

D I P L O M A R B E I T

M A S T E R ' S T H E S I S

Vorgespannte Betonbrücken mit integriertem Fahrbahnbelag

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen
Grades einer Diplom-Ingenieurin

unter der Anleitung von

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

und

Univ. Ass. Dipl.-Ing. **Johannes Berger**

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

Fakultät für Bauingenieurwesen

Technische Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Cornelia Wieder

Matr.Nr.: 03 25 776

Schulstrasse 1

A - 3200 Ober-Grafendorf

Danksagung

Vorweg möchte ich mich bei all jenen bedanken, die zum Zustandekommen dieser Arbeit beigetragen haben.

Bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. bedanke ich mich für die Möglichkeit diese Diplomarbeit am genannten Institut durchzuführen und die Betreuung dieser Arbeit.

Weiters danke ich Herrn Dipl.-Ing. Johannes Berger für seine vielseitige Unterstützung und die freundschaftliche Zusammenarbeit.

Des weiteren möchte ich allen beim Versuch beteiligten Unternehmen für den reibungslosen Ablauf danken und ebenso allen, die bei der Versuchsdurchführung im Labor tatkräftig mitgewirkt haben.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie für die Unterstützung während des Studiums und die mir immer den notwendigen Rückhalt gegeben hat.

Dank gebührt auch meinen Freunden und Kollegen, die mir immer mit Rat und Tat zur Seite standen.

Kurzfassung

In Österreich wird ein Hauptteil aller Brücken in Betonbauweise hergestellt. Mit dem zurzeit üblichen Deckenaufbau kommt es jedoch zu einem enormen Erhaltungsaufwand aufgrund der durch die Korrosion der Bewehrung entstehenden Schäden. An der Technischen Universität Wien am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau wurde deshalb ein neuer Ansatz für Brückenquerschnitte in Spannbetonbauweise entwickelt, bei dem auf die korrosionsgefährdete schlaaffe Bewehrung verzichtet wird und dadurch die Anzahl der Schichten des Deckenaufbaus minimiert werden kann. Diese Entwicklung wurde beim Bau der Egg-Graben Brücke in Salzburg erstmals umgesetzt.

Durch die, im Vergleich zur Tragwerksbetonoberfläche erhöhten Anforderungen an die Oberfläche der Fahrbahn, ist es notwendig, diese in Form einer Aufbetonschicht extra auszuführen.

Diese Arbeit befasst sich mit der Auswertung von Versuchen, die im Zuge des Forschungsprojektes „Vorgespannte Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag“ durchgeführt wurden. Das Tragverhalten dieses neuen Brückenquerschnittes mit einem integriertem Betonfahrbahnbelag sollte durch Großversuche untersucht werden. Die Abmessungen des Querschnittes der Versuchskörper wurden von der Fahrbahnplatte der Egg-Graben Brücke übernommen. Die Versuchskörper waren zentrisch vorgespannt mit nachträglichem Verbund. Auf den erhärteten Tragwerksbeton wurde nach der Behandlung der Oberfläche mittels Hochdruckwasserstrahlen eine 5 cm dicke Oberbetonschicht betoniert.

Auf eine Anordnung von Verbindungsmitteln in der Verbundfuge wurde verzichtet, da nachgewiesen werden sollte, dass die durch den Versuch in der Fuge entstehenden Kräfte alleine durch den Betonverbund aufgenommen werden können. Um Aussagen über das Verhalten der Aufbetonschicht für den Feld- und Stützbereich einer Brücke treffen zu können, wurden jeweils Körper als Druckzonenergänzung (DZE) und als Zugzonenergänzung (ZZE) ausgeführt.

Die Versuchskörper wurden einer Dauerschwingbelastung mit 4 Mio. Lastwechseln ausgesetzt und danach durch Aufbringen einer statischen Last bis zum Erreichen der Traglast beansprucht. Die Belastung für den Dauerschwingversuch wurde gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5] ausgelegt.

Weder bei der DZE, noch bei der ZZE, kam es infolge der aufgetragenen dynamischen und statischen Beanspruchungen zu einem Versagen der Verbundfuge. Die entstehenden Kräfte konnten durch den Haftverbund bzw. bei der DZE zusätzlich durch den Reibungswiderstand aufgenommen werden. Die bei der ZZE vor Versuchsdurchführung erzeugten Risse ($w_k = 0,05 \text{ mm}$) in der

Aufbetonschicht wurden durch die Dauerschwingbelastung nicht nennenswert vergrößert. Durch die Wirkung der Vorspannung und die Verbundwirkung der Fuge kam es zu einer risseverteilenden Wirkung für den Betonfahrbahnbelag, was sich günstig auf die Rissweite und Rissabstände auswirkte. Infolge der Steigerung der statischen Last bis zum Erreichen der Traglast kam es zu einem Fortschreiten der Risse in den Tragwerksbeton ohne Versatz in der Verbundfuge. Durch zusätzliche Probenahmen nach den durchgeführten Versuchen der DZE konnte bestätigt werden, dass die Verbundfuge die entstandenen Kräfte ohne Verbindungsmittel aufnehmen kann.

Das System einer Spannbetonbrücke mit integriertem Fahrbahnbelag ohne Verbundmittel in der Fuge weist bei sorgfältiger Ausführung der Verbundfuge sehr gute Eigenschaften hinsichtlich Ermüdung, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit (Rissbreite und Rissabstände) auf.

Abstract

A large number of new bridges in Austria are built in concrete. The maintenance efforts for bridges erected in concrete construction are large, e.g., emerging from corrosion of the reinforcement. Therefore, the Institute for Structural Engineering of Vienna University of Technology developed a pre-stressed concrete bridge without using reinforcing steel to reduce these repair costs. Furthermore, this new system does not need any insulation of the concrete surface and has a reduced number of layers. As the surface of a road has to endure high stresses, it is necessary, to ensure a high quality and a good compound of the top concrete layer with the supporting structure. The new construction method was first applied for the construction of the Egg-Graben Bridge in Salzburg.

This thesis deals with the results of experiments carried out for the research project 'Pre-stressed concrete bridges without reinforcing steel, sealing and pavement'. The load bearing capacity of this new bridge cross section with integrated concrete top layer was tested by large scale tests. The specimen dimensions were adopted from the Egg-Graben Bridge. The specimens were centrally pre-stressed using bonded tendons. After the treatment of the surface with high-pressure jets of water a 5 cm thick concrete layer was applied. No extra reinforcement was used to link both layers to prove that just the concrete bond can absorb the occurring forces. Two of the specimens were assembled as compression zone supplements, two as tension zone supplements to determine the behaviour of the pavement in the field and supporting area of the bridge. The test bodies were exposed to a long-term cycling load with four million load changes. Afterwards a static load was raised up to the load-bearing capacity. The load for the fatigue tests was calculated by the fatigue analysis according to ÖNORM EN 1992-1-1.

Both specimens displayed positive response after the dynamic and static load. The adhesion bond and the frictional resistance absorbed the occurring forces. Additional samples taken after testing the compression zone supplement confirmed that the joint can take the resulting forces without further reinforcement between the top concrete layer and the construction.

The system of a pre-stressed concrete bridge with top concrete layer without further reinforcement shows by careful implementation of the construction joint very good qualities concerning load-bearing capacity, serviceability and fatigue behaviour.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ziel der Arbeit	2
1.2	Aufbau der Arbeit	3
2	Forschungsansatz der TU Wien	4
2.1	Vorgespannte Betonbrücken ohne Belag und Abdichtung	4
2.2	Forschungsbezogenes Praxisprojekt Egg-Graben Brücke	6
3	Grundlagen für die Auslegung der Prüfkörper	8
3.1	Materialkennwerte	8
3.2	Querschnittswerte Prüfkörper	9
3.2.1	Nichtlineares Materialverhalten von Beton	11
3.2.2	Berechnung effektive Vorspannkraft durch Abzug der Spannkraftverluste	11
3.3	Dynamische Berechnung	12
3.3.1	Berechnung der Eigenfrequenz	12
3.3.2	Ritz'scher Ansatz für generalisierte Masse und Steifigkeit	13
3.3.3	Dynamische Modellierung	14
3.3.4	Ermittlung der Trägerlänge	14
3.4	Ermüdungsnachweis	15
3.4.1	Lastmodell für Ermüdungsbeanspruchung	15
3.4.1.1	Ergebnisse Ermüdungslastmodell 3	16
3.4.2	Allgemeines zum Nachweis der Ermüdung	18
3.4.3	Nachweis gegen Ermüdung des Betons	18
3.4.3.1	Nachweis 1.Stufe	18
3.4.3.2	Nachweis 2.Stufe	19
3.4.4	Nachweis gegen Ermüdung des Spannstahls	20
3.4.5	Auslegung der Druckzonenergänzung	20
3.4.5.1	Nachweis 1.Stufe Betonermüdung	21

3.4.5.2	Nachweis 2.Stufe Betonermüdung	22
3.4.5.3	Nachweis Ermüdung Spannstahl	22
3.4.6	Auslegung der Zugzonenergänzung	23
3.4.6.1	Nachweis 1.Stufe Betonermüdung	24
3.4.6.2	Nachweis 2.Stufe Betonermüdung	24
3.4.6.3	Ermittlung der Mittellast und Ermüdungsbeanspruchung	24
3.5	Berechnung der Schubspannungen in der Fuge	25
3.5.1	Ermittlung der Schubspannungen	26
3.5.2	Zusammensetzung des Schubkraftwiderstandes	26
3.5.3	Schubkraftübertragung in Fugen gemäß EN 1992-1-1	30
3.5.4	Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten gemäß Entwurf der RVS 15.02.34	31
3.5.5	Bemessung von Schubfugen gemäß ÖN B 4700	32
3.6	Berechnung der Querschnittswiderstände	33
3.6.1	Berechnungen für Druckzonenergänzung	33
3.6.1.1	Elastisches Grenzmoment	33
3.6.1.2	Grenzmoment M_{Rm}	34
3.6.2	Berechnungen für Zugzonenergänzung	36
3.6.2.1	Elastisches Grenzmoment	36
3.6.2.2	Grenzmoment M_{Rm}	36
4	Versuchsdurchführung	39
4.1	Versuchskörperherstellung	39
4.1.1	Herstellung des Tragwerkprobekörpers	39
4.1.2	Vorbereitung der Verbundfuge	41
4.1.3	Herstellung der Fahrbahnbetonschicht	43
4.2	Versuchsaufbau und Messtechnik	44
4.2.1	Temperaturmessung	44
4.2.2	Setzdehnungsmessung	45
4.2.3	Versuchsaufbau und Anordnung der Messsysteme	48
4.3	Probenahme und Abreißfestigkeit	53
4.4	Druckzonenergänzung	56
4.4.1	Durchführung und Ergebnisse Dauerschwingversuch	56
4.4.1.1	Auswertung der Wegaufnehmer im Bereich der Fuge	59
4.4.1.2	Auswertung der Vertikalverformungen	63
4.4.2	Durchführung statischer Versuch	63

4.4.3	Ergebnisse statischer Versuch	64
4.4.3.1	Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Krümmungen	64
4.4.3.2	Zusammenhang zwischen Last und Verformung	69
4.4.3.3	Schubspannungsberechnung Versuchskörper	71
4.4.3.4	Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons	75
4.4.3.5	Beurteilung der Verbundfuge anhand der gemessenen Relativverschiebungen waagrecht und senkrecht zur Fuge	76
4.4.3.6	Beurteilung Rissbild bei Traglast	80
4.5	Zugzonenergänzung	81
4.5.1	Durchführung und Ergebnisse Dauerschwingversuch	81
4.5.1.1	Auswertung der Wegaufnehmer im Bereich der Fuge	84
4.5.1.2	Auswertung der Vertikalverformungen	88
4.5.2	Durchführung statischer Versuch	89
4.5.3	Ergebnisse statischer Versuch	90
4.5.3.1	Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Krümmungen	90
4.5.3.2	Zusammenhang zwischen Last und Verformung	93
4.5.3.3	Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons	94
4.5.3.4	Beurteilung der Verbundfuge anhand der gemessenen Relativverschiebungen waagrecht und senkrecht zur Fuge	95
4.5.3.5	Beurteilung Rissbild bei Traglast	99
5	Zusammenfassung und Ausblick	102
5.1	Zusammenfassung der Ergebnisse	102
5.1.1	Verschiebungen der Verbundfuge	103
5.2	Ausblick	104
A	Spannprotokoll exemplarisch für VK1	107
B	Materialprüfung - Spannstahl	110
C	Materialprüfung - Beton	112
D	Schalungs- und Bewehrungspläne	114
E	Rissbilder für Laststufen	118
F	Zeitlicher Ablauf Versuchsdurchführung	122

Kapitel 1

Einleitung

In Österreich werden 90% aller Brücken in Betonbauweise, entweder aus Stahl- oder Spannbeton hergestellt. Um Schädigungen durch Korrosion der Bewehrung zu verhindern und damit die Trag- und Gebrauchstauglichkeit der Brücken zu gewährleisten, sind zur Zeit für den Deckenaufbau eine Vielzahl von unterschiedlichen Schichten und Materialien notwendig (siehe Abbildung 1.1). Das System weist sowohl in der Herstellung, durch den großen Aufwand aufgrund der notwendigen Arbeitsgänge, als auch in der Nutzungsbeanspruchung Schwachstellen auf. Durch die vielen Schichten kommt es häufig zu Schäden, die zu einer erhöhten Sanierungsanfälligkeit führen. Hinzu kommen die extremen Beanspruchungen des Deckenaufbaus durch die Nutzung, als auch durch die Wetterbedingungen zufolge Regen, Frost und Salzstreuung.

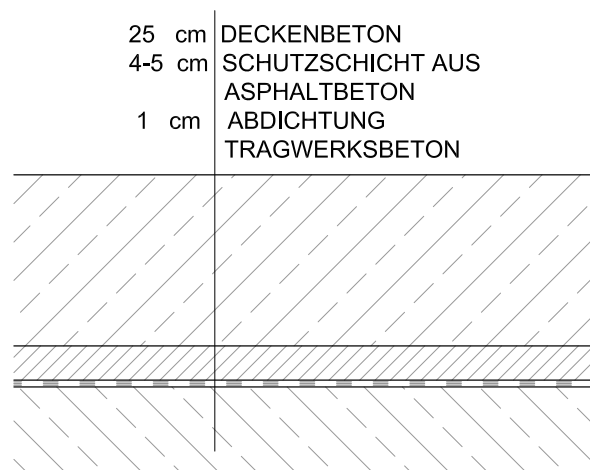


Abbildung 1.1: Üblicher Deckenaufbau auf Brücken [13]

Der Großteil der Schäden entsteht durch Eindringen von mit Chloriden angereichertem Wasser durch Risse, die sich im Bereich der Scheinfugen ausbilden. Da jedoch die Asphalt Schutzschicht einen Hohlraumanteil von 8-9 Vol% aufweist, dringt das Wasser oft nicht bis zur Abdichtung

vor und kann somit nicht der Entwässerung zugeführt werden. In der Asphalttschicht kommt es zu einem Wasserstau. Beim Verdampfen werden die im Wasser enthaltenen Chloride in die Konstruktion eingetragen, was zu Beschädigungen führt (siehe Abbildung 1.2).

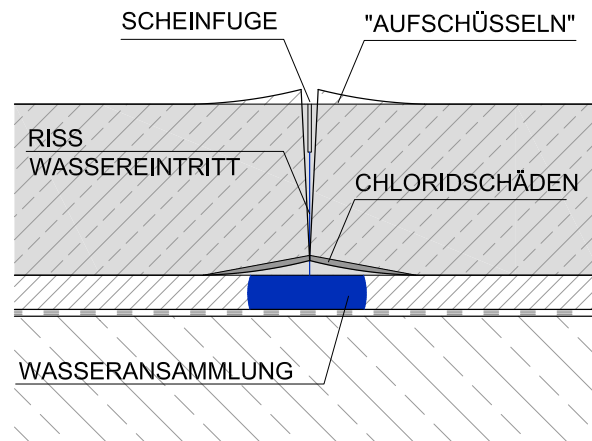


Abbildung 1.2: Schäden bei üblichem Deckenaufbau

Zusammenfassend weist der heute übliche Deckenaufbau folgende Probleme auf [13]:

- Schieben der Betondecke auf Asphaltuntergrund;
- Eindringen von Tausalz wässern durch die Fugen;
- Anreicherung von Chloriden in der bituminösen Schutzschicht und dadurch entstehende Zerstörung der Schutzschicht und des Deckenbetons von unten;
- Durch das Aufschüsseln der Ränder entstehendes Klappern der Betondecke und daraus resultierende Lärmbelästigung;
- Hohes Eigengewicht des Deckenaufbaus;
- Hoher Wasserdruck in den Fugen und in der Asphalttschutzschicht führen zu hohen Beanspruchungen der einzelnen Schichten und zu Wasseraustritten an der Oberfläche (Eisbildung, Aussinterungen).

Ziel ist es, die Anzahl der Schichten des Deckenaufbaus zu verringern und somit die Stärke des Aufbaus und die dadurch entstehenden Lasten, als auch den Erhaltungsaufwand zu begrenzen.

1.1 Ziel der Arbeit

Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit experimentellen Untersuchungen bezüglich des Verbundverhaltens zwischen Betonfahrbahnbelag und Tragwerksbeton bei Spannbetonbrücken. In der

Verbundfuge wurden keine Verbindungsmittel angeordnet, um nachzuweisen, dass die entstehenden Kräfte vom Betonverbund aufgenommen werden können.

Dabei wurden Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Abmessungen des Querschnittes wurden von der Egg-Graben Brücke in Salzburg, einer Spannbetonbrücke, bei der auf den Einsatz schlaffer Bewehrung fast zur Gänze verzichtet wurde, übernommen. Die Länge der Prüfkörper wurde so gewählt, dass diese mit einer Frequenz von ca. 15 Hz in ihrer Eigenfrequenz schwingen. Weiters wurden die Prüfkörper für den Dauerschwingversuch mit 4 Mio. Lastwechseln so gewählt, dass der Nachweis der Ermüdung gemäß EN 1992-1-1 [5] eingehalten werden konnte. Um aus den Versuchen Aussagen über Feld- und Stützenbereiche von Brücken treffen zu können, werden von den in Summe vier Großprüfkörpern jeweils zwei mit dem Aufbeton in der Druckzone und zwei in der Zugzone geprüft.

Bei der Oberflächenbehandlung der Verbundfuge wurden zwei der Träger mittels Hochdruckwasserstrahlen (HDW) bearbeitet und zwei mit einer rechenrauen Oberfläche hergestellt. In dieser Arbeit soll auf die HDW-gestrahnten Träger eingegangen werden, die sowohl einmal als Druck- und Zugzonenergänzung geprüft wurden.

Weiters wurde nachgerechnet, welche Schubkräfte in der Fuge entstehen und diese werden mit den Widerständen aus diversen Normen und Richtlinien verglichen.

Nach der Ermüdungsbeanspruchung wurden die Probekörper noch mit einer statischen Last bis zum Erreichen der Traglast beansprucht.

1.2 Aufbau der Arbeit

Der erste Teil dieser Arbeit beschäftigt sich in Kapitel 2 mit dem an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen Betonbau entwickelten Brückentragssystem mit reduziertem Deckenaufbau. Danach wird kurz auf die Egg-Graben Brücke in Salzburg eingegangen, bei der dieses System erstmals zur Anwendung gekommen ist.

Der zweite Teil, bestehend aus Kapitel 3 und 4, beinhaltet die Vorberechnungen für die Versuchsdurchführung, die normativen und theoretischen Grundlagen und die eigentliche Versuchsdurchführung, aufgeteilt in den Versuch der Druck- und der Zugzonenergänzung.

Im letzten Teil, Kapitel 5, werden die Ergebnisse der Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick auf die weitere Entwicklung gegeben.

Kapitel 2

Forschungsansatz der TU Wien

2.1 Vorgespannte Betonbrücken ohne Belag und Abdichtung

An der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen Betonbau wurden 2004 Versuche an vorgespannten Probekörpern ohne Einlage einer Mindestbewehrung durchgeführt, um zu zeigen, dass bei Deckenkonstruktionen auf die Mindestbewehrung verzichtet werden kann.

Im Zuge des Forschungsprojektes „Vorgespannte Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag“ wurde dieser Ansatz noch weiterentwickelt und eine Betonbrücke entwickelt, die folgende Merkmale aufweist, siehe Abbildung 2.1:

- Die Brücke ist vorgespannt und auf den Einsatz einer schlaffen Bewehrung wird im wesentlichen verzichtet.
- Durch die Führung der Spannbewehrung in Kunststoffhüllrohren, sind diese zuverlässig vor Chloriden und dadurch auftretender Korrosion geschützt.
- Durch den Wegfall von korrosionsgefährdeter Bewehrung kann auf die Abdichtung und auch auf den Schutzbelag verzichtet werden.
- Nutzung der Tragwerksbetonoberfläche als Fahrbahn.

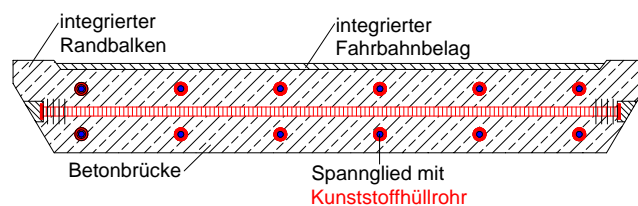


Abbildung 2.1: Neuer Ansatz für Brückenquerschnitt

Um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit dieses neuen Brückensystems zu gewährleisten, wurden im Jahr 2008 Versuche an statisch unbestimmt gelagerten vorgespannten Plattenstreifen ohne Bewehrung aus Betonstahl durchgeführt [12]. Die Abmessungen des Versuchskörper betragen im Querschnitt 63/50 cm. Die Länge des zweifeldrigen Trägers betrug 15,30 m. Die zwei eingelegten Spannkabel hatten einen Querschnitt von je 1050 mm^2 und eine Güte St 1570/1770. Als Beton wurde C30/37 verwendet.

Aus den durchgeführten statischen Versuchen konnten folgende Informationen gewonnen werden:

- Veränderung des Zwangsmoments zufolge Kriechen;
- Einfluss des Zwangsmoments auf die Traglast;
- Dekompressionsmoment;
- Verhalten des Tragwerks im gerissenen Zustand;
- Umverteilung der Schnittgrößen und Steifigkeitsänderungen bei statischer Unbestimmtheit des Systems;
- Ankündigung des Versagens.

Bei dem neuen Brückentragsystem könnte eigentlich auf Grund der Vermeidung der Schädigung durch Korrosion auf einen Fahrbelag verzichtet werden. An die Oberfläche von Brückendeckbelägen werden jedoch folgende erhöhte Anforderungen gestellt:

- Hohe Lebensdauer;
- Widerstand gegenüber den Witterungseinflüssen und damit Verbunden das Ableiten des Oberflächenwassers, um die Konstruktion vor Wassereintritt und Chlorideintrag zu schützen;
- Frost- und Tausalzbeständigkeit;
- Hohe Formstabilität (d.h. keine Wellen- oder Spurrinnenbildung);
- Wirkung als Verschleiß-Schicht für Einwirkungen des Klimas und Verkehrs, darunter auch die Verteilung von Einzelverkehrslasten auf die Konstruktion;
- Dauerhafter Schutz des Tragwerks (Korrosionsschutz der Bewehrung) [11], [8].

Außerdem ist es im Zuge der Ausführung kaum möglich, die geforderten Genauigkeiten bei der Herstellung einzuhalten. Es kommt zu einer Wellenausbildung in der Oberfläche des Tragwerkbetons zufolge Überhöhungen und Verformungen. Weiters wird für den Fahrbelag aus Beton

grundsätzlich eine andere Betonrezeptur verwendet, die einen größeren Anteil an Kantkörnung (mit einem höherem Polierwiderstand) und ein geringeres Schwindmaß besitzt als der Brückenbeton. Der Konstruktionsbeton würde die Anforderungen an die Verkehrssicherheit nicht erfüllen, da eine zu glatte Oberfläche entsteht, die nicht befahren werden kann. Die gewünschte Griffigkeit und die Ausbildung einer lärmarmen Fahrbahn wird durch den Einsatz einer Strukturierung der Oberfläche erreicht.

Der entwickelte Forschungsansatz für vorgespannte Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung und Abdichtung soll so adaptiert werden, dass damit auch die Anforderungen an die Oberfläche der Fahrbahn erfüllt werden können. Daraus wurde ein System entwickelt, bei dem der Fahrbahnbelag mit einer Stärke von 5 cm direkt auf den Tragwerksbeton betoniert wird. Da keine trennende Zwischenschicht in Form einer Abdichtung vorhanden ist, wurde auf den Einsatz von Verbindungsmittel in der Schubfuge verzichtet. Die entstehenden Schubkräfte sollen alleine durch die Verzahnung und den Haftverbund aufgenommen werden.

