlkopfplatte die Verteilung der Lasten auf die Pfähle sicherstellen. Die Pfähle wurden im RFEM Modell gebettet gelagert. Die Bettung wurde wie bei dem Bestandsobjekt mit  $54.000 \text{ kN/m}^2$  gewählt. Der Querschnitt der Stützen in Brückenmitte ergibt sich aus der Breite des Fertigteilträgers, die für alle berechneten Varianten 0,7 m beträgt, und eine Dicke von 1,0 m. Die Stützen wurden im Modell biegesteif mit dem Tragwerk verbunden.

In den ersten drei Bauphasen spielt die Modellierung der Widerlager keine Rolle. Die betrachteten Einfeld- bzw. Zweifeldträger haben keine Verbindung zu den Widerlagern. Lediglich der biegesteife Anschluss an die Mittelstütze wird für Bauphase 2 und Bauphase 3 berücksichtigt.

#### 4.2.2.4 Auswertung der Ergebnisse

Zur Auswertung der Berechnungsergebnisse wurde bei der Berechnung nur ein Steg des Plattenbalkens betrachtet. Für den Dekompressionsnachweis wurden die Spannungen am oberen und unteren Rand des Fertigteilträgers über die ganzen Bauphasen kumuliert betrachtet. Aus der linear-elastischen Berechnung konnten die Schnittgrößen entlang der gesamten Länge des Fertigteilträgers betrachtet werden. Aus den Momenten und der Normalkraft können die Spannungen über die Höhe entlang der gesamten Länge berechnet und für die Auswertung, welche auf Spannungsniveau erfolgt, herangezogen werden.

#### 4.2.2.5 Spanngliedlage und Ermittlung der erforderlichen Vorspannung für die einzelnen Bauphasen

Wie von Wimmer in [2] festgestellt entsteht erst durch die Einleitung einer Vorspannkraft ein tragfähiger Träger, dessen eingepprägter Spannungszustand den Einsatz als Rüstträger erlaubt. In den ersten Bauphasen handelt es sich bei der Vorspannung um eine externe Vorspannung in den trogförmigen Querschnitten, die nur durch Umlenkstellen in ihrer Richtung geändert werden kann. Diese Umlenkstellen werden als durch den Einbau Querträgern oder Endverankerungsblöcken ermöglicht. In der Parameterstudie waren drei unterschiedliche Spanngliedführungen für die Erfüllung der Nachweise von Nöten, wobei nur die letzte parabelförmig eingelegt werden konnte, siehe hierzu Abbildung 4.9.

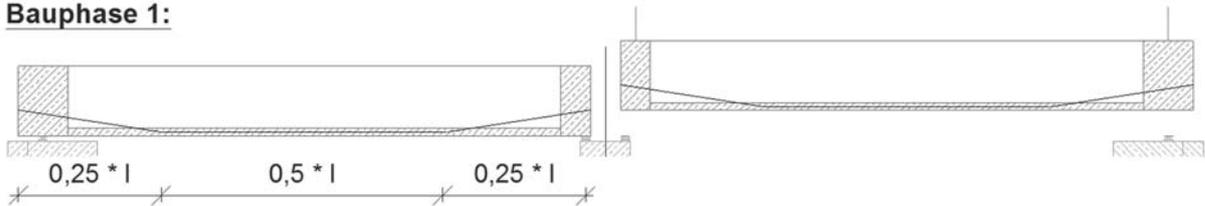
Für Bauphase 1, in der die dünnwandigen Betonfertigteilträger zur Baustelle antransportiert und eingehoben werden, wurde eine Spanngliedführung mit zwei Umlenkstellen gewählt. Die Umlenkstellen befinden sich jeweils in den Viertelpunkten der Fertigteilträger also bei  $x = l_{FT}/4$  und  $x = 3 \cdot l_{FT}/4$ . Die Endverankerung des Spanngliedes befindet sich in der Schwerachse des Trogquerschnittes.

Auch in Bauphase 2 kann das Spannglied nur als externe Vorspannung eingebracht werden. Nachdem sich in Bauphase 2 das statische System von einem Einfeldträger zu einem Zweifeldträger geändert hat, wurde eine neue Spanngliedführung für die Vorspannung in dieser Bauphase gewählt. Das Spannglied wird bei  $x = 0,4 \cdot l_{FT}$  umgelenkt. Die Verankerung befindet sich auf der Widerlagerseite im Schwerpunkt des Trogquerschnittes und auf der Mittelstützenseite am oberen Rand des Fertigteilträgers. Zu beachten ist, dass bei dem Betonieren der zweiten Hälfte der Fertigteilträger ein neuer Querschnitt für die Spannungsberechnung herangezogen werden muss.

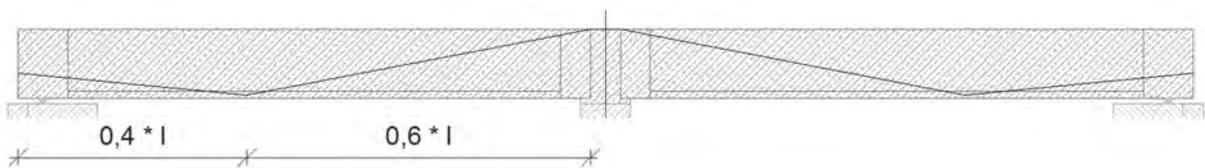
Erst nach dem Ausbetonieren der dünnwandigen Betonfertigteilträger, also nach der Fertigstellung von Bauphase 2, kann in gewohnter Weise die Vorspannung mit einem parabelförmigen Spanngliedverlauf eingeleitet werden. Für Bauphase 3 wie auch für

Bauphase 4 wurde die gleiche Spanngliedführung gewählt. Das Spannglied wird am Widerlagerende in der Schwerachse des Plattenbalkens verankert, hat den Tiefpunkt bei  $x = 5 \cdot l_{FT} / 12$  und den Wendepunkt bei  $x = 5 \cdot l_{FT} / 6$ . Über der Mittelstütze liegt das Spannglied am oberen Rand des Fertigteilträgers.

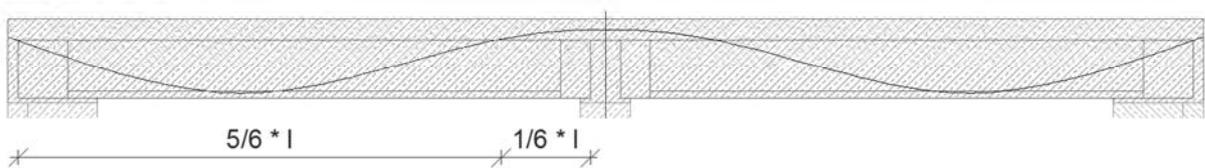
#### **Bauphase 1:**



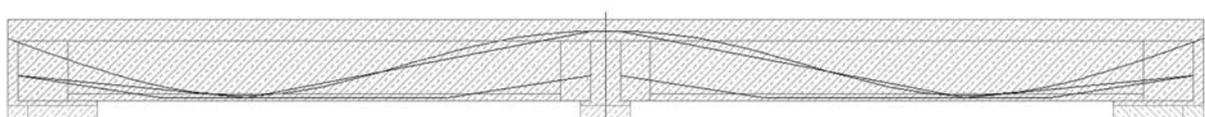
#### **Bauphase 2:**



#### **Bauphase 3:**



#### **Gesamte Vorspannung:**



**Abbildung 4.9: Spanngliedführung der Spannglieder in den unterschiedlichen Bauphasen**

Die Ermittlung der erforderlichen Vorspannung für die einzelnen Bauphasen wurde iteriert mittels der Diagramme in Excel mit dem Ziel den Dekompressionsnachweis unter der charakteristischen Laststellung zu erfüllen.

### **4.2.3 Einwirkungen**

Bei der Aufbringung der Einwirkungen muss darauf geachtet werden wann und auf welches System die jeweiligen Lasten aufzubringen sind, um eine mehrmalige Belastung mit derselben Last zu vermeiden.

### 4.2.3.1 Ständige Lasten

Laut ÖNORM EN 1991-1-1 [51] bzw. ÖNORM B 1991-1-1 [52] versteht man unter ständigen Lasten die Eigengewichte aus tragenden und nicht tragenden Bauteilen. Es ist nicht nur das Tragwerk selbst sondern auch alle Ausbaulasten (Fahrbahnbeläge, Beschichtungen, Bordsteine usw.) zu berücksichtigen. Die in der Parameterstudie angesetzten ständigen Lasten für das halbe System (Fahrbahnbreite 6 m) sind in Tabelle 4.1, für den Fall eines 1,70 m hohen Fertigteilträgers, ersichtlich.

**Tabelle 4.1: Ständige Lasten der Parameterstudie**

Bau-phase	Belastung	Fläche [m <sup>2</sup> ]/ Dicke [cm]	Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]	Last [kN/m]	Widerstandsquerschnitt oben/unten [m <sup>3</sup> ]
1	Trogquerschnitt	0,32 m <sup>2</sup>	25	8	-0,09/0,24
2	Füllbeton 1. Hälfte	0,434 m <sup>2</sup>	25	10,85	-0,09/0,24
	Füllbeton 2. Hälfte	0,434 m <sup>2</sup>	25	10,85	-0,1/0,18
3	Beton Fahrbahnplatte	2,26 m <sup>2</sup>	25	56,5	-0,34/0,34
4	FBA: Deckschicht AC11	3 cm	20	3,6	-1,82/0,63
	FBA: Ausgleichschicht AC22	8 cm	24	11,52	
	FBA: Schutzschicht AC8	3 cm	24	4,32	
	FBA: Isolierung	1 cm	12	0,72	
	Randbalken	0,4 m <sup>2</sup>	25	10	

In Bauphase 1 wurde das Eigengewicht des Trogquerschnittes automatisch berechnet und in der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt. In den darauffolgenden Bauphasen wurde das restliche Eigengewicht nicht über das Programm ermittelt sondern als Last (Betonierlast) auf das jeweilige statische System aufgebracht. Das Aufaddieren der Bauphasen 1 bis 3 ergab somit die gesamte Belastung aus dem Eigengewicht der tragenden Konstruktion. Für das Ausbetonieren der Betonfertigteilträger wurde der Lastfall halbseitige Betonage mitberechnet, jedoch in der schlussendlichen Kumulierung der Lasten wurde nur der Lastfall „beidseitige Betonage“ berücksichtigt.

Ausbaulasten wurden in Bauphase 4 berücksichtigt. Der Fahrbahnaufbau (FBA) wurde, wie bereits die Modellierung der Gründung, basierend auf dem Bestandobjekt, der Überführung über die A1-Autobahn (Objekt L21), mit einer Dicke von 0,15 m gewählt (siehe hierzu Tabelle 4.1. Für den Randbalken wurde eine Querschnittsfläche von 0,4 m<sup>2</sup> angenommen.

#### 4.2.3.2 Einwirkungen aus Straßenverkehr

Laut ÖNORM B 1992-2 [53] Tabelle 2 muss für den Dekompressionsnachweis ein  $\psi_2 = 0,3$  für alle vertikalen Einwirkungen aus Lastmodell1 gemäß ÖNORM EN 1991-2 [54] erfolgen. Die Einwirkungen aus Personenkraftwagen, Lastkraftwagen sowie Sonderfahrzeigen wurden laut ÖNORM EN 1991-2 [54] bzw. ÖNORM B 1991-2 [55] mittels Lastmodel 1 in der Parameterstudie berücksichtigt. Auf eine feldweise Wirkung der Flächenlast sowie ungünstige Laststellung der Einzellasten wurde geachtet. Neben dem aus dem Verkehr entstandenen Erddruck wurden zusätzlich die Lastfälle „Bremsen“ und „Anfahren“ beachtet. Da nur das halbe System betrachtet wurde, wurde nur mit einer 6 m breiten Fahrbahnplatte gerechnet, wodurch sich laut LM1 zwei Fahrstreifen ergaben. Die Belastung für einen Betonfertigteilträger ergab eine Linienlast von  $q_k = 34,5$  kN/m und zwei Punktlasten von  $Q_k = 500$  kN.

#### 4.2.3.3 Temperatur

Die Temperaturbeanspruchungen wird laut ÖNORM EN 1991-5 [56] und ÖNORM B 1991-5 [57] in einen konstanten Anteil  $\Delta T_N$ , einen linearen veränderlichen Anteil  $\Delta T_M$  und einen nichtlinearen Anteil gegliedert. Für die Parameterstudie wurde lediglich der konstante Anteil ( $\Delta T_N$ ) betrachtet und auf das System angesetzt.

Für die Berechnung des konstanten Anteils  $\Delta T_N$  sind die maximale und minimale Außenlufttemperatur ( $T_{max}$ ,  $T_{min}$ ) für das Bauwerk zu ermitteln, welche in [57] festgelegt sind, in Abhängigkeit vom Brückentyp zu korrigieren und schlussendlich unter Berücksichtigung der Einbautemperatur  $T_0$  zu berechnen.

Für den Eingangswert der Seehöhe wurde, wie bereits die Modellierung der Gründung und dem Fahrbahnaufbau, basierend auf dem Bestandobjekt, der Überführung über die A1-Autobahn, gewählt. Der konstante Temperaturanteil  $\Delta T_{N,con}$  (maximal negative Änderung – Verkürzung = Winter) ergab sich zu  $-34^\circ$  C, der konstante Temperaturanteil  $\Delta T_{N,exp}$  (maximal positive Änderung – Ausdehnung = Sommer) zu  $28^\circ$  C, wodurch eine gesamte Temperaturschwankung  $\Delta T_N$  von  $62^\circ$  C betrachtet wurde.

#### 4.2.3.4 Schwinden

Die Einwirkung von Schwinden wurde in der Berechnung durch eine äquivalente Abkühltemperatur berücksichtigt und ergibt, laut ÖNORM EN 1991-1-1 [51] bzw. ÖNORM B 1991-1-1 [52], eine Temperaturdifferenz von  $\Delta T$  von 26 K.

#### 4.2.3.5 Erddruck

Der Erddruck wurde als Erdruehdruk angesetzt. Die Werte für die Hinterfüllung wurden, wie bereits die Modellierung der Gründung, dem Fahrbahnaufbau und den Eingangswerten für die Temperaturbeanspruchung, basierend auf dem Bestandsobjekt, der Überführung über die A1-Autobahn, gewählt. Die Erddrücke werden wie bei Lastmodell 1 nach Fahrstreifen aufgeteilt. Als Näherung wurde der Erddruck als konstante Größe angesetzt. Die Belastung wurde jeweils zur Hälfte in einen ständigen und einen veränderlich wirkenden Anteil unterteilt.

#### 4.2.3.6 Vorspannung

Die Vorspannung wurde für die jeweiligen Bauphasen separat für das jeweilige statische System optimiert und berechnet. Es wurde darauf geachtet Spanngliedführungen zu wählen, die für das System sinnvoll waren jedoch wurde gleichzeitig versucht die Anzahl der unterschiedlichen Spanngliedführungen zu begrenzen. Für die Parameterstudie wurde es als sinnvoll empfunden drei unterschiedliche Spanngliedverläufe zu verwenden, wobei zwischen Vorspannung für den Transport, Vorspannung für das Füllen der dünnwandigen Betonfertigteilträgern und Vorspannung für die Betonage der Fahrbahnplatte und die Ausbaulasten unterschieden wurde.

Bei der Wahl der Anzahl an Spannlitzen wurde auf die Begrenzung der Druckspannungen für die charakteristische Lastfallkombination mit  $0,6 \cdot f_{ck}$  geachtet wurde. Zusätzlich wurde so weit vorgespannt, dass der Dekompressionsnachweis (inklusive  $0,3 \cdot LM1$ ) eingehalten wurde.

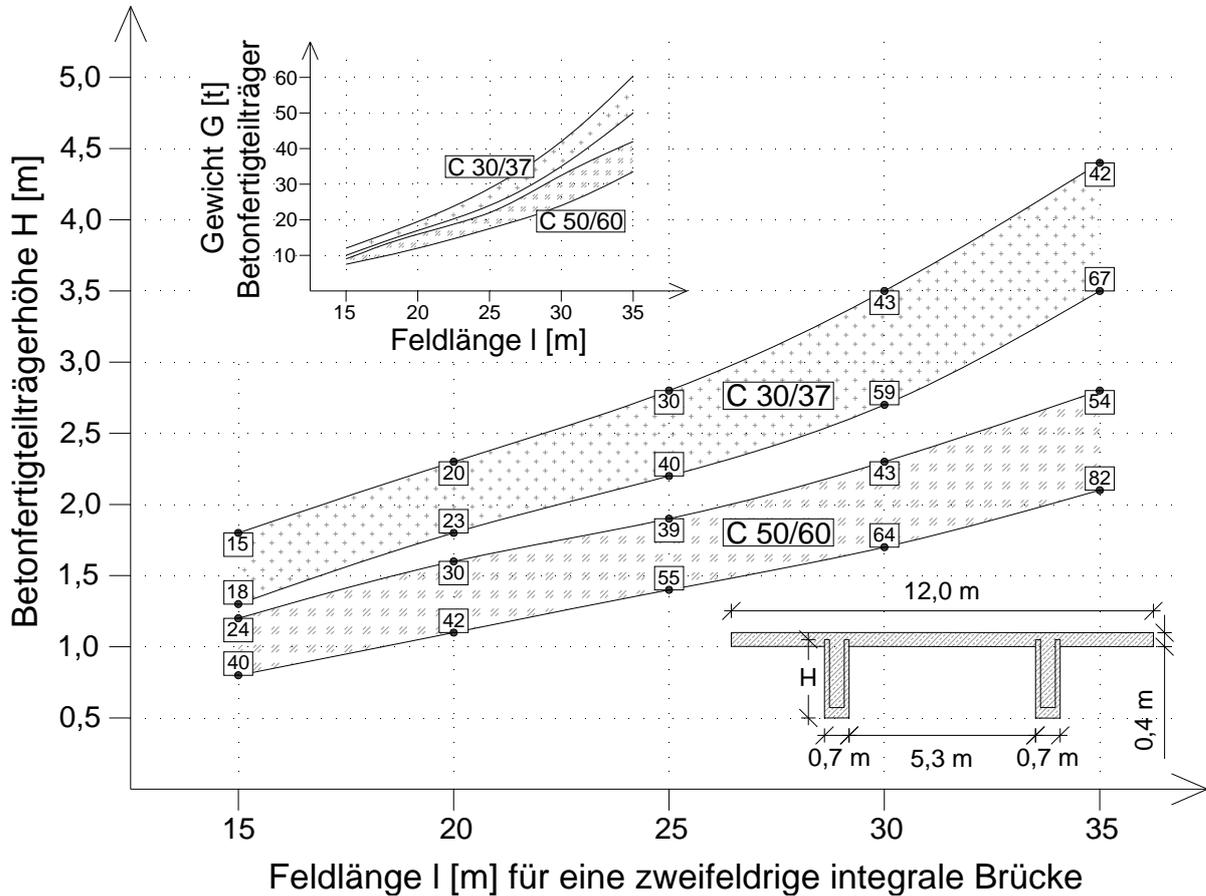
Die Schnittgrößen aufgrund der Vorspannung konnten für Bauphasen 1-3 aufgrund der Einfachheit des statischen Systems in Excel programmiert werden. Für die Schnittgrößen in Bauphase 4 wurde RFEM Tendon zum Einsatz gebracht.

#### 4.2.4 Ergebnisse

Die Ergebnisse für den Anwendungsbereich von Fertigteilträgern, die im Zuge des Entwurfs von geeigneten Tragsystemen für integrale Brücken unter Verwendung dünnwandiger Betonhalbfertigteile durch eine Parameterstudie an einer zweifeldrigen, zweispurigen, zweistegigen Plattenbrücke abgeschätzt wurde, können der Abbildung 4.10 entnommen werden. Als zu untersuchende Parameter bei der Entwicklung von Tragsystemen für integrale Fertigteilträgerbrücken wurden die Spannweite, Betonfestigkeit und Fertigteilträgerabmessungen untersucht.

Abbildung 4.10 zeigt die erforderlichen Höhen der Fertigteilträger und die Anzahl der erforderlichen Spannlitzen (Nummern in eckigen Kästchen) in Abhängigkeit der Spannweiten und der Betondruckfestigkeit. Der untersuchte Querschnitt, der bereits in den vorherigen

Kapiteln genauer erläutert wurde, kann ebenfalls aus der Abbildung entnommen werden. Die erforderlichen Hubgewichte eines Fertigteilträgers sind in Abhängigkeit der Spannweite oben links im Diagramm zusätzlich abgebildet.



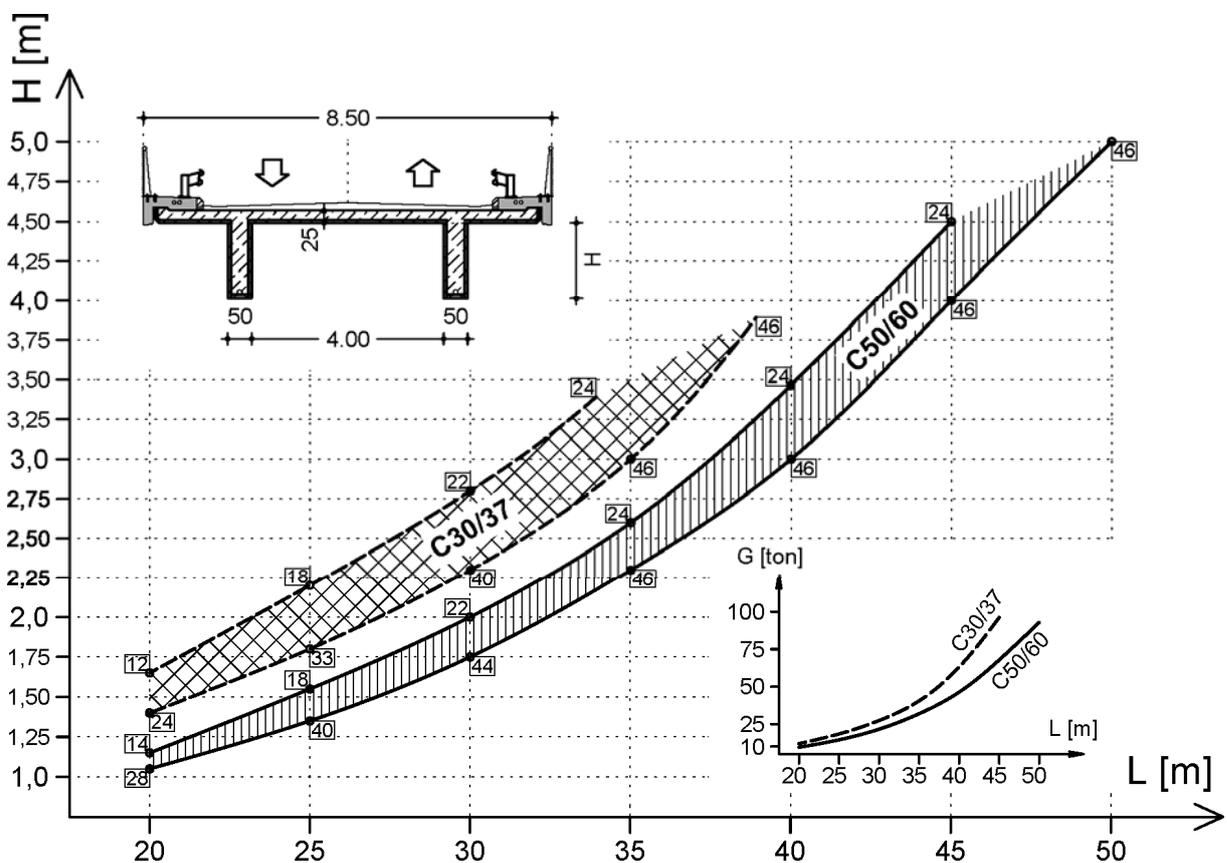
**Abbildung 4.10: Ergebnis Parameterstudie: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Betonfertigteilträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit. und Anzahl der Spannlitzen für eine zweifeldrige integrale 12,0 m breite Plattenbalkenbrücke**

Der Anwendungsbereich der Betonfertigteilträger für integrale zweifeldrige Brückentragwerke mit einer 12,0 m breiten Fahrbahnplatte kann für einen Spannweitenbereich von 15 bis 35 m angegeben werden. Die dargestellten Höhenangaben und Spannlitzenanzahlen sind als Richtwerte anzusehen, da durch eine minimale Änderung der Spanngliedführung oder Detailberechnung eine Optimierungsmöglichkeit besteht. Je nach Brückenbreite und Verkehrsbelastung müssen die Entwürfe im Einzelfall geprüft werden, wodurch durchaus schlankere Fertigteilträger ausfallen können.

Der Anwendungsbereich von Fertigteilträgern aus Doppelwänden und Elementdecken wurde von Wimmer [2] anhand des Beispiel einer nicht integralen einfeldrigen, zwei- bzw. dreispurigen Plattenbalkenbrücke abgeschätzt. Wie in Abbildung 4.10, werden die erforderliche Höhen der Fertigteilträger und die Anzahl der erforderlichen Spannlitzen

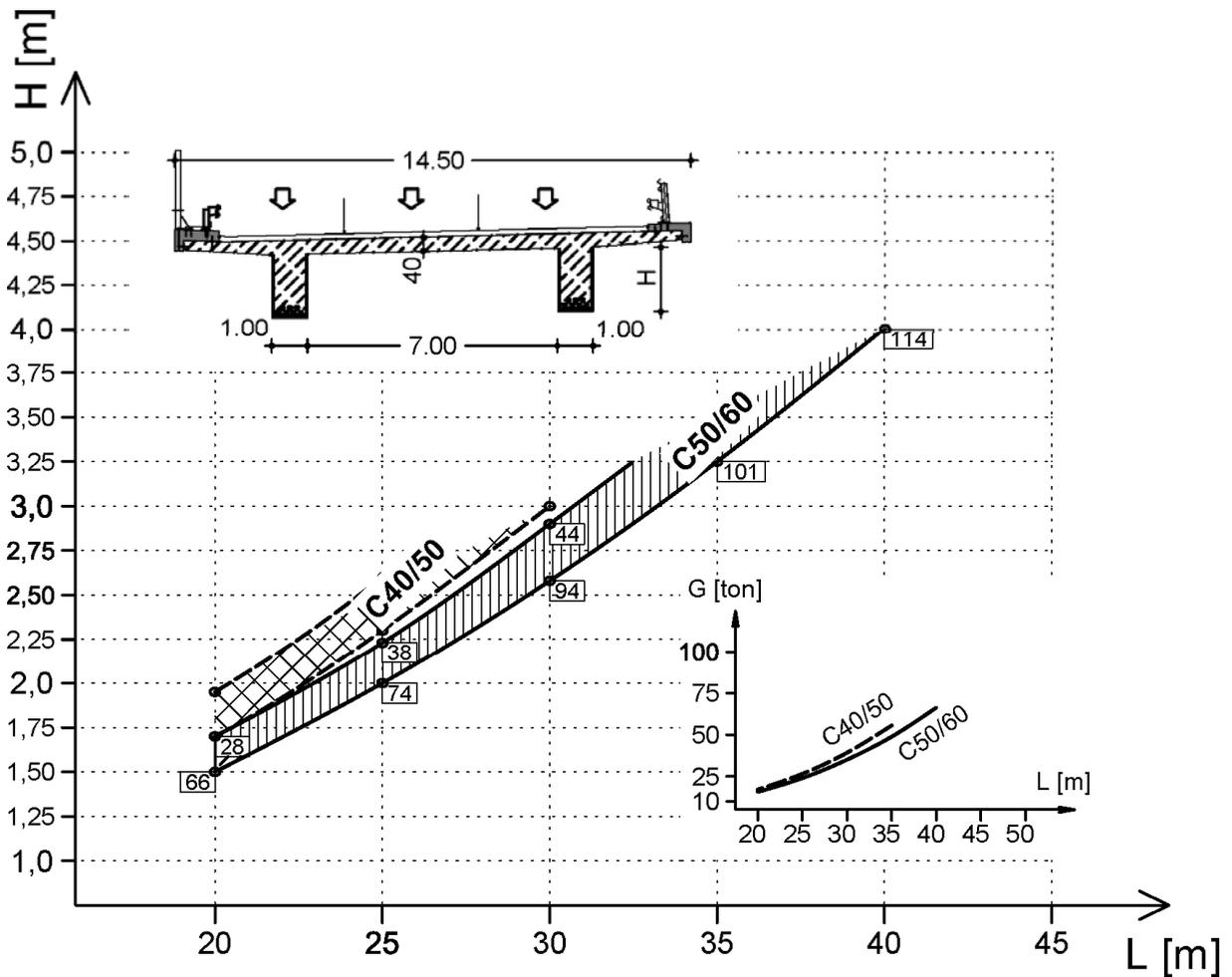
(Nummern in eckigen Kästchen) in Abhängigkeit der Spannweiten und der Betondruckfestigkeit für die jeweils untersuchten Brückenquerschnitt in Abbildung 4.11 und Abbildung 4.12 dargestellt. Die erforderlichen Hubgewichte eines Fertigteilträges sind in Abhängigkeit der Spannweite unten rechts und die verwendeten Querschnitte oben links im Diagramm zusätzlich abgebildet.