2.2 Forschungsbezogenes Praxisprojekt Egg-Graben Brücke

Diese Entwicklung konnte beim Bau der Egg-Graben Brücke in Salzburg umgesetzt werden. Dabei handelt es sich um eine Bogenbrücke mit einer Gesamtlänge von 50,69 m, die im Grundriss gekrümmt ist. Das Tragwerk ist eine fünfeldrige Spannbetonplatte, die auf einen Bogen gestützt ist. Die Brücke ist 9,5 m breit und hat eine Stärke von 50 cm. Die Brücke ist sowohl längs, als auch quer vorgespannt. Der Abstand der Spannkabel beträgt in Längsrichtung 63 cm und in Querrichtung 50 cm [9]. Die Anordnung der Spannkabel in der Fahrbahnplatte ist in Abbildung 2.2 ersichtlich. Der Bau der Egg-Graben Brücke wurde im August 2008 begonnen und im Dezember 2009 abgeschlossen. Abbildung 2.3 zeigt das fertiggestellte Brückentragwerk.



Abbildung 2.2: Anordnung der Bewehrung Egg-Graben Brücke



Abbildung 2.3: Egg - Graben Brücke (Foto: Matthias Seidl, ALPINE Bau GmbH)

Kapitel 3

Grundlagen für die Auslegung der Prüfkörper

3.1 Materialkennwerte

Im Anhang B und C sind die Prüfzeugnisse der verwendeten Materialien vorhanden, an dieser Stelle sollen nur die für die Berechnung verwendeten Werte zusammengefasst werden.

Für den Tragwerksbeton der Güte C 30/37 ergibt sich eine Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von $f_{cm,cube} = 48,8 \text{ N/mm}^2$, der somit dem verlangten Wert gemäß EC 2 [5] von $f_{cm,cube} = 47,5 \text{ N/mm}^2$ entspricht (siehe Abbildung 3.1).

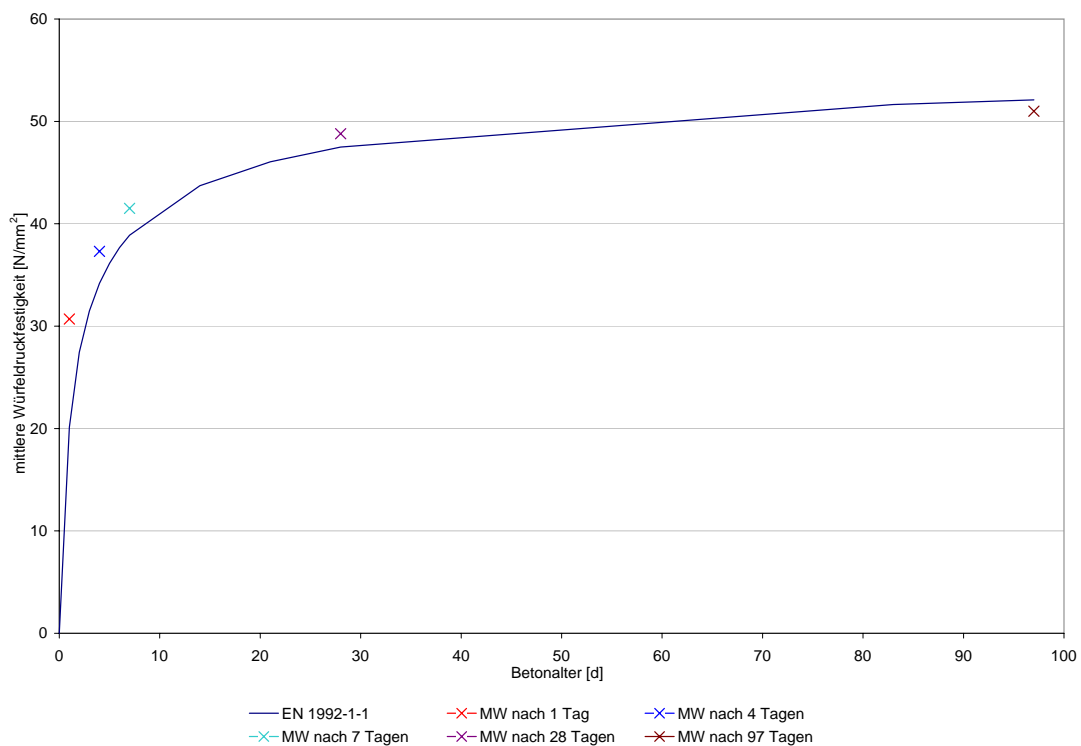


Abbildung 3.1: Würfeldruckfestigkeit Vergleich gemessene und Norm-Werte

Der statisch ermittelte E-Modul betrug $E_{cm} = 36.300 \text{ N/mm}^2$ und hat somit ebenfalls den laut EC 2 [5] geforderten Wert von $E_{cm} = 33.000 \text{ N/mm}^2$ überschritten (siehe Abbildung 3.2).

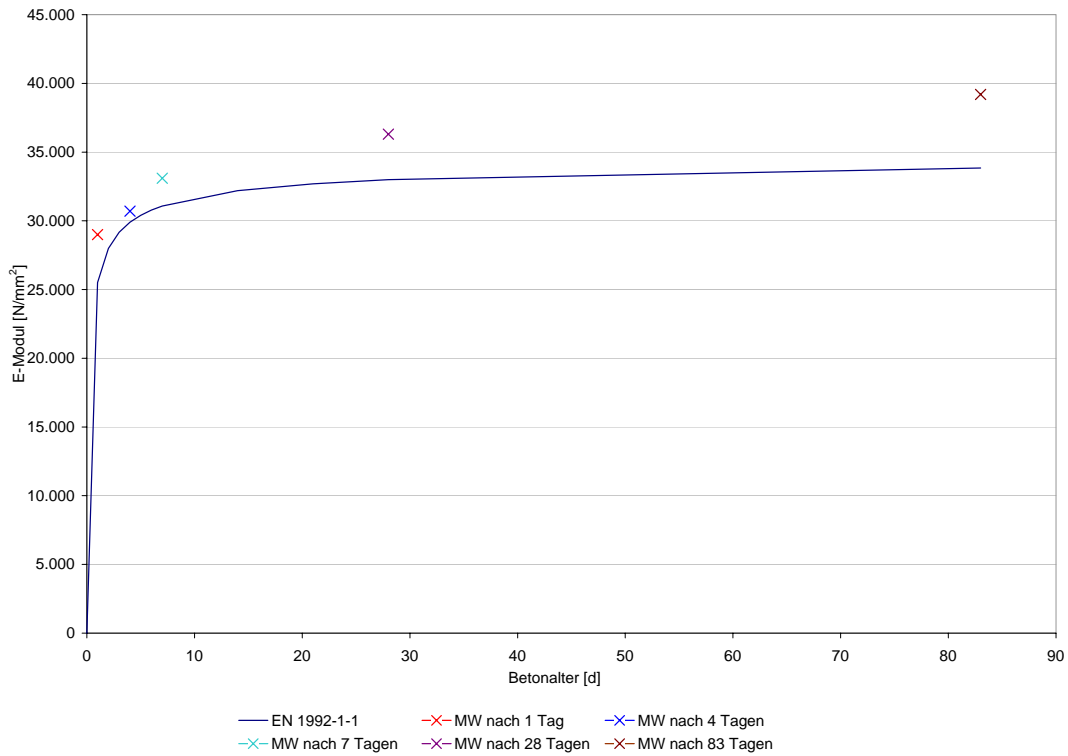


Abbildung 3.2: E-Modul Vergleich gemessene und Norm-Werte

3.2 Querschnittswerte Prüfkörper

Die Querschnittswerte wurden mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten von Beton und Spannstahl berechnet. In Abbildung 3.3 sind die Querschnittsabmessungen der Versuchskörper angegeben.

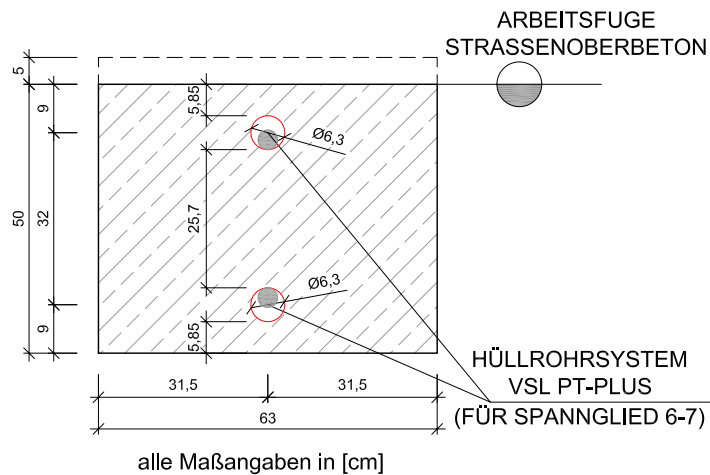


Abbildung 3.3: Querschnitt Versuchskörper

In den Tabellen 3.1 und 3.2 sind die Querschnittswerte für die Versuchskörper zusammengefasst.

Tabelle 3.1: Ausgangswerte für Querschnittsberechnung

Breite Betonquerschnitt	b	63	cm
Höhe Betonquerschnitt	h	50	cm
Höhe Aufbeton	h_a	5	cm
E-Modul Spannstahl	E_P	199.200	N/mm^2
E-Modul Beton	E_C	36.300	N/mm^2
Hüllrohrdruchmesser	d_P	6,3	cm
Spannstahlquerschnitt	A_P	10,5	cm^2
Abstand zu Hüllrohrmittelpunkt	e_P	9	cm
Verhältnis E-Module	α	5,49	
Litzendurchmesser	d_L	3,66	cm
Hüllrohrquerschnitt	$A_{Huellrohr}$	31,17	cm^2

Schwerpunktabstände	
z_{cP}	14,68 cm
z_{iP}	14,68 cm

Tabelle 3.2: Querschnittswerte Versuchskörper

	A_C [cm^2]	I_C [cm^4]	W_C [cm^3]
Brutto-Querschnittswerte (ohne Aufbeton)	$b \cdot h$ 3.150	$\frac{b \cdot h^3}{12}$ 656.250	$\frac{I_C}{(h/2)}$ 26.250
Netto-Querschnittswerte (vor Herstellen des Verbundes)	$A_C - A_{Huellrohr}$ 3.087,66	$I_C - A_{Huellrohr} \cdot z^2$ 640.289,70	25.611,59
Ideelle-Querschnittswerte (nach Verpressen der Hüllrohre)	$A_C + (\alpha - 1) \cdot A_P$ 3.244,24	$I_C + (\alpha - 1) \cdot A_P \cdot z_{cP} \cdot z_{iP}$ 676.558,87	27.062,35
Brutto-Querschnittswerte (mit Aufbeton)	3.465	873.468,75	31.762,50
Ideele-Querschnittswerte (mit Aufbeton)	3.559	894.351,03	32.600,33

3.2.1 Nichtlineares Materialverhalten von Beton

Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialverhaltens erfolgt gemäß EN 1992-1-1 [5]. Für kurzzeitig wirkende, einachsige Druckbeanspruchung wird der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung mit folgender Gleichung beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k_\eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (3.1)$$

Dabei gilt:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

ε_{c1} Stauchung bei Höchstwert der Betondruckbeanspruchung nach Tabelle 3.1 gemäß [5]

$$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad f_{cm} \text{ nach Tabelle 3.1 gemäß [5]}$$

Die Gleichung 3.1 gilt für den Bereich $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}$, wobei ε_{cu1} die rechnerische Bruchdehnung ist.

3.2.2 Berechnung effektive Vorspannkraft durch Abzug der Spannkraftverluste

Im Zuge einer Vorspannung mit nachträglichem Verbund treten Spannkraftverluste zufolge Reibung, Keileinzug, Schwinden und Kriechen des Betons und Relaxation des Spannstahls ein. Die Berechnung für einen Versuchstäger mit einer Länge von 7,70 m erfolgte anhand der Formeln gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [5]. An dieser Stelle werden nur die daraus berechneten effektiven Vorspannkraft an den für die Versuchsdurchführung notwendigen Stellen (Kennzeichnung der Stellen siehe Abbildung 3.4) in der nachfolgenden Tabelle 3.3 zusammengefasst.

Tabelle 3.3: Effektive Vorspannkraft nach Abzug der Verluste

Stelle [m]	$P_{Reibung}$ [kN]	$P_{Keileinzug}$ [kN]	ΔP_{c+s+r} [kN]	P_{eff} [kN]	
0	1.400	1.190,63	82,68	1.107,95	Trägeranfang
1,5	1.357,69	1.227,17	88,68	1.138,49	
2,85	1.356,15	1.260,05	89,00	1.171,05	+1,00 m
3,85	1.355,01	1.284,41	89,24	1.195,17	+/-0,00 m
6,2	1.352,34	1.341,65	89,80	1.251,85	
6,62	1.351,87	1.351,87	89,90	1261,97	
7,7	1.311,47	1.311,47	88,09	1.223,38	Trägerende

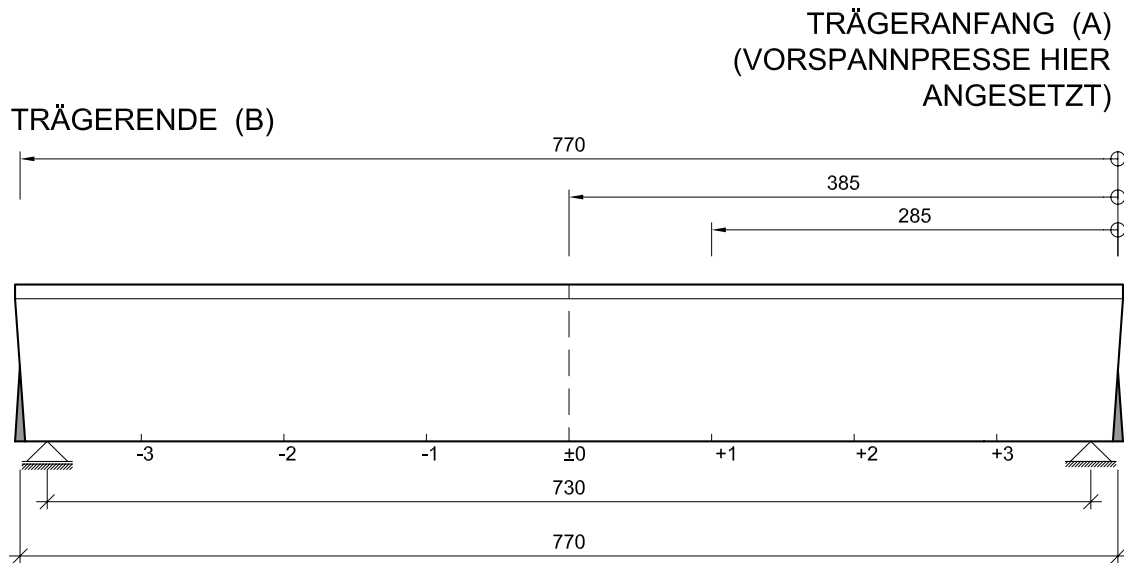


Abbildung 3.4: Kennzeichnung der Stellen für Berechnung der Spannkraftverluste

3.3 Dynamische Berechnung

3.3.1 Berechnung der Eigenfrequenz

Für die Auslegung der Ermüdungsbeanspruchung musste zuerst die Eigenfrequenz des Versuchskörpers bestimmt werden. Diese wurde als ungedämpftes Ein-Massenschwingermodell mit einem Freiheitsgrad modelliert (siehe Abbildung 3.5.) Darin bedeuten c die Steifigkeit der Feder, m die Masse und die Laufkoordinate x .

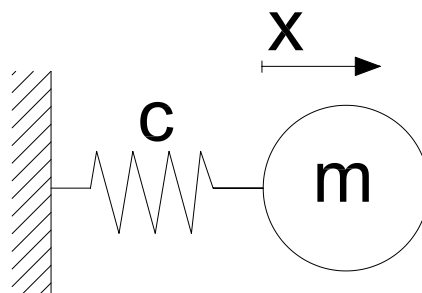


Abbildung 3.5: Einmassenschwinger

Die Bewegungsgleichung des ungedämpften Ein-Massenschwingers ergibt sich zu:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot x = 0 \quad (3.2)$$

Division durch die Masse m liefert die Eigenkreisfrequenz ω_0 des linearen Einmassenschwingers:

$$\begin{aligned}\ddot{x} + \omega_0^2 \cdot x &= 0 \\ \omega_0 &= \sqrt{\frac{c}{m}}\end{aligned}\quad (3.3)$$

Daraus folgt durch Division durch $2 \cdot \pi$ die Eigenfrequenz

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} \quad (3.4)$$

3.3.2 Ritz'scher Ansatz für generalisierte Masse und Steifigkeit

Für die dynamische Verformung des Betonträgers wurde der eingliedrige Ritz'sche Ansatz $w_{x,t} = q(t) \cdot \varphi(x)$ des Einfeldträgers gewählt.

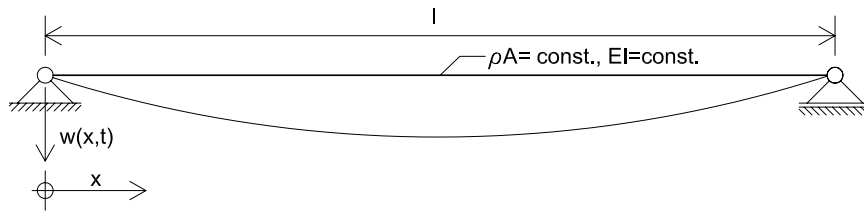


Abbildung 3.6: Grundschiwingung Einfeldträger

Der Ansatz für die Funktion $\varphi(x)$ wird gemäß der statischen Biegelinie unter Einzellast an der Stelle $x = l/2$ durch eine sinusförmige Halbwelle gewählt: $\varphi(x) = \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$.

Der Versuchskörper wird als Einfeldträger modelliert. Mit dem Ansatz:

$$\tilde{m} = \int_0^l \rho \cdot A_x \cdot \varphi_x^2 dx$$

ergibt sich die generalisierte Masse zu:

$$\begin{aligned}\tilde{m} &= \int_0^l \rho \cdot A \cdot \sin^2\left(\frac{\pi x}{l}\right) dx \\ &= \rho \cdot A \cdot \left[\frac{x}{2} - \frac{l \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi x}{l}\right)}{2\pi} \right]_0^l \\ &= \rho \cdot A \cdot \left[\left[\frac{l}{2} - \frac{l \cdot \sin\left(\frac{\pi l}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi l}{l}\right)}{2\pi} \right] - \left[\frac{0}{2} - \frac{l \cdot \sin\left(\frac{\pi 0}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi 0}{l}\right)}{2\pi} \right] \right] \\ m_{\text{Einfeldtraeger}} &= \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2}\end{aligned}\quad (3.5)$$

Die generalisierte Steifigkeit wird ermittelt mit:

$$\tilde{k} = \int_0^l E \cdot I \cdot \left(\frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} \right)^2 dx$$

und ergibt sich damit zu:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} &= -\frac{\pi^2 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)}{l^2} \\ \tilde{k} &= \int_0^l E \cdot I \cdot \left[-\frac{\pi^2 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)}{l^2} \right]^2 dx \\ &= E \cdot I \int_0^l \left[\frac{\pi^4 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)^2}{l^4} \right] dx \\ &= E \cdot I \cdot \left[\frac{-\pi^3 \cdot (l \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi x}{l}\right) - \pi \cdot x)}{2 \cdot l^4} \right]_0^l \\ &= E \cdot I \cdot \left[\frac{-\pi^3 \cdot (l \cdot \sin\left(\frac{\pi l}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi l}{l}\right) - \pi \cdot l)}{2 \cdot l^4} - \frac{-\pi^3 \cdot (l \cdot \sin\left(\frac{\pi 0}{l}\right) \cdot \cos\left(\frac{\pi 0}{l}\right)) - \pi \cdot 0}{2 \cdot l^4} \right] \\ &= E \cdot I \cdot \left[\frac{-\pi^3 \cdot (-\pi \cdot l)}{2 \cdot l^4} \right] \\ c_{Einfeldtraeger} &= \frac{\pi^4 \cdot E \cdot I}{2 \cdot l^3} \end{aligned} \tag{3.6}$$

3.3.3 Dynamische Modellierung

Die Prüfanlage setzt sich aus der Primärstruktur, dem Versuchskörper, und der Sekundärstruktur, den Federpaketen und Gewindestangen auf beiden Seiten des Versuchskörpers und dem U-Profil, über das die Kraft auf den Versuchskörper übertragen wird, zusammen (siehe Abbildung 3.7). Da jedoch sowohl die Masse der Sekundärstruktur, als auch deren Steifigkeit im Vergleich zum Prüfkörper nur ca. 10 % gemäß [7] ausmachen, wird auf eine Modellierung dieser verzichtet und die Eigenfrequenz alleine durch Betrachtung des Betonkörpers errechnet.

3.3.4 Ermittlung der Trägerlänge

Die Erregerfrequenz bei den Versuchen sollte, um eine wirtschaftliche und zeiteffiziente Durchführung des Versuches zu ermöglichen, bei ca. 15 Hz liegen. Daraus wurde die erforderliche Trägerlänge der Versuchskörper bestimmt.

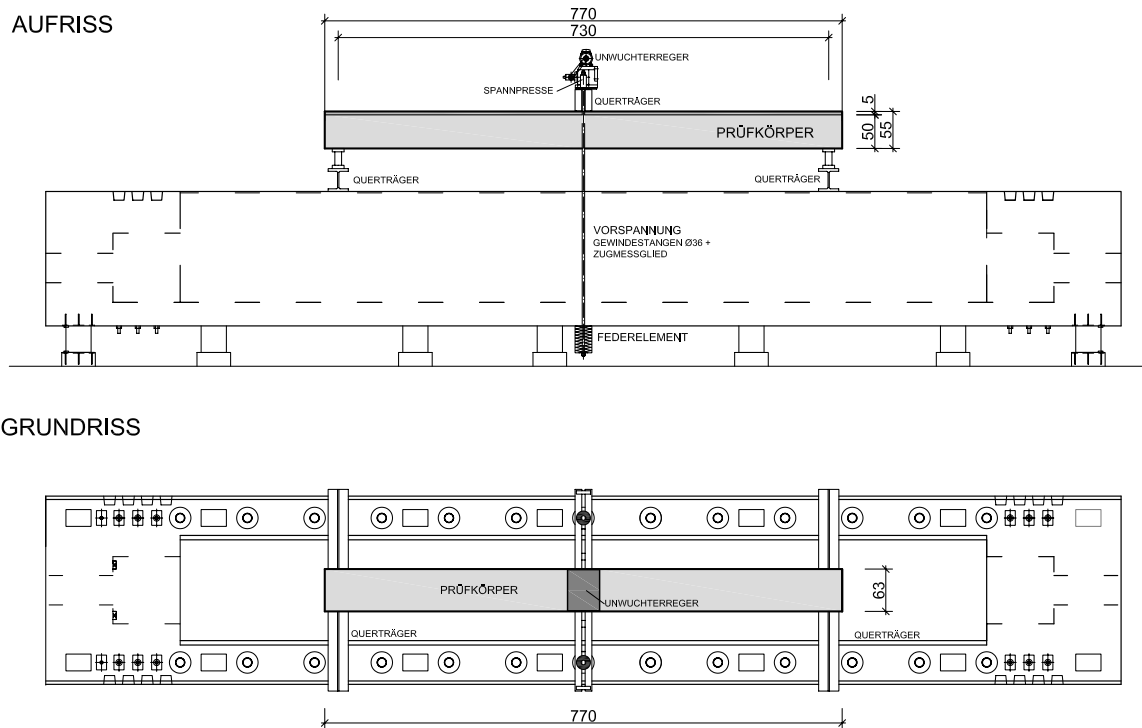


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau Dauerschwingversuch

Bei einer Annahme der Trägerlänge von 7,30 m und den tatsächlich ermittelten Werkstoffkennwerten ergaben sich die generalisierte Steifigkeit und Masse gemäß Gleichungen 3.6 und 3.5 zu:

$$c = \frac{\pi^4 \cdot 3630 \cdot 873.468,75}{2 \cdot 730^3} = 396,97 \text{ kN/cm}$$

$$m = 2.500 \cdot 0,3465 \cdot \frac{7,3}{2} = 3.161,8 \text{ kg}$$

Daraus wurde mit den Gleichungen 3.3 und 3.4 die Eigenfrequenz ermittelt:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{396,97 \cdot 10^5}{3.161,8}} = 112,05 \text{ rad/s}$$

$$f_0 = 17,8 \text{ Hz}$$

Diese Frequenz liegt im gewünschten Bereich, wodurch die Trägerlänge mit 7,30 m festgelegt wurde.

3.4 Ermüdungsnachweis

3.4.1 Lastmodell für Ermüdungsbeanspruchung

Für die Ermüdungsberechnung wird gemäß ÖNORM EN 1991-2 [4] das Lastmodell 3 (Einzelfahrzeugmodell) herangezogen. Das Modell (siehe Abbildung 3.8) wird mit Achslasten von je

120 kN auf die Aufstandsflächen jedes Rades (Quadrat mit 0,40 m Seitenlänge) belastet. In der Abbildung stellen X die Brückenlängsachse und w_1 die Spurbreite dar.