Abbildung 4.11 stellt den Anwendungsbereich von Fertigteilträgern aus Doppelwandelementen für eine einfeldrige, zweispurige Plattenbrücke dar, wobei der Einsatzbereich der Doppelwandträger für Brückentragwerke mit Spannweiten von 20 – 45 m abgeleitet werden kann.



**Abbildung 4.11: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Doppelwandträger in Abhängigkeit der Betondeckung und Anzahl der Spannlitzen für eine einfeldrige zweispurige 8,5 m breite Plattenbalkenbrücke laut [2]**

Abbildung 4.12 stellt den Anwendungsbereich von Fertigteilträgern aus Elementdecken für eine einfeldrige, dreispurige Plattenbrücke dar, wobei der Einsatzbereich der Elementdeckenträger für Brückentragwerke mit Spannweiten von 20 – 30 m abgeleitet werden kann.



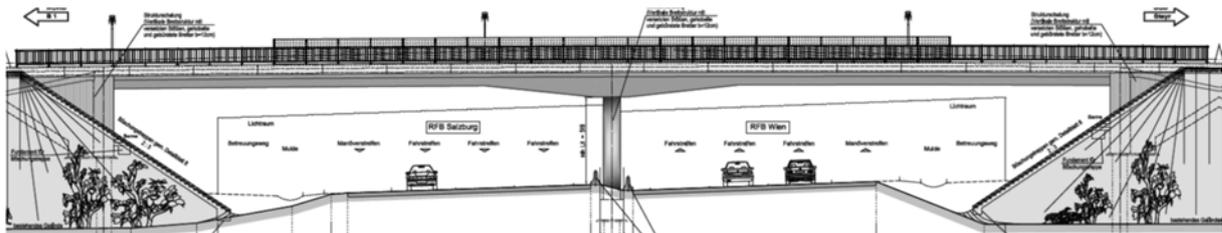
**Abbildung 4.12: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Elementdeckenträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und Anzahl der Spannweiten für eine einfeldrige zweispurige 14,5 breite Plattenbalkenbrücke laut [2]**

Die untersuchten Bauphasen und getroffenen Annahmen bzw. Begrenzungen, die in die Berechnung von Wimmer einfließen, sind in [2] genauer beschrieben. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass ähnliche Bauphasen und Annahmen wie in der vorgestellten Parameterstudie verwendet wurden.

Laut Wimmer können geringere Querschnittshöhen bei einer integralen Bauweise erzielt werden. Werden die Ergebnisse von Wimmer mit denen der vorliegenden Forschungsarbeit verglichen, so kann diese Aussage bestätigt werden. Durch die monolithische Verbindung zwischen Widerlager und Brückentragwerk in den späteren Bauphasen können die auftretenden Spannungen in den Querschnitten reduziert werden.

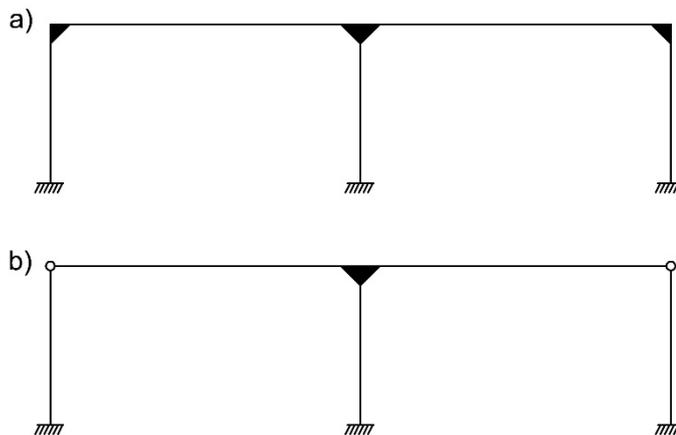
### 4.3 Alternativentwurf einer zweifeldrigen Ortbetonbrücke

Das in Kapitel 2.1.4.2 beschriebene Brückenobjekt L21 wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens als integrale Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen neu entworfen. Bei dem Originalentwurf handelte es sich um eine zweifeldrige integrale Ortbetonbrücke mit jeweils ungefähr 30 m Spannweite und einer Fahrbahnbreite von 11,5 m. Der Ansicht des Originalentwurfs in Abbildung 4.13 ist eine Aufvoutung der Platte bei der Mittelstütze zu entnehmen. Der Fahrbahnaufbau und die Modellierung der Gründung wurden basierend auf dem Bestandsobjekt gewählt.



**Abbildung 4.13: Objekt L21 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen]**

Für den Alternativentwurf wurden drei unterschiedliche Ausführungsvarianten für die Herstellung einer integralen Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen untersucht. Als statische Systeme wurden zwei Tragsysteme aus Abbildung 4.1 gewählt, wobei die zwei ausgewählten Systeme in Abbildung 4.14 dargestellt werden.



**Abbildung 4.14: Tragsysteme für den Alternativentwurf einer zweifeldrigen Ortbetonbrücke**

Das statische System aus Abbildung 4.14 **b)** wurde für eine Variante mit vorgespannten Trägern gewählt. Des Weiteren wurden auch zwei Varianten (Abbildung 4.14 **a)** und **b)**) mit rein schlaff bewehrten Trägern gerechnet. Die Gelenke an den Widerlagern des Tragsystems aus Abbildung 4.14 **b)** sind als Betongelenke auszuführen.

### 4.3.1 Querschnitte

Als Querschnitt für den Alternativentwurf von Brückenobjekt L21 wurde ein zweistegiger Plattenbalken gewählt, der ähnlich dem Originalentwurf über der Stütze verbreitert wird. Für alle drei Varianten, für die vorgespannte aber auch für die schlaff bewehrten, wurden dieselben Querschnitte gewählt, um die Ergebnisse, aber auch den Bauablauf miteinander vergleichen zu können. Der Querschnitt im Stützenbereich ist in Abbildung 4.16 und der Querschnitt im Feldbereich in Abbildung 4.17 ersichtlich. Bei der Wahl der Querschnitte wurde das Bestandsprojekt als Referenz hergenommen.

Aufgrund der Verwendung von Brückenträgern aus Fertigteilen lag es nahe einen Plattenbalkenquerschnitt im Endzustand zu erzeugen. Aufgrund der Längen der zu überspannenden Felder wurde ein Querschnitt mit 2 Stegen gewählt. Ein Querschnitt mit 3 oder mehr Stegen wäre ebenso möglich, jedoch ist die Wirtschaftlichkeit bei einem Querschnitt mit 2 Stegen am höchsten. Plattenbalkenquerschnitte sind im Brückenbau weit verbreitet, da sie viele Vorteile bieten. Einerseits wird durch die Stege im Gegensatz zu einem Vollquerschnitt das Eigengewicht reduziert, andererseits hat der Querschnitt trotzdem eine gute Steifigkeit.

Aufgrund des Schnittgrößenverlaufs eines Zweifeldträgers muss im Stützbereich der Brückenträgerquerschnitt mit einer größeren Breite ausgeführt werden. Im Bereich der Mittelstütze hat der Trägerquerschnitt eine Breite von 1,40 m und eine Höhe von 1,40 m (siehe Abbildung 4.15 rechts). Die Elementwände wurden mit 70 mm gewählt, die Bodenplatte hat eine Stärke von 150 mm. In allen anderen Bereichen hat der Querschnitt eine Breite von 0,70 m (siehe Abbildung 4.15 links). Die Betongüte für die Fertigteile wurde auf C50/60 und für den Füllbeton auf C30/37 festgelegt.

Da bereits die Träger aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen bestehen, wurde entschieden für den Neuentwurf für die Herstellung der Fahrbahnplatte ebenfalls dünnwandige Halbfertigteilplatten mit einer Aufbetonschicht zu verwenden. Der Vorteil bei dieser Herstellung liegt darin, dass auf eine Schalung fast vollständig verzichtet werden kann. Das Herstellungsverfahren wie auch die Detailausbildung der Fahrbahnplatten aus Halbfertigteilplatten mit Aufbetonschicht im Zusammenhang mit den Trägern aus dünnwandigen Betonhalbfertigteilen ist nicht Teil dieses Forschungsvorhaben und wird daher nicht näher betrachtet. Die Thematik und Problematik der Herstellung und Detailausbildung wurde jedoch am Institut für Tagkonstruktionen aufgegriffen und wird im Rahmen eines weiteren Forschungsvorhabens untersucht.



Betrachten der einzelnen Bauphasen wesentlich bei der Herstellung eines Querschnitts aus Fertigteilen. Eine Veränderung des Ablaufes der Bauphasen kann sich durchaus positiv jedoch auch sehr negativ auf die entstehenden Spannungen im Querschnitt auswirken.

In der ersten Bauphasen wird der bereits im Werk hergestellte und, im Fall der vorgespannten Variante, vorgespannte Träger zur Baustelle transportiert, eingehoben und mit einer Nutzlast von 1 kN/m belastet. In dieser Bauphase wird der Halffertigteilträger noch als Einfeldbalken mit einem reinen Trogquerschnitt gerechnet. Bei der vorgespannten Varianten wird der Träger aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert. Handelt es sich um die schlaff bewehrten Varianten so muss der Träger in mehreren Teilen transportiert und auf Hilfsstützen abgestellt werden. In dieser Bauphase wirkt lediglich das Eigengewicht der Träger wie auch die Nutzlast auf das System.

Zwischen der ersten und zweiten Bauphase werden die Knoten oberhalb der Stütze wie auch die Anbindung an das Widerlager ausbetoniert wodurch aus den zwei Einfeldsystemen (bzw. vier Einfeldsystemen der schlaff bewehrten Variante) ein Rahmentragwerk entsteht. Bei der schlaff bewehrten Variante werden auch die Fugen zwischen den einzelnen Trägern bewehrt und ausbetoniert.

In der zweiten Bauphase wird der Rahmen als statisches System herangezogen. Die Betonhalffertigteilträger werden in zwei Schritten ausbetoniert wobei darauf geachtet werden muss, dass symmetrisch und in bevorzugter Weise schichtweise ausbetoniert wird. Zwischen dem Betonieren der ersten Hälfte des Trägers und der zweiten Hälfte müssen mindestens 24 Stunden liegen, damit der Beton aushärten kann. In der Bauphase 2 wird mit zwei unterschiedlichen Querschnitten gerechnet, einerseits mit dem dünnwandigen Trogquerschnitt, andererseits mit einem Trogquerschnitt inklusive des mittragenden Anteils des bereits erhärteten Füllbetons. Bei der vorgespannten Variante wird eine zusätzliche Vorspannung aufgebracht.

In den Bauphasen 3 bis 5 wird die Fahrbahnplatte (in diesem Fall aus Betonhalffertigteilen mit Aufbetonschicht) hergestellt. Bei der vorgespannten Variante wird eine zusätzliche Vorspannung aufgebracht. Da die Träger bereits ausbetoniert sind kann mit einen Rechtecksquerschnitt gerechnet werden.

Nachdem die Fahrbahnplatte hergestellt wurde, können alle Hilfskonstruktionen für deren Herstellung abgebaut und die Fahrbahn ausgebaut werden, dies wurde als Bauphase 6 angesehen. Der Fahrbahnaufbau wurde, wie bereits die Modellierung der Gründung, basierend auf dem Bestandsobjekt, der Überführung über die A1-Autobahn (Objekt L21), mit

einer Dicke von 0,15 m gewählt. Bei der vorgespannten Variante wird eine zusätzliche Vorspannung aufgebracht. Es kann der endgültige Querschnitt für die Nachweise herangezogen werden.

Die Lasten des Endzustandes werden im folgenden Kapitel behandelt.

### **4.3.3 Einwirkungen**

Als ständige Lasten wurden laut ÖNORM EN 1991-1-1 [51] bzw. ÖNORM B 1991-1-1 [52] die Eigengewichte aus tragenden und nicht tragenden Bauteilen in den jeweiligen Bauphasen berechnet. Die Nutzlast, die bei jeder Bauphase als Last angenommen wurde, wurde bei der Überlagerung der Schnittgrößen nur einmal miteinbezogen.

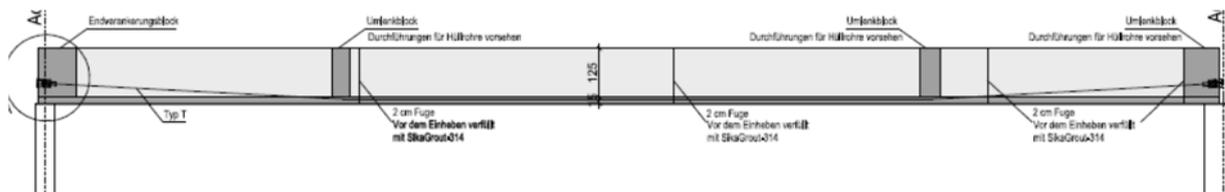
Die Berechnung des Tragwerks für den Endzustand wurde an einem dreidimensionalen System durchgeführt. Die Lastannahmen die für den Alternativentwurf getroffen wurden entsprechen den Lastannahmen des Bestandobjektes. Berücksichtigt wurden folgende Einwirkungen:

- Einwirkung aus Straßenverkehr: Verkehrslastmodell LM1, Verkehrslast Bremsen und Anfahren
- Temperaturbeanspruchung: Erwärmung von 28°C, Abkühlung von 34°C
- Schwinden: wurde als äquivalente Abkühltemperatur von 26 K berücksichtigt
- Erddruck
- Wind
- Kriechen
- Vorspannung

### **4.3.4 Hoch vorgespannter Alternativentwurf**

Der Längsschnitt des Halbfertigteilträgers für die vorgespannte Variante kann den Abbildungen 4.18 und 4.19 entnommen werden. Die vier benötigten Träger werden aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert und auf der Baustelle montiert. Bei diesem Entwurf wurde lediglich der Einbau von zwei Umlenksätteln in den Trägern eingeplant. Insgesamt wird in dem vorgespannten Alternativentwurf mit drei unterschiedlichen Spanngliedern und Spanngliedführungen gerechnet. Das erste Spannglied (Typ T), dargestellt in Abbildung 4.19 in Hellgrün, wird lediglich für den Transport benötigt und wird in den Schwerachse des Hohlquerschnittes der jeweiligen Träger auf beiden Seiten verankert. Das in Abbildung 4.19

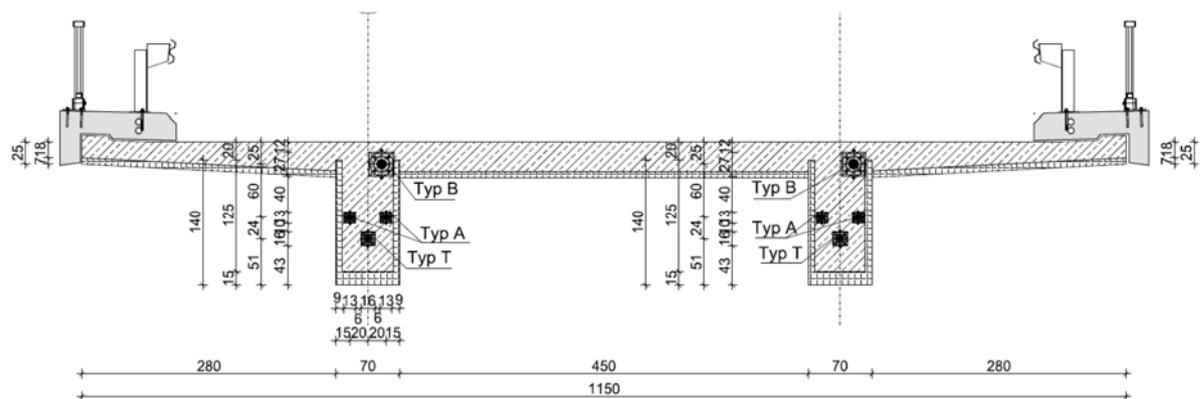
rosa dargestellte Spannglied (Typ A) wird für das Ausbetonieren der Träger benötigt, verläuft von einem Widerlagerende über die Stütze (Abbildung 4.22) zum anderen Widerlager und wird auf beiden Widerlagerseiten vorgespannt. Die Spanngliedführung der Spannglieder Typ T und Typ A verläuft gerade mit abgerundeten Knicken bei den Umlenksätteln. Zwischen den zwei Umlenksätteln verlaufen die Spannglieder in der Bodenplatte des Hohlquerschnittes (Abbildung 4.21). Die Vorspannung Typ B umfasst die benötigte Vorspannung der Bauphasen 3-6, sowie den Endzustand. Die benötigten Spannglieder werden aufgeteilt und können, da der Querschnitt bereits ausbetoniert ist, parabelförmig geführt werden. Die aufgeteilten Spannglieder werden jeweils von einer Seite vorgespannt und nicht bis zum anderen Auflager geführt sondern 6 m davor verankert, siehe hierzu Abbildung 4.19 (Spanngliedführung Typ B und Verankerung in türkis dargestellt) und Abbildung 4.20.



**Abbildung 4.18: Längsschnitt des Halbfertigteilträgers des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21**



**Abbildung 4.19: Spanngliedführung im Halbfertigteil des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21**



**Abbildung 4.20: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 am Widerlager mit dargestellten Verankerungen**

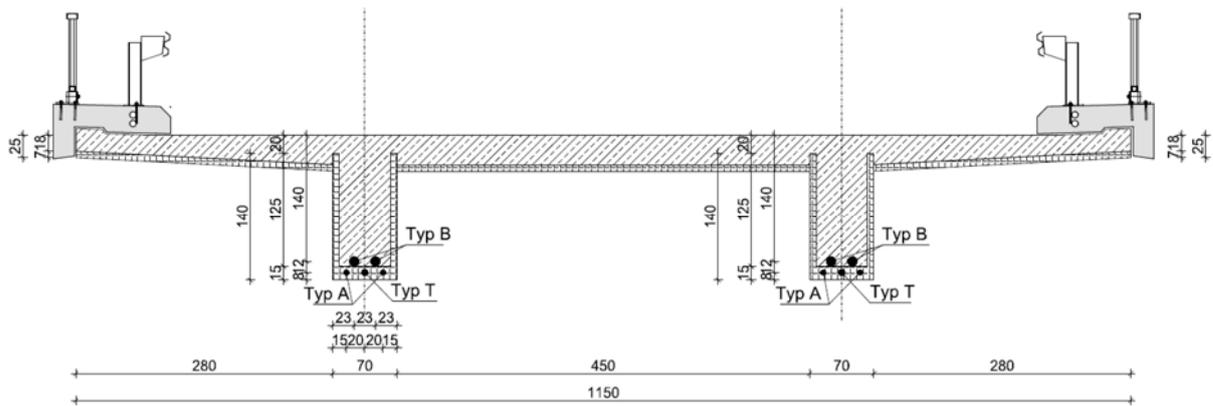


Abbildung 4.21: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 im Feld

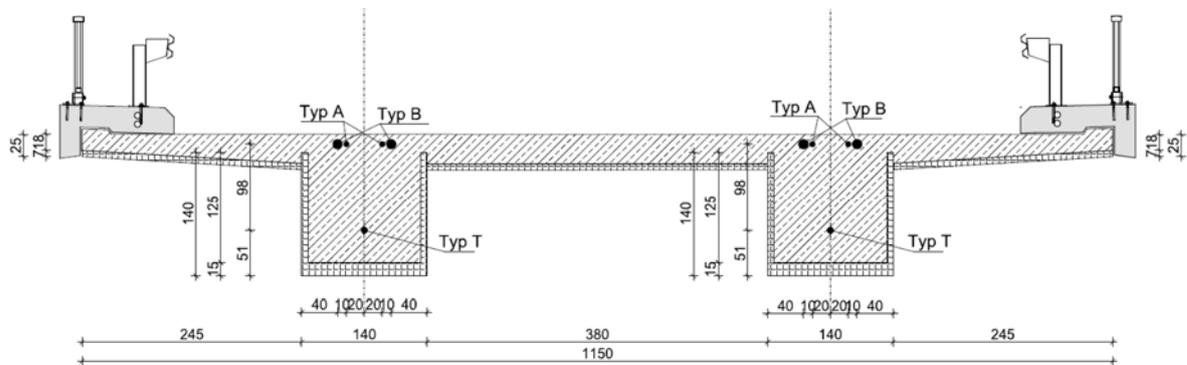


Abbildung 4.22: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 an der Stütze

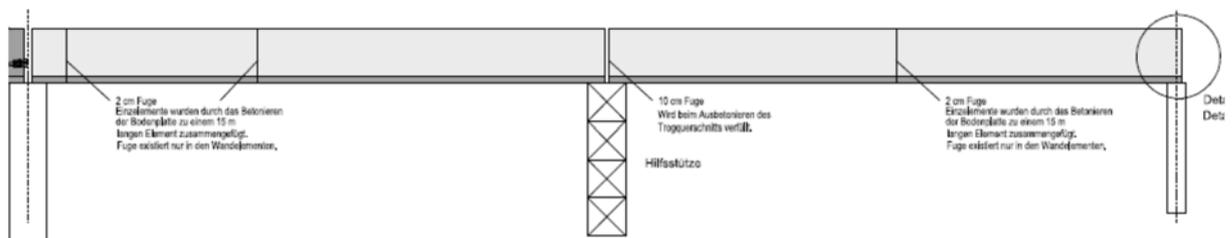
Bei der Berechnung der Spannungen für den vorgespannten Entwurf wurden die Spannungen aus jeder Bauphase mit den vorherigen Spannungen aufaddiert. Zusätzlich wurde die Brücke im Lehrgerüstzustand nachgerechnet. Durch die Bauphasenweise Betrachtung der Spannungen und die Kontrolle der Spannungen im Lehrgerüstzustand konnte die Einhaltung des Dekompressionsnachweises nachgewiesen werden. Insgesamt werden für den Alternativentwurf 53 Litzen benötigt.

#### 4.3.5 Schlaff bewehrter Alternativentwurf

Die beiden schlaff bewehrten Entwürfe unterscheiden sich nur im Bereich der Widerlager. Bei Variante 1 wird die Auflagerung auf das Widerlager biegesteif ausgeführt. Die Variante 2 wird im Gegensatz dazu mit einem Gelenk ausgestattet.

Da keine Vorspannung integriert ist, können die Träger nicht im Vorhinein zusammengefügt werden und als Ganzes eingehoben werden, da dabei die Fugen zu große Spannungen erfahren würden. Deshalb müssen Hilfsstützen, wie in Abbildung 4.23 dargestellt, aufgebaut

werden, welche jeweils in Feldmitte angeordnet werden. Direkt bei den Hilfsstützen befinden sich die Stöße der einzelnen Brückenträger. Der Verguss der Fugen, welche mit 100 mm gewählt wurden, erfolgt erst im ersten Betonierschritt, in dem die ersten 50 cm des Querschnitts ausgegossen werden. Somit entfällt der separate Arbeitsschritt für den Verguss der Fugen. Die Fuge kann auch mittels der in Kapitel 3.2.4.2 „Schlaff bewehrte Fugen“ erläuterten neuentwickelten Fugenausbildung hergestellt werden. Das Entfernen der Hilfsstütze wird als Einzellast im Endzustand simuliert. Die Einzellast beschreibt die Auflagerkraft der Hilfsstütze summiert über alle Bauphasen bis zum Zeitpunkt des Entfernens. Bei den schlaff bewehrten Varianten ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend für die Bemessung. Wie bei der vorgespannten Variante wurden die Bauzustände wie auch der Lehrgerüstzustand bei der Berechnung betrachtet.



**Abbildung 4.23: Längsschnitt des Halbfertigteilträgers des schlaff bewehrten Alternativentwurfs von Objekt L21**

Die berechnete erforderliche Bewehrung der beiden Varianten unterscheidet sich nicht wesentlich voneinander.

Bei der eingespannten Variante kann im Feld- und Stützbereich eine Reduktion der Längsbewehrung um etwa 15 % gegenüber der gelenkig gelagerten Variante erzielt werden. Auch bei der Bügelbewehrung lassen sich etwa 15 % einsparen. Im Endauflagerbereich ist bei der gelenkigen Variante nur die Mindest- bzw. eine konstruktive Bewehrung erforderlich.

#### 4.4 Alternativentwurf einer zweifeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke

Das in Kapitel 2.1.4.3 beschriebene Brückenobjekt A2.Ü22a wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens als integrale Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen neu entworfen. Bei dem Originalentwurf handelte es sich um eine zweifeldrige integrale Stahl-Beton-Verbundbrücke mit jeweils ungefähr 23,5 m Spannweite und einer Fahrbahnbreite von 15,5 m. Der Längsschnitt des Originalentwurfs ist Abbildung 4.24 zu entnehmen. Der Fahrbahnaufbau und die Modellierung der Gründung wurden basierend auf dem Bestandsobjekt gewählt.

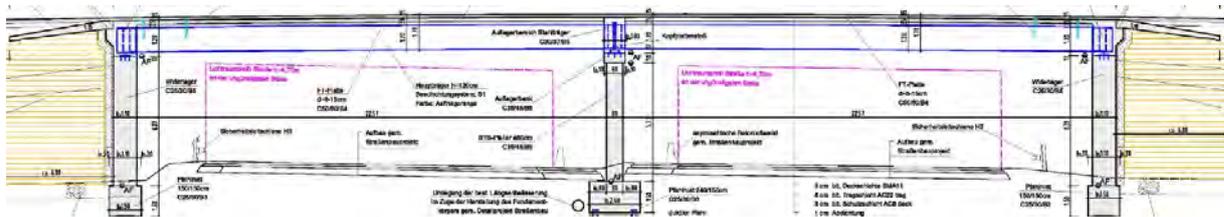


Abbildung 4.24: Objekt A2.Ü22a Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

Für den Alternativentwurf wurden zwei unterschiedliche Ausführungsvarianten für die Herstellung einer integralen Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen untersucht. Einerseits wurde eine gering vorgespannte Variante untersucht bei der der Halbfertigteilträger nur für Transport und Montage vorgespannt wird, andererseits wurde ein hoch vorgespannter Träger untersucht der hoch genug vorgespannt wird um den Dekompressionsnachweis zu erfüllen. Als statische Systeme wurden ein Tragsystem aus Abbildung 4.1 gewählt, wobei das ausgewählten Systeme in Abbildung 4.25 dargestellt wird.