Mit diesem Lastmodell werden die maximalen und minimalen Spannungen, sowie die Spannungsunterschiede, berechnet.

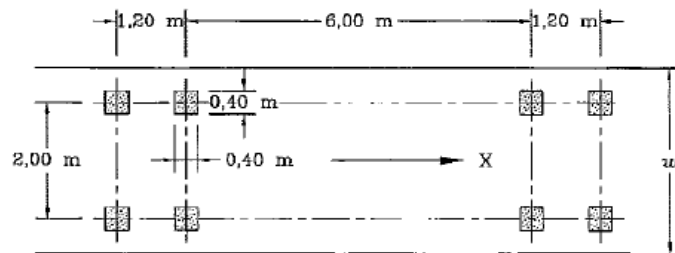


Abbildung 3.8: Ermüdungslastmodell 3 [4]

3.4.1.1 Ergebnisse Ermüdungslastmodell 3

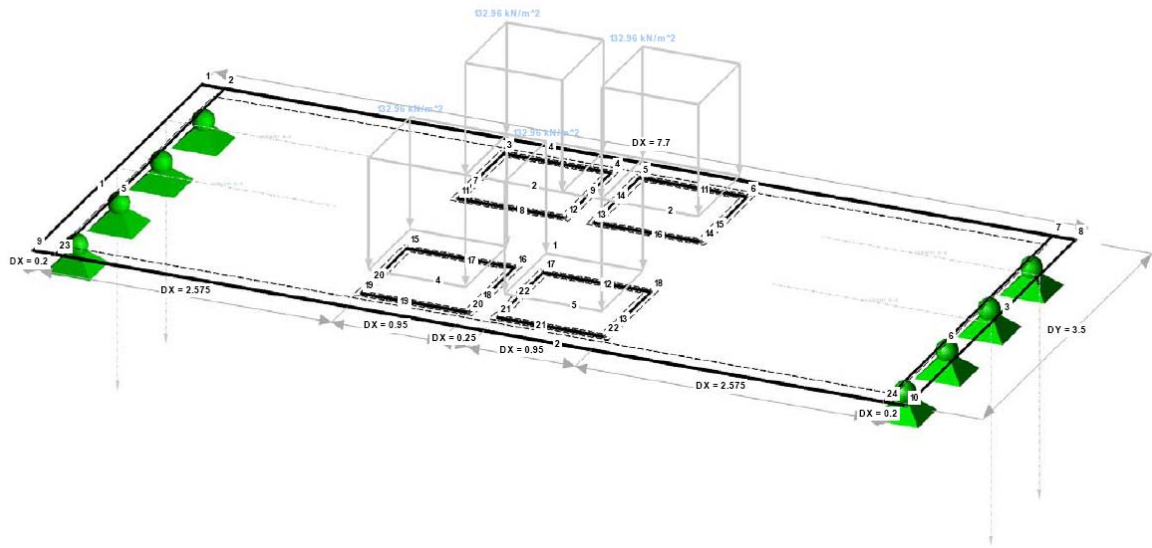
Für den Querschnitt der Druckzonenergänzung, mit einer wirksamen Querschnittshöhe von 55 cm, wurde das Lastmodell 3 gemäß [4] angesetzt. Die Spannweite wurde, wie bei der tatsächlichen Ausführung der Versuche, mit 7,30 m gewählt und die Spurbreite mit 3,50 m angenommen. Da die Einzellasten als verteilte Lasten unter einem Winkel von 45° bis zur Mittellinie der Platte angenommen werden sollen, ergibt sich eine Lastausbreitungsfläche von $0,95 \cdot 0,95 \text{ m}$ und eine verteilte Last von $132,96 \text{ kN/m}^2$ (siehe Abbildung 3.9a).

Das maximale Moment zufolge Verkehrsbelastung ergibt sich zu $305,36 \text{ kNm/m}$, wie in Abbildung 3.9b ersichtlich. Daraus kann mit dem Widerstandsmoment die Spannungsdifferenz der Ermüdungsbeanspruchung berechnet werden. Um das Ergebnis mit den Versuchsträgerwerten vergleichen zu können, muss das Moment zuerst auf eine Breite von 0,63 m umgerechnet werden.

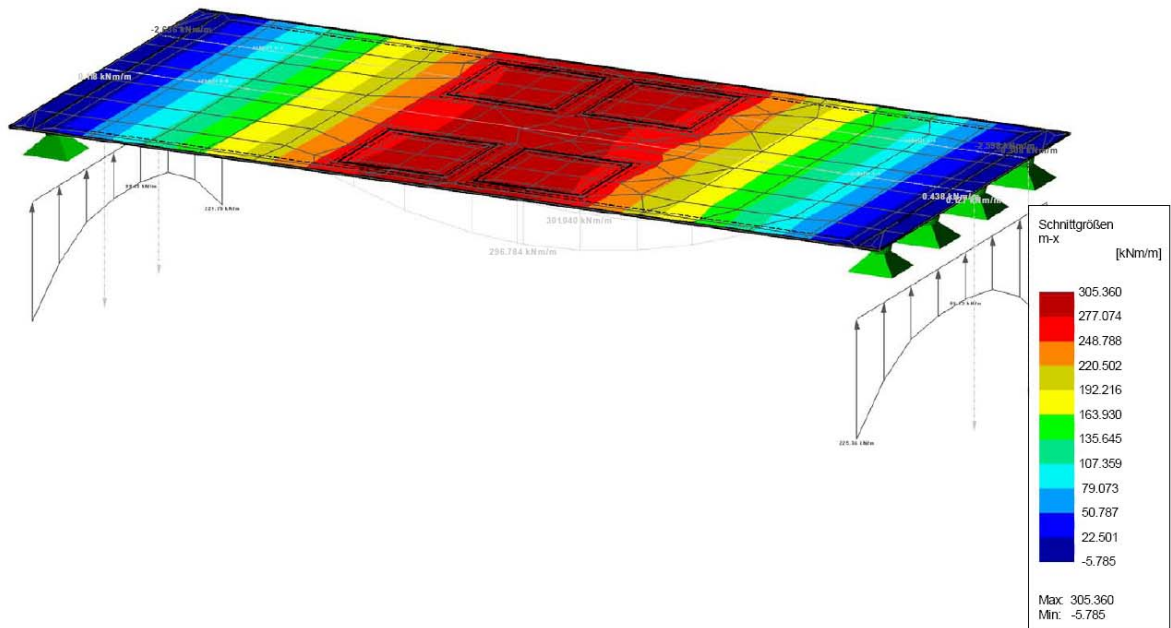
$$\Delta M = 305,36 \cdot 0,63 = 192,38 \text{ kNm}$$

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{W} = \frac{19.238}{32.600,33} = 0,59 \text{ kN/cm}^2 = 5,9 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Wert entspricht auch den bei den Versuchen angesetzten Spannungsschwingbreiten, wie in den Kapiteln 3.4.5 und 3.4.6 ersichtlich ist.



(a) Statisches System und Lastaufstellung



(b) Biegemoment

Abbildung 3.9: Ermüdungslastmodell 3

3.4.2 Allgemeines zum Nachweis der Ermüdung

Gemäß [5] 6.8.2 (1) hat die Ermittlung der Spannungen auf der Grundlage gerissener Querschnitte zu erfolgen unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons, jedoch bei Erfüllung der Verträglichkeit der Dehnungen. Da jedoch der Querschnitt durch die Wirkung der Vorspannung stets unter Druckspannungen gehalten wird, ist es möglich, die Nachweise im ungerissenen Zustand zu führen. Weiters wurde bei den Versuchskörpern auf die Anwendung von Bewehrungsstahl verzichtet.

Bei der Bemessung nach EC2 [5] müssen, um auf die schlaffe Bewehrung verzichten zu können, folgende Punkte eingehalten werden:

- 7.3.2 (4) Bei Bauteilen aus Spannbeton wird keine Mindestbewehrung in den Querschnitten benötigt, in denen unter der charakteristischen Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung der Beton gedrückt oder der absolute Wert der Betonzugspannung weniger als $\sigma_{ct,p}$ beträgt. Dabei darf der Wert für $\sigma_{ct,p}$ dem nationalen Anhang [5] entnommen werden, der empfohlene Wert beträgt $f_{ct,eff}$.
- 6.2.1 (3) In Querschnitten mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist Querkraftbewehrung rechnerisch nicht erforderlich. V_{Ed} ist der Bemessungswert der Querkraft im untersuchten Querschnitt aus externer Belastung und Vorspannung (im Verbund oder verbundlos).
- 6.2.1 (4) Auch wenn auf Grundlage der Bemessung keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel gemäß 9.2.2 dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Auf die Mindestquerkraftbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten (Voll-, Rippen- oder Hohlplatten) verzichtet werden, in denen eine Umlagerung der Lasten in Querrichtung möglich ist.

3.4.3 Nachweis gegen Ermüdung des Betons

Der Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck wird gemäß EN 1992-1-1 [5] 6.8.7 zweistufig geführt.

3.4.3.1 Nachweis 1.Stufe

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.7)$$

Dabei ist:

- $\sigma_{c,max}$ die maximale Druckspannung in einer Faser unter der häufigen Einwirkungskombination (Druckspannungen positiv bezeichnet);
- $\sigma_{c,min}$ die minimale Druckspannung in derselben Faser, in der $\sigma_{c,max}$ wirkt. Ist $\sigma_{c,min}$ eine Zugspannung, dann gilt in der Regel $\sigma_{c,min} = 0$;
- $f_{cd,fat}$ Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüdung:

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.8)$$

$k_1 = 1, 0$ für $N = 10^6$ gemäß Nationalem Anhang

$\beta_{cc}(t_0)$ der Beiwert für die Betonfestigkeit bei Erstbelastung:

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp\left(s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right) \quad (3.9)$$

t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen.

3.4.3.2 Nachweis 2.Stufe

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (3.10)$$

Dabei ist:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad (3.11)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (3.12)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (3.13)$$

mit

- R_{equ} das Verhältnis der Spannungen;
- $E_{cd,min,equ}$ das minimale Niveau der Druckspannung;
- $E_{cd,max,equ}$ das maximale Niveau der Druckspannung;
- $\sigma_{cd,max,equ}$ die Oberspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von N Zyklen;
- $\sigma_{cd,min,equ}$ die Unterspannung der Dauerschwingfestigkeit mit einer Anzahl von N Zyklen;
- Der Wert $N = 10^6$ wird gemäß Nationalem Anhang angenommen.

3.4.4 Nachweis gegen Ermüdung des Spannstahls

Der Nachweis der Ermüdung für Spannstahl wird gemäß EN 1992-1-1 [5] 6.8.5 für die schädigungsäquivalenten Schwingbreiten geführt.

Es darf ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (3.14)$$

Dabei ist:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ die Schwingbreite bei N^* Lastzyklen aus den entsprechenden Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien). Für gerade und gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren im nachträglichen Verbund beträgt dieser Wert für 10^6 Zyklen 150 N/mm^2 .

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ die schädigungsäquivalente Schwingbreite für verschiedene Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der Anzahl der Lastwechsel N^* .

$\gamma_{F,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert der Lasten mit 1,0 gemäß [5]

$\gamma_{S,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert des Baustoffes mit 1,15 gemäß [5]

3.4.5 Auslegung der Druckzonenergänzung

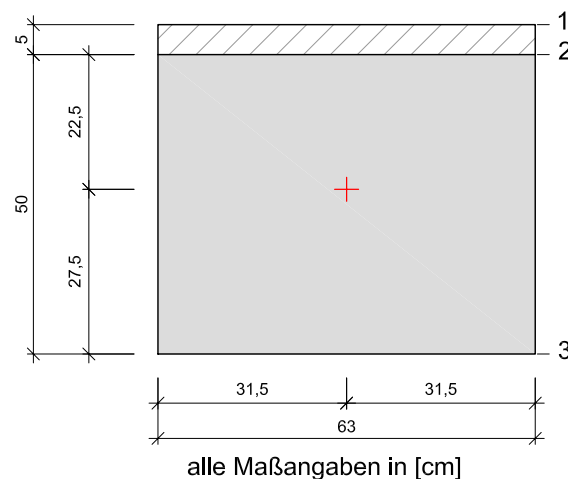


Abbildung 3.10: Abmessungen Querschnitt Druckzonenergänzung

Bei den Prüfkörpern für die Druckzonenergänzung wird von einem überdrückten Querschnitt ausgegangen. Weiters wird für die Berechnung der Spannungen die Zugfestigkeit des Betons

nicht in Rechnung gestellt.

Spannung zufolge Eigengewicht:

$$g = 0,63 \cdot (0,50 + 0,05) \cdot 25 = 8,66 \text{ kN/m}$$

Einfeldträger mit einer Spannweite von $l = 7,30 \text{ m}$ ergibt ein Moment von

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = 57,70 \text{ kNm}$$

Mit dem zuvor ermitteltem Trägheitsmoment am Brutto-Querschnitt mit Aufbeton ergibt sich:

$$\sigma_{g,3} = \frac{M_g}{I} \cdot 27,5 = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{g,2} = \frac{M_g}{I} \cdot -22,5 = -0,14 \text{ kN/cm}^2$$

Spannung zufolge Vorspannung:

Die effektive Vorspannkraft beträgt:

$$F_P = P_{eff} = 2 \cdot 1.195,17 \text{ kN}$$

$$\sigma_P = \frac{F_P}{A_c} = \frac{-2.390,34}{3.159} = -0,77 \text{ kN/cm}^2$$

Daraus ergibt sich eine **minimale Spannung in der Faser 2:**

$$\sigma_{2,min} = -0,14 - 0,77 = -0,91 \text{ kN/cm}^2 = -9,10 \text{ N/mm}^2.$$

Da die Zugfestigkeit des Tragwerksbetons bei Ermüdungsbeanspruchung nicht in Rechnung gestellt wurde, um auf der sicheren Seite zu liegen, ergibt sich die **Last-Schwingbreite** zu

$$\Delta\sigma = -0,77 + 0,18 = -0,59 \text{ kN/cm}^2 = -5,90 \text{ N/mm}^2$$

und daraus die Beanspruchung

$$\Rightarrow \Delta M = \Delta\sigma \cdot W_i = 192,34 \text{ kNm}$$

Daraus ergibt sich eine **maximale Spannung in der Faser 2:**

$$\sigma_{2,max} = -0,91 - 0,59 = -1,47 \text{ kN/cm}^2 = -14,70 \text{ N/mm}^2.$$

3.4.5.1 Nachweis 1.Stufe Betonermüdung

$$\beta_{cc} = \exp \left(s \left(1 - \frac{28}{28} \right)^{\frac{1}{2}} \right) = 1$$

$$f_{cd,fat} = 1 \cdot 1 \cdot 26 \cdot \left(1 - \frac{39}{250} \right) = 21,97 \text{ N/mm}^2$$

... mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten berechnet

Der Nachweis wird gemäß Gleichung 3.7 geführt:

$$\frac{14,70}{21,97} = 0,67 \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{9,10}{21,97} = 0,69 \leq 0,9$$

$$\Rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

3.4.5.2 Nachweis 2.Stufe Betonermüdung

Gemäß Gleichungen 3.12 und 3.13 ergibt sich:

$$E_{cd,min,equ} = \frac{9,10}{21,97} = 0,41$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{14,70}{21,97} = 0,67$$

daraus folgt aus Gleichung 3.11:

$$R_{equ} = \frac{0,41}{0,67} = 0,61$$

Somit kann auch der Nachweis für Ermüdung des Betons gemäß Gleichung 3.10:

$$0,67 + 0,43 \cdot \sqrt{1 - 0,61} = 0,94 \leq 1$$

erfüllt werden.

3.4.5.3 Nachweis Ermüdung Spannstahl

Die Betonspannung zufolge Last-Schwingbreite auf Höhe der Spannstahlbewehrung beträgt:

$$\sigma_{cp} = \frac{\Delta M}{I_i} \cdot z_{ip} = \frac{19.234}{676.558,87} \cdot 14,68 = 0,42 \text{ kN/cm}^2 = 4,2 \text{ N/mm}^2$$

Daraus folgt eine Schwingbreite für den Spannstahl von

$$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*) = 4,2 \cdot 5,49 = 23,06 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis gemäß 3.14

$$1,0 \cdot 23,06 \leq \frac{150}{1,15} = 130,44 \text{ N/mm}^2$$

kann erbracht werden.

Durch die hohe Vorspannkraft bleibt der Querschnitt unter Ermüdungsbeanspruchung ungerissen. Daraus resultiert eine niedrige Stahlspannung, die sich positiv auf den Nachweis der Ermüdung des Spannstahls auswirkt.

3.4.6 Auslegung der Zugzonenergänzung

Bei der Prüfung der Versuchskörper mit der Aufbetonschicht in der Zugzone sollen folgende Bedingungen erfüllt sein:

- Der Aufbeton soll reißen.
- Die Zugfestigkeit des Tragwerkbetons darf nicht in Rechnung gestellt werden.
- Der Nachweis der Ermüdungsbeanspruchung soll erfüllt werden.

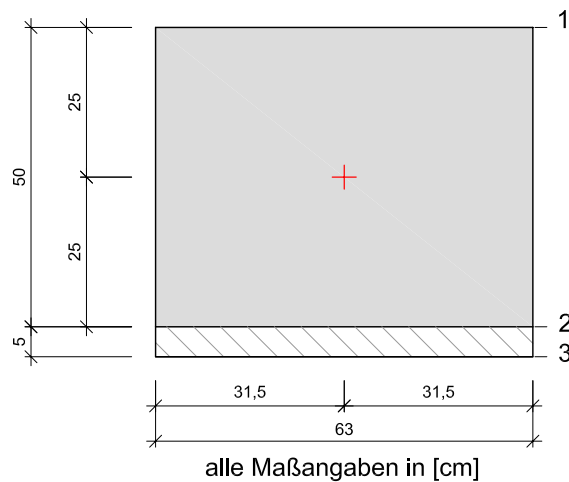


Abbildung 3.11: Abmessungen Querschnitt Zugzonenergänzung

Spannung zufolge Eigengewicht:

$$g = 0,63 \cdot 0,55 \cdot 25 = 8,66 \text{ kN/m}$$

Einfeldträger mit einer Spannweite von $l = 7,30\text{m}$ ergibt ein Moment von

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = 57,70 \text{ kNm}$$

Mit dem zuvor ermittelten Widerstandsmoment am Ideellen-Querschnitt ergibt sich:

$$\sigma_{g,2} = -\sigma_{g,1} = \frac{5770}{27.062,35} = 0,21 \text{ kN/cm}^2 = 2,10 \text{ N/mm}^2$$

Spannung zufolge Vorspannung:

Die effektive Vorspannkraft beträgt:

$$P_{eff} = 2 \cdot 1.195,17 \text{ kN}$$

$$\sigma_P = \frac{P_{eff}}{A_c} = \frac{-2.390,34}{3.087,66} = -0,77 \text{ kN/cm}^2 = -7,70 \text{ N/mm}^2$$

Daraus ergibt sich eine **minimale Spannung in Faser 1** von:

$$\sigma_{1,min} = -7,74 - 2,13 = -9,87 \text{ N/mm}^2$$

Da der Tragwerksbeton bei Ermüdungsbeanspruchung nicht reißen darf, ergibt sich die **Last-Schwingbreite** zu

$$\Delta\sigma = -7,74 + 2,13 = -5,61 \text{ N/mm}^2$$

und somit eine **maximale Spannung in Faser 1** von

$$\sigma_{1,max} = -9,87 - 5,61 = -15,48 \text{ N/mm}^2$$

3.4.6.1 Nachweis 1.Stufe Betonermüdung

Der Nachweis wird gemäß Gleichung 3.7 geführt:

$$\frac{15,48}{21,97} = 0,70 \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{9,87}{21,97} = 0,70 \leq 0,9 \Rightarrow \dots \text{Nachweis erfüllt.}$$

3.4.6.2 Nachweis 2.Stufe Betonermüdung

Gemäß Gleichungen 3.12 und 3.13 ergibt sich:

$$E_{cd,min,equ} = \frac{9,87}{21,97} = 0,45$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{15,48}{21,97} = 0,70$$

daraus folgt aus Gleichung 3.11:

$$R_{equ} = \frac{0,45}{0,70} = 0,64$$

Somit kann auch der Nachweis für Ermüdung des Betons gemäß Gleichung 3.10:

$$0,70 + 0,43\sqrt{1 - 0,64} = 0,96 \leq 1$$

erfüllt werden.

3.4.6.3 Ermittlung der Mittellast und Ermüdungsbeanspruchung

Vor Beginn des Ermüdungsversuches bei der ZZE wurde der Träger auf die Maximallast (entspricht dem doppelten Wert zum Aufbringen der Mittellast) beansprucht, um im Aufbeton Risse zu erzeugen und somit die Messtechnik an den geeigneten Stellen anzubringen.

$$M = \sigma \cdot W = 0,561 \cdot 27.062,35 = 15.182 \text{ kNcm} = 151,82 \text{ kNm}$$

Da es sich beim Aufbringen der statischen Last um das statische System eines Trägers auf zwei Stützen mit Einzellast handelt, wird die Last folgendermaßen ermittelt:

$$M = \frac{F \cdot l}{4} \Rightarrow F = 83,19 \text{ kN}$$

Daraus folgt die Mittellast zu etwa 42 kN , die bei den Versuchen der Summe aller Auflagerkräfte entspricht.

Unter Ausnutzung des Resonanzeffektes resultiert die Beanspruchung für den Ermüdungsnachweis zufolge einer dynamischen Beanspruchung (Schwingung des Versuchskörpers), die als sinusförmig verteilte Last angenommen wurde (siehe Abbildung 3.12).

Die Schnittgrößen für die dynamische Belastung lassen sich wie folgt berechnen [14]:

$$M_{max, \frac{l}{2}} = q_0 \cdot \frac{l^2}{\pi^2}$$

$$Q_{max, 0, -l} = q_0 \cdot \frac{l}{\pi}$$

Daraus ergibt sich die Summe der Auflagerkräfte für die Ermüdungsbeanspruchung der ZZE zu:

$$M_{max} = 151,82 \Rightarrow q = 28,12 \text{ kN/m}$$

$$F_{Auflager} = 28,12 \cdot \frac{7,3}{\pi} = 65,3 \text{ kN}$$

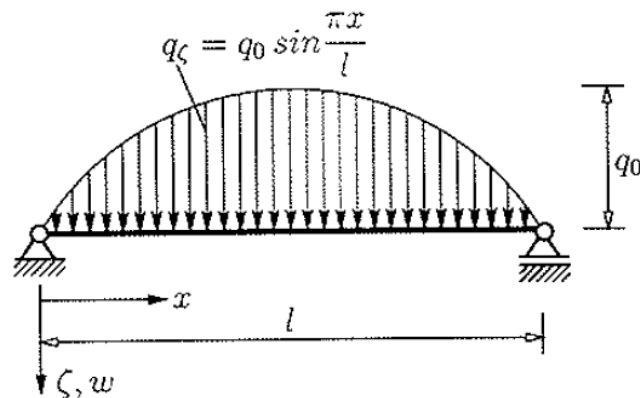


Abbildung 3.12: Sinusförmig verteilte Linienlast auf einem Einfeldträger [14]

3.5 Berechnung der Schubspannungen in der Fuge

Die Ermittlung der Schubspannungen in der Verbundfuge war bei den vorliegenden Versuchskörpern von besonderem Interesse, da nachgewiesen werden sollte, ob die auftretenden Spannungen durch das Verbundverhalten der Betonschichten aufgenommen werden konnten.

3.5.1 Ermittlung der Schubspannungen

Die Schubspannung zufolge Querkraftbelastung $Q(x)$ lässt sich für eine Breite $b(z)$ des Querschnittes mit der Formel:

$$\tau(z) = \frac{Q(x) \cdot S_y(z)}{I_y \cdot b(z)} \quad (3.15)$$

ermitteln. $S_y(z)$ stellt dabei das statische Moment (Flächenmoment erster Ordnung) der Teilfläche A^* bezüglich der y -Achse dar (Abbildung 3.13). Es wird mit der Formel

$$S_y(z) = \int \zeta dA \quad (3.16)$$

berechnet. I_y ist das axiale Flächenträgheitsmoment, das bereits in Kapitel 3.2 für die Abmessungen der Prüfkörper ermittelt wurde.

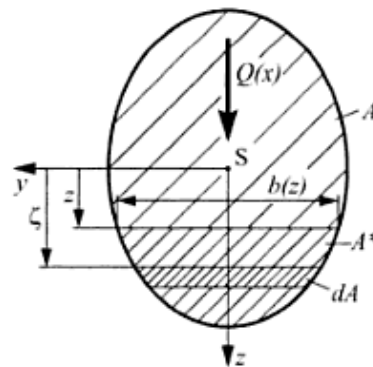


Abbildung 3.13: Vollquerschnitt Balken unter Querkraft $Q(x)$ [14]

3.5.2 Zusammensetzung des Schubkraftwiderstandes

Bevor auf die Berechnung der Schubspannungen gemäß Normen und Richtlinien eingegangen wird, soll allgemein die Zusammensetzung des Schubkraftwiderstandes dargestellt werden [16].

Die Schubfugentragfähigkeit setzt sich aus drei fugenparallelen Anteilen gemäß Abbildung 3.14 zusammen:

1. Dem Haftverbund bzw. der Adhäsion zwischen den Betonen unterschiedlichen Alters;
2. Der Reibung;
3. Der Dübel- bzw. Klemmwirkung der Verbundbewehrung.

$$v_{Fuge} = v_{Haftverbund} + v_{Reibung} + v_{Verbundbewehrung}$$

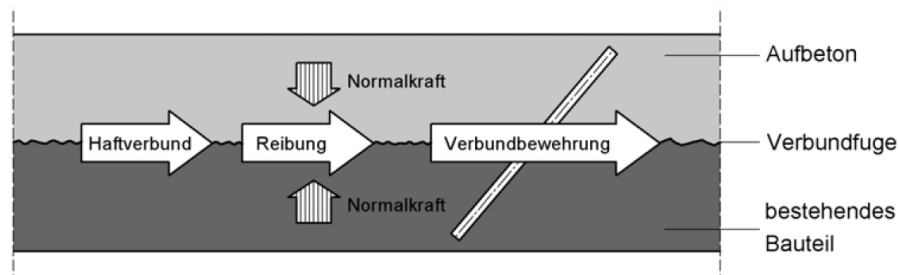


Abbildung 3.14: Traganteile der Schubfugentragfähigkeit [16]

Zu 1.) Der Haftverbund setzt sich sowohl aus der chemischen Verbindung der Betone zusammen, die durch atomare und zwischenmolekulare Anziehungskräfte infolge kristalliner Strukturen übertragen werden können, und den mechanischen Bindungskräften infolge von Verzahnung bzw. Verklemmung der Oberflächenstrukturen. Abhängig ist dieser von dem Bemessungswert der Betonzugfestigkeit und der Oberflächenbeschaffenheit des „Altbetons“, wobei hier generell zwischen Mikro- und Makrorauheit unterschieden werden kann (siehe Abbildung 3.15).

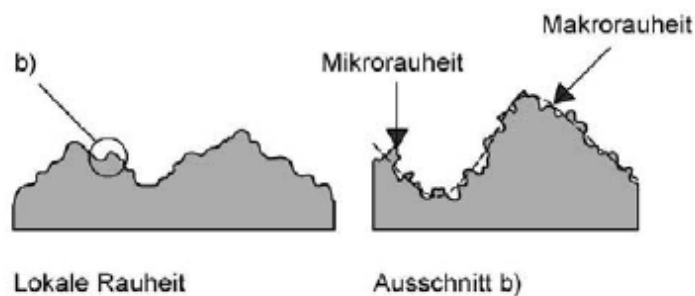


Abbildung 3.15: Rauheit Oberflächenstruktur [16]

Zu 2.) Nach Überwinden des Haftverbundes wirkt der Anteil der Reibung. Diese Reibungskräfte werden infolge einer senkrecht auf die Verbundfuge wirkenden Belastung (Fugennormalkraft) und einer Verschiebung der Kontaktflächen aktiviert. Der Reibungsanteil wird gemäß der Coulomb'schen Schubreibungstheorie ermittelt, die von einem linearen Zusammenhang der vorhandenen Normalspannung und der dadurch übertragbaren Schubspannung ausgeht (siehe Abbildung 3.16). Weiters ist in der Darstellung erkennbar, dass bei einer

unebenen Rissfläche durch eine Rissuferverschiebung w auch eine Rissöffnung v auftritt. Der aktivierte Widerstand durch Reibung ist abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit und -struktur, als auch von den Materialeigenschaften.

Bei zusätzlich bewehrten Fugen kann der Anteil der Reibung außer durch eine äußere Last auch durch die Klemmwirkung der Bewehrung hervorgerufen werden. Bei unbewehrten, nicht überdrückten Fugen kann jedoch kein Reibungsanteil aktiviert werden, hier entsteht ein Widerstand alleinig durch den Haftverbund. Dadurch kann es bei kleinen Verschiebungen zu einem schlagartigen Versagen der Fuge kommen.

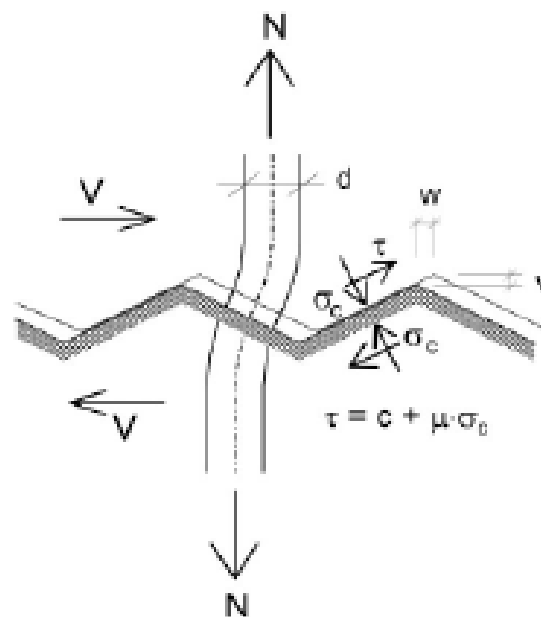


Abbildung 3.16: Modell Schubreibungstheorie [16]

Zu 3.) Aus der die Verbundfuge kreuzenden Bewehrung entstehen zwei Anteile der Tragwirkung (siehe Abbildung 3.17). Die Dübelwirkung herrscht am Anfang der Verschiebung vor und entsteht durch den Biege widerstand der Bewehrung. Wird dieser Widerstand durch Bildung von Fließgelenken in der Bewehrung überschritten, kommt es zu einer Klemmwirkung bzw. Schrägzugwirkung. Diese Kraftkomponente kann sich nur dann voll ausbilden, wenn eine ausreichende Verankerungstiefe gegeben ist und der Stahl genügend Duktilität besitzt.

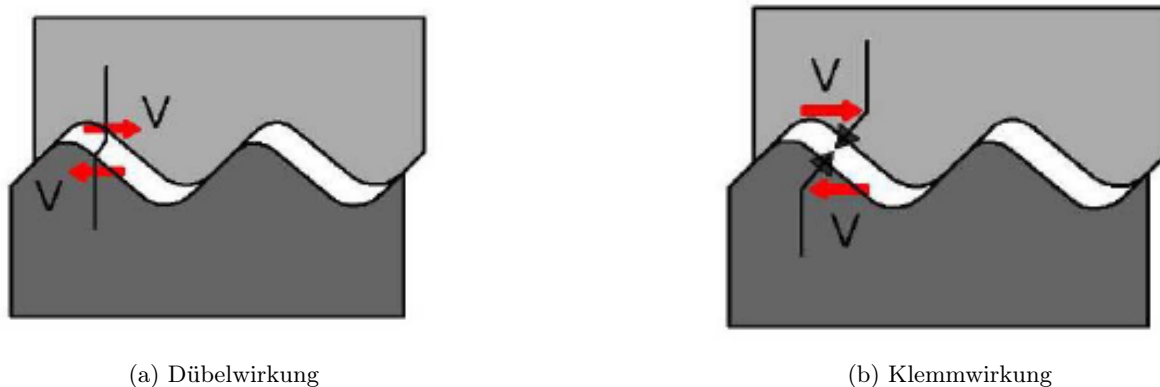


Abbildung 3.17: Wirkungsweisen Verdübelung der Fuge [16]

Das Zusammenwirken der drei Anteile des Schubkraftwiderstandes in Abhängigkeit von der Größe der gegenseitigen Fugenverschiebung ist in Abbildung 3.18 dargestellt. Darin bedeutet τ_{adh} die Schubspannung infolge Adhäsion, τ_R die Schubspannung infolge Reibung und τ_B die Schubspannung zufolge der Bewehrung.

Die Zusammenhänge der Schubkraftübertragung sollen noch abschließend durch die Grafik 3.19 verdeutlicht werden [16].

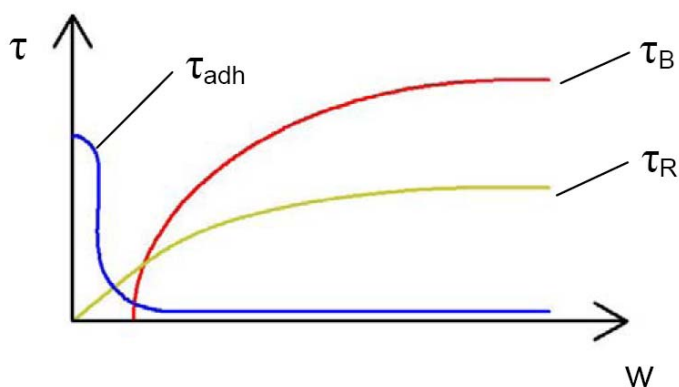


Abbildung 3.18: Schubkraftverlauf in Abhängigkeit der Fugenverschiebung [16]

Bei den vorliegenden Versuchskörpern wird von einem starren Verbund der Betonschichten ausgegangen, d.h. dass keine Relativverschiebungen in der Verbundfuge auftreten. Durch den Verzicht auf eine Bewehrung der Fuge setzt sich der Widerstand alleine aus den Anteilen Haftverbund und Reibung zusammen.

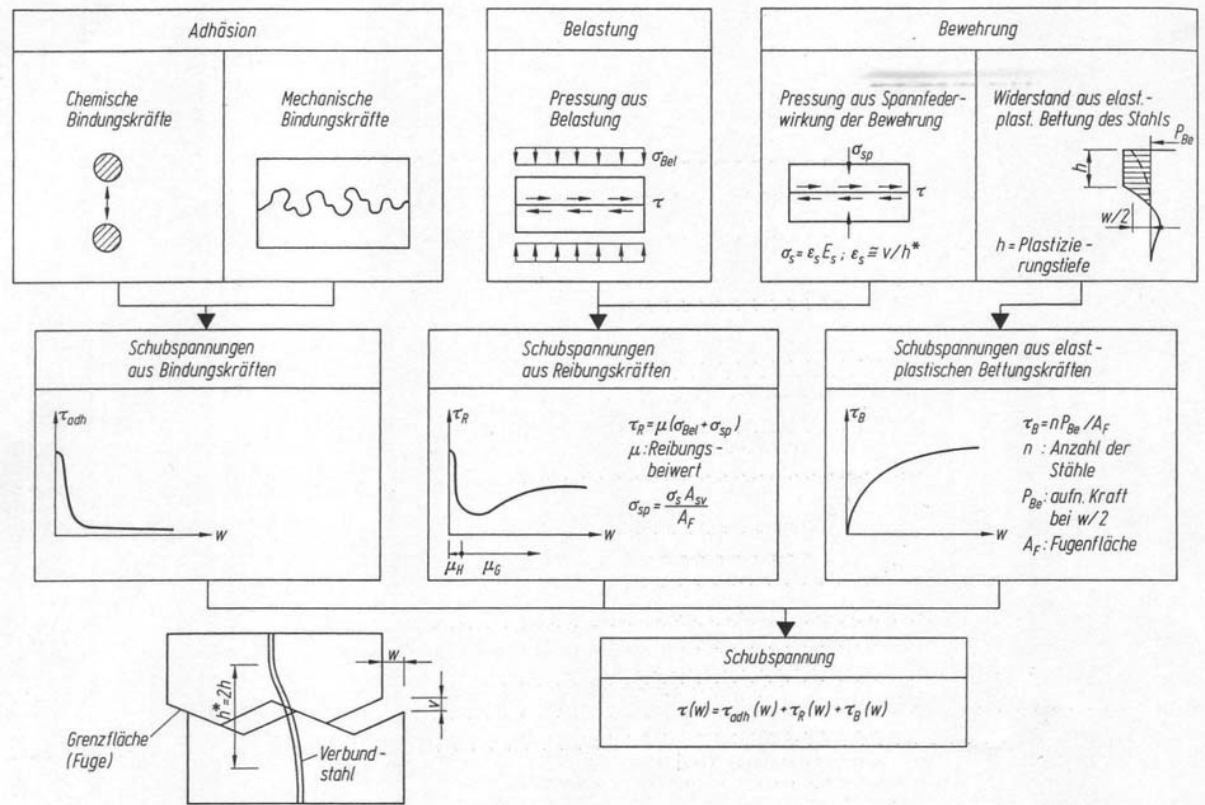


Abbildung 3.19: Darstellung Schubspannungsanteile unbewehrt/bewehrt [16]

3.5.3 Schubkraftübertragung in Fugen gemäß EN 1992-1-1

Die Schubkraftübertragung in Fugen zwischen zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Betonen wird gemäß EN 1992-1-1 [5], Abschnitt 6.2.5 berechnet.

Dabei muss folgender Nachweis erbracht werden:

$$\nu_{Edi} = \nu_{Rdi} \quad (3.17)$$

Dabei ist ν_{Edi} der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge:

$$\nu_{Edi} = \beta \cdot V_{Edi} / (z \cdot b_i) \quad (3.18)$$

mit

β das Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. in der Zugzone, jeweils berechnet für den betrachteten Querschnitt;

V_{Edi} der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft;

z der Hebelsarm des zusammengesetzten Querschnitts;

b_i die Breite der Fuge;

ν_{Rdi} ist der Bemessungswert des Schubkraftwiderstandes in der Fuge, gegeben durch:

$$\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd}(\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.19)$$

Dabei sind

c und μ Beiwerte, die von der Rauigkeit der Fuge abhängen;

f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

σ_n Spannung infolge der kleinsten Normalkraft rechtwinkelig zur Fuge die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann (positiv für Druck, so dass $\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$ und negativ für Zug). Ist σ_n eine Zugspannung, ist in der Regel $c \cdot f_{ctd}$ mit 0 anzusetzen;

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

A_s Querschnittsfläche des Betonstahls, der durch die Fuge läuft, einschließlich normaler Querkraftbewehrung (falls gegeben), mit ausreichender Verankerung an beiden Seiten der Fuge;

A_i Fläche der Fuge;

α Neigung der Bewehrung, die durch die Fuge geht, in der Regel zwischen 45° und 90° ;

ν Festigkeitsabminderungsbeiwert $\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250)$;

Die Beiwerte c und μ werden je nach Ausbildung der Oberfläche in folgende Kategorien eingeteilt:

Tabelle 3.4: Beiwerte für Fugenausbildung

	c	μ
sehr glatt	0,25	0,5
glatt	0,35	0,6
rau	0,45	0,7
verzahnt	0,50	0,9

3.5.4 Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten gemäß Entwurf der RVS 15.02.34

Die Verbundfuge darf als verzahnte Fuge gemäß [5] angenommen werden, wenn folgende Festlegungen laut [1] eingehalten werden:

1. Vorbereitung der Fuge;
2. Eigenschaften des Aufbetons;

3. Einbringung des Aufbetons;
4. Nachbehandlung des Aufbetons.

ad 1. Zur Oberflächenvorbereitung sind folgende Maßnahmen erforderlich:

- Aufrauen der Fuge
Dies soll durch Hochdruckwasserstrahlen erfolgen, sodass danach ein freiliegendes Korngerüst erkennbar ist. Die mittlere Rautiefe R_t hat mindestens 3,0 mm zu betragen.
- Reinhalten der Fuge
Nach dem Hochdruckwasserstrahlen ist die Fuge von Bohrstaub durch Druckluft oder absaugen zu reinigen und muss bis zur weiteren Behandlung durch geeignete Maßnahmen rein gehalten werden.
- Vornässen
Die gereinigte Verbundfuge ist vor dem Betonieren mehrere Tage feucht zu halten. Am Betoniertag soll die Oberfläche etwas abgetrocknet sein (seidenmatt feucht), gegebenenfalls sind größere Wasserlachen abzusaugen.
- Haftbrücken
Die Verwendung von Haftbrücken ist nicht erforderlich.

ad 2. Der Aufbeton muss mindestens die Güte C30/37, ein Ausbreitmaß von F38 besitzen und möglichst schwindarm sein (nach 56 Tagen darf das Schwindmaß einen Wert von 0,35mm/m nicht überschreiten).

ad 3. und 4. Der Beton ist zu verdichten, um einen guten Verbund mit dem Altbeton zu erreichen.

3.5.5 Bemessung von Schubfugen gemäß ÖN B 4700

Als Vergleich für die Bemessung von Schubfugen soll auf die nicht mehr gültige ÖN B 4700 [2] eingegangen werden, die in Österreich die Vorgängernorm der jetzt gültigen EN 1992-1-1[5] ist. Dabei wird bei einer HDW-gestrahnten Oberfläche von einem steifen Verbund ausgegangen. Der Nachweis kann erbracht werden, wenn an jeder Stelle die widerstehende Schubspannung nicht kleiner als die einwirkende ist.

$$\tau_{Rd} \geq \tau_{Sd} \quad (3.20)$$

τ_{Rd} ist der Bemessungswert der widerstehenden Schubspannung, gegeben durch:

$$\tau_{Rd} = \kappa_1 \cdot \tau_d + \rho \cdot \kappa_2 \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot \kappa_3 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \cdot \sin \alpha \leq \beta \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.21)$$

Laut Norm wird eine Mindestbewehrung der Fuge vorgeschrieben, im Ausmaß von mindestens 0,1 % der Fugenfläche. Auf diese kann jedoch verzichtet werden, wenn der Nachweis auch mit folgendem reduzierten Widerstand erbracht werden kann:

$$\tau_{Rd} = \kappa_1 \cdot \tau_d + \mu \cdot \sigma_n \quad (3.22)$$

Dabei sind

- $\kappa_1 \cdot \tau_d$ Bemessungswert der Kohäsion
- μ Reibungsbeiwert
- σ_n Spannung (Druckspannungen positiv) infolge einer von außen auf die Fugenfläche wirkenden mit Sicherheit vorhandenen Normalkraft

$$\nu = 0,7 - \frac{1,5 \cdot f_{cd}}{200} \geq 0,5 \quad (3.23)$$

Die Beiwerte betragen für eine HDW-gestrahlte Oberfläche:

$$\kappa_1 = 2$$

$$\mu = 0,8$$

$$\beta = 0,4$$

$$\tau_d = 0,27 N/mm^2 \dots \text{für C30/37}$$

3.6 Berechnung der Querschnittswiderstände

3.6.1 Berechnungen für Druckzonenergänzung

3.6.1.1 Elastisches Grenzmoment

Die effektive Vorspannkraft an der Stelle der Krafteinleitung beim statischen Versuch beträgt $P_{eff} = 2.342,10 \text{ kN}$.

Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} wird aus der Zylinderdruckfestigkeit ermittelt:

$$f_{cm,cube} = 51,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 0,8 \cdot 51,0 = 40,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 32,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,07 \text{ N/mm}^2$$

Das Moment bis zum Erreichen des ersten Risses ergibt sich daraus mit einem Widerstandsmoment (inklusive Aufbetonschicht) von $W_{id,c} = 32.600,33 \text{ cm}^3$ zu:

$$M_{el}^{Grenz} = \left(\frac{P_{eff}}{A_{netto}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id} = \left(\frac{2.342,10}{3.087,66} + \frac{3,07}{10} \right) \cdot 32.600,33 \cdot \frac{1}{100}$$

$$M_{el}^{Grenz} = 347,37 \text{ kNm} \quad (3.24)$$

3.6.1.2 Grenzmoment M_{Rm}

Die Vordehnung des Spannstahls ergibt sich aus der effektiven Vorspannkraft von 1.171,05 kN pro Spannglied zu:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{1.171,05}{10,5 \cdot 19.920} \cdot 1000 = 5,60 \text{ ‰}$$

Die Dehnung, bei der der Spannstahl zu Fließen beginnt:

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_p}{E_p} = \frac{1658}{199.200} \cdot 1000 = 8,323 \text{ ‰}$$

Daraus ergibt sich eine Dehnungsreserve des Spannstahls bis zum Eintritt des Fließens von:

$$\varepsilon_p^{(1)} = \varepsilon_{py} - \varepsilon_p^{(0)} = 8,323 - 5,60 = 2,723 \text{ ‰}$$

Die maximale Druckzonenhöhe beträgt:

$$x_{lim} = \frac{d_p \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_p^{(1)}} = \frac{46 \cdot 3,5}{3,5 + 2,723} = 25,87 \text{ cm}$$

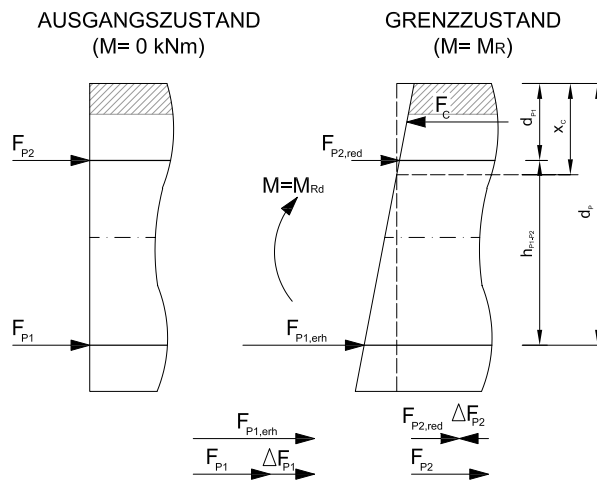


Abbildung 3.20: Kräfteverteilung im Querschnitt DZE

Mit Hilfe der 1. Bedingung $\sum H = 0$ (siehe Abbildung 3.20) wird die Druckzonenhöhe so bestimmt, dass $F_{p2,red.} + F_{p1,erh.} = F_c$ ist.

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (x_c - d_{p2}) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (x_c - 14) \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (d_p - x_c) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (46 - x_c) \quad (3.26)$$

Die Reduktion der Kraft auf Höhe des Spanngliedes in der 2. Lage ergibt sich zu:

$$\Delta F_{p2} = \varepsilon_{p2} \cdot E_p \cdot A_p$$

Die Vergrößerung der Kraft auf Höhe des Spanngliedes in der 1. Lage beträgt jeweils für:

$$\varepsilon_{p1} \leq 2,723 \text{‰} : \Delta F_{p1} = \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_p$$

und:

$$\varepsilon_{p1} \geq 2,723 \text{‰} : \Delta F_{p1} = 0,00272 \cdot E_p \cdot A_p = 568,92 \text{ kN}$$

Durch Iteration ergibt sich eine Druckzonenhöhe x_c von 13,99 cm. Mit den Gleichungen 3.29 und 3.30 werden die Verzerrungen auf Spanngliedhöhe ermittelt:

$$\varepsilon_{p2} = \frac{3,5}{13,99} \cdot (13,99 - 14) = -0,003 \text{‰}$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{3,5}{13,99} \cdot (46 - 13,99) = 8,01 \text{‰}$$

Daraus resultieren folgende Änderungen der Vorspannkraft:

$$\Delta F_{p2} = 0,000003 \cdot 19.920 \cdot 10,5 \approx 0 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = 1.171,05 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{p1} = 568,92 \text{ kN}$$

$$F_{p1} = 1.171,05 + 568,92 = 1.739,97 \text{ kN}$$

$$\sum F_p = 1.171,05 + 1.739,97 = 2.911,02 \text{ kN}$$

Die Bedingung $\sum H = 0$ kann für $x_c = 13,99 \text{ cm}$ erfüllt werden:

$$F_c = 0,8095 \cdot b \cdot x_c \cdot f_{cm} = 0,8095 \cdot 63 \cdot 13,99 \cdot 4,08 = 2.910,95 \text{ kN}$$

Mithilfe der zweiten Bedingung $\sum M = 0$ um die Lage des Spanngliedes 1 wird das Grenzmoment ermittelt:

$$M_{Rm} = F_c \cdot (d_p - 0,416 \cdot x_c) - F_{p2} \cdot h_{p1-2}$$

$$M_{Rm} = 2.910,95 \cdot (46 - 0,416 \cdot 13,99) - 1.171,05 \cdot 32$$

$$M_{Rm} = 794,89 \text{ kNm} \quad (3.27)$$

3.6.2 Berechnungen für Zugzonenergänzung

3.6.2.1 Elastisches Grenzmoment

Die effektive Vorspannkraft an der Stelle der Krafteinleitung beim statischen Versuch beträgt

$$P_{eff} = 2.390,34 \text{ kN}.$$

Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} wird aus der Zylinderdruckfestigkeit ermittelt:

$$f_{cm,cube} = 51,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 0,8 \cdot 51,0 = 40,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 32,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,07 \text{ N/mm}^2$$

Das Moment bis zum Erreichen des ersten Risses ergibt sich daraus mit einem Widerstandsmoment (exklusive Aufbetonschicht) von $W_{id,c} = 27.062,35 \text{ cm}^3$ zu:

$$M_{el}^{Grenz} = \left(\frac{P_{eff}}{A_{netto}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id} = \left(\frac{2.390,34}{3.087,66} + \frac{3,07}{10} \right) \cdot 27.062,35 \cdot \frac{1}{100}$$

$$M_{el}^{Grenz} = 292,59 \text{ kNm} \quad (3.28)$$

3.6.2.2 Grenzmoment M_{Rm}

Die Vordehnung des Spannstahls ergibt sich aus der effektiven Vorspannkraft von 1.171,05 kN pro Spannglied zu:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{1.195,17}{10,5 \cdot 19.920} \cdot 1000 = 5,71 \text{ ‰}$$

Die Dehnung, bei der der Spannstahl zu Fließen beginnt:

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_p}{E_p} = \frac{1658}{199.200} \cdot 1000 = 8,323 \text{ ‰}$$

Daraus ergibt sich eine Dehnungsreserve des Spannstahls bis zum Eintritt des Fließens von:

$$\varepsilon_p^{(1)} = \varepsilon_{py} - \varepsilon_p^{(0)} = 8,323 - 5,71 = 2,522 \text{ ‰}$$

Die maximale Druckzonenhöhe beträgt:

$$x_{lim} = \frac{d_p \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_p^1} = \frac{41 \cdot 3,5}{3,5 + 2,522} = 23,83 \text{ cm}$$

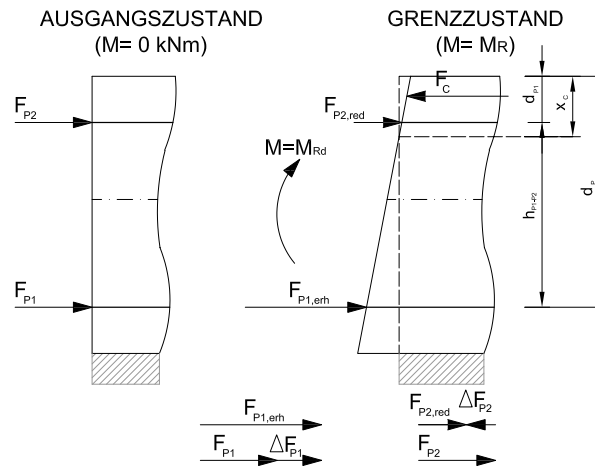


Abbildung 3.21: Kräfteverteilung im Querschnitt ZZE

Mit Hilfe der 1. Bedingung $\sum H = 0$ (siehe Abbildung 3.21) wird die Druckzonenhöhe so bestimmt, dass $F_{p2,red} + F_{p1,erh} = F_c$ ist.