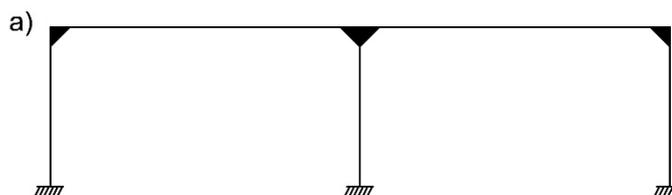
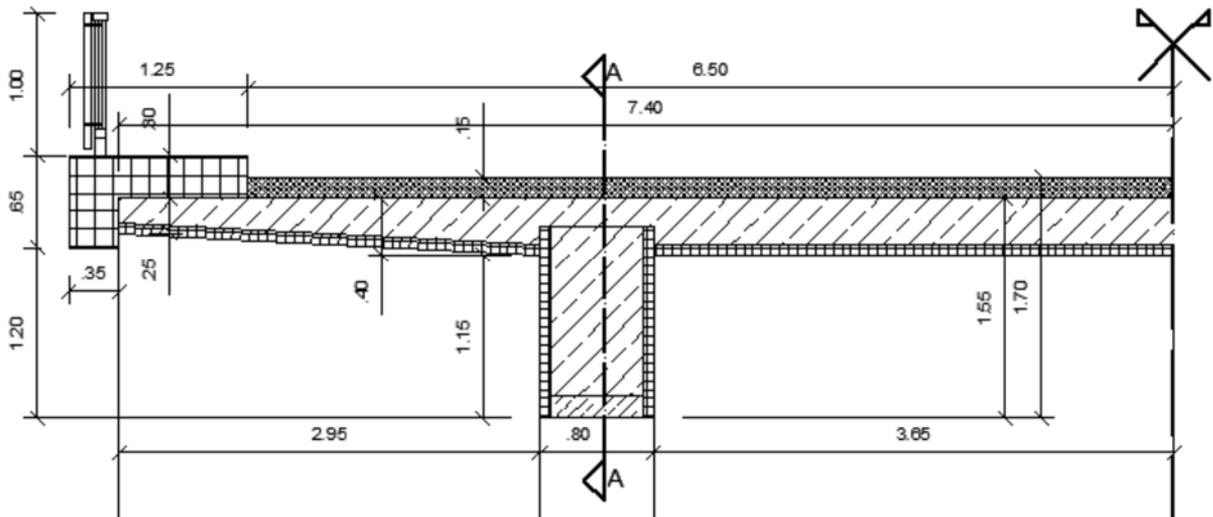


Abbildung 4.25: Tragsystem für den Alternativentwurf einer zweifeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke

##### 4.4.1 Querschnitte

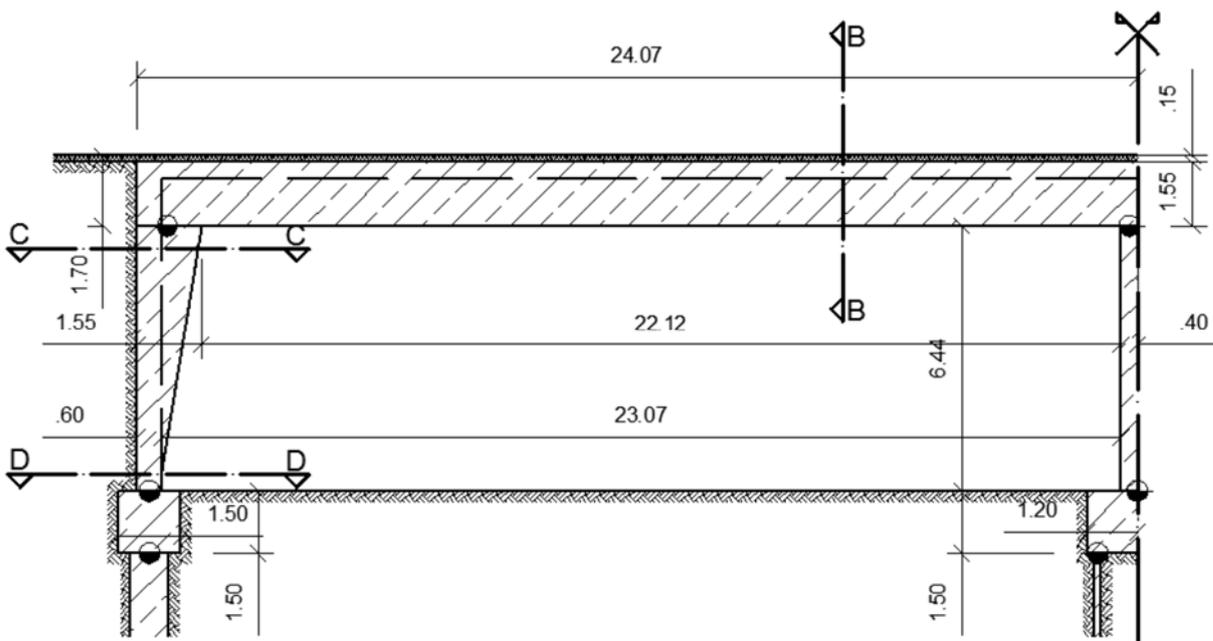
Wie bereits für den Alternativentwurf des Brückenobjekts L21 wurde für den Querschnitt des Alternativentwurfs des Objekts A2.Ü22a ein zweistegiger Plattenbalken gewählt, siehe Abbildung 4.26. Die Höhe des Fertigteilträgers beträgt 1,35 m mit einer durchgängigen Breite von 0,80 m. Die Bodenplatte des Fertigteilträgers wird auf eine Höhe von 0,15 m betoniert.

Alle benötigten Hüllrohre und schlaffe Bewehrungen werden bereits vor dem Transport im Werk im Träger montiert.



**Abbildung 4.26: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Querschnitt Schnitt B-B aus Abbildung 4.27**

Wie von Kleiser in [50] beschrieben, sollte aufgrund der statischen Verträglichkeit die Querschnittsform des Überbaus im Widerlager übernommen werden, siehe hierzu den oberen Teil der Abbildung 4.28. Die Rippe der Überbaus wurde somit über das Rahmeneck gezogen und verjüngt sich in Richtung Pfahlkopfplatte, siehe hierzu Abbildung 4.27 und den unteren Teil der Abbildung 4.28. Der Querschnitt der Stützen in Brückenmitte ergibt sich aus der Breite des Fertigteilträgers.



**Abbildung 4.27: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Längsschnitt**

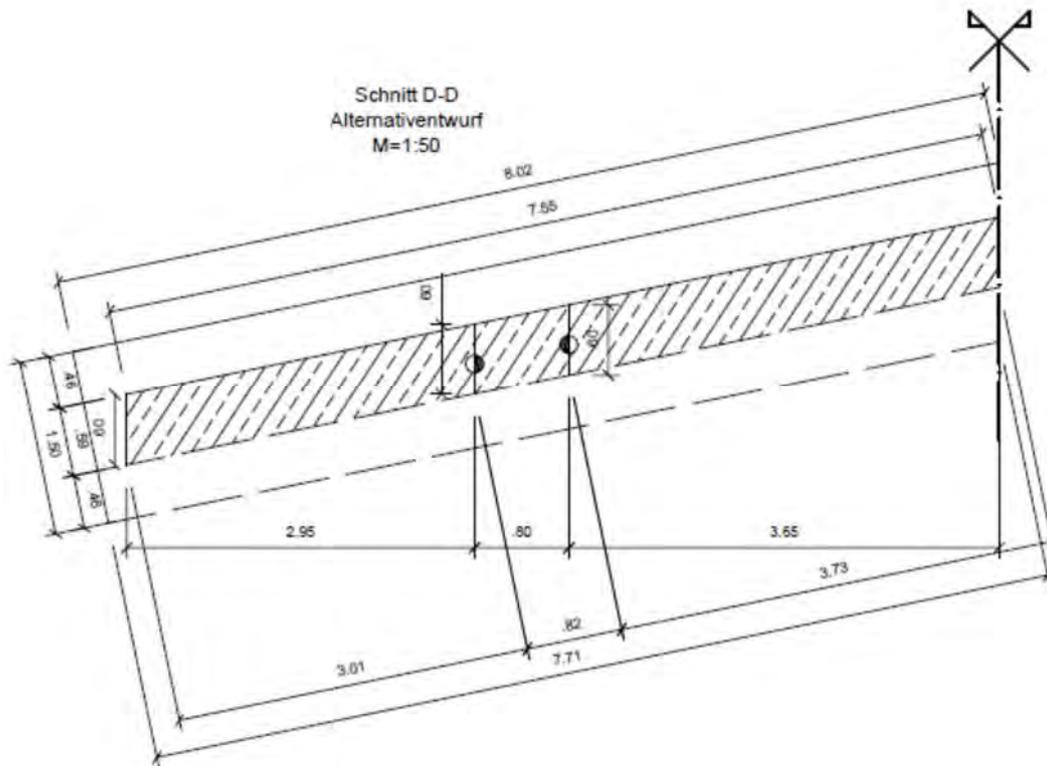
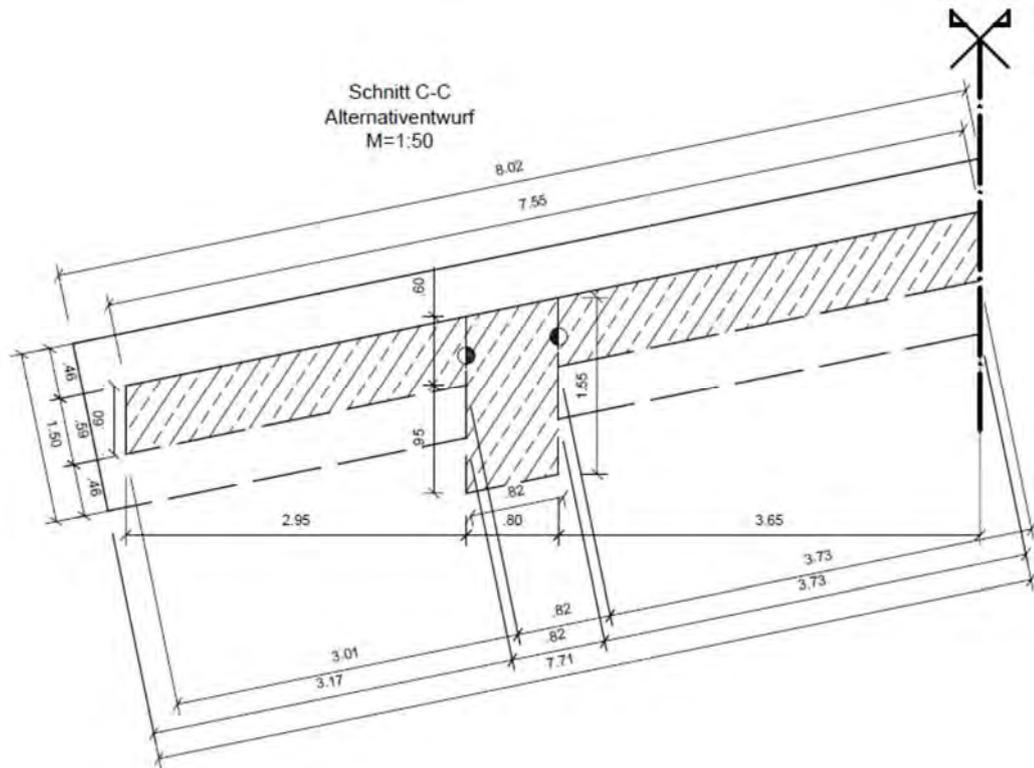


Abbildung 4.28: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Querschnitt Widerlager

#### 4.4.2 Bauphasen

Der Ablauf der Bauphasen des Alternativentwurfs des Objektes A2.Ü22a ähnelt sehr dem des Brückenobjektes L21 wobei zwischen einer gering und einer hoch vorgespannten Variante unterschieden wird.

Bauphase 1 besteht aus Transport und Montage der Fertigteile. Die Fertigteile werden aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert. Der gering vorgespannte Träger wird nur für den Transport vorgespannt wodurch keine weiteren Hüllrohre eingebaut werden müssen.

In Bauphasen 2 werden die Auflager betoniert. Bei der gering vorgespannten Variante werden die Knoten am Widerlager wie auch über der Stütze verfüllt da keine weitere Vorspannung aufgebracht werden muss. Die Vorspannung bei der hoch vorgespannten Variante wird im Laufe der Brückenherstellung öfters nachgespannt oder ergänzt weswegen bei dieser Variante nur der Bereich über der Stütze verfüllt wird.

Für die Berechnung der ersten zwei Bauphasen ergibt sich ein statisch bestimmter Einfeldträger mit einer Länge von 22,42 m. Durch das Ausbetonieren der Auflager werden weitere Berechnungen der gering vorgespannten Variante mit einem Rahmentragwerk und der hoch vorgespannten Variante mit einem Zweifeldträger geführt.

In Bauphase 3 werden die Träger in zwei Schritten ausbetoniert wobei darauf geachtet werden muss, dass symmetrisch und in bevorzugter Weise schichtweise ausbetoniert wird. Zwischen dem Betonieren der ersten Hälfte des Trägers und der zweiten Hälfte müssen mindestens 24 Stunden liegen, damit der Beton aushärten kann. Für Berechnungen der Bauphasen 1 bis 3 wurde als Querschnitt der dünnwandige Halbfertigteilquerschnitt herangezogen. Es wäre somit möglich die Träger in einem Schritt auszubetonieren. Bei der hoch vorgespannten Variante wird eine zusätzliche Vorspannung für das Ausbetonieren des Trägers wie auch das Betonieren der Fahrbahnplatte aufgebracht.

Die Fahrbahnplatte wird mittels dünnwandiger Fertigteilplatten hergestellt (Bauphasen 4 und 5). Da die Träger bereits ausbetoniert sind kann mit einem Rechtecksquerschnitt gerechnet werden. Mit dem Betonieren der Fahrbahnplatte wird bei der hoch vorgespannten Variante der Anschluss der Fertigteilträger an die Widerlager mit ausbetoniert, wodurch, wie bereits bei der gering vorgespannten Variante, ein Rahmentragwerk entsteht. Damit bei der hoch vorgespannten Variante der Dekompressionsnachweis erbracht werden kann, wird der Querschnitt nach dem Aushärten der Fahrbahnplatte ein letztes Mal vorgespannt.

Die Einwirkungen in Bauphase 6 bestehen aus dem Ausbau der Fahrbahn. Als Querschnitt für die Nachweise kann der fertiggestellte Plattenbalken herangezogen werden.

#### 4.4.3 Einwirkungen

Als ständige Lasten wurden laut ÖNORM EN 1991-1-1 [51] bzw. ÖNORM B 1991-1-1 [52] das Eigengewicht aus tragenden und nicht tragenden Bauteilen in den jeweiligen Bauphasen berechnet. Die Nutzlast, die bei jeder Bauphase als Last angenommen wurde, wurde bei der Überlagerung der Schnittgrößen nur einmal miteinbezogen.

Die Berechnung des Tragwerks für den Endzustand wurde an einem dreidimensionalen System durchgeführt. Die Lastannahmen, die für den Alternativentwurf getroffen wurden, entsprechend den Lastannahmen des Bestandobjektes. Berücksichtigt wurden folgende Einwirkungen:

- Einwirkung aus Straßenverkehr: Verkehrslastmodell LM1, Verkehrslast Bremsen und Anfahren
- Temperaturbeanspruchung: Erwärmung von 29°C, Abkühlung von 30°C
- Schwinden: wurde als äquivalente Abkühltemperatur von 31 K berücksichtigt
- Erddruck
- Wind
- Kriechen
- Anpralllast
- Vorspannung

#### 4.4.4 Gering vorgespannter Alternativentwurf

Der Hintergedanke bei der Entwicklung der gering vorgespannten Variante des Alternativentwurfs für das Brückenobjekt lag darin, einen Entwurf zu entwickeln der es ermöglichen würde dünnwandige Halbfertigteilträger mit einer großen Spannweite zu verwenden jedoch keine Vorspannung auf der Baustelle zu brauchen. Die Fertigteilträger könnten somit mittels Vorspannung mit der gewünschten Länge im Werk hergestellt und problemlos auf die Baustelle transportiert und anschließend montiert werden, siehe hierzu Abbildung 4.29. Bei der gering vorgespannten Variante werden die Fertigteilträger noch vor dem Ausbetonieren mit den Widerlagern und über der Stütze miteinander verbunden, wodurch als statisches System für alle weiteren Berechnungen, wie in Abbildung 4.30 dargestellt, ein Rahmentragwerk herangezogen werden kann. Der Längsschnitt im Endzustand kann Abbildung 4.31 entnommen werden.

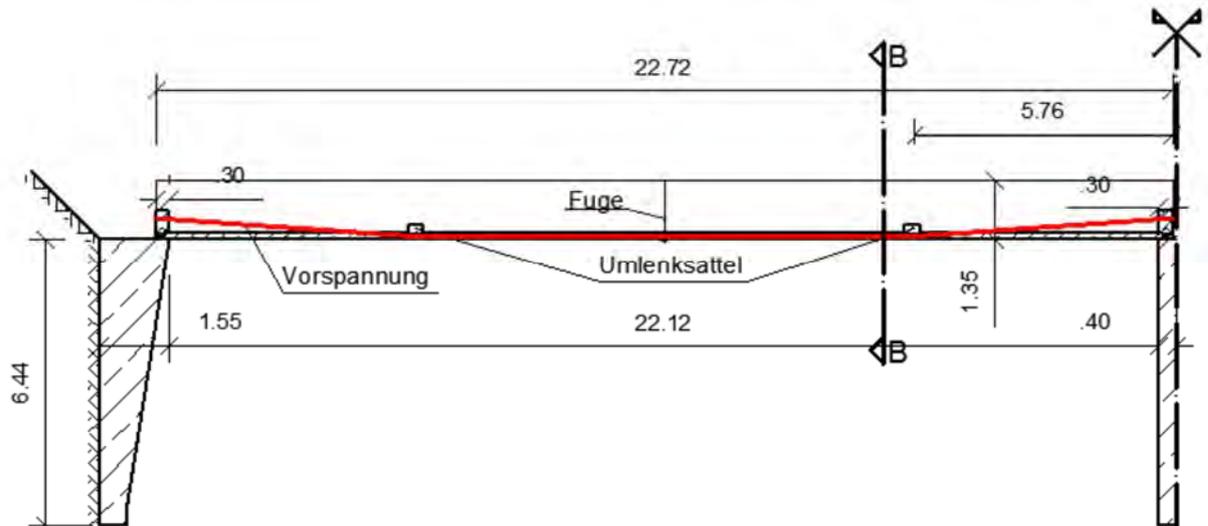


Abbildung 4.29: Längsschnitt Bauphase 1 des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a

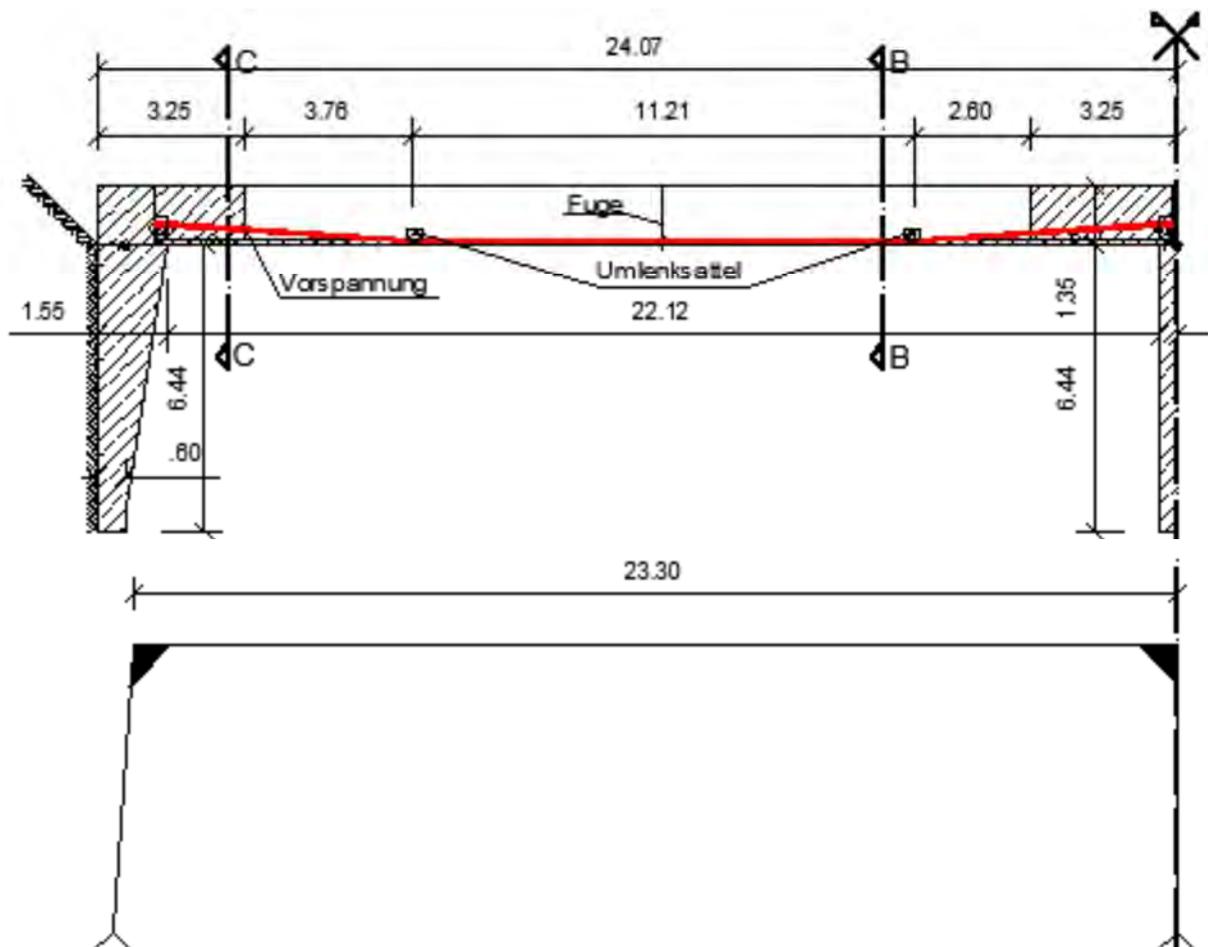
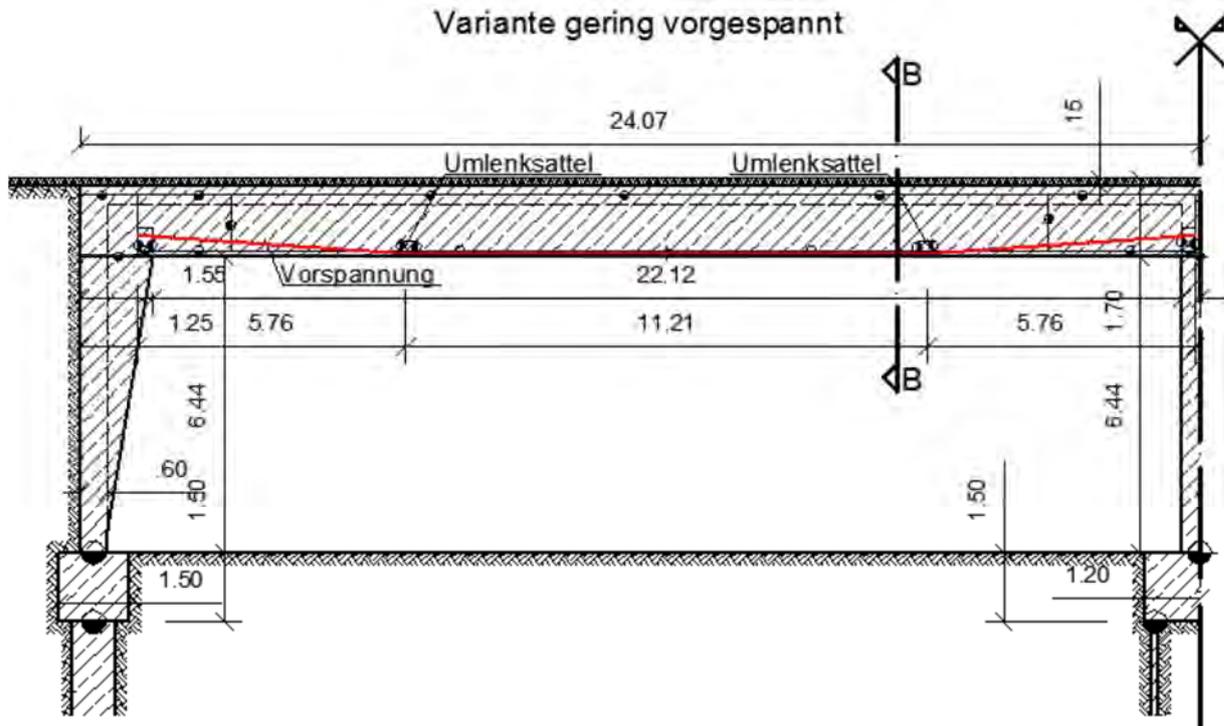


Abbildung 4.30: Längsschnitt nach Bauphase 2 des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a und statisches System



**Abbildung 4.31: Längsschnitt Endzustand des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a**

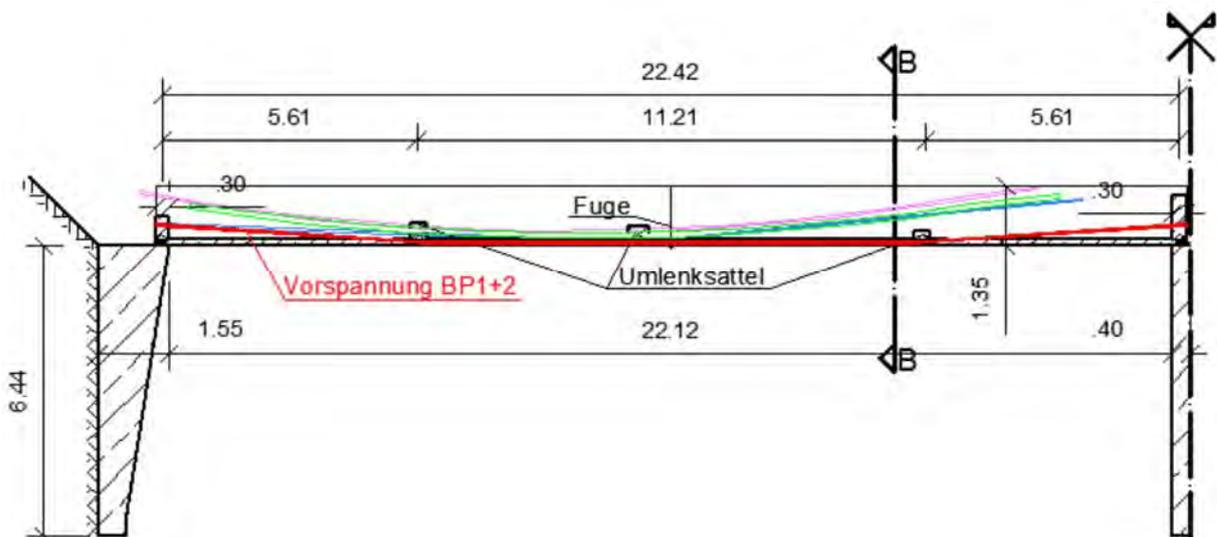
Durch das Vorspannen der Träger im Werk ist ein problemloser Transport der einzelnen Träger im Ganzen auf die Baustelle möglich. Es werden keine zusätzlichen temporären Stützen auf der Baustelle wie bei dem schlaff bewehrten Alternativentwurf des Brückenobjekt L21 benötigt. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist maßgebend für die Bemessung des Entwurfs wobei alle Bauzustände wie auch der Lehrgerüstzustand betrachtet wurden.

#### 4.4.5 Hoch vorgespannter Alternativentwurf

Die Längsschnitte der Brücke in den verschiedenen Bauphasen für die vorgespannte Variante kann den Abbildungen 4.32, 4.33, 4.34 und 4.35 entnommen werden. Die vier benötigten Träger werden aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert und auf der Baustelle montiert. Die optimierte Spanngliedführung für die einzelnen Bauphasen benötigt drei eingebaute Umlenksattel. Insgesamt wird in dem hoch vorgespannten Alternativentwurf mit vier unterschiedlichen Spanngliedern und Spanngliedführungen gerechnet. Das erste Spannglied (BP1+2), dargestellt in Abbildung 4.32 in Rot, wird lediglich für den Transport benötigt und wird in der Schwerachse des Hohlquerschnittes der jeweiligen Träger auf beiden Seiten verankert. Das in Abbildung 4.33 blau dargestellte Spannglied (BP3) wird für das Ausbetonieren der Träger

benötigt, verläuft von einem Widerlagerende über die Stütze (Abbildung 4.22) zum anderen Widerlager und wird auf beiden Widerlagerseiten vorgespannt. Die Spannglieder BP1+2 und BP3 verläuft gerade mit ausgerundeten Knicken bei den Umlenksatteln. Zwischen den zwei Umlenksatteln verlaufen die Spannglieder BP1+2 in der Bodenplatte des Hohlquerschnittes. Die Vorspannung BP4+5, dargestellt in grün in Abbildung 4.34, umfasst die benötigte Vorspannung für das Ausbetonieren der Fahrbahnplatte und kann in dem bereits ausbetonierten Rechtecksquerschnitt parabelförmig geführt werden. Mit dem Ausbetonieren der Fahrbahnplatte wird das endgültige statische System des Alternativentwurfs, das Rahmentragwerk, fixiert. Der Längsschnitt im Endzustand mit der in rosa dargestellten gebrauchten Vorspannung für den Ausbau der Fahrbahnplatte und Endzustand kann Abbildung 4.35 entnommen werden.

Bei der Berechnung der Spannungen für den vorgespannten Entwurf wurden die Spannungen aus jeder Bauphase mit den vorherigen Spannungen aufaddiert. Zusätzlich wurde die Brücke im Lehrgerüstzustand nachgerechnet. Durch die bauphasenweise Betrachtung der Spannungen und die Kontrolle der Spannungen im Lehrgerüstzustand konnte die Einhaltung des Dekompressionsnachweises nachgewiesen werden.



**Abbildung 4.32: Längsschnitt Bauphase 1 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a**

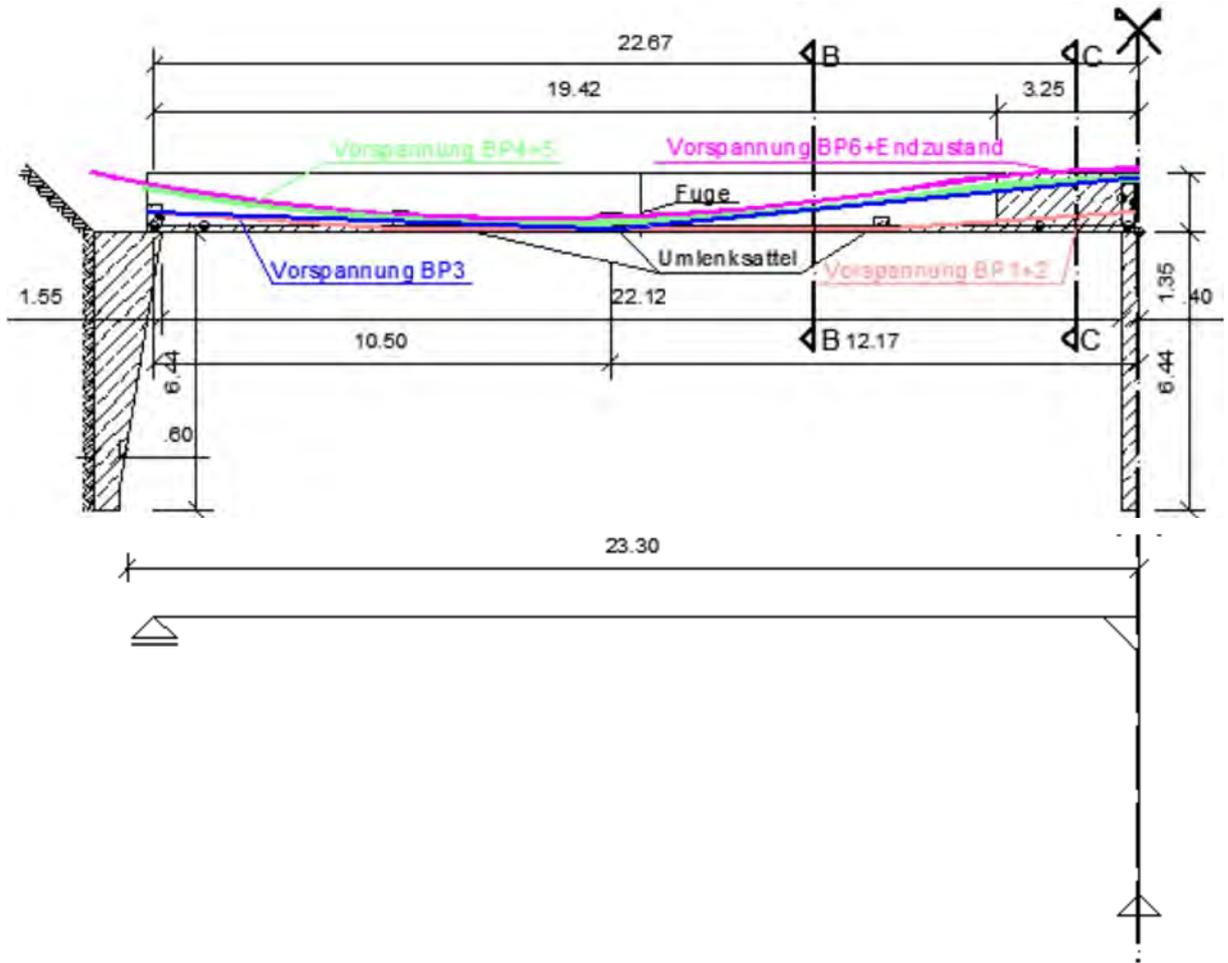


Abbildung 4.33: Längsschnitt nach Bauphase 2 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a und statisches System

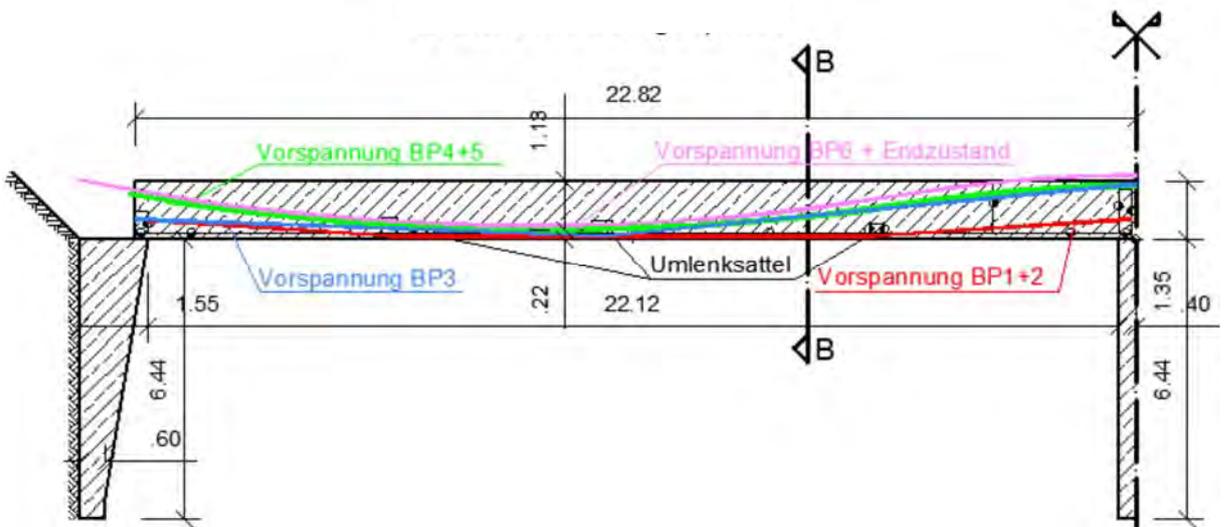


Abbildung 4.34: Längsschnitt nach Bauphase 3 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a

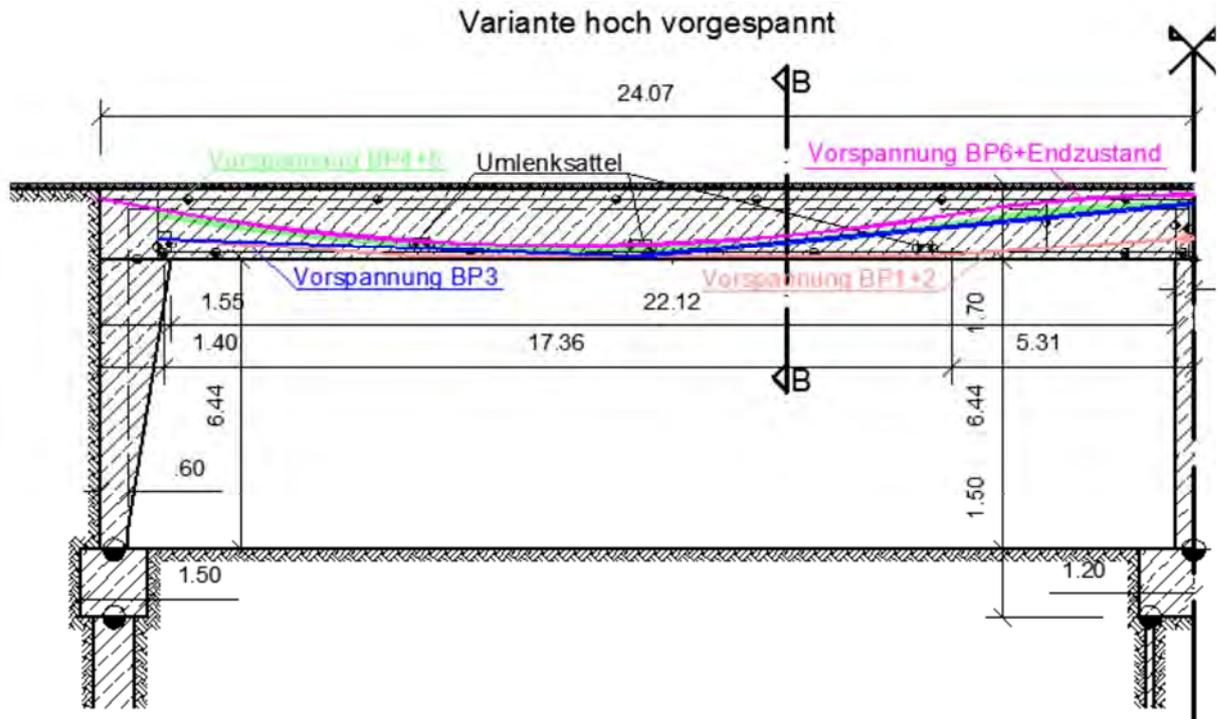
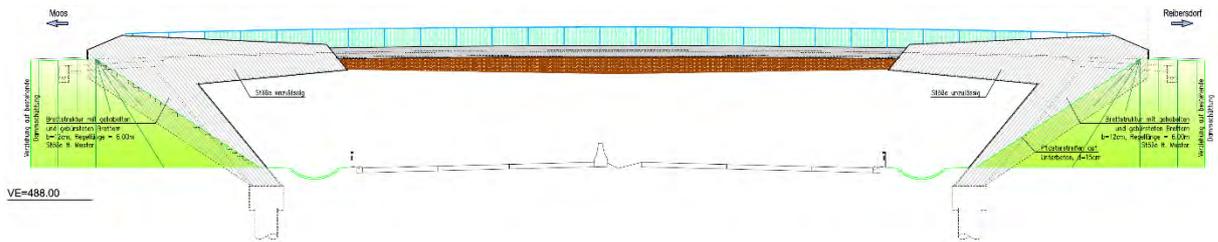


Abbildung 4.35: Längsschnitt nach Bauphase 3 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a

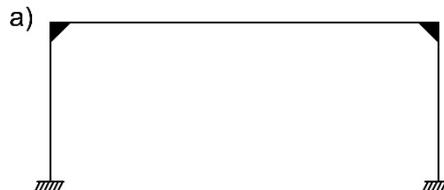
#### 4.5 Alternativentwurf einer einfeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke

Das in Kapitel 2.1.4.1 beschriebene Brückenobjekt S 103 wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens als integrale Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen neu entworfen. Bei dem Originalentwurf handelte es sich um eine einfeldrige integrale Stahl-Beton-Verbundbrücke mit einer Trägerspannweite von 28,8 m und einer Fahrbahnbreite von 8,49 m. Eine Ansicht des Originalentwurfs ist Abbildung 4.36 zu entnehmen. Der Fahrbahnaufbau und die Modellierung der Gründung wurden basierend auf dem Bestandobjekt gewählt.



**Abbildung 4.36: Objekt S 103 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen]**

Für den Alternativentwurf wurde ein Tragsystemen aus Abbildung 4.1 gewählt, wobei das ausgewählten Systeme in Abbildung 4.37 dargestellt wird. Das ausgewählte System entspricht dem Tragsystem des Originalentwurfs.



**Abbildung 4.37: Tragsysteme für den Alternativentwurf einer einfeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke**

##### 4.5.1 Querschnitt

Der Entwurf des Querschnitts für den Alternativentwurf, dargestellt in Abbildung 4.39, basiert stark auf dem in Abbildung 4.38 dargestellten Querschnitt des Originalentwurfs. Die Stahlträger des Originalentwurfs wurden einfach durch die dünnwandigen Halbfertigteilträger ersetzt, wodurch ein vierstegiger Plattenbalkenquerschnitt gewählt wurde. Die vier Stege des Plattenbalkens vereinfachen das Verlegen der Fertigteile für die Konstruktion der Fahrbahnplatte mittels dünnwandiger Halbfertigteilplatten mit Aufbeton.

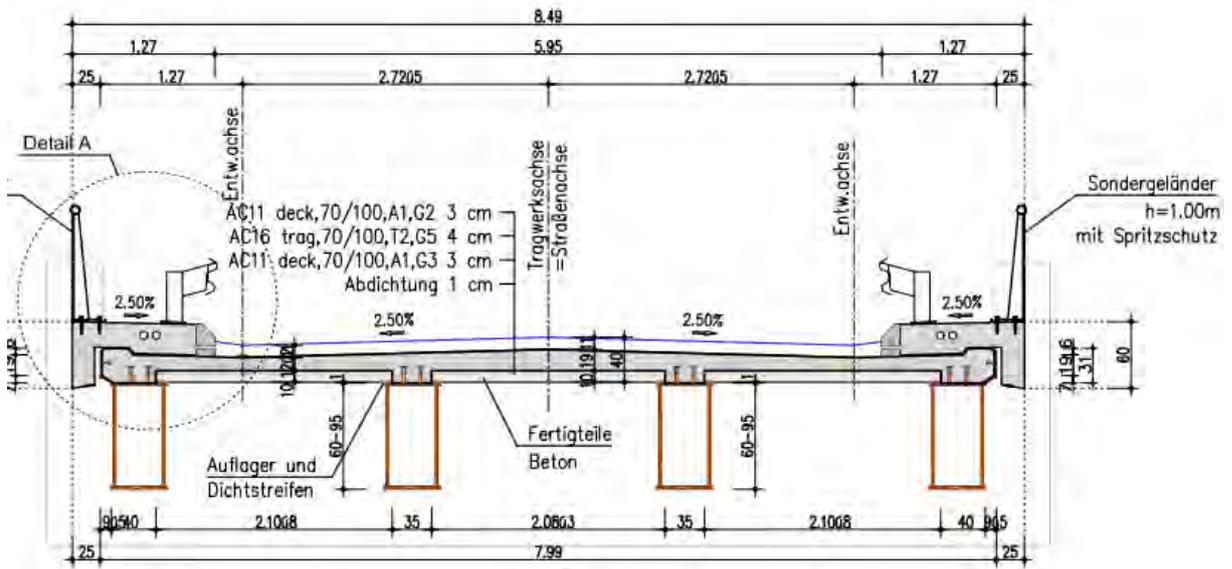


Abbildung 4.38: Objekt S 103 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen]

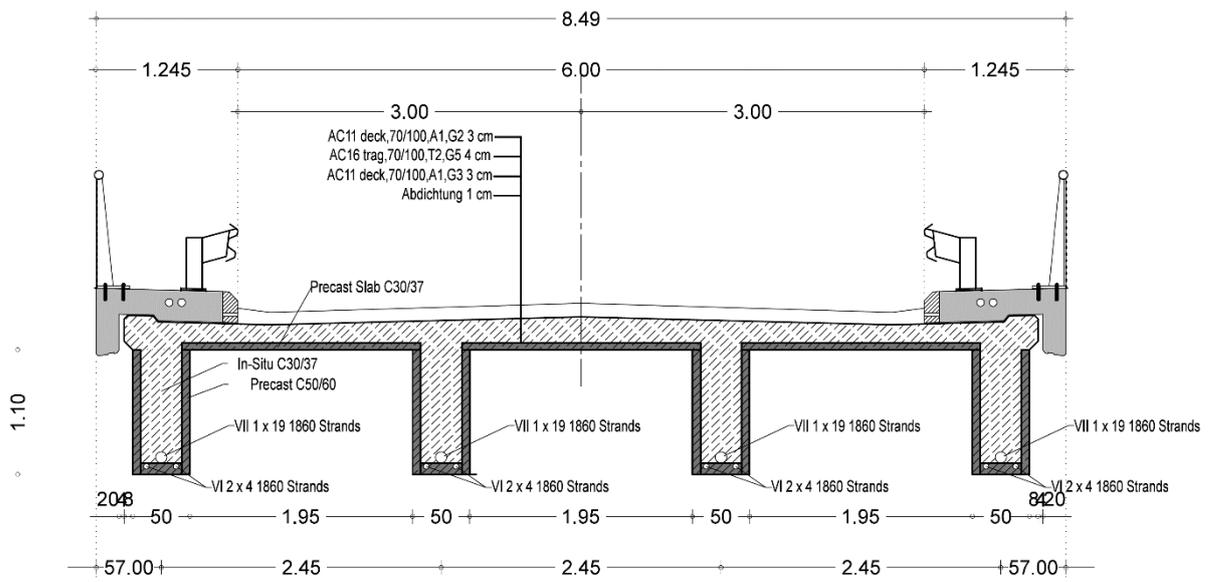


Abbildung 4.39: Alternativentwurf Objekt S 103 Querschnitt Feldbereich

## 4.5.2 Bauphasen

Für den Alternativentwurf des Brückenobjekt S 103 wurden vier Bauphasen und der Endzustand betrachtet.

Die Bauphase 1 besteht aus dem Transport und dem Einheben der Fertigteile. Die Fertigteile werden aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert. Die Träger sind in dieser Bauphase nicht nur für das Eigengewicht und den Transport sondern auch für das Einbringen des Betons

vorgespannt. Das Rahmeneck des Originalentwurfs wurde im Alternativentwurf nicht geändert. Die Fertigteilträger werden auf die herausstehende Konsole des Rahmenecks abgesetzt und werden für diese Bauphase als Einfeldträger berechnet.

In Bauphase 2 werden die Halbfertigteilträger ausbetoniert. Gleichzeitig werden die Fertigteilträger mit dem Widerlager zusammengespannt wodurch, nun das System als Rahmentragwerk weiter betrachtet werden kann.

In Bauphase 3 wird die größte Vorspannung auf das System aufgebracht, da die Fahrbahnplatte und der Fahrbahnaufbau und –ausbau auf das System angesetzt werden. In Bauphase 4 werden lediglich die Spannglieder nachgespannt, wodurch das gesamte System inklusive Fahrbahnplatte vorgespannt wird.

### 4.5.3 Einwirkungen

Als ständige Lasten wurden laut ÖNORM EN 1991-1-1 [51] bzw. ÖNORM B 1991-1-1 [52] das Eigengewicht aus tragenden und nicht tragenden Bauteilen in den jeweiligen Bauphasen berechnet. Die Nutzlast, die bei jeder Bauphase als Last angenommen wurde, wurde bei der Überlagerung der Schnittgrößen nur einmal miteinbezogen.

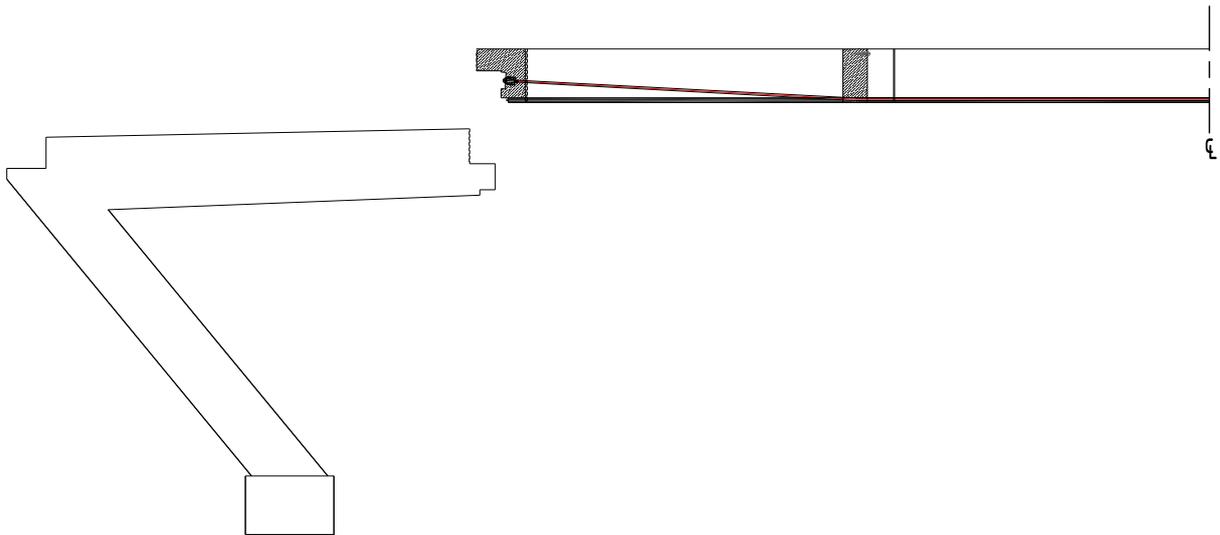
Die Berechnung des Tragwerks für den Endzustand wurde an einem dreidimensionalen System durchgeführt. Die Lastannahmen die für den Alternativentwurf getroffen wurden entsprechend den Lastannahmen des Bestandobjektes. Berücksichtigt wurden folgende Einwirkungen:

- Einwirkung aus Straßenverkehr: Verkehrslastmodell LM1, Verkehrslast Bremsen und Anfahren
- Vorspannung

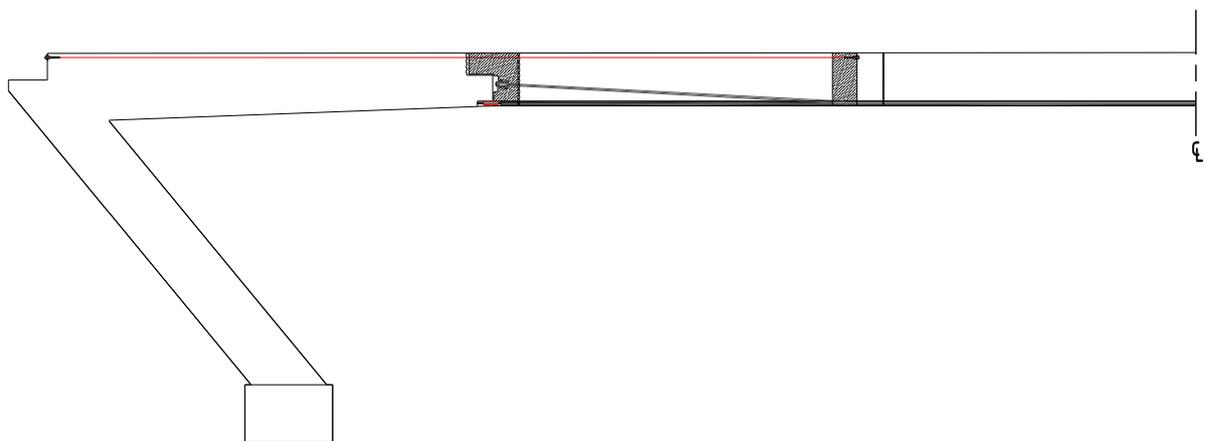
### 4.5.4 Alternativentwurf

Die Längsschnitte der Brücke in den verschiedenen Bauphasen können den Abbildungen 4.40, 4.41, 4.42 und 4.43 entnommen werden. Die vier benötigten Träger werden aus dem Werk mit allen, für den Bau nötigen, Hüllrohren und mit der für alle Bauphasen benötigten Bewehrung, angeliefert und auf der Baustelle montiert. Es werden insgesamt zwei Umlenksättel pro Fertigteilträger für die Verankerung beziehungsweise Umlenkung der Spannglieder für die einzelnen Bauphasen benötigt. Insgesamt wird in dem Alternativentwurf mit drei unterschiedlichen Spanngliedern und Spanngliedführungen gerechnet. Das erste Spannglied, dargestellt in Abbildung 4.40, wird lediglich für den Transport benötigt und wird in der Schwerachse des Hohlquerschnittes der jeweiligen Träger auf beiden Seiten verankert.

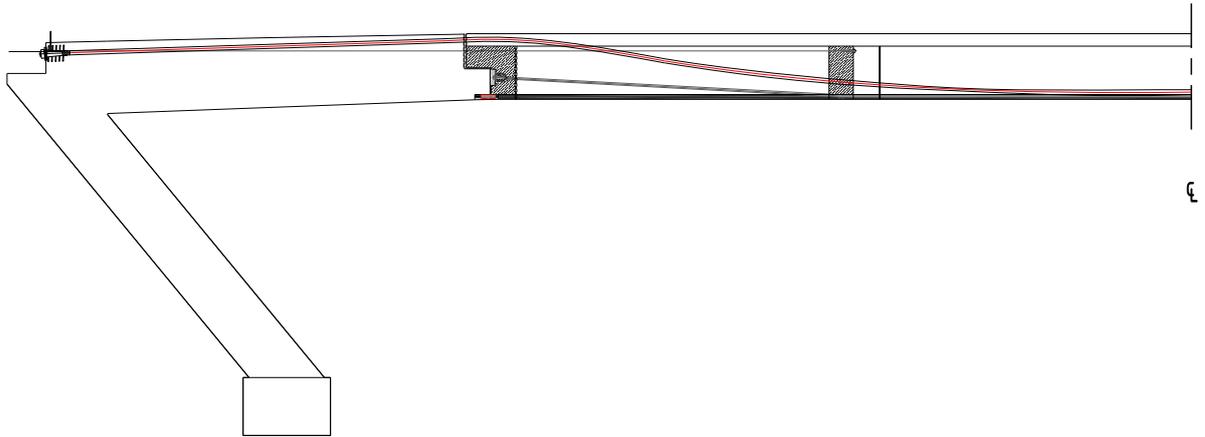
Die monolithische Verbindung der Fertigteilträger mit dem Rahmeneck wird über die in Abbildung 4.41 dargestellte Vorspannung hergestellt. Zusätzlich wird die schlaife Bewehrung an der Unterseite mittels Muffen gekuppelt. Nachdem die Vorspannung aufgebracht wird kann der Fertigteilträger ausbetoniert werden, wodurch die Rahmentragwirkung des Tragwerkes realisiert wird. Die parabelförmige Spanngliedführung für die Bauphasen 3 und 4 kann Abbildung 4.42 entnommen werden. Der Längsschnitt im Endzustand des Alternativentwurfs wird in Abbildung 4.43 dargestellt.