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (x_c - d_{p2}) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (x_c - 9) \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (d_p - x_c) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (41 - x_c) \quad (3.30)$$

Die Reduktion der Spannkraft des Spanngliedes in der 2. Lage ergibt sich zu:

$$\Delta F_{p2} = \varepsilon_{p2} \cdot E_p \cdot A_p$$

Die Vergrößerung der Spannkraft des Spanngliedes in der 1.Lage beträgt jeweils für:

$$\varepsilon_{p1} \leq 2,522\text{‰} : \Delta F_{p1} = \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_p$$

und:

$$\varepsilon_{p1} \geq 2,522\text{‰} : \Delta F_{p1} = 0,002522 \cdot E_p \cdot A_p = 527,50 \text{ kN}$$

Durch Iteration ergibt sich eine Druckzonenhöhe x_c von 12,95 cm. Mit den Gleichungen 3.29 und 3.30 werden die Verzerrungen auf Spanngliedhöhe ermittelt:

$$\varepsilon_{p2} = \frac{3,5}{12,95} \cdot (12,95 - 9) = -1,08\text{‰}$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{3,5}{12,95} \cdot (41 - 12,95) = 7,58\text{‰}$$

Daraus resultieren folgende Änderungen der Vorspannkraft:

$$\Delta F_{p2} = 0,00108 \cdot 19.920 \cdot 10,5 = 225,89 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = 1.195,17 - 225,89 = 969,28 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{p1} = 527,50 \text{ kN}$$

$$F_{p1} = 1.195,17 + 527,50 = 1.722,67 \text{ kN}$$

$$\sum F_p = 969,28 + 1.722,67 = 2.691,95 \text{ kN}$$

Die Bedingung $\sum H = 0$ kann für $x_c = 12,95 \text{ cm}$ erfüllt werden:

$$F_c = 0,8095 \cdot b \cdot x_c \cdot f_{cm,cyl} = 0,8095 \cdot 63 \cdot 12,95 \cdot 4,08 = 2.694,56 \text{ kN}$$

Mithilfe der zweiten Bedingung $\sum M = 0$ um die Lage des Spanngliedes 1 wird das Grenzmoment ermittelt:

$$M_{Rm} = F_c \cdot (d_p - 0,416 \cdot x_c) - F_{P2} \cdot h_{p1-2}$$

$$M_{Rm} = 2.694,56 \cdot (41 - 0,416 \cdot 12,95) - 969,28 \cdot 32$$

$$M_{Rm} = 649,44 \text{ kNm} \tag{3.31}$$

Kapitel 4

Versuchsdurchführung

4.1 Versuchskörperherstellung

4.1.1 Herstellung des Tragwerkprobekörpers

Die vier Probekörper mit einer Länge von jeweils 7,80 m wurden im Werk der Firma Alfred Trepka GmbH in Ober-Grafendorf hergestellt.

Um die Spaltzugkräfte, die durch die Vorspannung entstehen, in dem Betonkörper aufnehmen zu können, wurden an den Stirnseiten der Probekörper Bewehrungskörbe gemäß den Erfordernissen der Zulassung VSL ETA-06/0006 eingelegt (siehe Abbildung 4.1) [6].



Abbildung 4.1: Bewehrung zur Aufnahme der Vorspannkräfte

Als Vorspannsystem wurde das System VSL mit PP-Hüllrohren des Types PT-PLUS 59 verwendet. Die Betondeckung wurde mit 5,5 cm gewählt, wodurch sich ein Abstand vom Hüllrohrmittelpunkt zur Betonaußenkante von 9,0 cm ergibt (siehe Abbildung 4.2a). Die Betondeckung wurde mit Zementabstandhaltern sichergestellt, die in einem Abstand von maximal einem Me-

ter eingebaut wurden. Die Lage der Hüllrohre wurde oben mit Holzquerträgern und unten mit Bewehrungsstäben gesichert (siehe Abbildung 4.2b).



(a) Abstandhalter



(b) Lagesicherung

Abbildung 4.2: Befestigung Hüllrohre

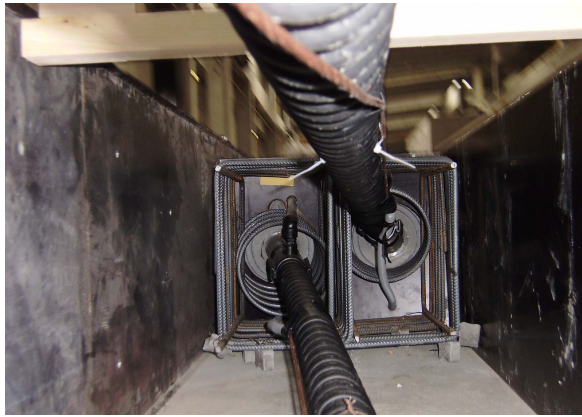
Gleichzeitig mit dem Einbau der Hüllrohre wurde auch ein Messsystem bestehend aus Kupferdrähten, die entlang der Hüllrohre geführt werden, wie in Abbildung 4.3a ersichtlich ist, eingebaut. Damit können Undichtheiten im Hüllrohr festgestellt werden.

Die Ankerplatten des Spannsystems vom Type CS 6-7 wurden an der Stirnschalung mit Schrauben befestigt, der Anschluss an die Hüllrohre erfolgte über Klemmen.

Das Betonieren mit Beton der Güte C30/37/GK16/F45/B3 und Verdichten der Versuchskörper mittels Rütteltisch erfolgte lagenweise (siehe Abbildung 4.3b).

Die Oberfläche der Probekörper wurde nach dem Verdichten bei zwei Versuchskörpern rüttelraugelassen, bei den anderen zwei Versuchskörpern wurde mit dem Rechen eine Querstruktur geschaffen.

Die Vorspannkraft wurde, wie in Abbildung 4.4 ersichtlich, einseitig mit zwei Spannpressen nacheinander aufgebracht. Das Schwindvorspannen erfolgte bereits nach einem Tag, da der Beton die geforderte Festigkeit von 28 N/mm^2 schon erreicht hatte. Dabei wurde eine Kraft von 420 kN pro Spannglied abschnittsweise aufgebracht. Nach weiteren drei Tagen erfolgte das Vollvorspannen



(a) Blick in die Schalung



(b) Lagenweises Betonieren

Abbildung 4.3: Herstellung Tragwerkskörper

bis zu einer Kraft von 1400 kN pro Spannglied. Die Kraft wurde stufenweise, gemäß der gewählten Spannstufen (siehe Anhang C), auf die zwei Spannglieder aufgebracht, um die Einbringung eines Momentes zu verhindern.

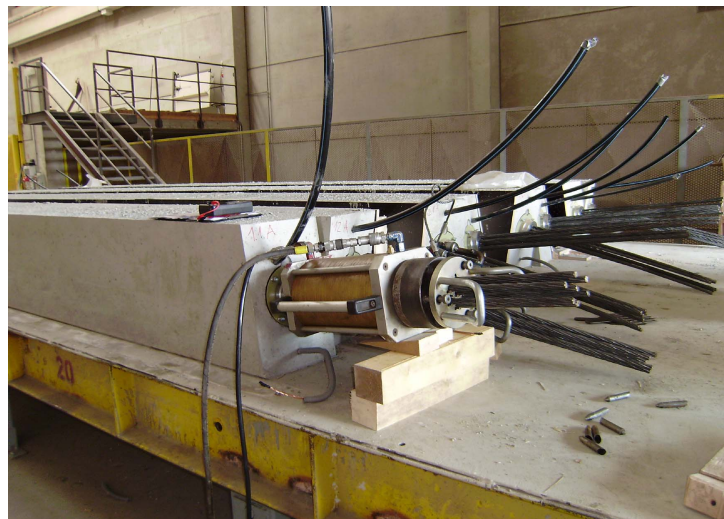


Abbildung 4.4: Vorspannen der Versuchskörper

Nach dem Vorspannen der Träger wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel verpresst, um einen Verbund zwischen Beton und Spannkabel herzustellen.

4.1.2 Vorbereitung der Verbundfuge

Nach dem Erhärten des Einpressmörtels wurden die Versuchskörper ausgeschalt und eine Oberflächenbehandlung durchgeführt. Dabei wurde mittels Hochdruckwasserstrahlen mit 2.000 bar Druck die Zementschlempe entfernt, um das Korngerüst freizulegen und einen besseren Verbund für das anschließende Aufbetonieren des Aufbetons herzustellen.

Um eine Aussage über die Rauheit der Verbundfuge treffen zu können, wurde die Rautiefe mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann ermittelt. Dabei wird eine durch ein bestimmtes Volumen festgelegte Menge an Glaskugeln auf der zu beurteilenden Oberfläche mit einer harten Scheibe so lange verteilt, bis alle Vertiefungen ausgefüllt sind (siehe Abbildungen 4.5a und 4.5b). Aus dem Durchmesser der so entstandenen Kreisfläche lässt sich mittels der Formel $R_t = 40 \cdot V/\pi d^2$ die mittlere Rautiefe bestimmen [15].



(a) Rautiefe abgezogen



(b) Rautiefe Rechenrau

Abbildung 4.5: Ermittlung der Rautiefe mit Sandflächenmethode

Gemäß Entwurf der RVS 15.02.34 [1] wird eine mittlere Rautiefe R_t von mindestens 3,0 mm gefordert.

Die gemessenen Rautiefen nach dem Hochdruckwasserstrahlen für die abgezogene und rechenraue Oberfläche sind in nachfolgender Tabelle 4.1 angeführt.

Tabelle 4.1: Rautiefen der HDW-gestrahlten Oberflächen

Prüfkörper	Oberfläche	Rautiefe [mm]
VK 2	abgezogen	3,54
VK 2	abgezogen	2,31
VK 1	abgezogen	3,25
VK 1	abgezogen	1,63
VK 3	rechenrau	6,03
VK 3	rechenrau	4,84

Dabei ist festzustellen, dass die geforderte Rautiefe nicht an jeder Stelle den gewünschten Wert erfüllt hat. Der Wert für den Versuchskörper 1, mit 1,63 mm, ist jedoch als Ausnahme anzusehen, da, um die im Betonkörper installierte Messtechnik nicht zu beschädigen, in diesem Bereich

eine vorsichtiger HDW-Bestrahlung durchgeführt wurde. An dieser Stelle wurde jedoch gezielt die Rautiefe bestimmt, um einen Vergleichswert zu haben, inwieweit sich eine schlechtere Oberflächenbehandlung auf das Messergebnis auswirken kann. Für die rechenrauen Oberflächen sind bei weitem höhere Rautiefen festgestellt worden, als bei den abgezogenen.

4.1.3 Herstellung der Fahrbahnbetonschicht

Vor dem Betonieren der 5,0 cm starken Fahrbahnbetonschicht wurde die vorbereitete Oberfläche gemäß [1] feucht gehalten und mit einer Folie abgedeckt, um ein zu schnelles Erhärten des Oberbetons und eine Verschmutzung der Oberfläche zu verhindern.

Für den Oberbeton wurde ein Beton der Güte C30/37/GK16/F52/B7 („Straßenfließbeton“) verwendet. Der Oberbeton wurde nach Aufbringen und Abziehen der Oberfläche, siehe Abbildungen 4.6a und 4.6b, verdichtet, um eine bessere Verbindung zwischen dem erhärteten Tragwerkskörper und dem frischen Beton zu erzielen. Um den Beton vor zu schnellem Austrocknen zu schützen, wurde er mit einer Folie abgedeckt. Da die Träger in einer Halle hergestellt wurden und somit vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung geschützt waren, und die durchschnittliche Hallentemperatur ca. 20 °C betrug, wurden keine weiteren Nachbehandlungsmaßnahmen gewählt.



(a) Betonieren



(b) Abziehen

Abbildung 4.6: Aufbringen des Oberbetons

4.2 Versuchsaufbau und Messtechnik

4.2.1 Temperaturmessung

Vor dem Betonieren der Tragwerksschicht und der Oberbetonschicht wurden Temperaturfühler auf verschiedenen Höhen eingebaut, um die Temperaturentwicklung in Zusammenhang mit der Schwindverformung bringen zu können.

Die Temperaturentwicklung des Tragwerkbetons ist in Abbildung 4.7 ersichtlich. Daran ist zu erkennen, dass durch die Verwendung eines Zementes der Abbindeklasse R es zu einem raschen Anstieg der Temperatur, infolge der raschen Reaktion, gekommen ist. Die Dehnung des Betons zufolge dem Abfall der Temperatur wurde mit der Formel $\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T$ in $[mm/m]$ berechnet. Die lineare Wärmedehnzahl des Betons α_T beträgt $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

Die maximale Temperatur ist acht Stunden nach dem Betonieren aufgetreten und beträgt als Mittelwert über die Trägerhöhe $48,5^\circ C$. Durch den Abfall der Temperatur auf $22,8^\circ C$ ergibt sich eine Temperaturdehnung von $\varepsilon_T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot -25,7 = -0,26 mm/m$ (siehe Abbildung 4.8).

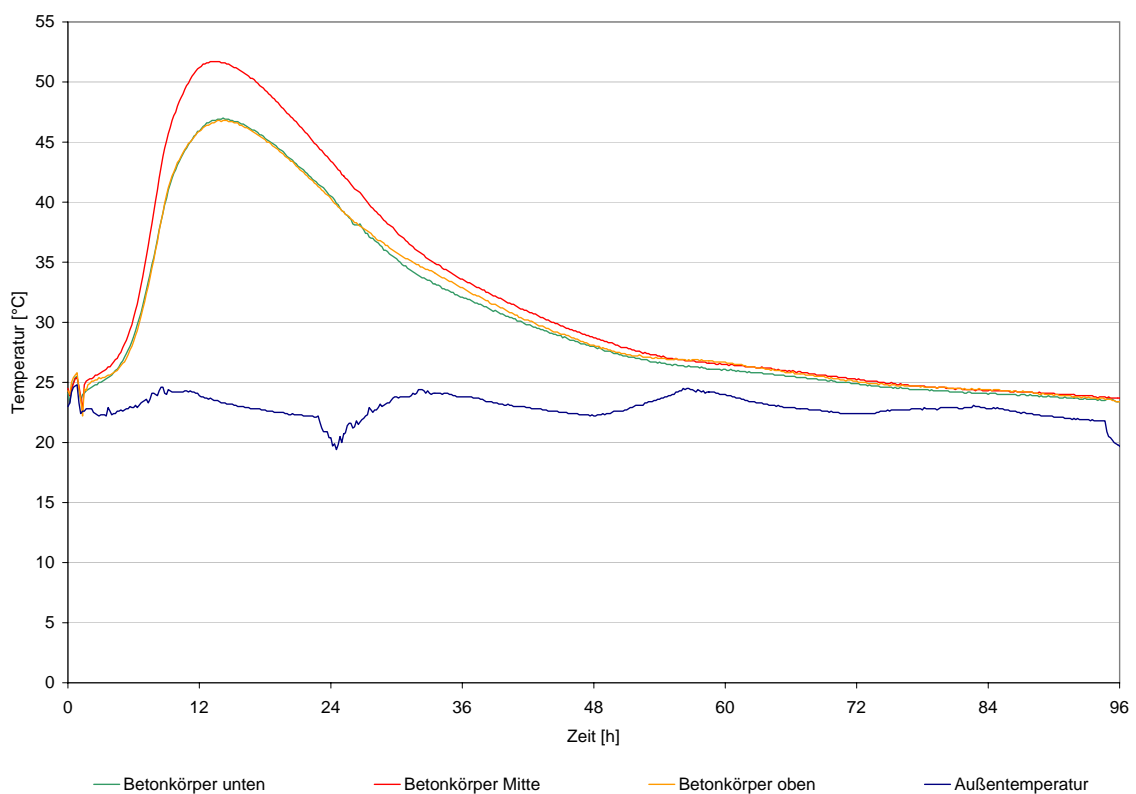


Abbildung 4.7: Temperaturverlauf Tragwerksbeton

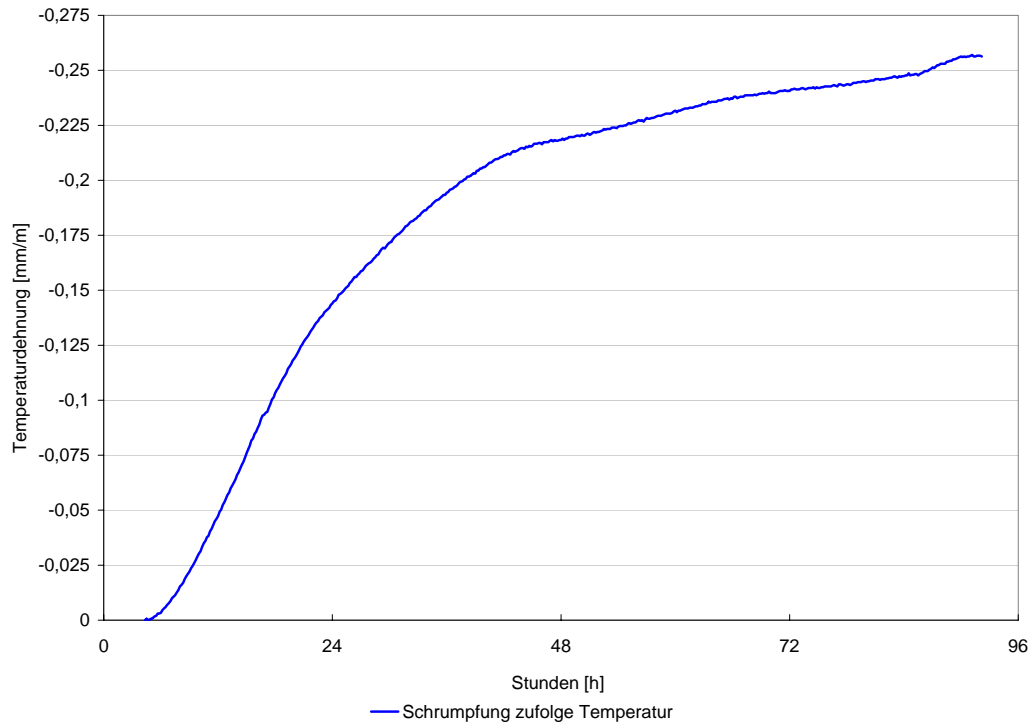


Abbildung 4.8: Temperaturdehnung Tragwerksbeton

4.2.2 Setzdehnungsmessung

Um die Dehnungen der Betonprobekörper messen zu können, wurde ein Setzdehnungsmesser verwendet. Dabei wurden auf die Oberseite der bereits angetrockneten Tragwerksschichte im Abstand von 50 cm Messpunkte geklebt (Abbildung 4.9a und 4.9b). Dadurch konnten die Schwindverzerrungen gemessen, die zeitliche Entwicklung erfasst und die gesamte Längenänderung der Probekörper berechnet werden.



(a) Messpunkte



(b) Messung

Abbildung 4.9: Setzdehnungsmessung

In Abbildung 4.10 ist die Auswertung der Schwindmessung des Tragwerksbetons vom 6. August bis zum 7. September 2009 ersichtlich. Die Verkürzungen des Betons zufolge Vorspannen sind in dieser Darstellung jedoch nicht ersichtlich. Der am Anfang starke Anstieg der Verkürzung wird dem raschen Temperaturabfall, wie vorher schon erläutert, zugeschrieben. Die Messergebnisse sind bei der rechenrauen Oberfläche (VK3 und VK4) höher, als bei der rüttelrauen (VK1 und VK2). Dies kann durch das schnellere Austrocknen der strukturierten Oberfläche begründet werden.

Nach Herausrechnen der Temperaturdehnungen sind die Dehnungen für das Schwinden des Tragwerksbetons nach 28 Tagen im Bereich von 0,31 bis 0,52 mm/m .

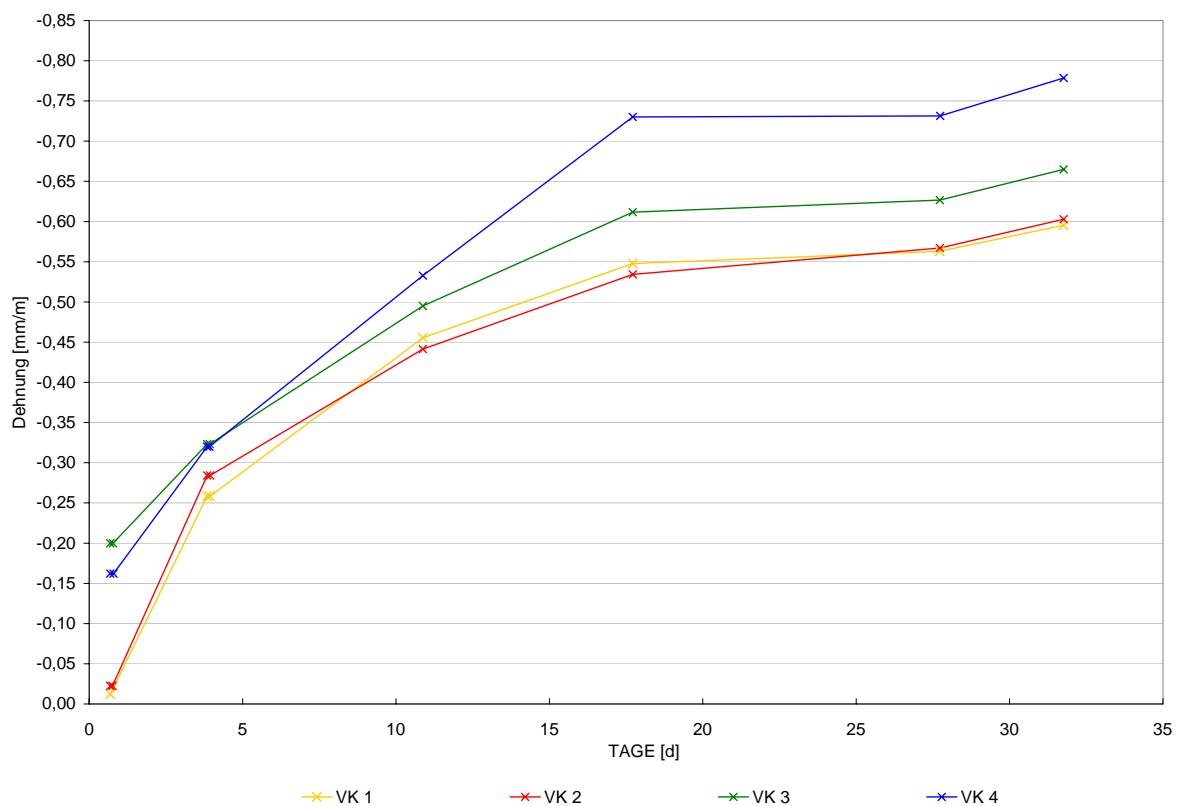


Abbildung 4.10: Schwindmessung Tragwerksbeton

Auch nach dem Aufbetonieren der Oberbetonschicht wurden Setzdehnungsmesspunkte geklebt, sowohl auf die schon erhärtete Tragwerksbetonschicht (seitlich) als auch auf die frische Oberbetonschicht. Dadurch kann festgestellt werden, welche Spannungen in der Fuge durch die unterschiedlichen Schwindverzerrungen entstehen. Für die Oberbetonschicht wurde ein schwindarmer Beton verwendet, um die Temperaturentwicklung und dadurch das Schwindmaß bei der Erhärtung klein zu halten.