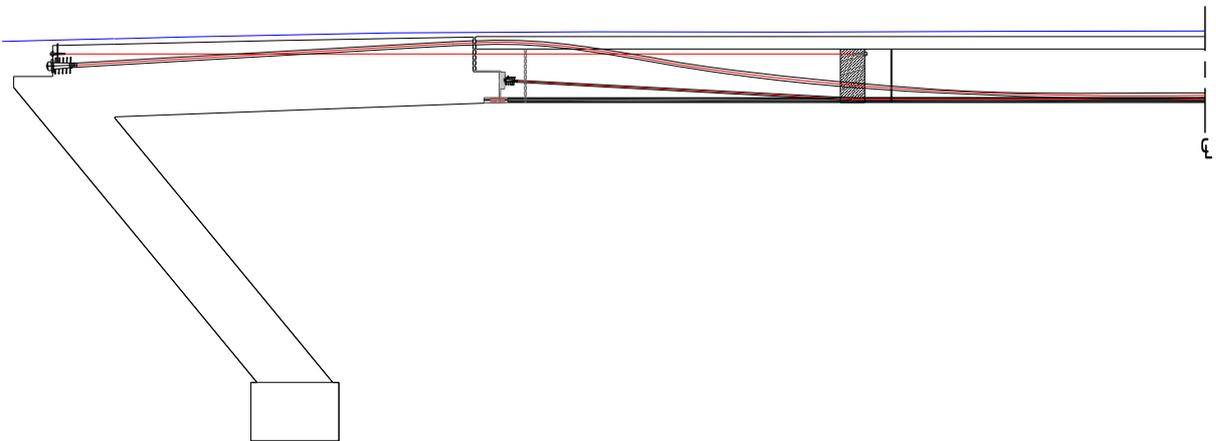
**Abbildung 4.40: Längsschnitt Bauphase 1 des Alternativentwurfs für Objekt S 103**



**Abbildung 4.41: Längsschnitt Bauphase 2 des Alternativentwurfs für Objekt S 103**



**Abbildung 4.42: Längsschnitt Bauphase 3 und 4 des Alternativentwurfs für Objekt S 103**



**Abbildung 4.43: Längsschnitt im Endzustand des Alternativentwurfs für Objekt S 103**

## 4.6 Überlegungen zu den Detailausführungen

Die Verbindung zwischen Widerlagerwand und Brückentragwerk kann durch den hohen Anteil an Ortbeton bei der Bauweise mit dünnwandigen Betonfertigteilen monolithisch hergestellt werden, wodurch sich der Einsatz der Fertigteile optimal für die Errichtung von integralen Brückenbauwerken oder für Durchlaufträger-Brücken eignet.

Gezeigt werden die Detailausführungen der Widerlageranschlüsse und Stützenanschlüsse des Alternativentwurfs für das Objekt Objekt A2.Ü22a (Autobahnüberführung in Verbundbauweise – zweifeldrig), wobei zwischen dem gering vorgespannten Entwurf und dem auf Dekompression vorgespannten Entwurf unterschieden wird.

### 4.6.1 Konstruktive Ausbildung eines Endauflagers

#### 4.6.1.1 Gering vorgespannte Variante

In den Abbildungen 4.44, 4.45, 4.46, 4.47 und 4.48 ist die konstruktive Detailausbildung der Endauflager in Querschnitten und Längsschnitten für die unterschiedlichen Bauphasen für die gering vorgespannte Variante abgebildet.

In Abbildung 4.44 ist das Anschlussdetail im Querschnitt für die Bauphase 1 bis 3 dargestellt. Die Veranschaulichung des Details im Längsschnitt wird für alle Bauphasen in den darauf folgenden Abbildungen ersichtlich. Abbildung 4.45 stellt den Längsschnitt in Bauphase 1 dar. Wie bereits in der Beschreibung der Alternativentwürfe erläutert, besteht Bauphase 1 aus dem Transport und der Montage der Fertigteilträger. Das für den Transport und die Montage benötigte Spannglied ist in Abbildung 4.45 in rot dargestellt. Der Träger wird auf die Widerlagerwand gelegt, wobei die vorhandene Anschlussbewehrung aus der Widerlagerwand herausragt.

Da es sich um die gering vorgespannte Variante handelt, wird zwischen Bauphase 1 und Bauphase 2 das Widerlager mit dem Fertigteilträger monolithisch verbunden, dieser Schritt wird in Abbildung 4.46 dargestellt. Ein Längsschnitt des Widerlagerdetails im Endzustand ist Abbildung 4.47, der dazugehörige Querschnitt Abbildung 4.48 zu entnehmen. Die Anschlussbewehrung der Stütze wird mit der oberen Plattenbewehrung über Muffen verbunden.

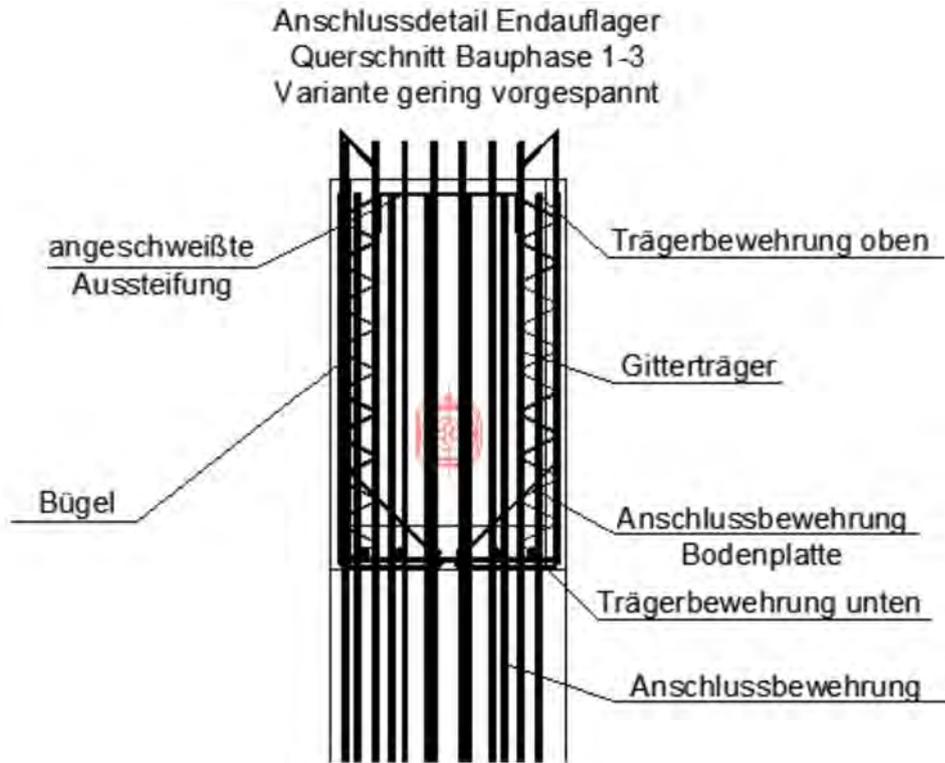


Abbildung 4.44: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1-3

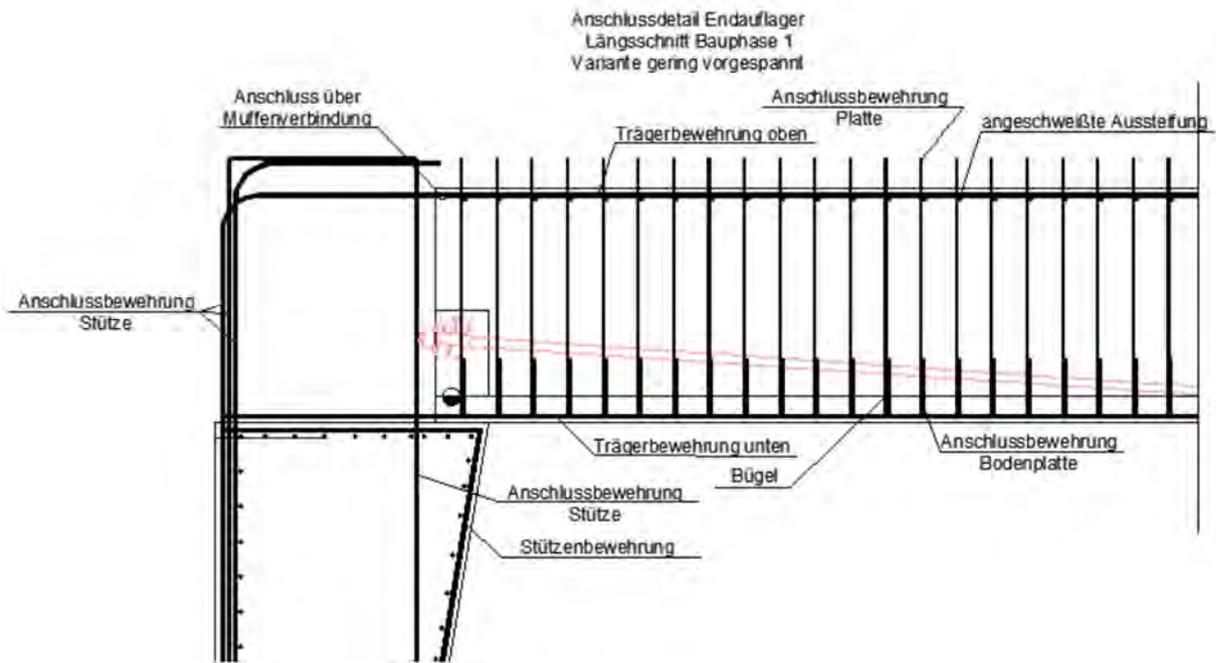


Abbildung 4.45: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1

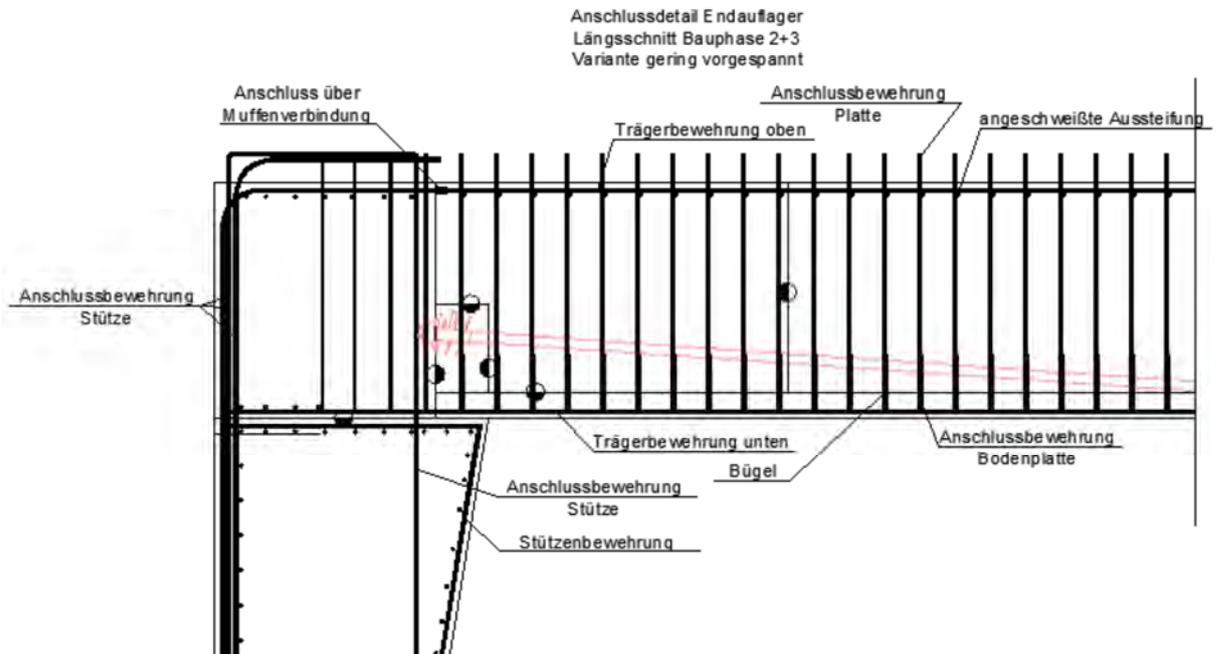


Abbildung 4.46: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 2+3

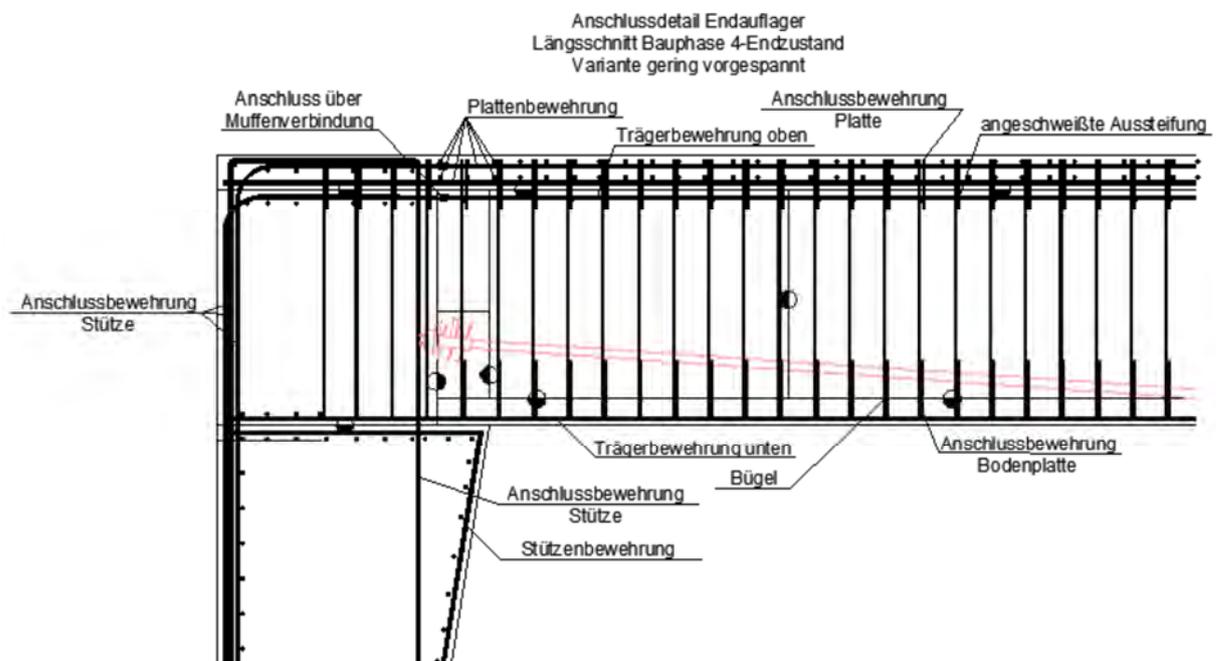
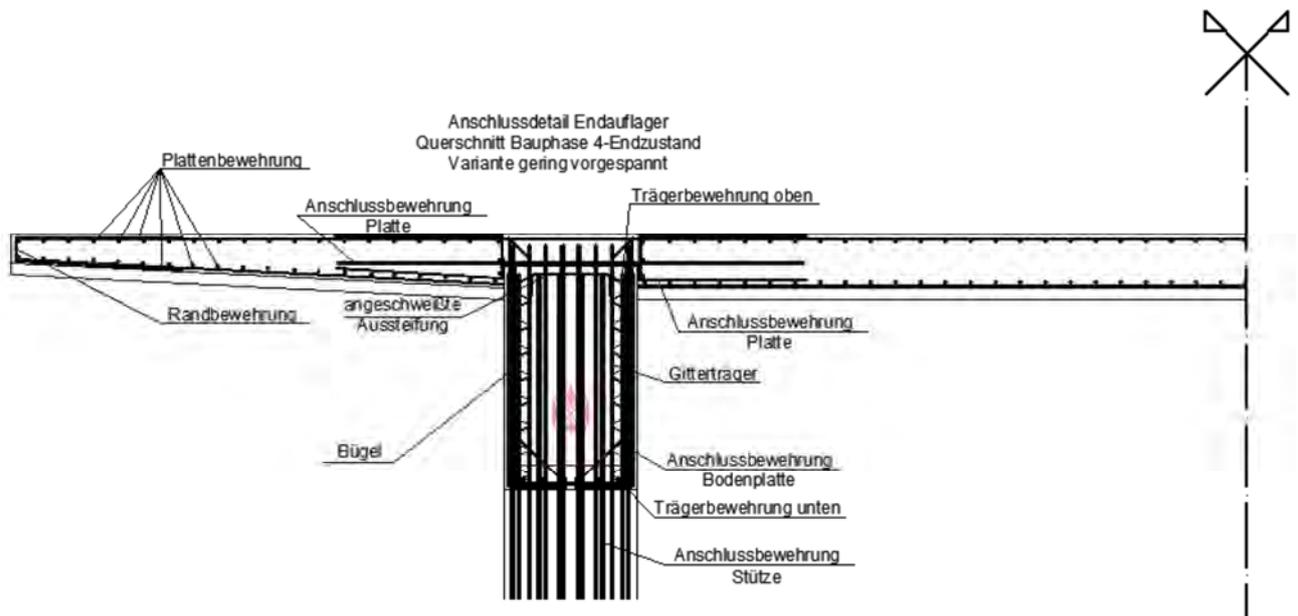


Abbildung 4.47: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand



**Abbildung 4.48: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand**

#### 4.6.1.2 Hoch vorgespannte Variante

In den Abbildungen 4.49, 4.50, 4.53 und 4.54 ist die konstruktive Detailausbildung der Endauflager in Querschnitten und Längsschnitten für die unterschiedlichen Bauphasen für die hoch vorgespannte Variante abgebildet.

In Abbildung 4.49 ist das Anschlussdetail im Querschnitt für die Bauphase 1 dargestellt. Die Verankerungen der Spannglieder, die für Montage und Transport wie auch das Ausbetonieren der Träger notwendig sind, sind in rot und blau dargestellt. Die Verankerung des Spannglieds, das für Bauphasen 4 und 5 benötigt wird, wird in Bauphase 2 eingebaut, wobei in Abbildung 4.49 das Hüllrohr für diese Vorspannung in grün gekennzeichnet ist. Die Veranschaulichung des Details im Längsschnitt wird für alle Bauphasen in den darauf folgenden Abbildungen ersichtlich.

Abbildung 4.50 stellt den Längsschnitt in Bauphase 1 dar. Wie bereits in der Beschreibung der Alternativentwürfe erläutert, besteht Bauphase 1 aus dem Transport und Montage der Fertigteilträger. Der Unterschied zu der gering vorgespannten Variante liegt in der Lagerung des Fertigteilträgers. Da zwischen Bauphase 1 und 2 das Fertigteil nicht mit dem Widerlager verbunden wird und im Laufe des Ausbaus der Brücke immer wieder zusätzliche Vorspannung aufgebracht wird und der Rahmen als statisches System erst nach der Bauphase 5 wirkt, werden die Träger auf Rollen gelagert. Das für den Transport und die Montage benötigte

Spannglied ist in rot, das für das Ausbetonieren der Träger in blau dargestellt (Abbildung 4.50 und 4.51). Bevor die Träger noch ausbetoniert werden, wird die Wendel für das für die Bauphasen 4 und 5 benötigte Spannglied eingebracht. Der ausbetonierte Träger nach Bauphase 3 mit eingebauter Wendel ist in Abbildung 4.52 ersichtlich.

Ein Längsschnitt des Widerlagerdetails im Endzustand ist Abbildung 4.47, der dazugehörige Querschnitt Abbildung 4.54 zu entnehmen. Die Anschlussbewehrung der Stütze wird mit der oberen Plattenbewehrung über Muffen verbunden. Erst mit dem Betonieren der Fahrbahnplatte wird der Träger mit dem Widerlager verbunden. Danach wird die letzte Vorspannung auf den gesamten Querschnitt aufgebracht.

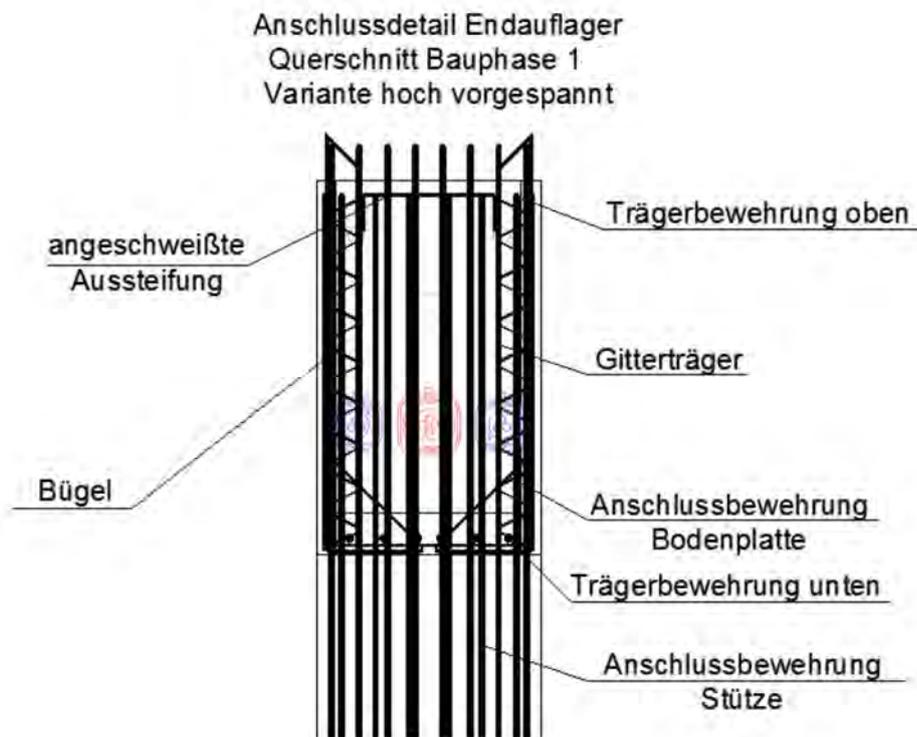


Abbildung 4.49: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1

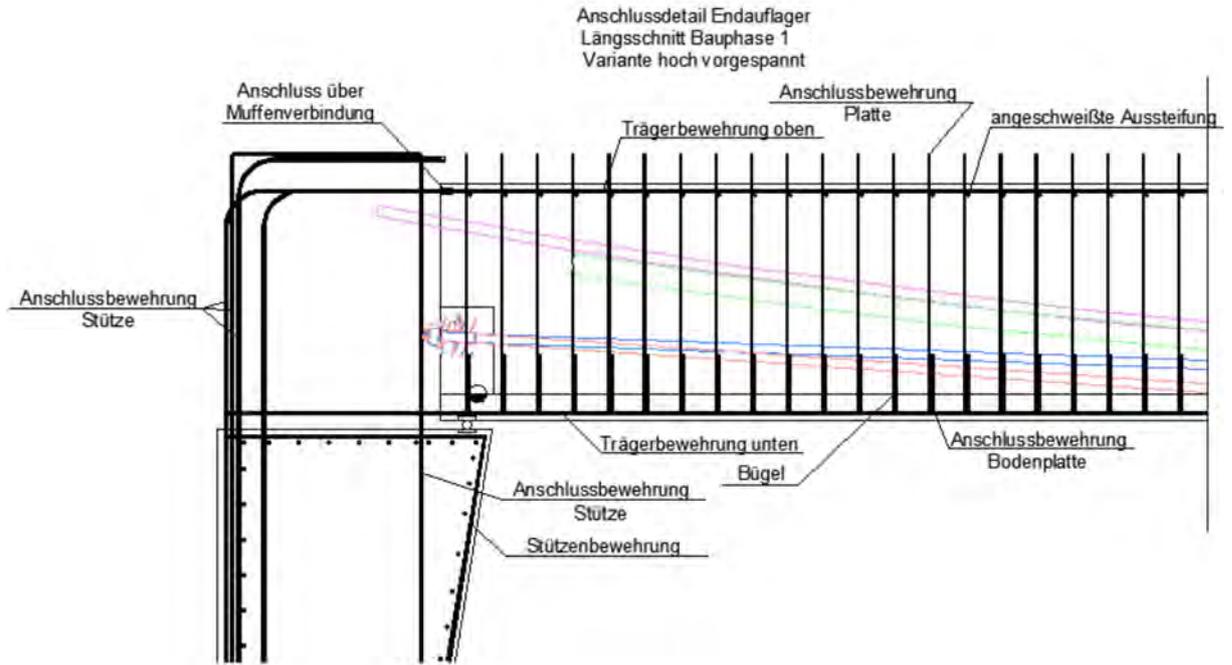


Abbildung 4.50: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, BP 1

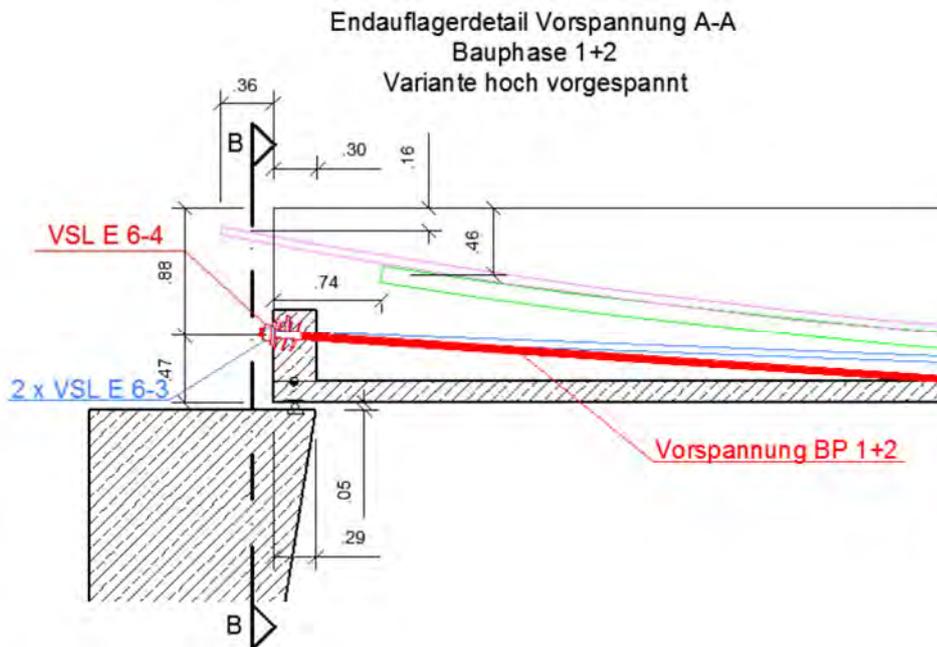


Abbildung 4.51: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 1+2

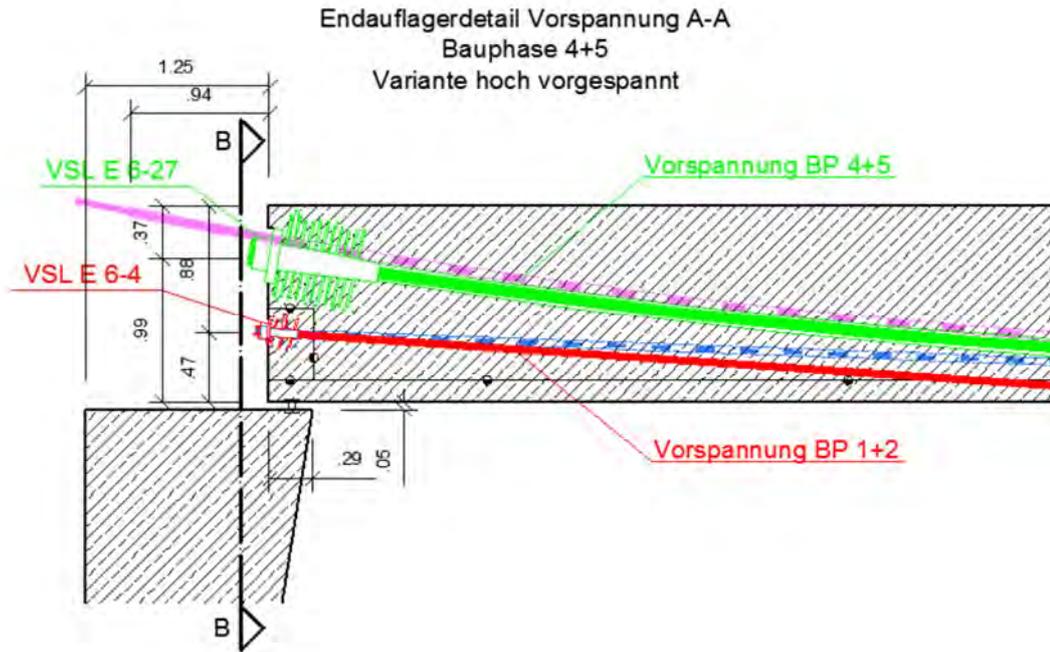


Abbildung 4.52: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 4+5

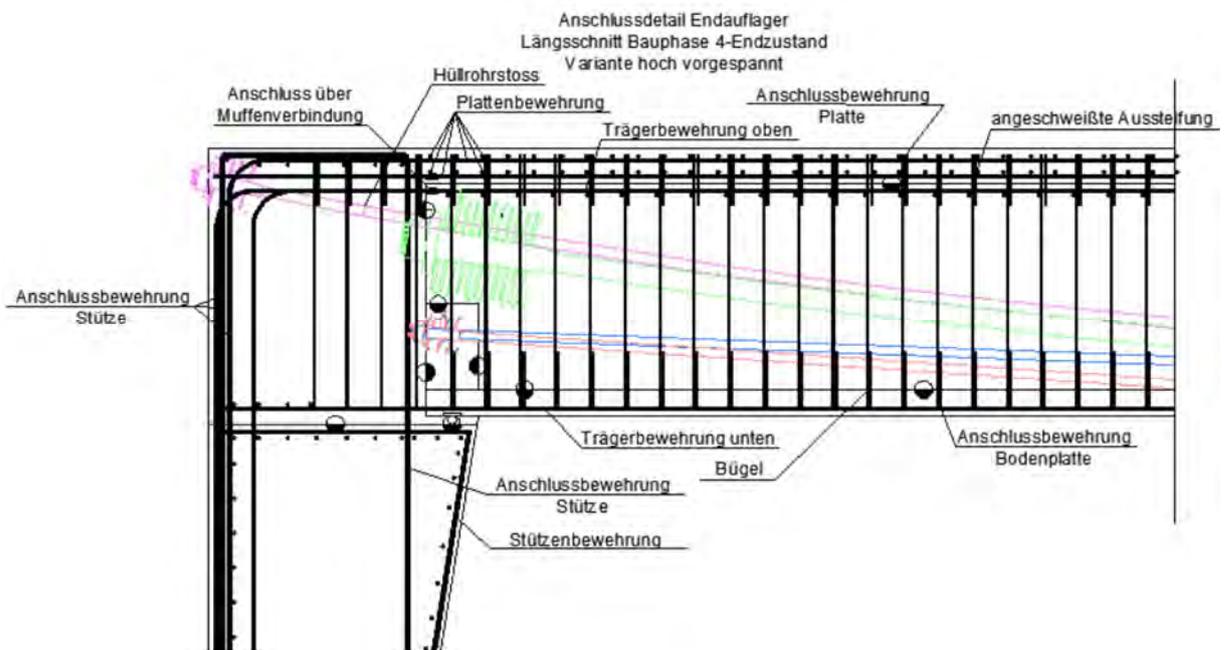


Abbildung 4.53: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Endzustand

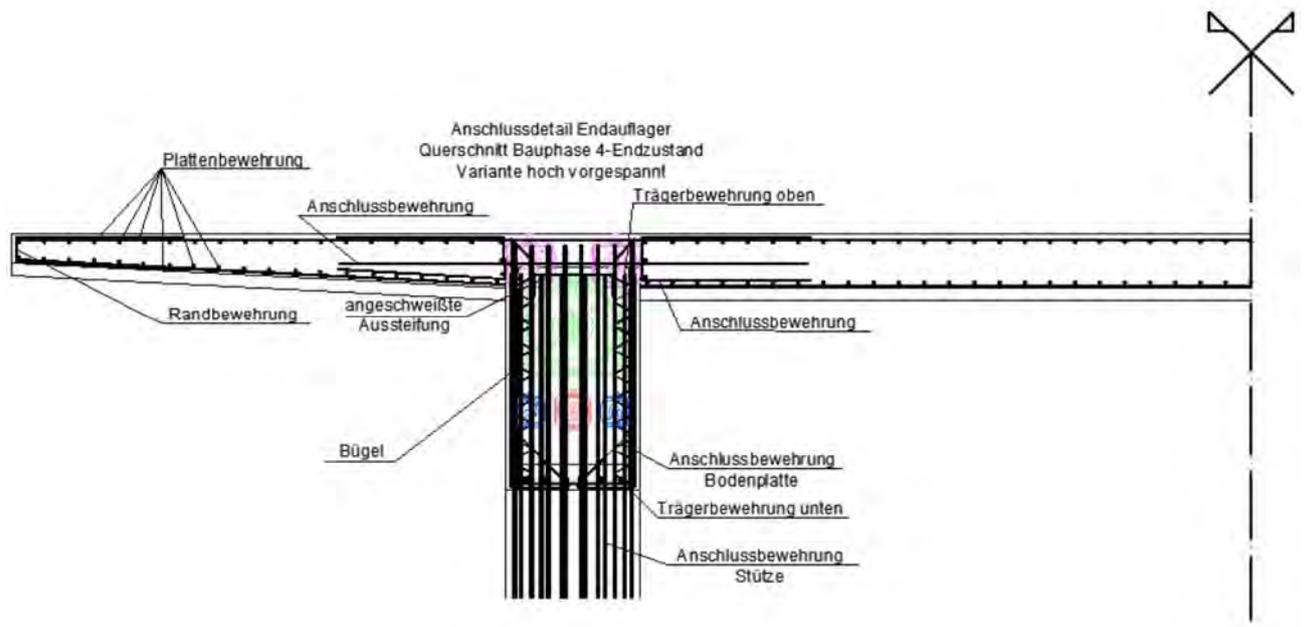


Abbildung 4.54: Querschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Endzustand

## 4.6.2 Konstruktive Ausbildung des Mittelaufagers

### 4.6.2.1 Gering vorgespannte Variante

In den Abbildungen 4.55, 4.56, 4.57, 4.58 und 4.59 ist die konstruktive Detailausbildung der Mittelaufleger in Querschnitten und Längsschnitten für die unterschiedlichen Bauphasen für die gering vorgespannte Variante abgebildet.

In Abbildung 4.55 ist das Anschlussdetail im Querschnitt für die Bauphase 1 bis 3 dargestellt. Die Veranschaulichung des Details im Längsschnitt wird für alle Bauphasen in den darauf folgenden Abbildungen ersichtlich. Abbildung 4.56 stellt den Längsschnitt in Bauphase 1 dar. Wie bereits in der Beschreibung der Alternativentwürfe erläutert, besteht Bauphase 1 aus dem Transport und der Montage der Fertigteilträger. Das für den Transport und die Montage benötigte Spannglied ist in Abbildung 4.45 in rot dargestellt. Der Träger wird auf die Stütze gelegt, wobei die vorhandene Anschlussbewehrung aus der Stütze herausragt und eingefädelt wird.

Zwischen Bauphase 1 und Bauphase 2 wird die Stütze mit dem Fertigteilträger monolithisch verbunden, dieser Schritt ist unter anderen in Abbildung 4.57 dargestellt. Ein Längsschnitt des Mittelauflegerdetails im Endzustand ist Abbildung 4.58, der dazugehörige Querschnitt Abbildung 4.59 zu entnehmen. Die Anschlussbewehrung der Stütze wird mit der oberen Plattenbewehrung über Muffen verbunden.

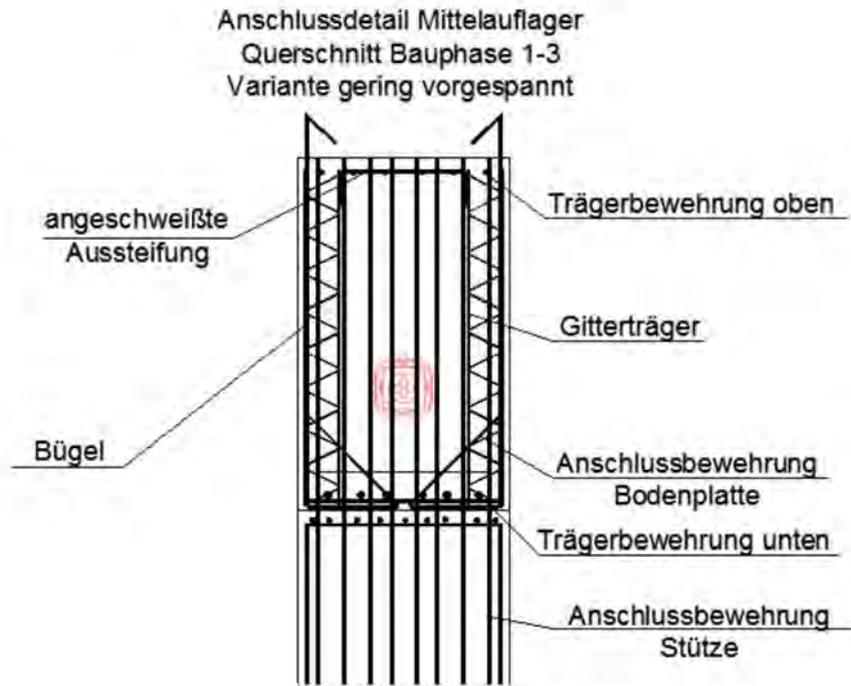


Abbildung 4.55: Querschnitt Mittelaufleger der gering vorgespannten Variante, BP 1-3

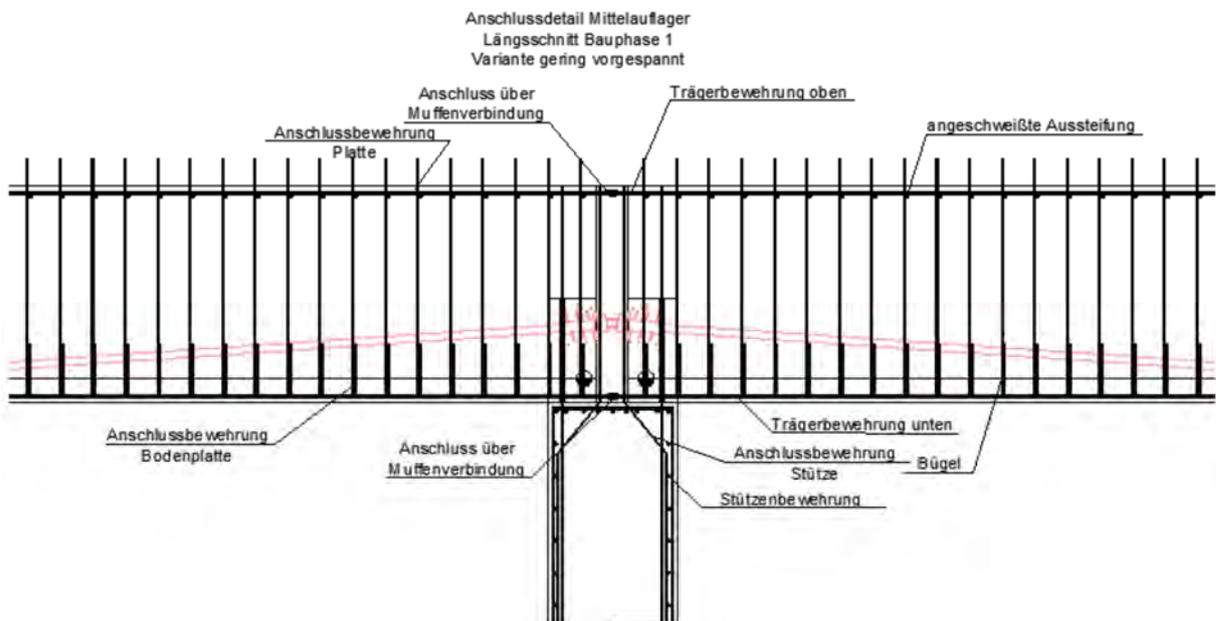


Abbildung 4.56: Längsschnitt Mittelaufleger der gering vorgespannten Variante, BP 1

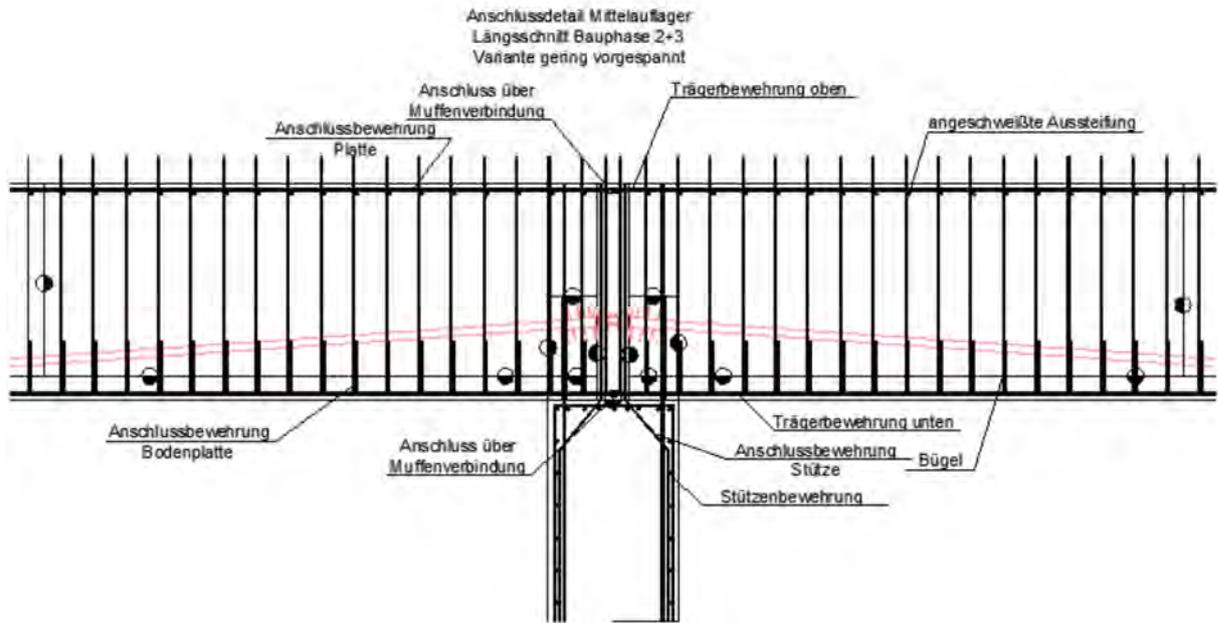


Abbildung 4.57: Längsschnitt Mittelaufleger der gering vorgespannten Variante, BP 2+3

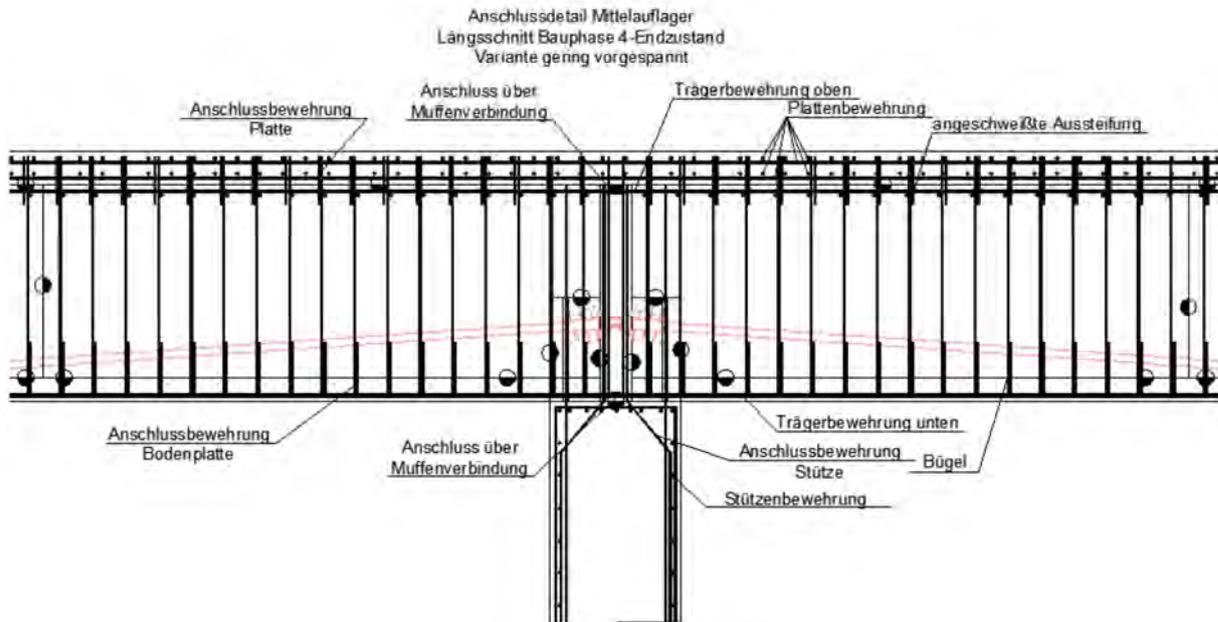
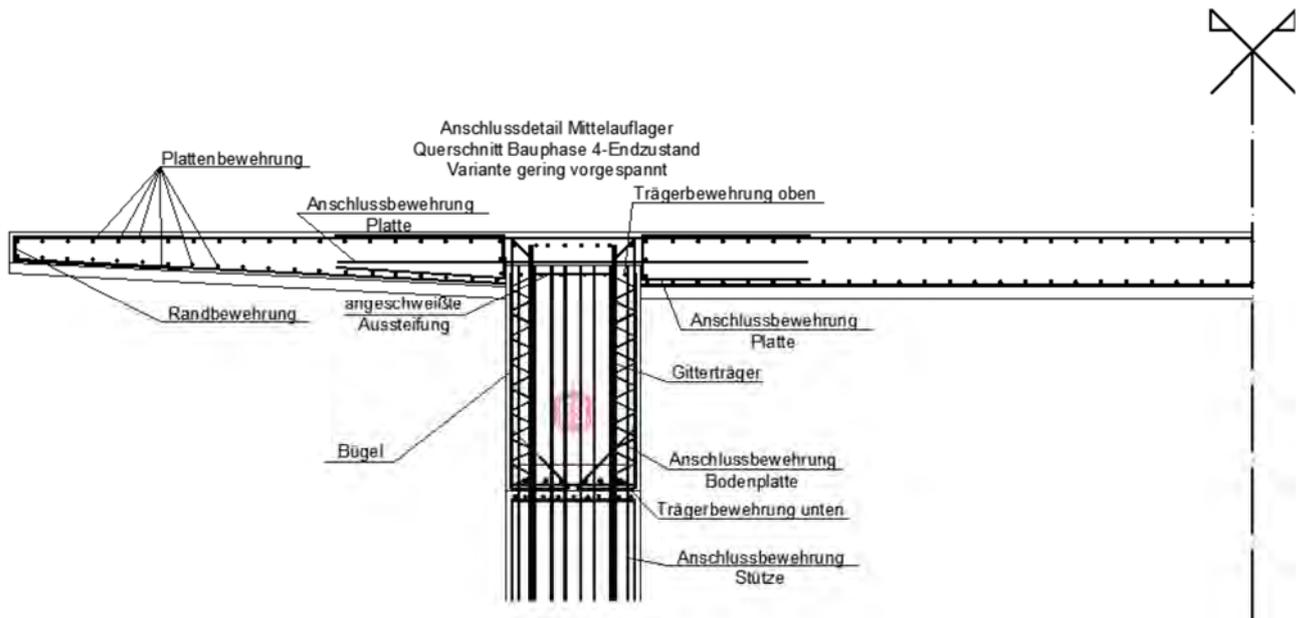


Abbildung 4.58: Längsschnitt Mittelaufleger der gering vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand



**Abbildung 4.59: Querschnitt Mittelaufleger der gering vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand**

#### 4.6.2.2 Hoch vorgespannte Variante

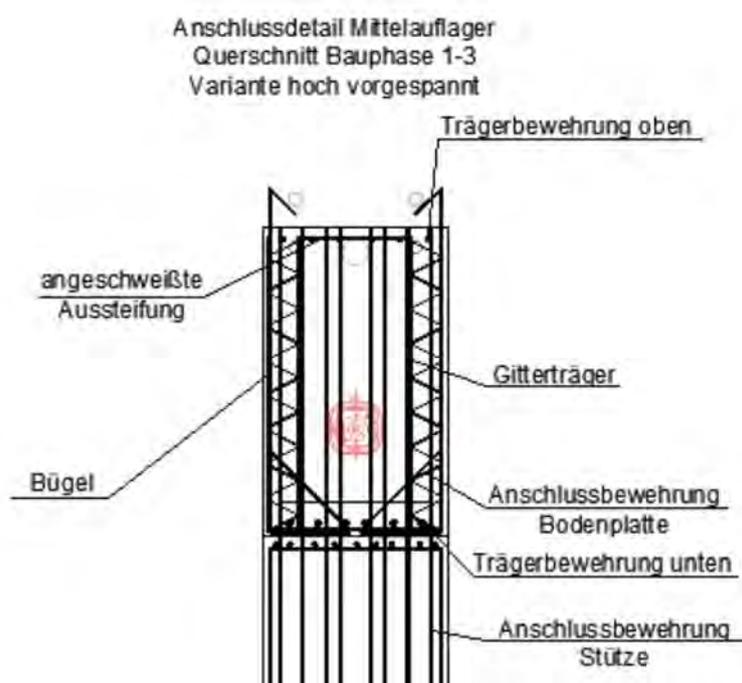
In den Abbildungen 4.60, 4.62, 4.64, 4.67 und 4.68 ist die konstruktive Detailausbildung der Mittelaufleger in Querschnitten und Längsschnitten für die unterschiedlichen Bauphasen für die hoch vorgespannte Variante abgebildet. Die Spanngliedführungen und Hüllrohrkoppelungen der einzelnen Bauphasen sind in den Abbildungen 4.61, 4.63, 4.65 und 4.66 dargestellt.

In Abbildung 4.60 ist das Anschlussdetail im Querschnitt für die Bauphase 1 bis 3 dargestellt. Die Veranschaulichung des Details im Längsschnitt wird für alle Bauphasen in den darauf folgenden Abbildungen ersichtlich. Abbildung 4.62 stellt den Längsschnitt in Bauphase 1 dar. Wie bereits in der Beschreibung der Alternativentwürfe erläutert, besteht Bauphase 1 aus dem Transport und der Montage der Fertigteilträger. Das für den Transport und die Montage benötigte Spannglied ist in Abbildung 4.61 und Abbildung 4.62 in rot dargestellt. Der Träger wird auf die Stütze gelegt wobei die vorhandene Anschlussbewehrung aus der Stütze herausragt und eingefädelt wird.

Zwischen Bauphase 1 und Bauphase 2 wird die Stütze mit dem Fertigteilträger monolithisch verbunden, dieser Schritt ist unter anderen in Abbildung 4.64 dargestellt. Bevor der Fertigteilträger über der Stütze ausbetoniert wird, müssen die Hüllrohre für die Vorspannung

der späteren Bauphasen gekoppelt werden. Die gekoppelten Hüllrohre wie auch der Bereich, der über der Stütze ausbetoniert wird, ist in Abbildung 4.63 ersichtlich.

Ein Längsschnitt des Mittelauflegerdetails im Endzustand ist Abbildung 4.67, der dazugehörige Querschnitt Abbildung 4.68 zu entnehmen. Die Vorspannung die für die Herstellung der Fahrbahnplatte benötigt wird (Bauphasen 4 und 5), ist in Abbildung 4.65 hervorgehoben. Erst nach dem Erhärten der Fahrbahnplatte kann die Vorspannung für den Endzustand aufgebracht werden (Abbildung 4.66). Die Anschlussbewehrung der Stütze wird mit der oberen Plattenbewehrung über Muffen verbunden.