Die Schwinddehnung setzt sich laut ÖNORM EN 1992-1-1 [5] aus der autogenen Schwinddehnung ε_{ca} , die sich bereits in den ersten Tagen ausbildet, und der Trockenschwinddehnung ε_{cd} ,

die sich langsamer ausbildet, zusammen:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (4.1)$$

Wie in Abbildung 4.11 ersichtlich ist, liegt das gemessene Schwindmaß des Aufbetones deutlich unter dem berechneten Wert laut [5]. Die letzte Messung wurde schon nach 28 Tagen durchgeführt und nicht erst, wie laut RVS 15.02.34 [1] vorgesehen, nach 56 Tagen. Daher wurden die gemessenen Werte hochgerechnet, was dem maximalen Schwindwert entspricht, da normalerweise der Anstieg des Schwindens mit zunehmender Zeit abnimmt. Für die Versuchskörper 1 und 2 ergeben sich $0,298 \text{ mm/m}$ bzw. $0,328 \text{ mm/m}$ Schwindmaß, diese sind daher beide kleiner als der geforderte Wert von $0,35 \text{ mm/m}$.

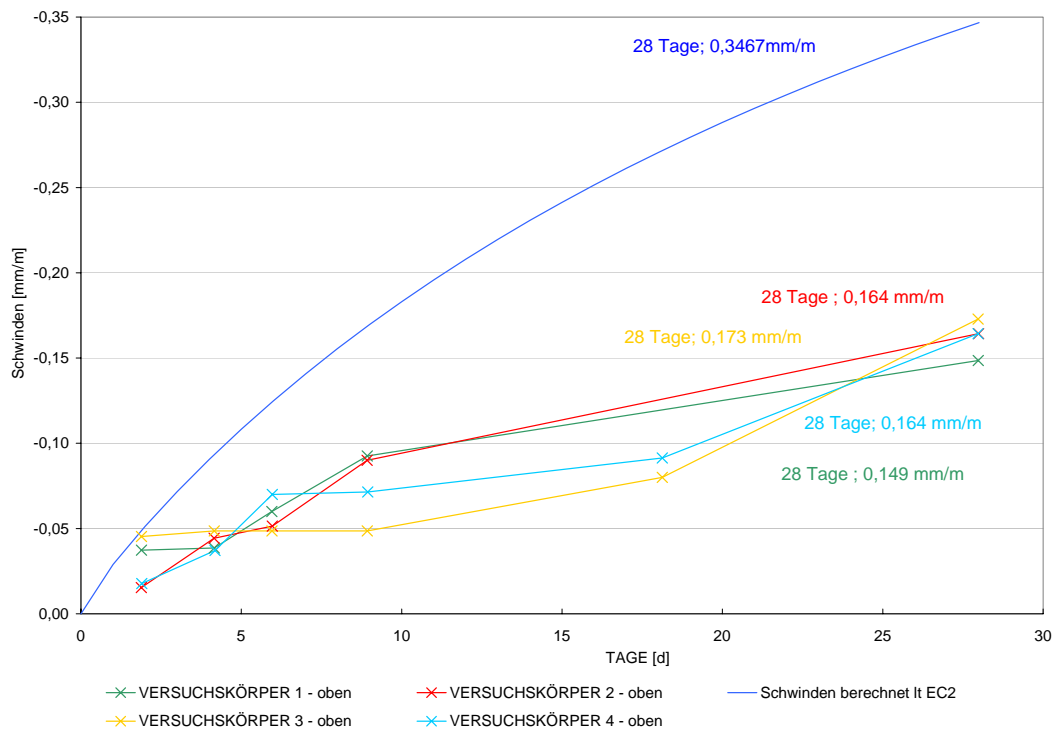


Abbildung 4.11: Schwindmessung Aufbeton

Durch den Vergleich mit den vorher genannten Dehnungen des Tragwerkbetons wird der Einfluss des Einsatzes eines schwindarmen Betons deutlich. Die Dehnungen nach 28 Tagen bei Verwendung eines schwindreduzierten Betons liegen bei $0,2 \text{ mm/m}$ und sind damit nur halb so groß wie jene des Tragwerkbetons.

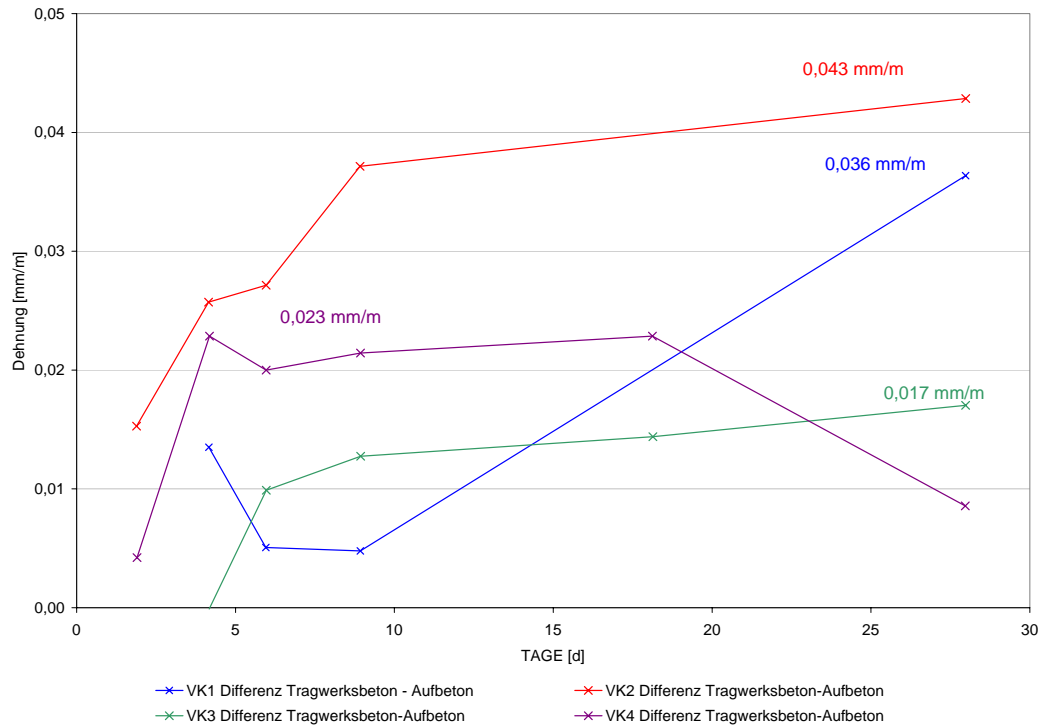


Abbildung 4.12: Differenz Schwinden Tragwerksbeton - Aufbeton

In Abbildung 4.12 sind die Dehnungsdifferenzen zwischen Tragwerks- und Aufbeton dargestellt. Diese betragen max. 0,04 ‰, wodurch erkennbar ist, dass die beiden Betonschichten gemeinsam geschwunden sind und die dadurch entstehenden Zwangsspannungen sehr gering waren. Die max. Zwangsspannungen in der Verbundfuge ergaben sich mit der Formel $\sigma = E \cdot \varepsilon$ zu:

$$\sigma_{VK1} = 1,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{VK2} = 1,56 \text{ N/mm}^2$$

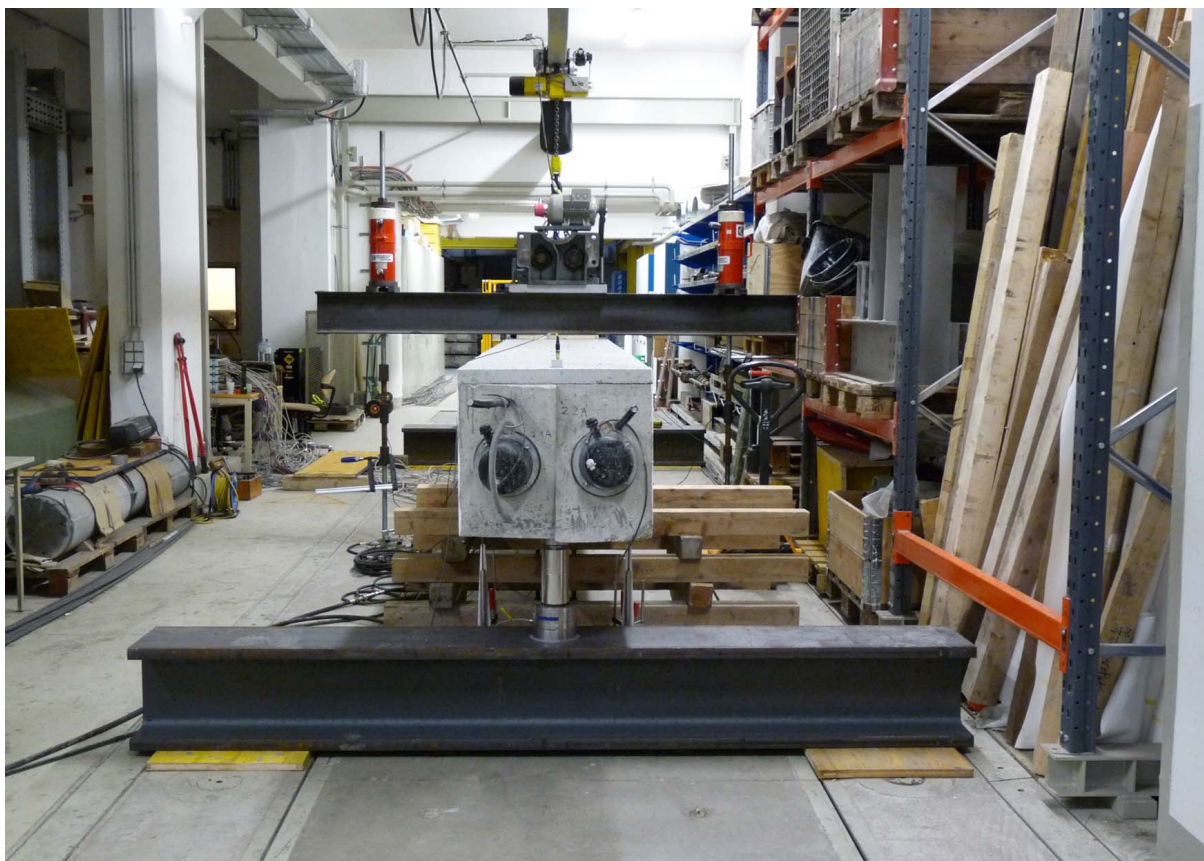
Diese Spannungen wurden von der Verbundfuge übertragen, ohne dass Risse entstanden sind. Die laut [1] maximal in Rechnung zu stellende Zwangskraft in horizontaler Richtung beträgt:

$$F_V = t_{\text{Aufbeton}} \cdot f_{ctm} \cdot 0,80 = 50 \cdot 2,9 \cdot 0,80 = 116 \text{ N/mm}$$

Die daraus resultierende Spannung beträgt $2,32 \text{ N/mm}^2$ und ist somit höher, als die wirklich vorhandene Spannung in der Fuge.

4.2.3 Versuchsaufbau und Anordnung der Messsysteme

Die Versuche wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien durchgeführt. Auf den dort bestehenden Betontrog, der auf Federpaketen gelagert ist und eine Breite von 2,80 m und eine Höhe von 2,00 m aufweist, wurden die Versuche aufgebaut.



(a) Querschnitt



(b) Längsseite

Abbildung 4.13: Versuchsaufbau Dauerschwingversuch

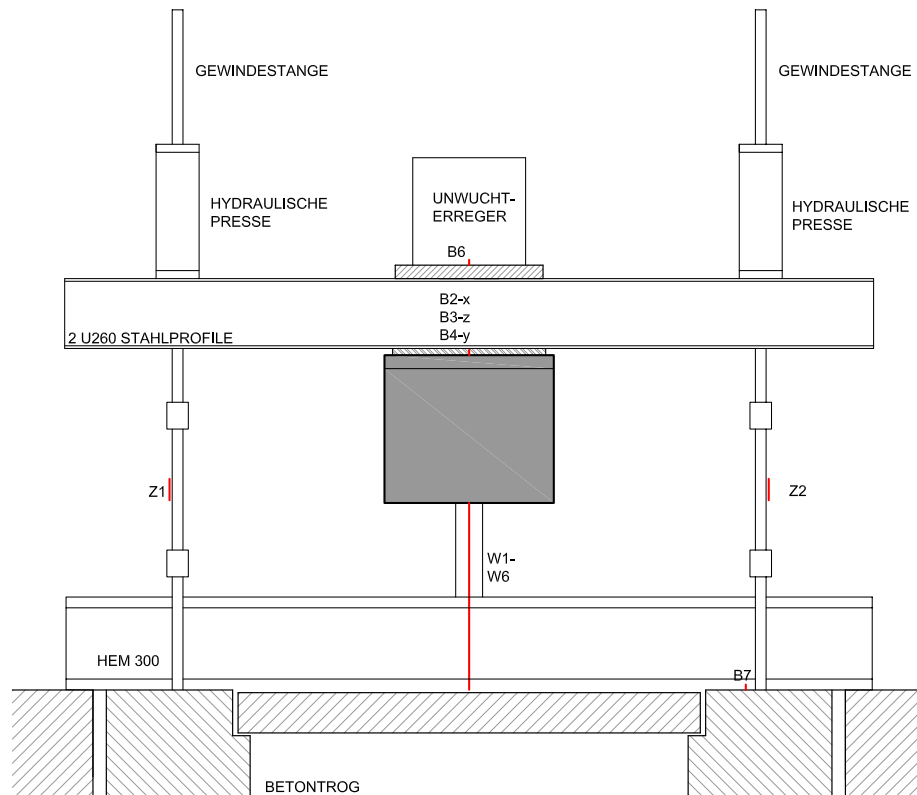


Abbildung 4.14: Versuchsaufbau Querschnitt

Aus den Abbildungen 4.13a, 4.13b und 4.14 geht die Anordnung der Messtechnik hervor.

Diese bestand aus:

- Drei Kraftmessdosen vom Typ HBM RTN 100 der Firma HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik), die jeweils in Verbindung mit selbstzentrierenden Pendelstützen als Auflager dienen;
- Zwei Zugmessgliedern, die an den Gewindestangen befestigt waren;
- Bis zu 7 Beschleunigungsaufnehmern vom Typ B12 der Firma HBM;
- 6 induktiven Wegaufnehmern vom Typ Solartron BS25 mit einem Federweg von ± 50 mm;
- Bis zu 14 induktiven Wegaufnehmern vom Typ WI 5 (Miniaturtaster) mit einem Federweg von ± 5 mm;
- Einem Unwuchterreger vom Typ 400/15-75 der Firma Hochhauser mit Antriebsmotor der Firma Siemens inklusive Drehzahlmesser, der das System derart anregt, dass sich die Erregerfrequenz mit der Eigenfrequenz der Prüfvorrichtung überlagert. Dadurch stellt sich ein Resonanzeffekt ein, wodurch eine wirtschaftliche und zeiteffiziente Durchführung der

Versuche möglich ist. Die Unwuchtmasse wurde so gewählt, dass sich die gewünschte Spannungsamplitude im Prüfkörper einstellt. Bei den Versuchen bestand die Bestückung aus bis zu jeweils 2 Schwungmassen aus Stahl;

- Fünf Spider 8.0 mit der dazugehörigen Software Catman 4.5;
- Dem Micromaster als Hauptsteuereinheit des Unwuchterregers;
- Dem Abgleichgerät für den Signalabgleich.

Die Kraftaufbringung erfolgte bei den Dauerschwingversuchen zum Aufbringen der Mittellast mit Hilfe der hydraulischen Pressen, die an beiden Seiten des Versuchskörpers auf dem Stahlprofil (2-U 260) angeordnet waren und mit den Gewindestangen gegen den Betontrog befestigt wurden. Danach erfolgte die Dauerschwingbelastung mit 4 Mio. Lastwechseln mit dem Unwuchterreger, der mittig auf dem Versuchskörper angeordnet war (siehe Abbildung 4.14). Bei den statischen Versuchen wurde die Kraft bis zum Erreichen der Traglast des Prüfkörpers mit den hydraulischen Pressen aufgebracht.

Mit Hilfe der Wegaufnehmer mit dem Federweg von ± 50 mm wurden die Durchbiegungen gemessen. Diese wurden jeweils an den Enden der Träger, in Trägermitte und den Viertelpunkten aufgestellt. An der Seite, an der nur eine Kraftmessdose als Auflager diente, wurden 2 Wegaufnehmer installiert, um überprüfen zu können, ob der Träger gleichmäßig schwingt, oder eine Verdrehung entsteht (Abbildung 4.15).



Abbildung 4.15: Anordnung Wegaufnehmer und Kraftmessdosen am Trägerende

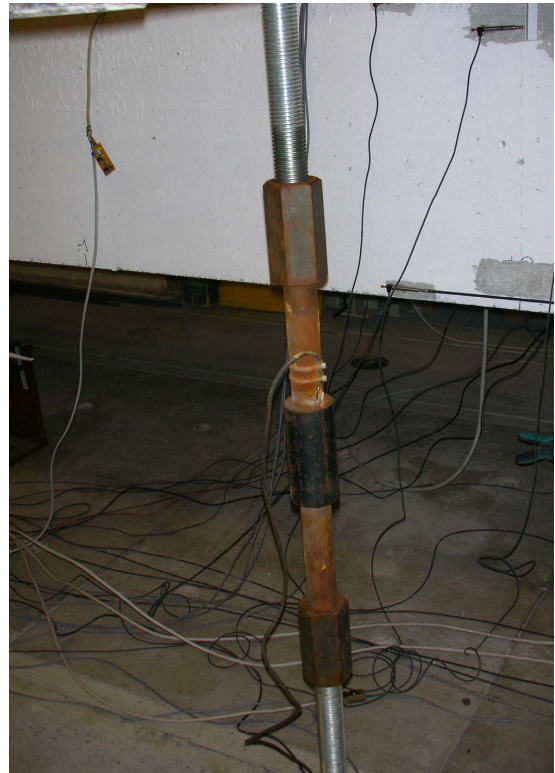
Die Beschleunigungsaufnehmer wurden beim Versuch eingesetzt, um zu überprüfen, ob der Träger gleichmäßig schwingt und, um nachzurechnen, ob die aufgebrachte Belastung mit der Berechneten übereinstimmt. Dazu wurden jeweils an den Enden und in der Mitte des Trägers

Beschleunigungsaufnehmer in vertikaler Richtung angebracht (Abbildung 4.16a). Bei dem DZE-Versuch wurden weiters in Trägermitte in Längs- und Querrichtung des Trägers und am Trog Beschleunigungssensoren angebracht.

Die Zugmessglieder wurden eingesetzt, um neben den Kraftmessdosen eine zweite Kontrolle der aufgebrachten Kräfte zu erhalten. Die Summe der Kräfte der drei Kraftmessdosen und der zwei Zugmessglieder musste immer übereinstimmen (Abbildung 4.16b).



(a) Beschleunigungsaufnehmer



(b) Zugmessglied

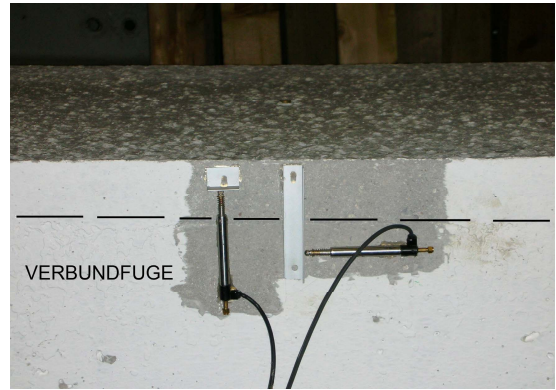
Abbildung 4.16: Verwendete Messtechnik

Mit den kleinen induktiven Wegaufnehmern mit einem Messbereich von ± 5 mm wurden die Verschiebungen der Aufbetonschicht gemessen. Dabei wurde das Messsystem sowohl senkrecht, als auch waagrecht über die Fuge angebracht, um die Relativverschiebungen messen zu können, siehe dazu die Abbildungen 4.17a und 4.17b. Bei der Zugzonenergänzung wurden diese auch zusätzlich über den Rissen der Aufbetonschicht angeordnet, um den Verlauf der Rissöffnung beobachten zu können.

Weiters wurde der Messbereich der Wegaufnehmer mit Hilfe von CFK-Stäben auf 500 mm verlängert und diese wurden an der Längsseite des Trägers in 3 unterschiedlichen Höhen angebracht, um die Verzerrungen über den Trägerquerschnitt messen zu können (Abbildung 4.18 und 4.19).



(a) Anordnung ZZE



(b) Anordnung DZE

Abbildung 4.17: Anordnung der Wegaufnehmer zur Fugenüberwachung

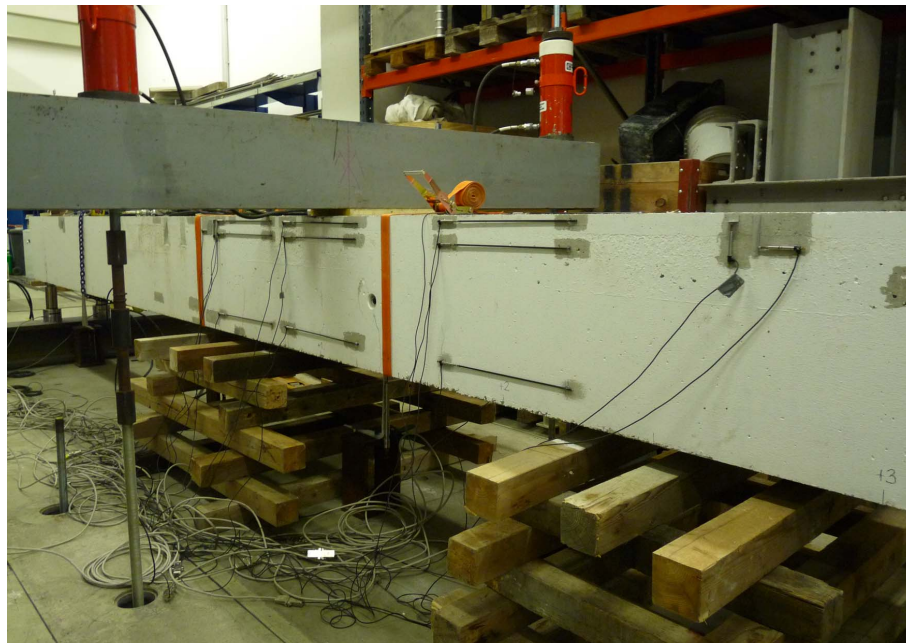


Abbildung 4.18: Anordnung der Wegaufnehmer bei der DZE (statischer Versuch)

4.3 Probenahme und Abreißfestigkeit

Im Zuge der Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit der Aufbetonschicht in der Druckzone wurden von der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Forschungsinstitut - Abteilung Beton, Probekörper entnommen und vor Ort die Abreißfestigkeit der Zwischenschicht überprüft. Die Prüfung der Abreißfestigkeit wurde sowohl nach dem Dauerschwingversuch, als auch nach der statischen Beanspruchung des Versuchsträgers VK2 (DZE) durchgeführt, um die Schädigungen feststellen zu können.



Abbildung 4.19: Anordnung Wegaufnehmer zur Verzerrungsberechnung ZZE

Die Abreißfestigkeit f_A wurde gemäß ÖN B 3303 [3] geprüft. Dabei wurden mit einem Kernbohrungsgerät (siehe Abbildung 4.20) mehrere Zylinder von 50 mm Durchmesser in den Probekörper gebohrt, darauf mit einem Zweikomponenten-Epoxidkleber ein kreisförmiger Stempel aufgeklebt und dieser dann mit der Prüfmaschine (siehe Abbildung 4.21) senkrecht zur Oberfläche abgezogen, bis die Zugfestigkeit überschritten wird. Über die Bruchlast F in $[N]$ und den Durchmesser D des Prüfkörpers in $[mm]$ kann die Abreißfestigkeit mit folgender Formel berechnet werden:

$$f_A = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2}. \quad (4.2)$$



Abbildung 4.20: Bohrgerät für Prüfung Abreißfestigkeit

Laut Normung sind die Abreißfestigkeiten im Bereich von $1,0 - 2,0 \text{ N/mm}^2$. Nach den 4 Mio. Lastwechseln ergab sich aus 7 Messungen ein Mittelwert von $2,8 \text{ N/mm}^2$. In Abbildung 4.22 sind die Probekörper dargestellt. Bei den Proben, die nicht auf unmittelbarer Höhe des Stempels

abgerissen sind, wurde die Abreißfestigkeit erst in Tragwerksbetonschicht oder der Fuge erreicht und ergab einen Mittelwert von $2,7 \text{ N/mm}^2$.

Nach Beanspruchung des Versuchskörpers bis zur Traglast wurden an einer anderen Stelle, die sich im Verlauf des Versuches als höher beansprucht herausgestellt hat (im Bereich des Wegaufnehmers w_{i8}), wieder 6 Messungen durchgeführt. Der daraus errechnete Mittelwert von $2,6 \text{ N/mm}^2$ ist nur gering weniger als der nach Ermüdungsbeanspruchung und noch immer höher als die Werte aus der Normung.



Abbildung 4.21: Prüfgerät Abreißfestigkeit



Abbildung 4.22: Probekörper Abreißfestigkeit

4.4 Druckzonenergänzung

4.4.1 Durchführung und Ergebnisse Dauerschwingversuch

Vor Durchführung der Dauerschwingbelastung wurde mit Hilfe der hydraulischen Pressen eine Mittellast von $F_{Mittellast} = 55 \text{ kN}$ aufgebracht. Danach erfolgte die Dauerschwingbelastung durch Erregung mit der Eigenfrequenz. Die Anordnung der Messtechnik am Versuchskörper bei der dynamischen Belastung ist in Abbildung 4.24 ersichtlich.

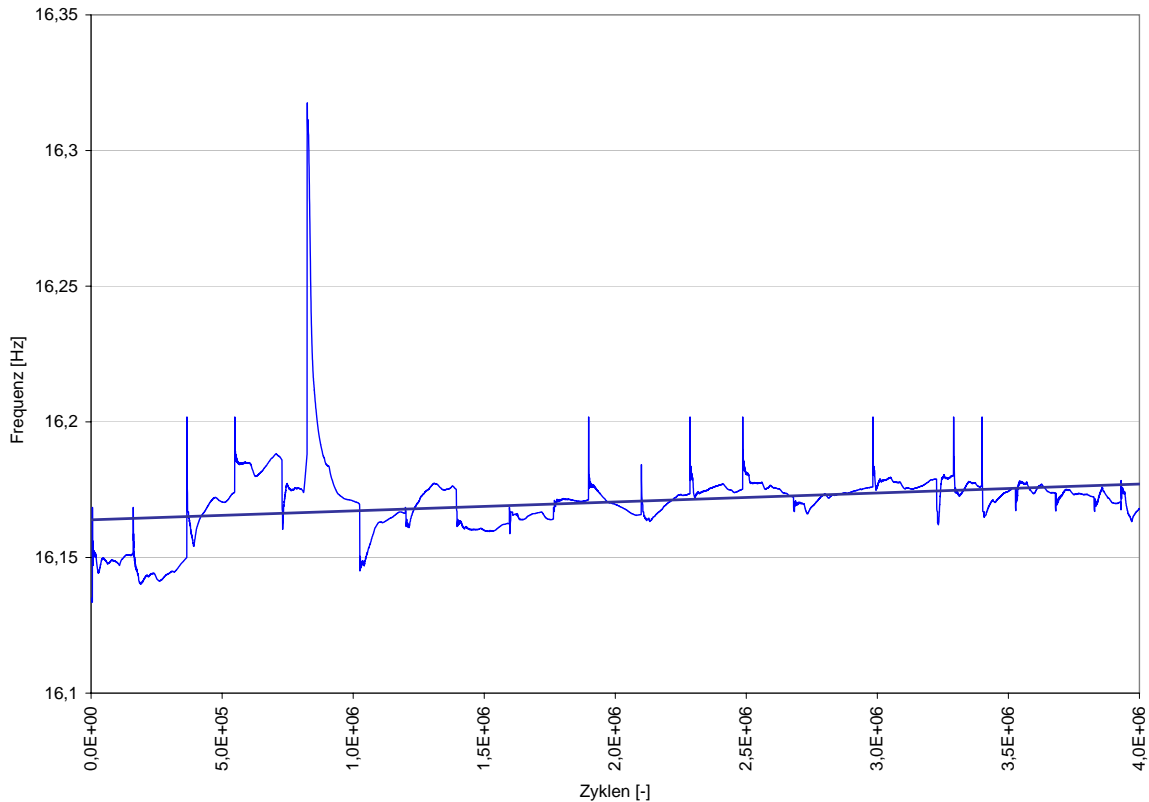


Abbildung 4.23: Frequenzverlauf beim Dauerschwingversuch VK2

Der Verlauf der Frequenz über die 4 Mio. Lastwechsel ist in Abbildung 4.23 dargestellt. Der durchschnittliche Wert beträgt $f = 16,17 \text{ Hz}$, woraus sich eine Versuchsdauer von 69 Stunden ergibt. Die Frequenz hat über den Verlauf der Versuchsdauer kaum zugenommen, daraus ist eine gleichbleibende Steifigkeit des Betonkörpers abzulesen. Dies entspricht auch der bei der Auslegung der Ermüdungsbelastung getroffenen Annahme, dass der Beton unter Belastung nicht reißen darf.

Der Wert der Ober- bzw. Unterlast gemessen durch die Summe der Auflagerkräfte aus den drei Kraftmessdosen bzw. als Summe der zwei Zugmessglieder, hat bei dem Versuch ca. 48 kN betragen. Dieser Wert konnte über die gesamte Lastspielzahl konstant gehalten werden.

Aus den gemessenen Beschleunigungen die in Tabelle 4.2 zusammengefasst sind, lässt sich die aufgebrauchte Spannungsschwingbreite rückrechnen. Dabei wurden die Messwerte an den Rändern

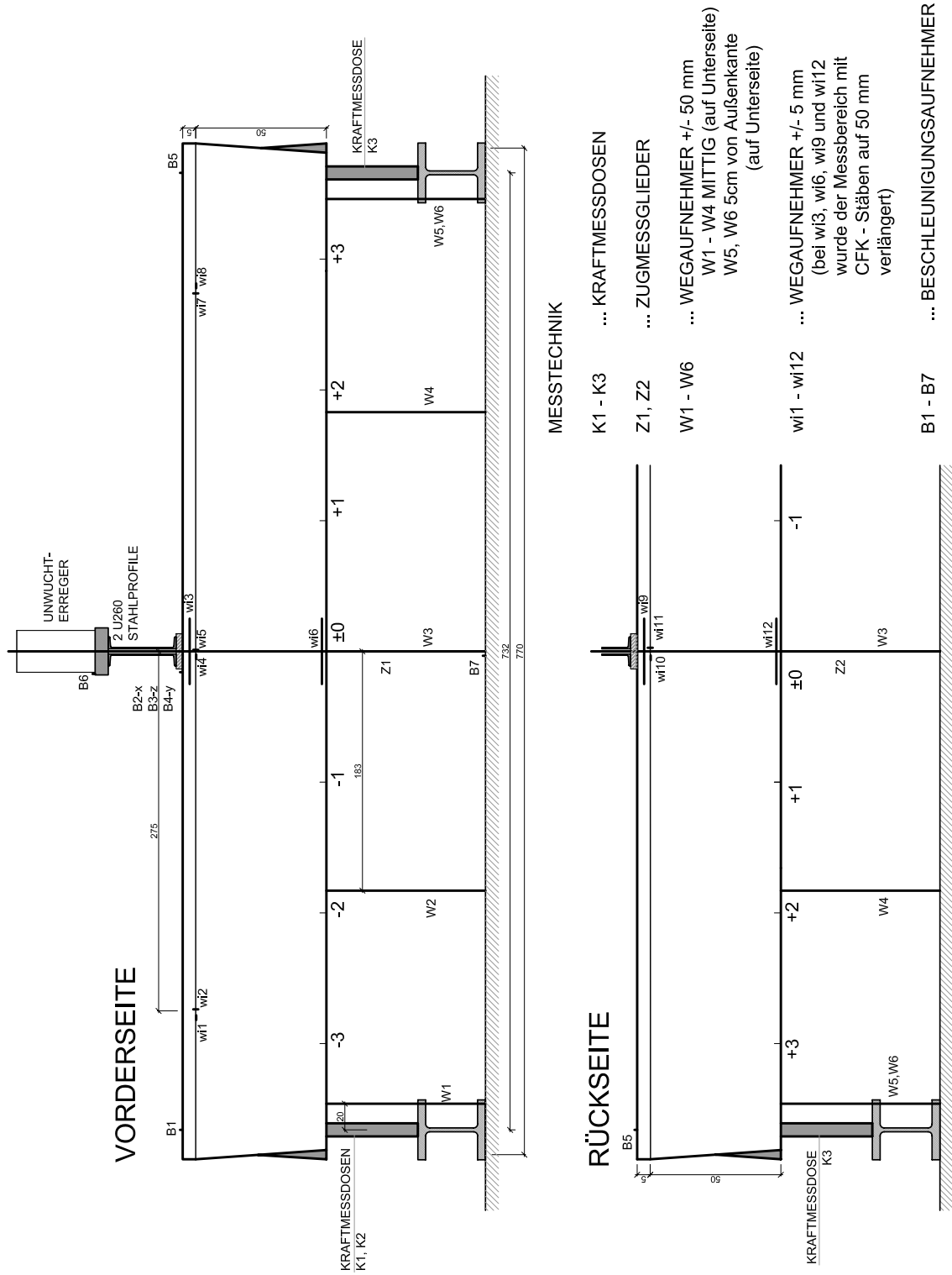


Abbildung 4.24: Messtechnik dynamischer Versuch DZE (VK2)

des Trägers B1 und B5 gemittelt, da diese nahezu idente Ergebnisse lieferten.

Tabelle 4.2: Gemessene Beschleunigungen

Lage	max	min	Amplitude [m/s^2]
Rand	1,9504	-2,1696	4,120
Mitte	11,3916	-10,7554	22,148

Aufgrund der weichen Auflager war die Vertikalbeschleunigung der Auflager ungleich null. Deshalb wird zur Berechnung des aufgebracht Momentes ΔM die Belastung in eine Gleichlast mit $M = \frac{q \cdot l^2}{8}$ und eine verteilte Linienlast gemäß Abbildung 3.12 aufgeteilt. Vorerst müssen jedoch die gemessenen Beschleunigungen mit dem Zusammenhang $F = m \cdot a$ mit einer Masse $m = \rho \cdot A \cdot l$ umgerechnet werden.

$$q_1 = 4,12 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 3.568,95 \text{ N/m} = 3,57 \text{ kN/m}$$

$$a_2 = 22,148 - 4,12 = 18,028 \text{ m/s}^2$$

$$q_2 = 18,028 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 15.616,8 \text{ N/m} = 15,62 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_1 = \frac{3,57 \cdot 7,32^2}{8} = 23,91 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_2 = \frac{15,62 \cdot 7,32^2}{\pi^2} = 84,80 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = \Delta M_1 + \Delta M_2 = 108,71 \text{ kNm}$$

Zur Kontrolle wird der oben ermittelte Wert der aus den gemessenen Verzerrungen (w_{i6}) zugeordneten Belastung gegenübergestellt.

$$\varepsilon_{wi6} = 0,03444215 + 0,0574145 = 0,091857 [\%]$$

$$\Delta \sigma = \frac{0,091857}{1000} \cdot 3630 = 0,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{I} \cdot z \Rightarrow \Delta M = 121,72 \text{ kNm}$$

Das tatsächlich aufgebrachte Moment ist somit kleiner, als das in Kapitel 3.4.5 errechnete. In den Berechnungen wurde von einem statischen System eines Trägers auf zwei Stützen mit Einzellast ausgegangen. Da sich diese Annahme nicht bestätigt hat, wurde die Auslegung für den Dauerschwingversuch der Zugzonenergänzung mit den so gewonnenen Erkenntnissen durchgeführt.

Die anderen Beschleunigungsaufnehmer, die auf dem Versuchskörper angebracht wurden, dienten zur Überprüfung, ob sich die gewünschte Schwingungsform durch die Belastung eingestellt hat.

B2 und B4, die in Trägerlängs- und querrichtung angebracht wurden, ergaben um 1/10 kleinere Werte als die Randbeschleunigung und sind daher zu vernachlässigen.

4.4.1.1 Auswertung der Wegaufnehmer im Bereich der Fuge

Wie in Abbildung 4.24 ersichtlich, wurde an mehreren Stellen mit den induktiven Wegaufnehmern die Relativverschiebung der Verbundfuge parallel und normal zur Fuge gemessen.

Da im Zuge der Versuchsdurchführung nach Aufbringen der Mittellast kein Nullabgleich durchgeführt wurde, wurde dieser im Zuge der Auswertung rechnerisch berücksichtigt, um die Messergebnisse einander gegenüberstellen zu können.

Bei den waagrechten Wegen wurden jeweils zwei Wegaufnehmer an den Trägerrändern platziert und zwei in Trägermitte, an jeder Seite des Trägers, um Vergleichsmessungen durchführen zu können. In Abbildung 4.25 ist die Entwicklung der Messungen über den Zyklusverlauf dargestellt.

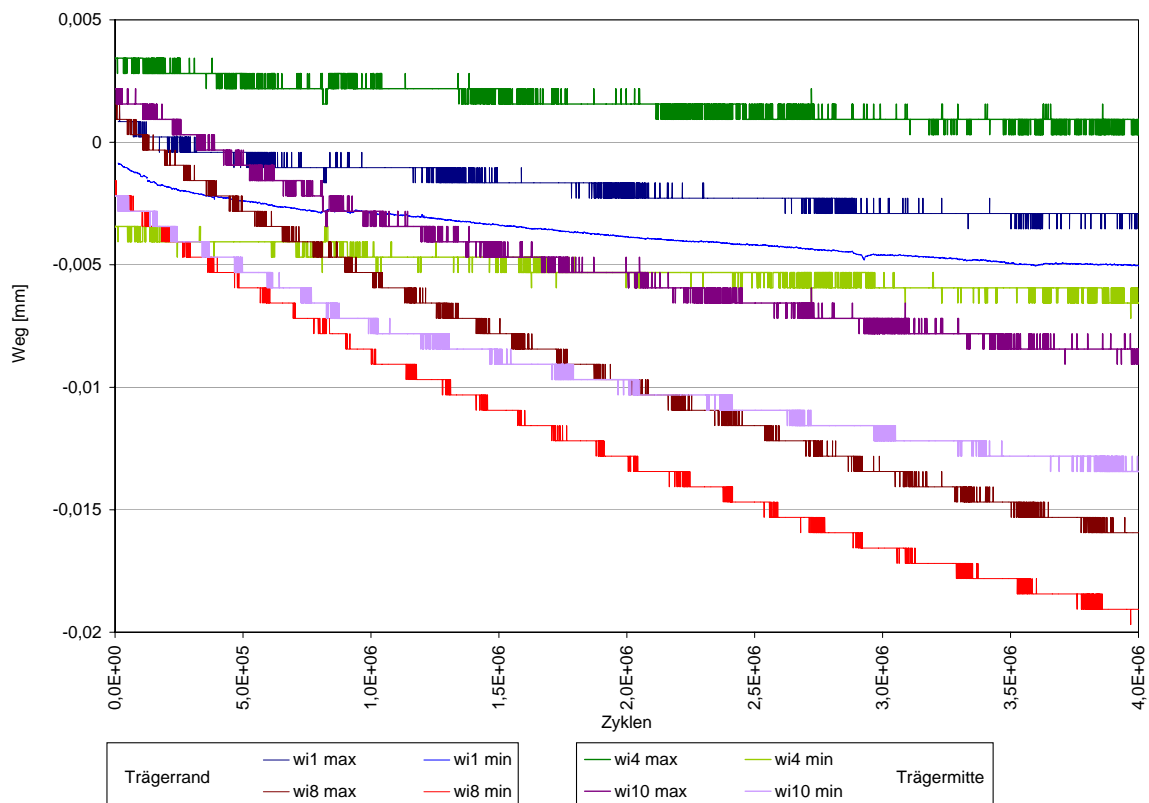


Abbildung 4.25: Gemessene Wege der Relativverschiebungen Aufbeton - Tragwerksbeton

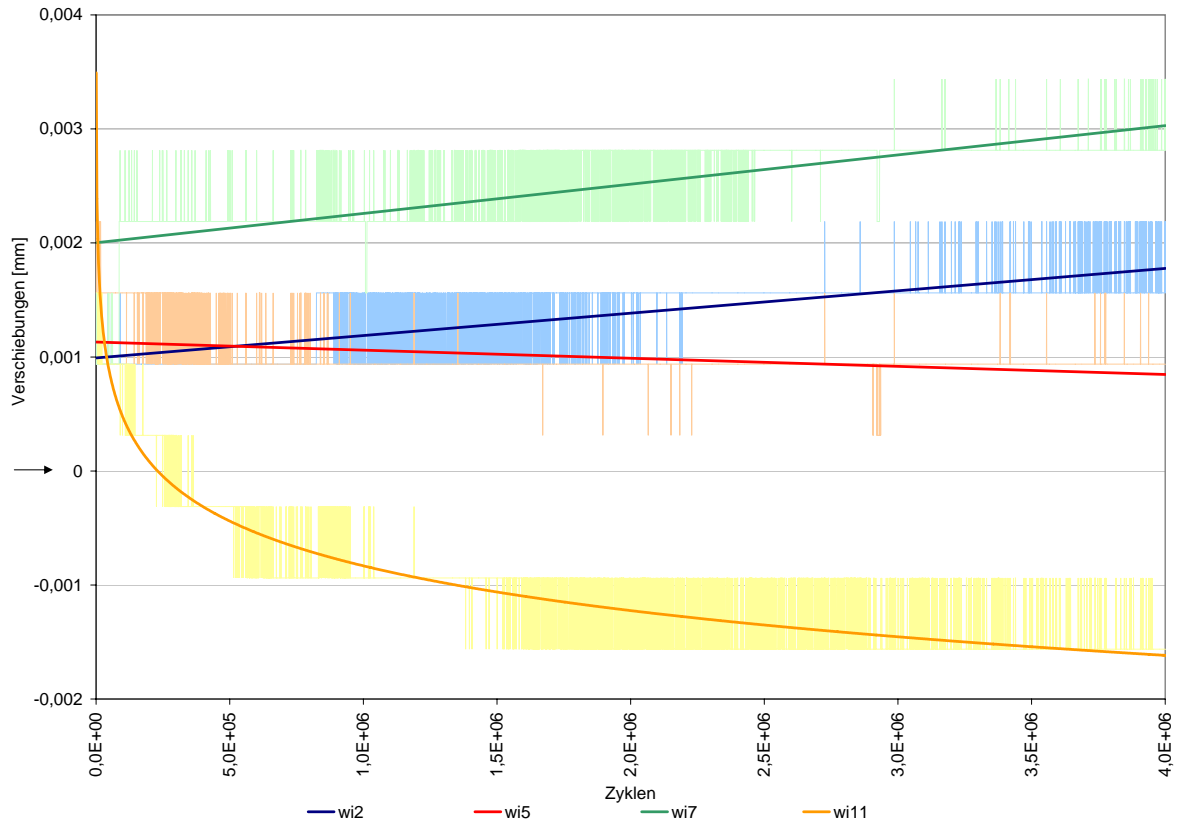
Aus der relativen Verschiebung der beiden Betonschichten ist aus Abbildung 4.25 zu erkennen, dass die Fuge im Bereich der Trägermitte durch die aufgebraachte Last stärker beansprucht wurde als am Trägerrand. Dies ist anhand der unterschiedlichen Amplituden der Messergebnisse erkennbar.

Durch die Zunahme des Weges bei gleich bleibender Amplitude ist eine Form der Ermüdung zufolge der Lastwechselbeanspruchung erkennbar. Interessanterweise ist bei Bereichen, die eigentlich die gleiche Belastung erfahren haben ($w_{i1} \approx w_{i8}$ und $w_{i4} \approx w_{i10}$), ein deutlicher Unterschied im Zuwachs erkennbar. Der Zuwachs des Weges beträgt mit einem Faktor über zehn ein Vielfaches des zu Beginn des Versuches gemessenen. Der Betrag des gemessenen Weges ist mit einem maximalen Wert von $0,02 \text{ mm}$ jedoch sehr gering. Während und nach der Versuchsdurchführung konnten weder optisch noch messtechnisch Anzeichen eines Überschreitens des Verbundwiderstandes der Fuge wahrgenommen werden.

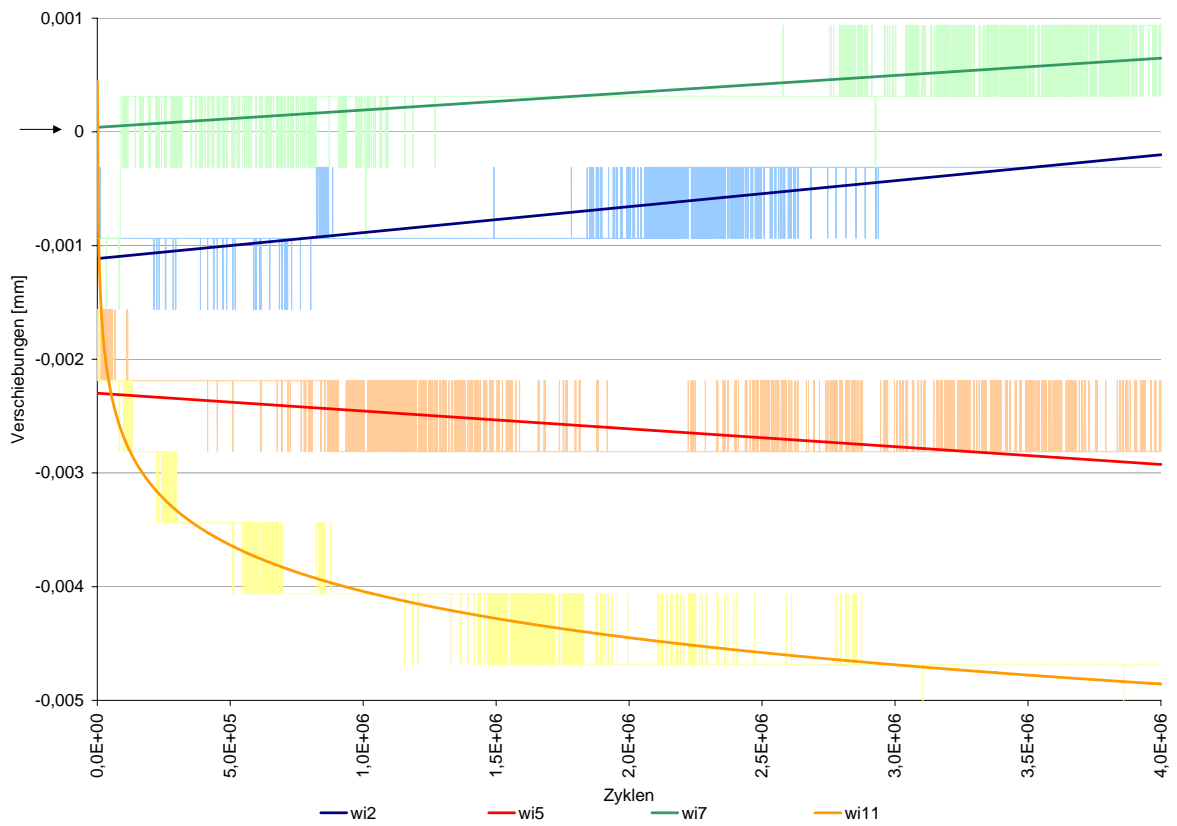
In den Abbildungen 4.26a und 4.26b sind die Wege dargestellt, die senkrecht über die Fuge gemessen wurden. Alle Wege zeigen über den Verlauf des Versuches eine eher lineare Zunahme auf.

Jene Messinstrumente, denen aus Sicht der Beanspruchung die gleiche Belastung widerfährt ($w_{i2} \approx w_{i8}$ und $w_{i5} \approx w_{i11}$), haben zwar unterschiedliche Ausgangswerte, im Verlauf der vier Mio. Lastwechsel zeigen diese jedoch eine sehr gute analoge Beziehung bezüglich Steigung und positiver bzw. negativer Weiterentwicklung der Werte der Verschiebungen.

Ein Versagen der Fuge ist aus der Entwicklung der Messergebnisse nicht erkennbar. Der Endwert ist um ein Vielfaches (bis zu 7-fach) höher als zu Beginn der dynamischen Beanspruchung, wobei in Trägermitte größere Zuwächse erkennbar waren als am Trägerrand.