**Abbildung 4.60: Querschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 1-3**

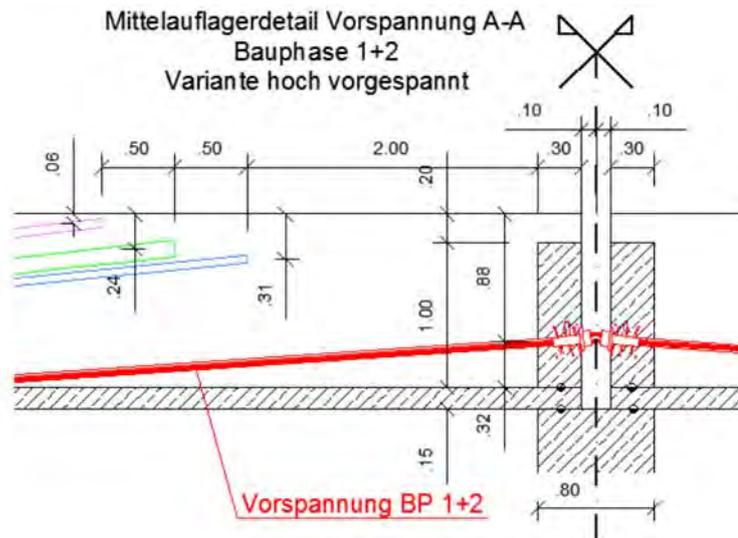


Abbildung 4.61: Längsschnitt Mittelaugler der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 1+2

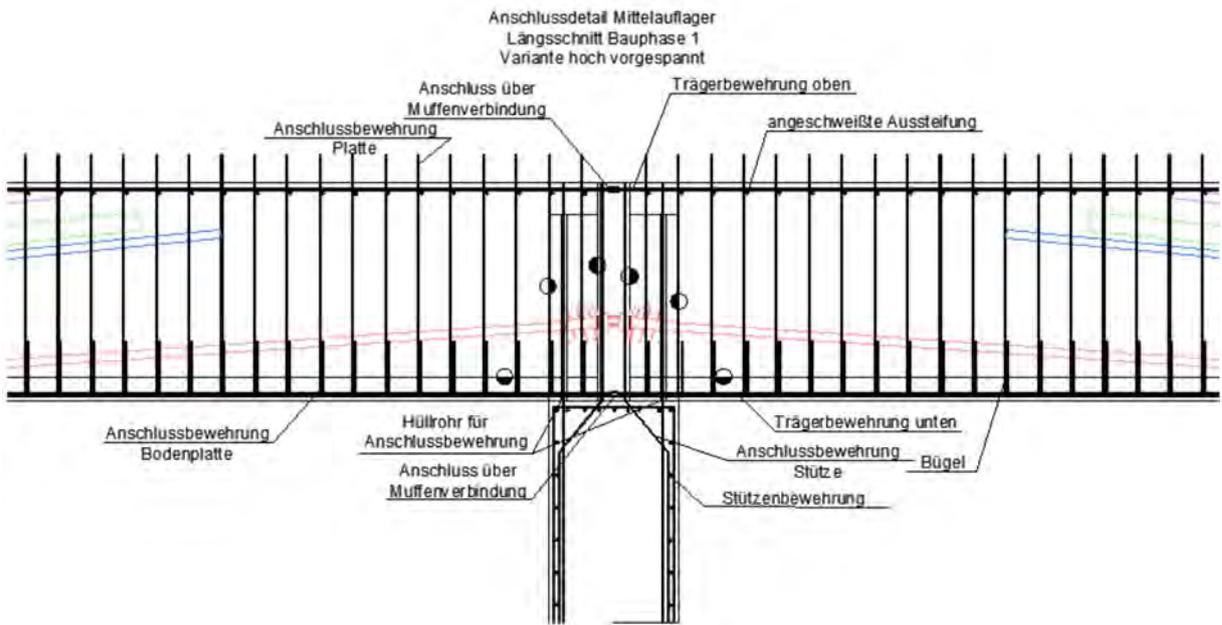


Abbildung 4.62: Längsschnitt Mittelaugler der hoch vorgespannten Variante, BP 1

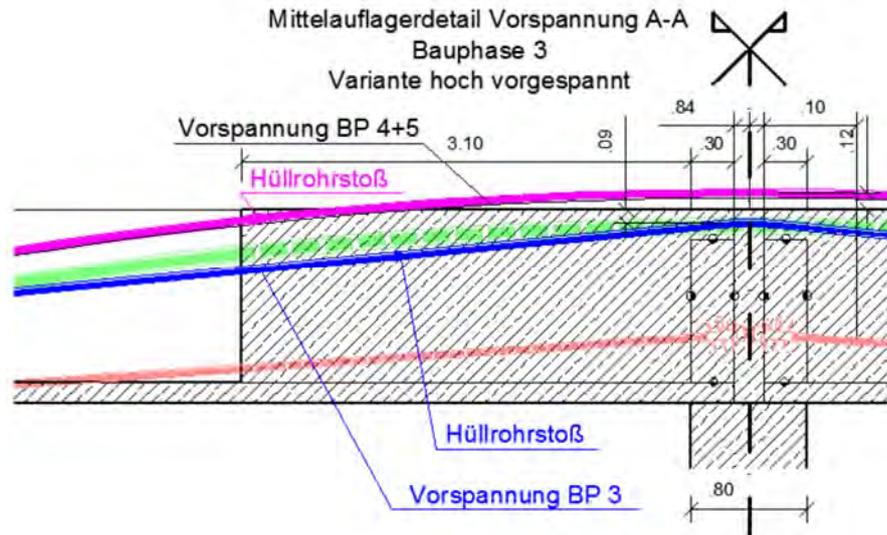


Abbildung 4.63: Längsschnitt Mittelauflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 3

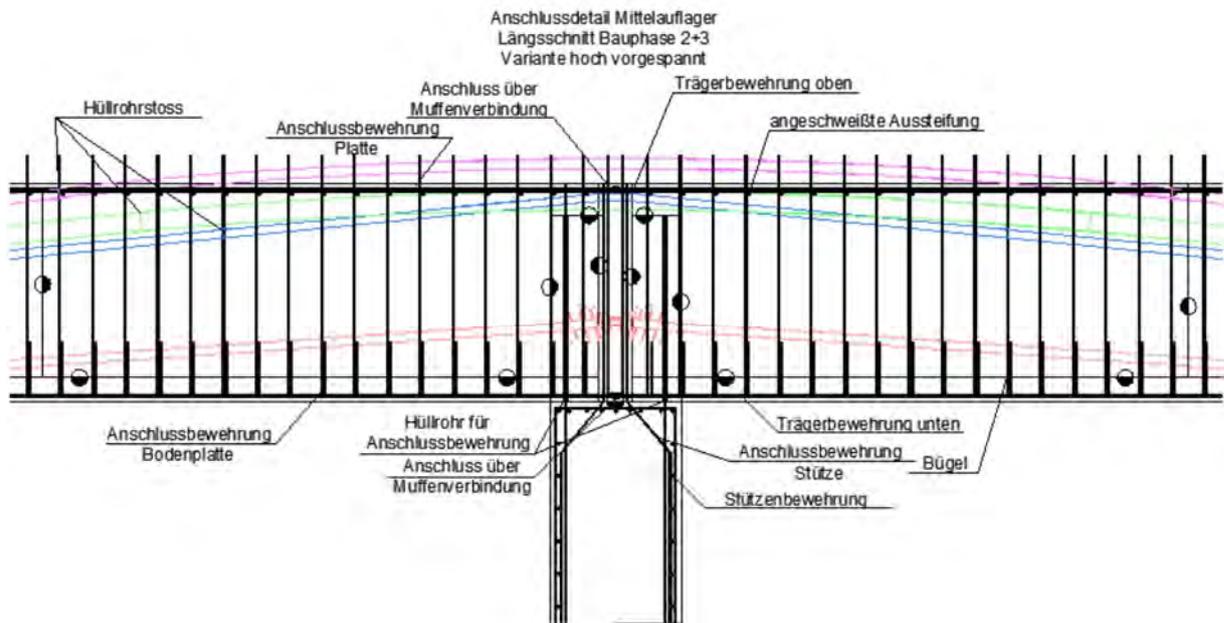


Abbildung 4.64: Längsschnitt Mittelauflager der hoch vorgespannten Variante, BP 2 + 3

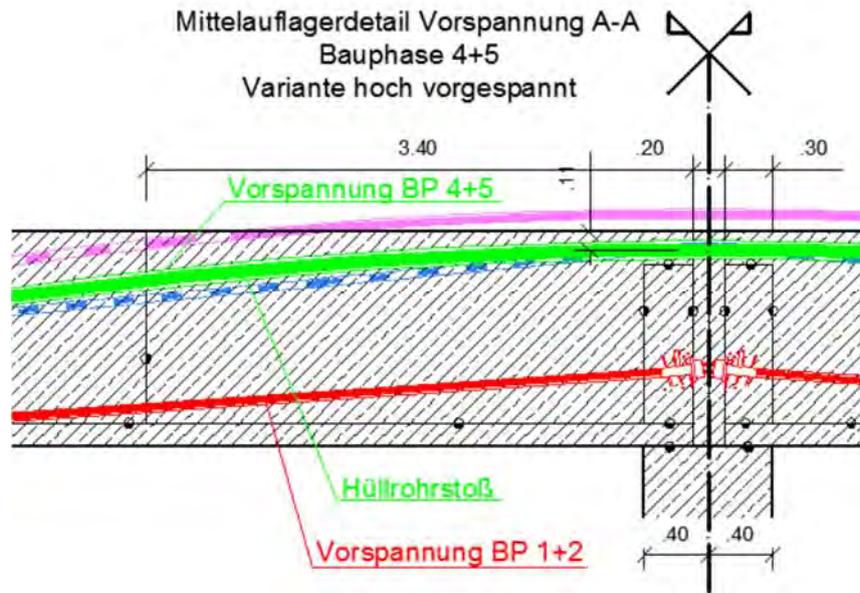


Abbildung 4.65: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 4+5

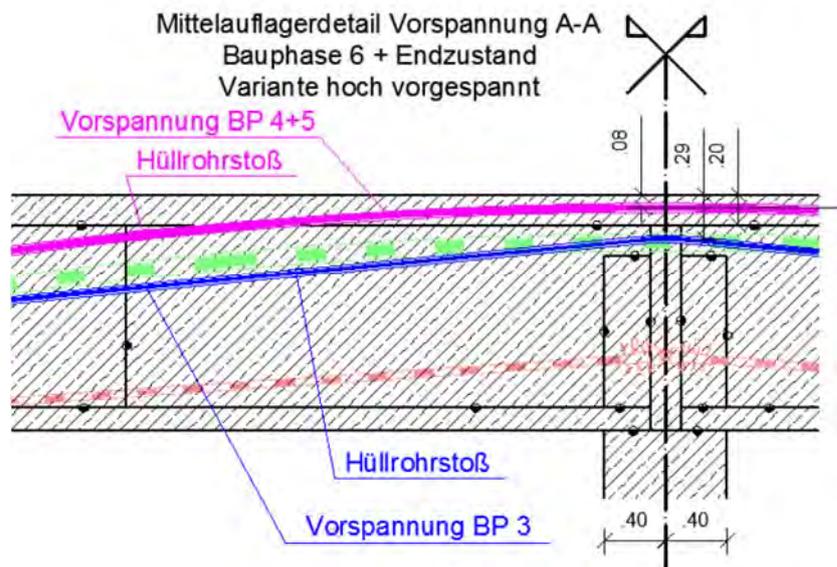


Abbildung 4.66: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für Endzustand

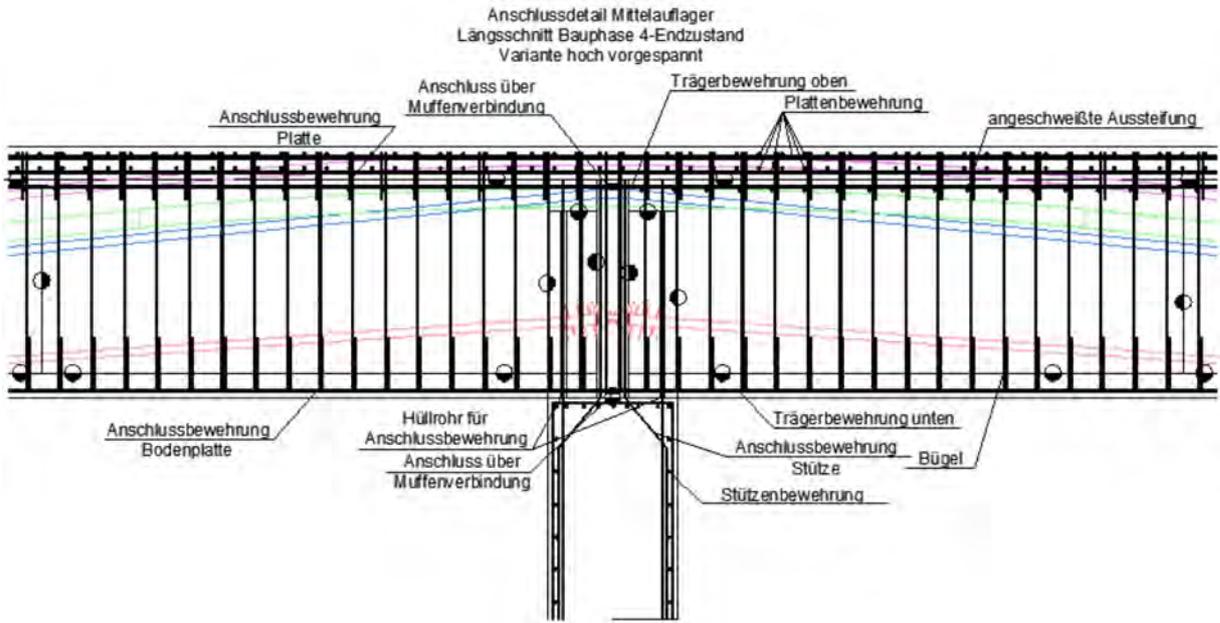


Abbildung 4.67: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand

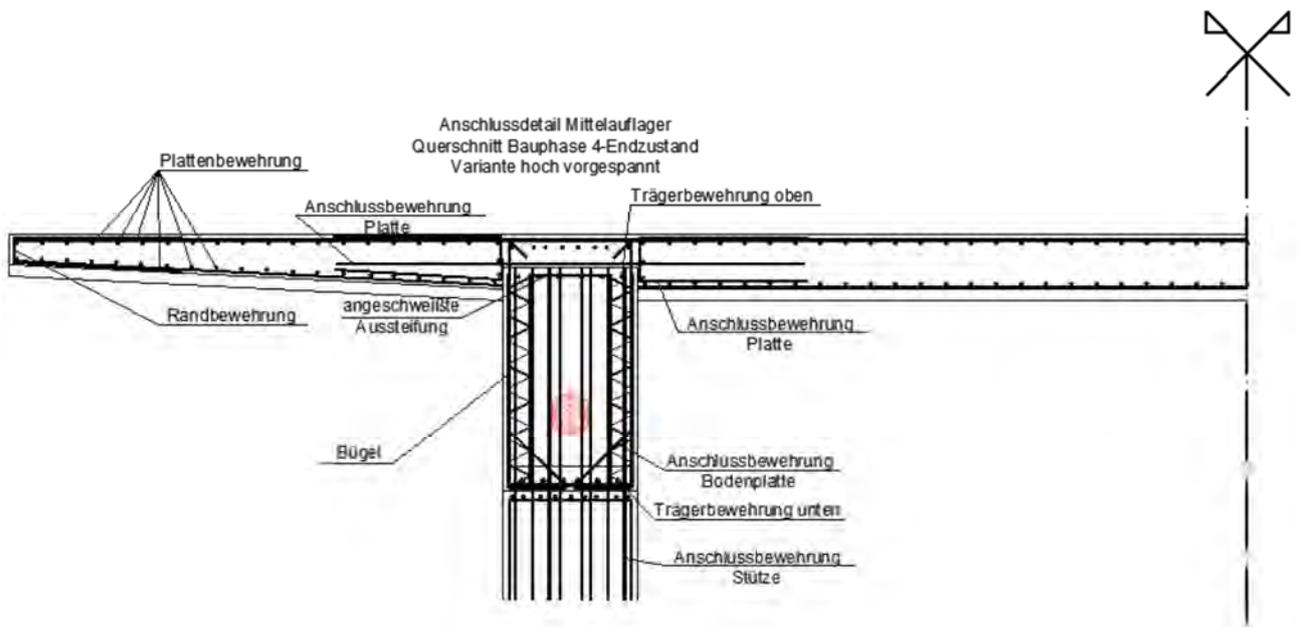


Abbildung 4.68: Querschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand

## 5 ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG VON INTEGRALEN FERTIGTEILBRÜCKEN

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurde in den vergangenen Jahren ein neues Verfahren zur Herstellung von Brücken durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung entwickelt [1, 2, 3].

Der Innovationsgehalt des durchgeführten Forschungsvorhabens lag in der Weiterentwicklung des o.g. Verfahrens, um es gezielt für integrale Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten anwenden zu können.

Durch die Bearbeitung des Forschungsvorhabens wurden folgende Ergebnisse erzielt:

1. Entwicklung von Tragsystemen für integrale Betonbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten. Optimierungsmöglichkeiten basierend auf der Parameterstudie und den in Kapitel 4 vorgestellten Alternativentwürfen.
2. Entwicklung von Ausführungs- und Fugendetails für Querfugen für die aus dünnwandigen Betonfertigteilen hergestellten Integralbrücken.
3. Neue Erkenntnisse durch experimentelle Untersuchungen, zu der Bewertung der Dauerfestigkeit von Heftschweißungen und der Wahl von Füllmaterial für die Fugenausbildung zwischen den Fertigteilelementen.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass das Bauen mit dünnwandigen Halbfertigteilträgern als sehr flexibel und als geeignet für die Herstellung von integralen Brücken mit kurzen beziehungsweise mittleren Spannweiten angesehen werden kann. Alle Empfehlungen die getätigt werden können sind jedoch nur durch die Festlegung von bestimmten Parametern möglich. Die hohe Anzahl an variablen Parametern bei dem Entwurf von integralen Fertigteilbrücken aus dünnwandigen Halbfertigteilträgern kann einerseits als sehr positiv, andererseits jedoch als große Herausforderung für Planer und Statiker angesehen werden. Eine Universalstatik für die statische Berechnung von dieser Art von Brücken ist nicht realisierbar, da der Entwurf von Trägerhöhe, Trägerbreite, Fahrbahnbreite, Spannweite, Boden-Tragwerk-Interaktion, Betonfestigkeit, Höhe der Vorspannung, statischen System, Bauphasenaufteilung und vielen weiteren Parametern abhängig ist, und jede Brücke für sich genau betrachtet und gerechnet werden muss.

Gewisse Empfehlungen können aus dem vorliegenden Forschungsvorhaben jedoch getroffen werden.

Beschränkt man die Trägerhöhe so sind Spannweiten für schlaff bewehrte Träger von ungefähr 18 m und vorgespannte Träger von ungefähr 35 m wirtschaftlich realisierbar. Um die horizontale Brückenverschiebung und den dadurch entstehenden Zwang im Tragwerk zu minimieren ist die Wahl des statischen Systems (in allen unterschiedlichen Bauphasen) ausschlaggebend.

Beispiele von Detailausführungen für die Verbindungen der Fertigteilträger mit den Widerlagern beziehungsweise Stützen können Kapitel 4.6 „Überlegung zu den Detailausführungen“ entnommen werden. Zusätzlich zu den Anschlussdetails wurden Querfugenausführungen für schlaff bewehrte Verbindungen wie auch vorgespannte Verbindungen präsentiert (Kapitel 3.2.4 „Weiterentwicklung der Fugenausbildung“).

Die Untersuchungen der Materialparameter der Füllmaterialien wie auch der Neuentwurf der Querfugen zeigen, dass bei der Herstellung der Fugen zwischen den einzelnen Elementdecken auf vieles geachtet werden muss. Das hohe Schwindmaß des Fugenfüllmaterials im Vergleich zu dem Schwindmaß von Beton führt zu hohen Stauchungen beim Zusammenspannen der Träger, dies muss in den Berechnungen beachtet werden. Die Wahl und die Verarbeitung des Füllmaterials sind von höchster Wichtigkeit wenn es um die Herstellung der Fertigteilträger geht. Wird ein Füllmaterial von einer Baufirma gewählt, ist es ratsam alle Materialparameter, nach der Ermittlung des aufgrund der erwünschten Konsistenz gewählten Wasser-Trockenmasse-Mischverhältnisses, zu prüfen.

Die durchgeführten Dauerschwingversuche bestätigten, dass der Bewehrungsgrad keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat. Die Risse in den Verbundfugen stellen in Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit Probleme dar. Es wird davon ausgegangen, dass durch die Risse in den Verbundfugen, die beiden Elementschalen und der Füllbeton sich teilweise voneinander gelöst haben, was zu einer Verfälschung der Ergebnisse führte. In folgenden Forschungsvorhaben werden weitere dynamische Versuche durchgeführt, um diese These zu prüfen und klarere Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten von vorgefertigten Elementen zu erlangen. Zu betonen ist jedoch, dass bei vorgespannten Träger, wie es bei den präsentierten Entwürfen der Fall ist, es zu keiner Dauerschwingbelastung der Mattenbewehrung kommen kann da für alle Entwürfe der Dekompressionsnachweis erfüllt wurde. Sind die Träger überdrückt kommt es zu keinen Rissen im Beton, wodurch die einbetonierten Bewehrungsmatten nie so belastet werden wie es in den Dauerschwingversuchen der Fall war.

Bei den Alternativentwürfen wie auch der Parameterstudie wurden die Fertigteilträger immer in zwei Schritten ausbetoniert. Als Optimierungsempfehlung für weitere Entwürfe ist eine Überlegung zur Verstärkung der Bodenplatte oder die Verwendung von Leichtbeton als Füllbeton ratsam. Durch diese Maßnahmen könnte ein Arbeitsschritt auf der Baustelle ausgelassen werden und so zusätzlich Baukosten und Bauzeit eingespart werden.

Für die Parameterstudie und zwei der drei Alternativentwurfsquerschnitte wurde mit einem zweistufigen Plattenbalkenquerschnitt gerechnet. Der Umentwurf dieses Querschnittes zu einem dreistufigen bzw. vierstufigen Plattenbalkenquerschnitt wäre ebenfalls als Optimierungsmöglichkeit zu untersuchen.

Ein weiteres Thema das genauer untersucht werden muss, ist die Ausführung der Fahrbahnplatte. Ein logischer Schritt wäre die Verwendung von dünnwandigen Fertigteilplatten mit Aufbeton. Die Montage und der Anschluss der Fertigteilplatten an die Fertigteilträger sollte überdacht werden. Bei den Alternativentwürfen mit den zweifstufigen Plattenbalkenquerschnitten taucht der Träger immer in die Fahrbahnplatte ein (Abbildungen 4.16, 4.17 und 4.26). Diese Arte der Ausführung führt zu Problemen bei der Einbringung der Fertigteilplatten für die Fahrbahn. Die Fertigteilträger sollten in zukünftigen Entwürfen nicht in die Fahrbahnplatte eintauchen (außer die Fahrbahnplatte wird nicht mit Fertigteilen hergestellt), sondern als Auflage für die Fertigteile dienen wie bei dem Alternativentwurf mit dem vierstufigen Plattenbalkenquerschnitt (Abbildung 4.39).

Zusammenfassend ist noch einmal zu betonen, dass das Bauen mit dünnwandigen Halffertigteilträgern als sehr flexibel und als geeignet für die Herstellung von integralen Brücken mit kurzen beziehungsweise mittleren Spannweiten angesehen werden kann. Der Vorfertigungsgrad der Fertigteilträger verkürzt die Bauzeit auf der Baustelle und die Herstellung der Fertigteile im Werk ist wetterunabhängig, qualitativ sehr hochwertig und präzise. Die Betonkubaturen sind im Vergleich zu den Originalentwürfen (Betonbrücken) geringer bzw. werden teure Stahlträger ersetzt. Durch die Einsparung der Bauzeit, der Betonkubaturen bzw. der Stahlträger kann mit einer Kostenersparnis gerechnet werden, die jedoch dem erhöhten Berechnungsaufwand, aufgrund der Berücksichtigung aller Bauphasen mit den unterschiedlichen Querschnitten, gegengerechnet werden muss.

## LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Wimmer D., Kleiser M.; *Precast Releaded – Fertigteilträger im Brücken- und Ingenieurbau*, BFT International, Volume 79, 2013.
- [2] Wimmer D.; *Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung*, Dissertation, TU Wien – Institut für Tragkonstruktionen, 2016.
- [3] Kollegger J., Wimmer D.; *Bridge girders made of double walls erected by balanced lift method – From building component to engineering component*, Betontage, Neu-Ulm, 2014.
- [4] Melnhorn G.; *Handbuch Brücken – Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, Springer, Berlin Heidelberg, 2010.
- [5] *RVS 15.02.xx Bemessung und Ausführung von Integralen Brücken*, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene - Verkehr, 2011.
- [6] Kaufmann W.; *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*, Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, 2008.
- [7] Kleiser M.; *ASFINAG – Der Zukunftsorientierte Straßenbetreiber*, F&E Schriftreihe der ASFINAG Nr. 7, Schwerpunkt: Brücken im ASFINAG Netz, 2013.
- [8] Schlaich J., Fackler T., Weißbach M., Schmitt V., Ommert C., Marx S., Krontal L.; *Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken*, Fischer Druck GmbH, 2008.
- [9] Fritsch, Chiari und Partner ZT GmbH; *Statische Berechnung Objekt L21neu*, 2009.
- [10] Zement + Beton Handels und Werbeges.m.b.H. im Auftrag der Österreichischen Zementindustrie; *Betonfertigteile im Brückenbau: sicher, schnell und innovativ*, Expertenforum Beton, 2005.
- [11] Calavera J. et al.; *fib Bulletin no. 29: Precast concrete bridges*, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2004.
- [12] Biliszcuk J., Osnyk J., et al.; *Przefabrykacja w mostownictwie*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2010 .
- [13] [www.flickr.com/photos/wsdot/4860895549](http://www.flickr.com/photos/wsdot/4860895549), SR 16 Westbound Nalley Valley segmental bridge work, (21.11.2014)
- [14] [www.mcnarybergeron.com](http://www.mcnarybergeron.com), Project highlights: Route 36 Highlands Bridge Monmouth, New Jersey, (21.11.2014)
- [15] [www.spannbeton.nl](http://www.spannbeton.nl), (21.11.2014)
- [16] Foremniak S.; *Bridge girders out of hollow wall elements and ultra-thin precast elements*, Springer, Proceedings: The 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Seiten 297-301, 2014.
- [17] Kollegger J., Foremniak S.; *Entwurf von Brücken unter Anwendung des Brückenklappverfahrens*, in: *Massivbau im Wandel*, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Ernst & Sohn, Berlin, 2014..
- [18] Eichinger E.M., Joks R., Kirchwegger T., Köberl B., Kollegger J.; *Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen und Baustoffuntersuchungen an einer vorgespannten Segmentbrücke*,

- Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie – Straßenforschung, Heft 535, Wien, 2003
- [19] Eichinger E.M., Kollegger J., Köberl B., Vill M.; *Zerstörende Belastungsversuche an einer vorgespannten Segmentbrücke*, Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 100, Heft 12, Seiten 977 – 984, Dezember 2005.
- [20] Krumbach R., Meichsner H., Schubert L.; *Untersuchung zur Dauerbeständigkeit von vorgefertigten Spannbeton Brückenträgern*, Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 92, Heft 12, Seiten 325 - 331, Dezember 1997.
- [21] Ruhrberg R., Schuman H.; *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken*, Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 1982.
- [22] Hunkeler F., Matt P., von Matt U., Werner R.; *Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden*, Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation/Bundesamt für Straßen, Willdegg, 2005.
- [23] Figg L., Denney Pate W.; *Precast Concrete Segmental Bridges – Americas Beautiful and Affordable Icons*, PCI Journal, Ausgabe 49(5), Seiten 26-38, September 2004
- [24] Freyermuth C.L.; *Durability of Segmental Box Girders – A Review of Experience in North America*, Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- [25] Poston R.W., Wouters J.P.; *Durability of precast segmental bridges*, NCHRP Web Documents 15, 1998.
- [26] Biliszcuk J., Machelski C., Maliszkiwicz P., Mistewicz M.; *Typowe uszkodzenia betonowych mostów prefabrykowanych*, Drogownictwo, 1994.
- [27] Siwowski T.; *Improving the Durability of Precast Concrete Bridges*, IABSE reports 73/1/73/2, 1995.
- [28] Nad L.; *Assessment of concrete bidge made of precast beams*, Proceedings: International Symposium Durability and Maintenance of concrete structures, Dubrovnik, 2004.
- [29] Brodnan M., Kotes P., Kotula P.; *Analysis of short span Bridges from prestressed concrete*, Proceedings: 4th fib Congress, Mumbai, 2014.
- [30] Schläfli M.; *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1999.
- [31] Maeda Y., et al; *Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan – Actual Circumstances and Causes of Cracking*, Technology Reports of the Osaka University, Volume 30, No. 1546, Japan, 1980.
- [32] HEPC; *Deterioration and repair of bridge structure in Hanshin Expressway*, Hanshin Expressway Administration and Technology Center, Hashin Expressway Corporation, 1987.
- [33] ÖNORM EN 196-1: *Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2005.
- [34] Beton-Kalender 2010: *Schwerpunkt: Brücken, Betonbau im Wasser*, Ernst & Sohn Verlag, 2010.

- [35] ÖNORM EN 1015-3: *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk, Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [36] ÖNORM EN 12350-9: *Prüfung von Frischbeton, Teil 9: Selbstverdichtender Beton - Auslauftrichterversuch*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [37] Geißler K.; *Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*, Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [38] Radaj D., Vormwald M.; *Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Ingenieure*, Springer, Berlin Heidelberg, 2007.
- [39] Fehlmann P.; *Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken*, Dissertation ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktionen, 2012.
- [40] Zilch K., Zehetmaier G.; *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Springer, Berlin Heidelberg, 2008.
- [41] Huber P.; *Verstärken von Brücken durch eine statisch mitwirkende Aufbetonschicht*, Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, 2011.
- [42] Hirsch C.; *Untersuchungen zur Wechselwirkung zwischen polymeren Fliesmitteln und Zementen bzw. Mineralphasen der frühen Zementhydratation*, Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 2004.
- [43] Valentin G., et al.; *Stahlbetonbau: Teil 1: Grundlagen und Beispiele*, Manz Schulbuch, 2007.
- [44] ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2 *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1: Allgemeine Bemessung und Regeln für den Hochbau*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011.
- [45] Holst K.H. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton – Entwurf, Konstruktion und Berechnung*, Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [46] ÖNORM EN 1992-1-2: Eurocode 2 *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessung und Konstruktion*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [47] ONR 23303 – *Prüfverfahren Beton (PvB) Nationale Anwendung der Prüfnorm für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [48] Novoszel J., Träger W.; *Hochfrequente Dauerschwingversuche für biege- und zugbeanspruchte Bauteile*, Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, 2008.
- [49] ÖNORM B 4707 – *Bewehrungsstahl – Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2014.
- [50] Kleiser M.; *Formlogik an Brücken – Teil 1*, Betontechnik, Ausgabe 93(Heft 2), Seiten 49-58, 2016
- [51] ÖNORM EN 1991-1-1: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im*

- Hochbau, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011.
- [52] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen)*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011.
- [53] ÖNORM EN 1992-2: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 2: Betonbrücken – Bemessung- und Konstruktionsregeln*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2014.
- [54] ÖNORM EN 1991-2: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [55] ÖNORM B 1991-2: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen)*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011..
- [56] ÖNORM EN 1991-5: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 5: Allgemeine Einwirkungen - Temperaturbeanspruchung*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [57] ÖNORM B 1991-5: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 5: Allgemeine Einwirkungen - Temperaturbeanspruchung (Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen)*, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012..

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2.1: a) Integrale Brücken, also Brücken ohne Lager und ohne Fugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Widerlagern; b) Semi-integrale Brücken, welche entweder Fahrbahnübergänge oder Lager (ausschließlich bei den Widerlagern) aufweisen, aber nicht beides [6] .....	15
Abbildung 2.2: Integrale Brücke [5] .....	16
Abbildung 2.3: Fugenlose semi-integrale Brücke [5] .....	16
Abbildung 2.4: Lagerlose semi-integrale Brücke [5] .....	17
Abbildung 2.5: Beispiele für durchnässte Widerlager infolge undichter Fahrbahnübergänge und die dadurch verursachten Folgeschäden [6] .....	18
Abbildung 2.6: Beispiele für eine Integralbrücke [8] .....	19
Abbildung 2.7: Temperature Auswirkungen auf integrale Brücken im Bereich der Widerlager [5] .....	25
Abbildung 2.8: Elastische Verformung und Kriechverformung zentrischer Belastung.....	26
Abbildung 2.9: Objekt S 103 [Foto: Porr GmbH].....	29
Abbildung 2.10: Objekt S 103 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen].....	30
Abbildung 2.11: Objekt S 103 Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen] .....	31
Abbildung 2.12: Objekt S 103 Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen] .....	31
Abbildung 2.13: Objekt S 103 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen] .....	31
Abbildung 2.14: Objekt L21 [Foto: FCP ZT GmbH] .....	32
Abbildung 2.15: Objekt L21 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen] .....	34
Abbildung 2.16: Objekt L21 Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen].....	34
Abbildung 2.17: Objekt L21 Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen].....	34
Abbildung 2.18: Objekt L21 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen].....	35
Abbildung 2.19: Bauphasen Objekt L21, schematische Darstellung [9] .....	36
Abbildung 2.20: Objekt A2.Ü22a Draufsicht [Planausschnitt aus Originalplänen].....	38
Abbildung 2.21: Objekt A2.Ü22a Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen].....	38

Abbildung 2.22: Objekt A2.Ü22a Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen].....	38
Abbildung 2.23: Ansicht und Querschnitt einer Plattenbrücke [10] .....	41
Abbildung 2.24: Querschnitte von Fertigteilbalkenbrücken mit Ortbetonfüllung [10].....	42
Abbildung 2.25: Solid-deck-Brücke beim Einbau [10] .....	42
Abbildung 2.26: Querschnitt einer Balkenträgerbrücke mit I-Trägern [10] .....	43
Abbildung 2.27: Balkenträgerbrücke während der Errichtung [10] .....	43
Abbildung 2.28: Typische Querschnitte von Kastenträgerbrücken ohne Aufbetonschicht [10] .....	44
Abbildung 2.29: Mono-Box-Träger während des Einhebens [10].....	44
Abbildung 2.30: Brückenquerschnitt mit vorgefertigten „U-Träger“ mit Ortbetonplatte [10] ..	44
Abbildung 2.31: Querschnitt einer Mono-Box-Brücke [10] .....	45
Abbildung 2.32: Mono-Box-Brücke mit auskragender Platte [10].....	46
Abbildung 2.33: Gekrümmte Kastenträgerquerschnitte [10].....	46
Abbildung 2.34: U-Bahn-Viadukt mit gekrümmten Kastenträgern [10].....	47
Abbildung 2.35: Trogträger [10].....	47
Abbildung 2.36: Querschnitt einer Trogbrücke [10] .....	48
Abbildung 2.37: Trogbrücke während dem Bau [10] .....	48
Abbildung 2.38: Segment bei der Errichtung einer Brücke [13].....	49
Abbildung 2.39: Segmentbrücke in New Jersey [14] .....	49
Abbildung 2.40: Segmentbauweise mit oben- bzw. untenliegendem Verlegegerüst [4].....	49
Abbildung 2.41: Schrägseilbrücke [10] .....	50
Abbildung 2.42: Schrägseilbrücke während der Errichtung [10].....	50
Abbildung 2.43: Herstellung eines Betonträgers im Fertigteilwerk [10] .....	51
Abbildung 2.44: Gelagerte Betonfertigteile [10].....	52
Abbildung 2.45: Brückenträger während des Transports [15] .....	52

Abbildung 2.46: Einheben eines vorfabrizierten Brückenträgers [15].....	53
Abbildung 2.47: Verlegte Fertigteilträger [10] .....	53
Abbildung 2.48: Talübergang Gernitzbach [10] .....	54
Abbildung 2.49: Brückenfamilie St. Pölten [10].....	55
Abbildung 2.50: Einbau Brückentrio Sattledt [10] .....	56
Abbildung 2.51: Stahlbau im Fertigteilwerk (links); Ansicht bei Nacht (rechts) [10].....	57
Abbildung 2.52: Lagerung der FT-Längsträger [10].....	57
Abbildung 2.53: Halbfertigteilträger aus Gitterträgerdecken [1].....	60
Abbildung 2.54: Halbfertigteilträger aus Doppelwandelementen [1].....	61
Abbildung 2.55: Hohlkastenquerschnitt aus Doppelwandelementen und Gitterträgerdecken; Entwurf: TU Wien[17].....	62
Abbildung 2.56: Abmessungen Hohlkastenquerschnitt [17] .....	62
Abbildung 2.57: Großversuche in Gars am Kamp [1] .....	64
Abbildung 2.58: Ansicht der Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente [19].....	66
Abbildung 2.59: Abmessungen der Segmentbrücke über die Süd-Ost-Tangente [19].....	67
Abbildung 2.60: Versuchsaufbau [19].....	67
Abbildung 2.61: Versuchsaufbau während des Baus des Absbergtunnels [19] .....	68
Abbildung 2.62: Ansicht (links) und Untersicht des Tragwerkes (rechts) einer Fertigteilbrücke in Österreich .....	69
Abbildung 2.63: Wasseraustritt, Aussinterungen und Salaktitenbildung am Längsträger .....	70
Abbildung 2.64: Wasseraustritt und Stalaktitenbildung bei Ankerbolzverbindungen (links) und Betonabplatzung bei Mittelträgerpaar (rechts).....	71
Abbildung 2.65: Biegerisse in den Trägern (links) und durch Zwänge aufgestellte Fertigteilplatte (rechts).....	71
Abbildung 2.66: Querschnitt eines Spannbetonbrückenträgers der Baureihe BT 500/700 [20] .....	72
Abbildung 2.67: Ansicht und Draufsicht einer Spannbetonbrücke in Deutschland [21].....	74

Abbildung 2.68: Überbauquerschnitte einer Spannbetonbrücke in Deutschland [21] .....	74
Abbildung 2.69: Randhauptträger mit Längsriß (links) und angerostete Bewehrung am Hauptträger (rechts) [21] .....	75
Abbildung 2.70: Anteil der Fertigteile im Betonbrückenbau im öffentlichen Straßenbau in Polen .....	81
Abbildung 2.71: Typische Schäden an Fertigteiltrübrücken [26] .....	88
Abbildung 2.72: Beispiel einer Konstruktion mit Vlossaktrügern [14] .....	90
Abbildung 2.73: Brücker auf der Straße I/18 in der Nähe der Stadt Martin [29] .....	91
Abbildung 2.74: Brücker auf der E77 über dem Fluss Orava [29] .....	93
Abbildung 2.75: Brücker in Michalovce [29].....	94
Abbildung 2.76: Querschnitt in Verbundweise für Autobahn- und Schnellstraßen [30,31] ....	94
Abbildung 2.77: Anteil von Betonbrückeren und Fertigteiltrübrückeren .....	101
Abbildung 3.1: Aufbau Biegezugversuch [33].....	120
Abbildung 3.2: Biegezugbestimmung von Mörtelsorte 1 .....	121
Abbildung 3.3: Biegezugversuch 24 Stunden Mörtel 1 bis 5 .....	122
Abbildung 3.4: Biegezugversuch 28 Tage Mörtel 1 bis 5 .....	122
Abbildung 3.5: zeitliche Entwicklung der Biegezugfestigkeit Mörtel 1 bis 5.....	124
Abbildung 3.6: Biegezugbruchfigur Mörtel 2.....	125
Abbildung 3.7: Biegezugbruchfigur Mörtel 3.....	125
Abbildung 3.8: Aufbau Druckversuch [33] .....	126
Abbildung 3.9: Biegezugbestimmung von Mörtelsorte 1 .....	128
Abbildung 3.10: Druckversuch 24 Stunden Mörtel 1 bis 5.....	128
Abbildung 3.11: Druckversuch 28Tage Mörtel 1 bis 5.....	129
Abbildung 3.12: Druckversuch einaxial 24 Stunden Mörtel 1 bis 5.....	129
Abbildung 3.13: Druckversuch einaxial 7 Tage Mörtel 1 bis 5.....	130
Abbildung 3.14: Druckversuch einaxial 28 Tage Mörtel 1 bis 5.....	130

Abbildung 3.15: zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit Mörtel 1 bis 5 .....	133
Abbildung 3.16: Druckbruchfigur Mörtel 1 bis 5.....	134
Abbildung 3.17: Auslauftrichter [34].....	135
Abbildung 3.18: Ausbreitfließmaßbestimmung [34] .....	136
Abbildung 3.19: Schwindversuch Mörtel 1 bis 5 .....	138
Abbildung 3.20: Schwindmaß Mörtel 1 bis 5 .....	139
Abbildung 3.21: Auszug Schwindmaß der ersten 24 Stunden Mörtel 1 bis 5.....	139
Abbildung 3.22: Temperaturentwicklung Mörtel 1 bis 5.....	140
Abbildung 3.23: Auszug (ersten 30 Stunden) Temperaturentwicklung Mörtel 1 bis 5 .....	141
Abbildung 3.24: Fugenausbildung laut Wimmer [1, 2, 3].....	142
Abbildung 3.25: Fugenausbildung mit Fugeneinlage.....	143
Abbildung 3.26: Druckversuche an den neuentworfenen Fugen für vorgespannte Träger .	144
Abbildung 3.27: Druckversuche an den neuentworfenen Fugen für vorgespannte Träger .	145
Abbildung 3.28: Versuchskörper nach dem Versagen .....	146
Abbildung 3.29: Skizze der Fugenausbildung für schlaff bewehrte Fugen.....	147
Abbildung 3.30: Elementdecke mit speziell abgeschalteten Enden für schlaff bewehrte Fugen .....	147
Abbildung 3.31: Ausbetonierte schlaff bewehrte Fuge .....	148
Abbildung 3.32: Bezeichnungen bei Schwingbeanspruchung [39].....	149
Abbildung 3.33: Zeitfestigkeitsschaubild nach Smith (links); nach Goodman (rechts) [39] .	150
Abbildung 3.34: Wöhlerkurve [39].....	151
Abbildung 3.35: Phasen der Ermüdungsbeanspruchung von Beton[30] .....	153
Abbildung 3.36: Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton [39].....	154
Abbildung 3.37: Phasen des Risswachstums bei Ermüdungsbeanspruchung von Betonstahl [40].....	154
Abbildung 3.38: Phasen des Risswachstums der Stahlbruchfläche [40].....	155
Abbildung 3.39: Stahlbruchfläche [40].....	155

Abbildung 3.40: Dehnungs- und Spannungsverlauf im ungerissenen Zustand (Zustand I)	158
Abbildung 3.41: Dehnungs- und Spannungsverlauf im gerissenen Zustand (Zustand II) ...	159
Abbildung 3.42: Einmassenschwinger [41].....	160
Abbildung 3.43: Sinusförmig verteilte Linienlast bei einem Einfeldträger [41].....	162
Abbildung 3.44: Versuchskörper bereits eingebaut in der Versuchseinrichtung .....	164
Abbildung 3.45: Würfeldruckversuchskörper: Herstellung (links) und nach einem Würfeldruckversuch (rechts).....	165
Abbildung 3.46: Schweißschema der Stahlmatten für beide Versuchsserien (Typ 1 und Typ 2) .....	168
Abbildung 3.47: Bewehrungsplan Versuchskörper 1 – Versuchskörper 4 (Typ 1) .....	168
Abbildung 3.48: Bewehrungsplan Versuchskörper 5 und Versuchskörper 6 (Typ 2) .....	169
Abbildung 3.49: Herstellung der Stahlmatten .....	169
Abbildung 3.50: Stahlmatten auf Abstandhaltern in der Stahlschalung (links); Eingelegte Stahlwellen als Verbindungselemente (rechts).....	170
Abbildung 3.51: Betonieren (links) und Rütteln (rechts) der ersten Schale der Doppelwände für die Versuchsträger .....	170
Abbildung 3.52: Wenden der zweiten Doppelwandschale (links); Zusammenführung der zwei Doppelwandschalen (rechts) .....	171
Abbildung 3.53: Doppelwandelemente werden nach dem Verdichten und vor dem Transport zur Aushärtung noch abgemessen .....	172
Abbildung 3.54: Durchbiegung zufolge Eigengewicht und Aufbau .....	173
Abbildung 3.55: Die beiden Schwungmassenscheiben mit 20 Bohrungen .....	175
Abbildung 3.56: Versuchsaufbau schematisch.....	176
Abbildung 3.57: Schematischer Aufbau der verwendeten Messtechnik gültig für alle Versuchsträger; Legende laut Tabelle 3.19.....	178
Abbildung 3.58: Versuchskörper Typ 1: VK1 – VK4 (links); Versuchskörper Typ 2: VK5 - VK6 (rechts).....	179

Abbildung 3.59: Mechanische und geometrische Eigenschaften von Bewehrungsstahl gemäß ÖNORM B 4707:2014 [49].....	182
Abbildung 3.60: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung bei Versuch 1 .....	190
Abbildung 3.61: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung bei Versuch 1 .....	191
Abbildung 3.62: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge bei Versuch 1.....	191
Abbildung 3.63: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 1.....	192
Abbildung 3.64: Vergleich Versuch 3 und 6: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung	193
Abbildung 3.65: Vergleich Versuch 3 und 6: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung .....	194
Abbildung 3.66: Vergleich Versuch 3 und 6: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge .....	194
Abbildung 3.67: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 3.....	195
Abbildung 3.68: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 6.....	195
Abbildung 3.69: Ermüdungsbrüche der Bewehrungsmatten im Versuch 3 .....	196
Abbildung 3.70: Vergleich Versuch 6 und 7: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung	197
Abbildung 3.71: Vergleich Versuch 6 und 7: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung .....	198
Abbildung 3.72: Vergleich Versuch 6 und 7: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge .....	198
Abbildung 3.73: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 7.....	199
Abbildung 3.74: Vergleich Versuch 6 und 8: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung	200
Abbildung 3.75: Vergleich Versuch 6 und 8: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung .....	201
Abbildung 3.76: Vergleich Versuch 6 und 8: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge .....	201
Abbildung 3.77: Abgeschlossenes Rissbild Versuch 8.....	202
Abbildung 3.78: Vergleich Versuch 5 und 8: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung	203

Abbildung 3.79: Vergleich Versuch 5 und 8: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung .....	203
Abbildung 3.80: Vergleich Versuch 5 und 8: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge .....	204
Abbildung 3.81: Vergleich Versuch 5 und 7: Verlauf der Frequenz und der Durchbiegung	205
Abbildung 3.82: Vergleich Versuch 5 und 7: Verlauf der Kraftamplitude und der Durchbiegung .....	206
Abbildung 3.83: Vergleich Versuch 5 und 7: Durchbiegung aufgetragen über die Trägerlänge .....	206
Abbildung 3.84: Zusammenfassung der Schwingbreiten in Abhängigkeit der erreichten Lastwechsel.....	207
Abbildung 3.85: Versuchsaufbau für die statischen Versuche .....	208
Abbildung 3.86: Messtechnik Versuch 1 der statischen Versuche .....	210
Abbildung 3.87: Messtechnik Versuch 2 der statischen Versuche .....	211
Abbildung 3.88: statische Belastung.....	212
Abbildung 3.89: Kraft-Zeit-Diagramm der zwei statischen Versuche .....	213
Abbildung 3.90: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der zwei statischen Versuche .....	214
Abbildung 3.91: Rissbilder der statischen Versuche .....	215
Abbildung 4.1: Tragsysteme für integrale Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten	219
Abbildung 4.2: Bauphasen für die Errichtung einer Zweifeld-Brücke unter Verwendung von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen.....	222
Abbildung 4.3: Statisches System als FE-Modell .....	223
Abbildung 4.4: Darstellung der gewählten und systemabhängigen Parameter am statischen System und Brückenquerschnitt für die Parameterstudie.....	224
Abbildung 4.5: Querschnitt und statisches System der Bauphase 1 .....	225
Abbildung 4.6: Querschnitte und statisches System der Bauphase 2 .....	226
Abbildung 4.7: Querschnitt und statisches System der Bauphase 3 .....	226
Abbildung 4.8: Querschnitt und statisches System der Bauphase 4 .....	227

Abbildung 4.9: Spanngliedführung der Spannglieder in den unterschiedlichen Bauphasen 229

Abbildung 4.10: Ergebnis Parameterstudie: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Betonfertigteilträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und Anzahl der Spannlitzen für eine zweifeldrige integrale 12,0 m breite Plattenbalkenbrücke ..... 233

Abbildung 4.11: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Doppelwandträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und Anzahl der Spannlitzen für eine einfeldrige zweispurige 8,5 m breite Plattenbalkenbrücke laut [2] ..... 234

Abbildung 4.12: Höhen – Spannweiten – Verhältnis für Elementdeckenträger in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und Anzahl der Spannlitzen für eine einfeldrige zweispurige 14,5 m breite Plattenbalkenbrücke laut [2] ..... 235

Abbildung 4.13: Objekt L21 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen] ..... 236

Abbildung 4.14: Tragsysteme für den Alternativentwurf einer zweifeldrigen Ortbetonbrücke ..... 236

Abbildung 4.15: Alternativentwurf Objekt L21 Querschnitt der Fertigteilträger im Feldbereich (links) und Stützenbereich (rechts) ..... 238

Abbildung 4.16: Alternativentwurf Objekt L21 Querschnitt Stützenbereich ..... 238

Abbildung 4.17: Alternativentwurf Objekt L21 Querschnitt Feldbereich ..... 238

Abbildung 4.18: Längsschnitt des Halbfertigteilträgers des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 ..... 241

Abbildung 4.19: Spanngliedführung im Halbfertigteile des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 ..... 241

Abbildung 4.20: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 am Widerlager mit dargestellten Verankerungen ..... 241

Abbildung 4.21: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 im Feld ..... 242

Abbildung 4.22: Querschnitt des vorgespannten Alternativentwurfs von Objekt L21 an der Stütze ..... 242

Abbildung 4.23: Längsschnitt des Halbfertigteilträgers des schlaff bewehrten Alternativentwurfs von Objekt L21 ..... 243

Abbildung 4.24: Objekt A2.Ü22a Längsschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen] ..... 244

Abbildung 4.25: Tragsystem für den Alternativentwurf einer zweifeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke .....	244
Abbildung 4.26: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Querschnitt Schnitt B-B aus Abbildung 4.27 .....	245
Abbildung 4.27: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Längsschnitt .....	245
Abbildung 4.28: Alternativentwurf Objekt A2.Ü22a Querschnitt Widerlager .....	246
Abbildung 4.29: Längsschnitt Bauphase 1 des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a .....	249
Abbildung 4.30: Längsschnitt nach Bauphase 2 des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a und statisches System .....	249
Abbildung 4.31: Längsschnitt Endzustand des gering vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a .....	250
Abbildung 4.32: Längsschnitt Bauphase 1 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a .....	251
Abbildung 4.33: Längsschnitt nach Bauphase 2 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a und statisches System .....	252
Abbildung 4.34: Längsschnitt nach Bauphase 3 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a .....	252
Abbildung 4.35: Längsschnitt nach Bauphase 3 des hoch vorgespannten Alternativentwurfs für Objekt A2.Ü22a .....	253
Abbildung 4.36: Objekt S 103 Ansicht [Planausschnitt aus Originalplänen].....	254
Abbildung 4.37: Tragsysteme für den Alternativentwurf einer einfeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke .....	254
Abbildung 4.38: Objekt S 103 Querschnitt [Planausschnitt aus Originalplänen] .....	255
Abbildung 4.39: Alternativentwurf Objekt S 103 Querschnitt Feldbereich .....	255
Abbildung 4.40: Längsschnitt Bauphase 1 des Alternativentwurfs für Objekt S 103 .....	257
Abbildung 4.41: Längsschnitt Bauphase 2 des Alternativentwurfs für Objekt S 103 .....	257
Abbildung 4.42: Längsschnitt Bauphase 3 und 4 des Alternativentwurfs für Objekt S 103 .	258
Abbildung 4.43: Längsschnitt im Endzustand des Alternativentwurfs für Objekt S 103 .....	258

Abbildung 4.44: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1-3.....	260
Abbildung 4.45: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1 .....	260
Abbildung 4.46: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 2+3 ....	261
Abbildung 4.47: Längsschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 4- Endzustand.....	261
Abbildung 4.48: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 4- Endzustand.....	262
Abbildung 4.49: Querschnitt Endauflager der gering vorgespannten Variante, BP 1 .....	263
Abbildung 4.50: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, BP 1 .....	264
Abbildung 4.51: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 1+2 .....	264
Abbildung 4.52: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 4+5 .....	265
Abbildung 4.53: Längsschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Endzustand	265
Abbildung 4.54: Querschnitt Endauflager der hoch vorgespannten Variante, Endzustand.	266
Abbildung 4.55: Querschnitt Mittelaflager der gering vorgespannten Variante, BP 1-3 ....	267
Abbildung 4.56: Längsschnitt Mittelaflager der gering vorgespannten Variante, BP 1 .....	267
Abbildung 4.57: Längsschnitt Mittelaflager der gering vorgespannten Variante, BP 2+3..	268
Abbildung 4.58: Längsschnitt Mittelaflager der gering vorgespannten Variante, BP 4- Endzustand.....	268
Abbildung 4.59: Querschnitt Mittelaflager der gering vorgespannten Variante, BP 4- Endzustand.....	269
Abbildung 4.60: Querschnitt Mittelaflager der hoch vorgespannten Variante, BP 1-3.....	270
Abbildung 4.61: Längsschnitt Mittelaflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 1+2 .....	271
Abbildung 4.62: Längsschnitt Mittelaflager der hoch vorgespannten Variante, BP 1 .....	271
Abbildung 4.63: Längsschnitt Mittelaflager der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 3 .....	272

Abbildung 4.64: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 2 + 3..	272
Abbildung 4.65: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für BP 4+5 .....	273
Abbildung 4.66: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, Darstellung der Vorspannung für Endzustand .....	273
Abbildung 4.67: Längsschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand.....	274
Abbildung 4.68: Querschnitt Mittelaufleger der hoch vorgespannten Variante, BP 4-Endzustand.....	274

## TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1: Anteil der Fertigteile im Betonbrückenbau im öffentlichen Straßenbau in Polen [26] .....	81
Tabelle 2.2: Vergleich der Fertigteilträger für Straßenbrücken aus Beton [26].....	82
Tabelle 2.3: Querschnitte von Straßenbrücken Betonfertigteilen [26] .....	84
Tabelle 2.4: Schäden an Tragkonstruktionen von Fertigteilbrücken nach 15 Jahren Betrieb[26] .....	89
Tabelle 2.5: Festgestellte Schäden und Rissbilder an Fahrbahnplatten [32] .....	96
Tabelle 2.6: Befragte Institutionen und deren Ansprechpartner .....	98
Tabelle 2.7: Anzahl- und Flächenvergleich der Brücken/Betonbrücken/Fertigteilbrücken in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten .....	99
Tabelle 2.8: Anteil von Betonbrücken und Fertigteilbrücken in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten .....	100
Tabelle 2.9: Arten von Fertigteilbrücken die in den Zuständigkeitsgebieten der Befragten gebaut wurden .....	102
Tabelle 2.10: Feststellung ob es merkbare ungünstige Einflüsse bei Fertigteilbrücken im Vergleich zu Ortbetonbrücken auf die Schadensentwicklung beim Fahrbahnbelag, Lager und Fahrbahnübergang .....	105
Tabelle 2.11: Auswertung der Antworten ob ein höherer Anteil an Schäden am Tragwerk bei Fertigteilbrücken im Vergleich mit Ortbetonbrücken feststellbar ist.....	107
Tabelle 2.12: Auswertung der Frage bezüglich der Schäden die bei Fertigteilbrücken die nicht bei Ortbetonbrücken auftreten .....	108
Tabelle 2.13: Wird der Einbau von Fertigteilen beim Neubau von Betonbrücken erlaubt ...	109
Tabelle 2.14: Bemerkungen und Ergänzungen der Befragten zum Fragebogen .....	111
Tabelle 3.1: Eigenschaften und Anwendungen der Mörtelsorten .....	115
Tabelle 3.2: Versuchsauflistung der untersuchten Materialparameter .....	117
Tabelle 3.3: Mischverhältnis und Mischanleitung der untersuchten Mörtelsorten .....	119
Tabelle 3.4: Vergleich der Biegezugfestigkeiten der Mörtelsorten .....	121

Tabelle 3.5: Biegezugfestigkeit 24 Stunden Mörtel 1 bis 5.....	123
Tabelle 3.6: Biegezugfestigkeit 28 Tage Mörtel 1 bis 5.....	123
Tabelle 3.7: Vergleich der Druckfestigkeiten der untersuchten Mörtelsorten .....	127
Tabelle 3.8: Würfeldruckfestigkeit 24 Stunden Mörtel 1 bis 5.....	131
Tabelle 3.9: Würfeldruckfestigkeit 28 Tage Mörtel 1 bis 5.....	131
Tabelle 3.10: Druckfestigkeit einaxial 24 Stunden Mörtel 1 bis 5 .....	132
Tabelle 3.11: Druckfestigkeit einaxial 7 Tage Mörtel 1 bis 5 .....	132
Tabelle 3.12: Druckfestigkeit einaxial 28 Tage Mörtel 1 bis 5 .....	132
Tabelle 3.13: Vergleich der E-Moduli der untersuchen Mörtelsorten.....	134
Tabelle 3.14: Ausflussmaß und Ausbreitmaß Mörtel 1 bis 5 .....	137
Tabelle 3.15: Vergleich der E-Moduli der untersuchten Mörtelsorten.....	137
Tabelle 3.16: Bemerkungen und Ergänzungen der Befragten zum Fragebogen .....	166
Tabelle 3.17: Bewehrung der einzelnen Versuchskörper.....	167
Tabelle 3.18: Oberspannung und Schwingbreite der Versuche 1 bis 8.....	173
Tabelle 3.19: Zusammenfassung des Messprogramms.....	179
Tabelle 3.20: Berechnungsparameter für die Querschnittsbemessung.....	179
Tabelle 3.21: Querschnittswerte Zustand I Versuchskörper Typ 1 .....	180
Tabelle 3.22: Querschnittswerte Zustand I Versuchskörper Typ 2.....	180
Tabelle 3.23: Flächenträgheitsmomente Zustand I .....	181
Tabelle 3.24: Querschnittswerte Zustand II .....	181
Tabelle 3.25: Oberspannung, Schwingbreite und Mittelspannung der Versuche 1 - 8.....	183
Tabelle 3.26: Ermittlung der zusätzlichen Last zur Erreichung der Mittellast .....	184
Tabelle 3.27: Ermittlung der dynamischen Belastung .....	185
Tabelle 3.28: Ermittlung der Eigenkreisfrequenz.....	186
Tabelle 3.29: Querschnittswiderstände .....	187
Tabelle 3.30: Versuchsparameter der Versuche 1 bis 8.....	188

Tabelle 3.31: Vergleich der Versuche.....	189
Tabelle 3.32: Rissprotokoll Versuch 1 .....	214
Tabelle 3.33: Rissprotokoll Versuch 2 .....	215
Tabelle 4.1: Ständige Lasten der Parameterstudie .....	230