(a) Gemessener Weg bei Oberlast



(b) Gemessener Weg bei Unterlast

Abbildung 4.26: Gemessene Wege senkrecht zur Fuge

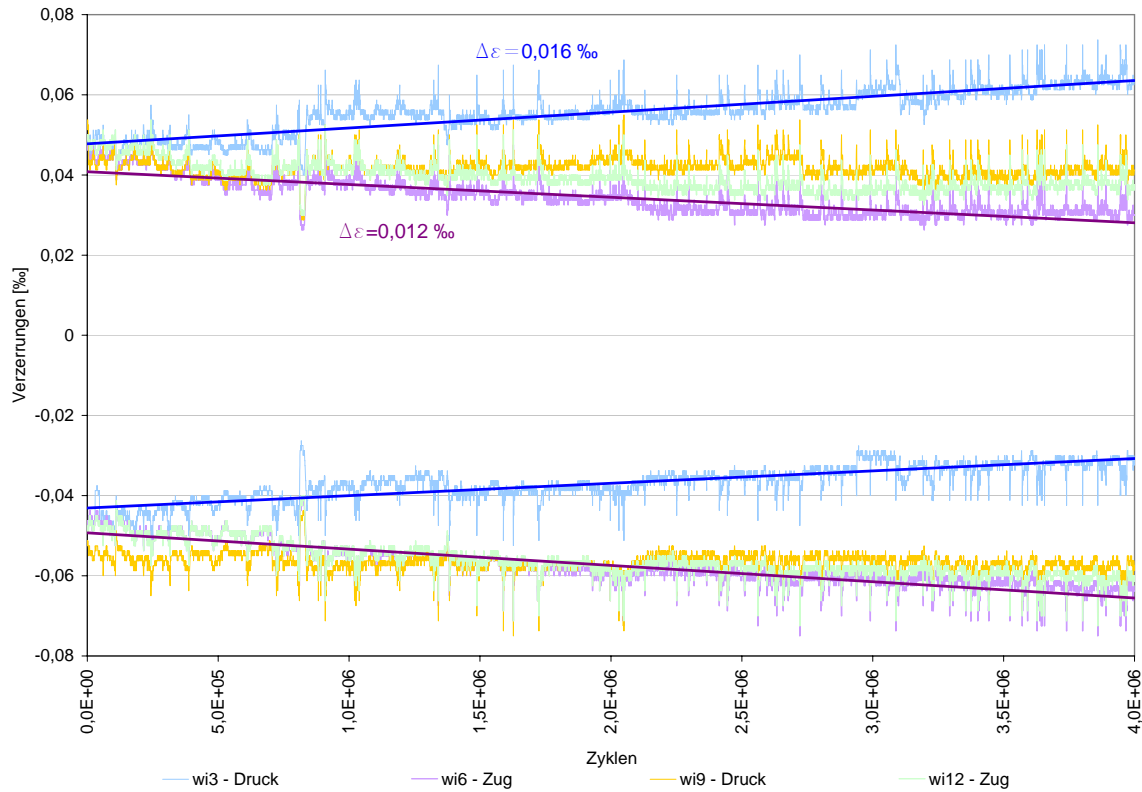


Abbildung 4.27: Verzerrungsverlauf bei Dauerschwingbeanspruchung DZE

In Abbildung 4.27 sind die Verzerrungsverläufe über die zyklische Beanspruchung dargestellt. Aus den gemittelten Linien der gemessenen Verzerrungen sind Zuwächse über die Ermüdungsbeanspruchung erkennbar. Die Betonstauchungen und Dehnungen zeigen eine ähnliches Verhalten. Der Wegaufnehmer wi9 der ebenso wie der Wegaufnehmer wi3 im Druckbereich angebracht war zeigt nicht das selbe Messergebnis, jedoch den selben Verlauf (+/-) über die Lastzyklen. Aus dem Verhältnis zwischen Krümmung und Verformung wurde anhand der Verzerrungsdifferenzen bei Oberlast die Zunahme der Vertikalverformung rückgerechnet.

$$w = \int \kappa \cdot M' dx$$

Das Moment M' wird mit dem PvK berechnet und ergibt sich zu $\frac{7,32}{4}$. Aus den Veränderungen der Verzerrungen ergab sich eine Krümmungsänderung.

$$\Delta\kappa = \frac{0,000016 + 0,000012}{0,495} = 0,000057$$

Daraus folgt die Änderung der Verformung in Trägermitte abzüglich der Randverformung zu:

$$w = \frac{1}{3} \cdot 0,000057 \cdot \frac{7,32}{4} \cdot 2 \cdot 3,66 \cdot 1000 = 0,25 \text{ mm}$$

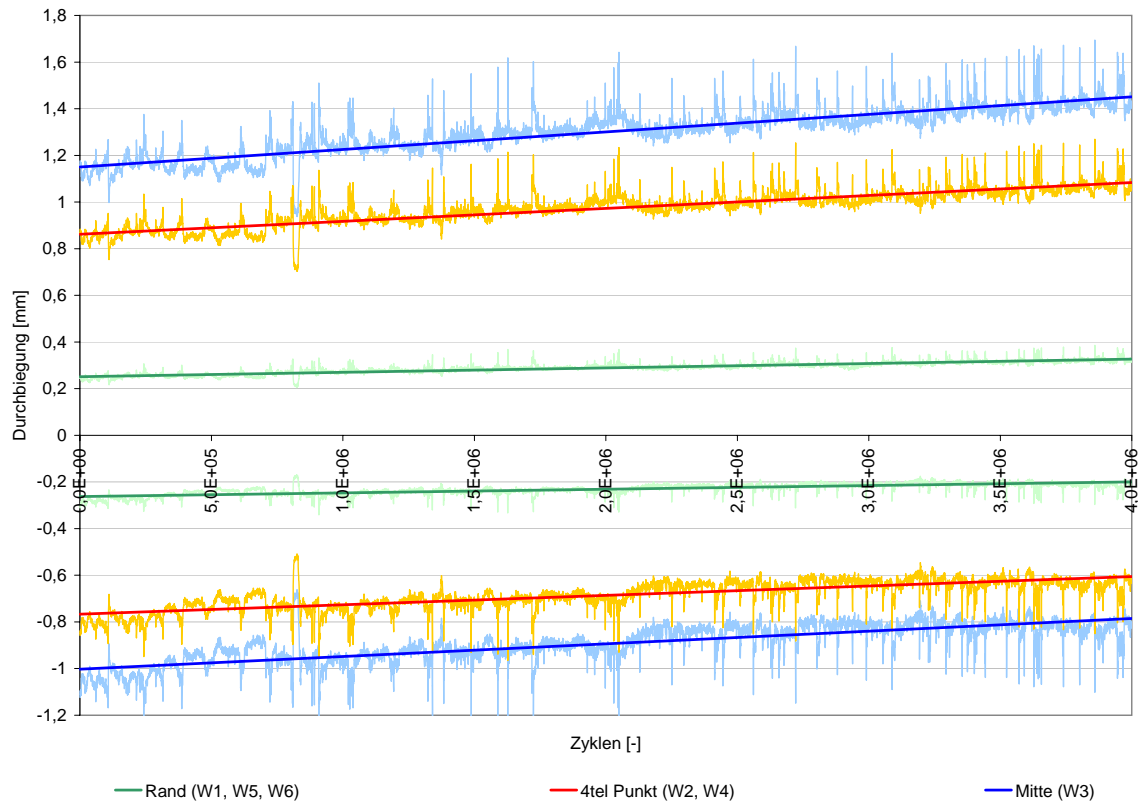


Abbildung 4.28: Darstellung der Durchbiegungen über Zyklusverlauf

4.4.1.2 Auswertung der Vertikalverformungen

In Abbildung 4.28 sind die gemessenen Durchbiegungen über den Zyklusverlauf dargestellt. Wie eingangs schon erwähnt, kam es im Verlauf des Versuches zu keinem Abfall der Steifigkeit, da keine Risse entstanden sind.

Die Durchbiegung in Trägermitte (abzüglich der Randverformungen) stieg in Summe um 0,18 mm an, was einem Zuwachs über die Versuchsdauer von 20% entspricht. Für die Oberlast ergibt sich ein Zuwachs aus den gemittelten Messergebnissen abzüglich der Randverformung von 0,24 mm. Dieser Wert entspricht der aus der Zunahme der Verzerrungen zuvor berechneten Verformung. Die Durchbiegung in Trägermitte (abzüglich der Randverformung) beträgt zufolge der Lastschwingbreite 1,675 mm.

4.4.2 Durchführung statischer Versuch

Die statische Belastung des Betonträgers mit der Aufbetonschicht in der Druckzone wurde in zwei Anläufen durchgeführt, da sich bei der ersten Anordnung der Messtechnik keine zufriedenstellenden Ergebnisse eingestellt haben. Die Anordnung der Wegaufnehmer wi7 bis wi10 in diagonaler Richtung beidseitig des Trägers erwies sich als nicht sinnvoll, da es in diesem Bereich

zu keiner nennenswerten Änderung der Verzerrungen gekommen ist (siehe Abbildungen 4.30 und 4.29).

Aufgrund des sich einstellenden Versagensbildes wurde der 1. Anlauf des statischen Versuches abgebrochen und die Anordnung der Messtechnik optimiert bzw. erweitert. Dabei wurden die Wegaufnehmer mit CFK-Stäben auf einen Messbereich von 500 mm verlängert und an 3 Stellen des Versuchskörpers jeweils über die Trägerhöhe verteilt angeordnet. Damit konnten die Verzerrungen an unterschiedlichen Stellen ermittelt werden und Rückschlüsse auf das Verhalten der Verbundfuge bei Steigerung der Beanspruchung gezogen werden.

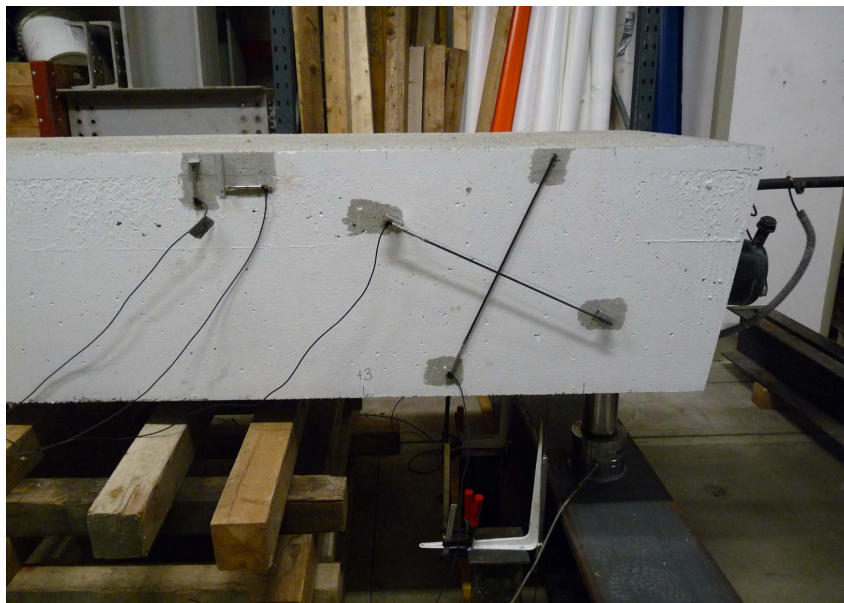


Abbildung 4.29: Anordnung der Wegaufnehmer diagonal

4.4.3 Ergebnisse statischer Versuch

4.4.3.1 Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Krümmungen

Beim 1. statischen Versuch wurden an der Stelle der Lasteinleitung (bei +1,00 m - siehe Abbildung 4.30) in der Betondruckzone auf halber Höhe der Aufbetonschichte und in der Zugzone auf Höhe des Spanngliedes induktive Wegaufnehmer angebracht, um die Stauchungen und Verzerrungen messen zu können (siehe Abbildung 4.32). Da im Zuge der Prüfung der Verbundfuge Probekörper entnommen wurden, und dies zu einer Schwächung der Betondruckzone geführt hat, wurden auch an dieser Stelle (-0,45 m) Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 4.30 und 4.33). Der dazugehörige Verzerrungsverlauf bei Maximallast aus dem 1. statischen Versuch im Vergleich zu den Messergebnissen an der Lasteinleitungsstelle ist in Abbildung 4.34 ersichtlich.

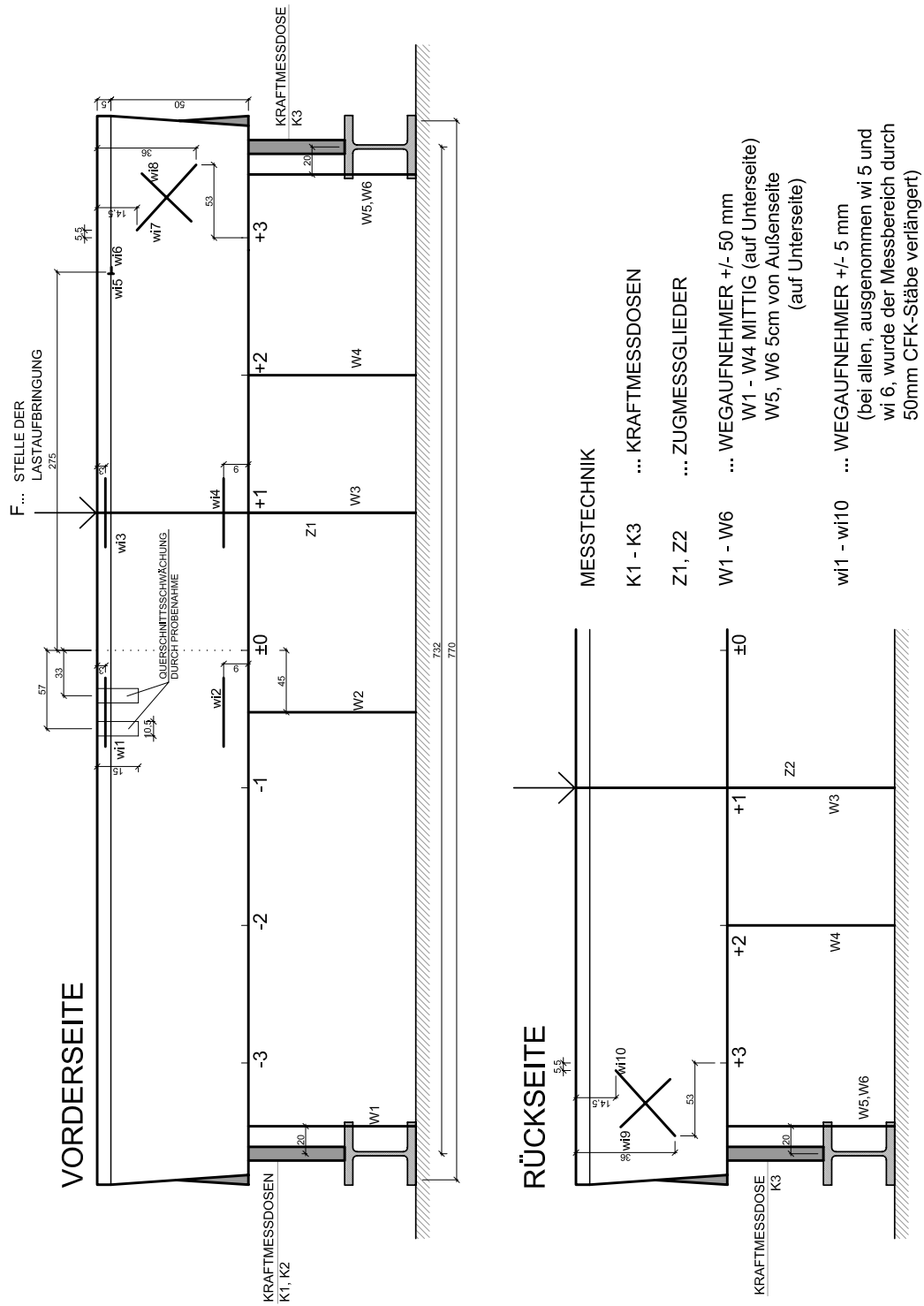


Abbildung 4.30: Messtechnik beim 1. statischen Versuch DZE (VK2)

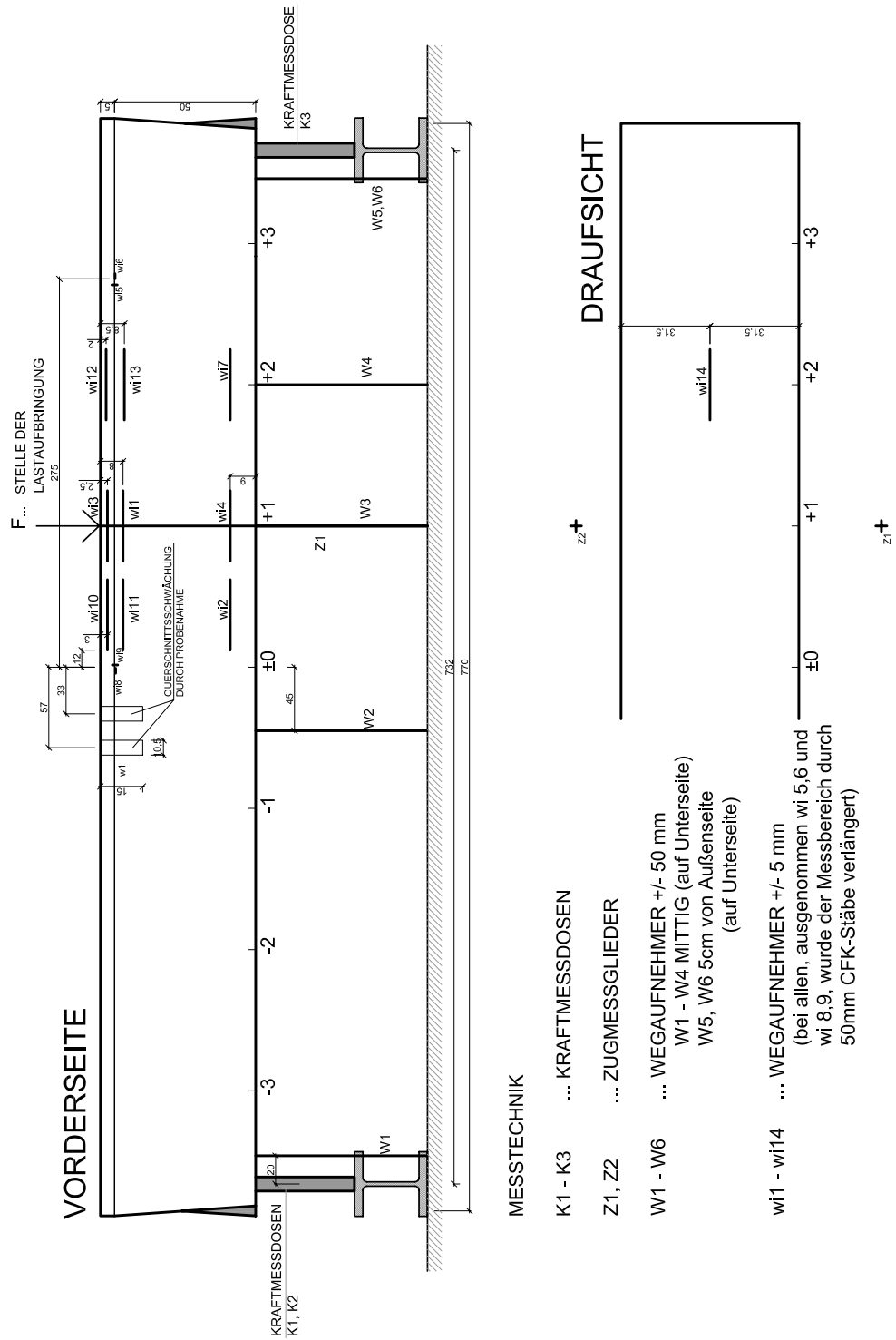


Abbildung 4.31: Messtechnik beim 2. statischen Versuch DZE (VK2)

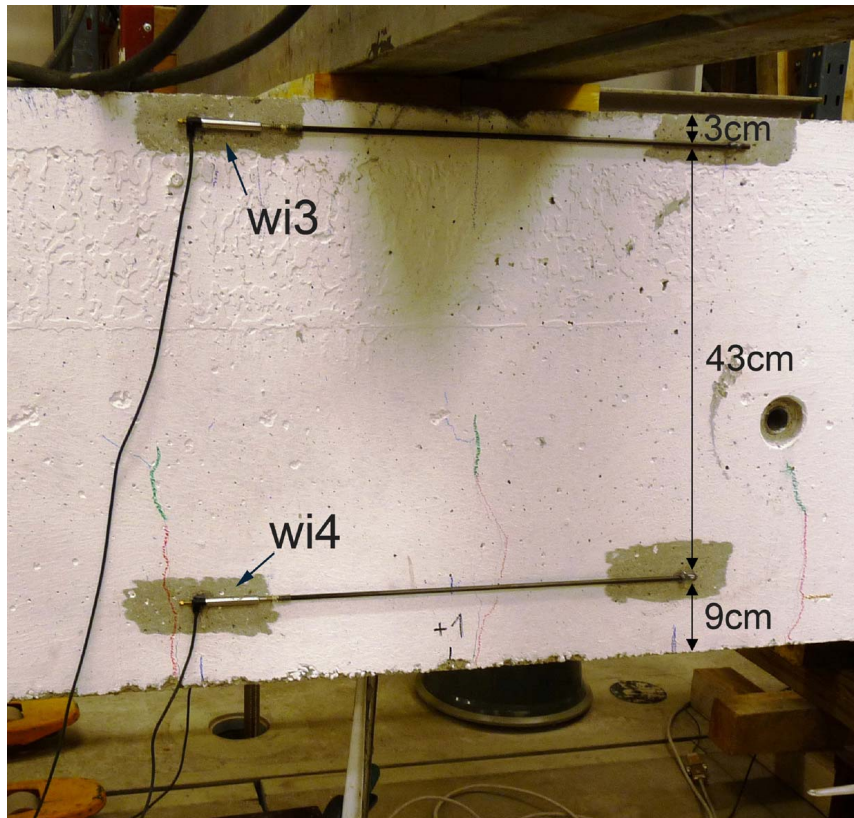


Abbildung 4.32: Anordnung Wegaufnehmer bei Lasteinleitung (stat.Versuch 1)



Abbildung 4.33: Anordnung Wegaufnehmer bei Querschnittsschwächung (-0,45 m)

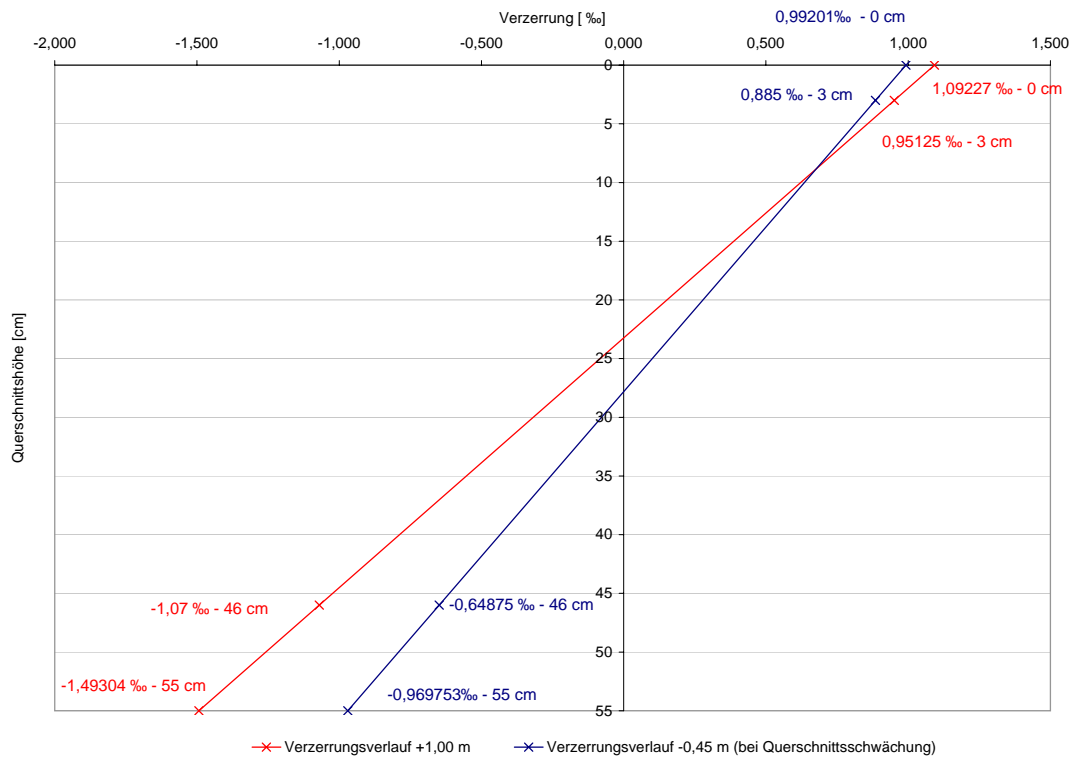


Abbildung 4.34: Verzerrungsverlauf über Querschnittshöhe bei Maximallast (1. statischer Versuch)

Die Verzerrungen können aus den gemessenen Wegen mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\varepsilon = \frac{Weg \ W [mm]}{500} \cdot 1000 [\text{‰}] \quad (4.3)$$

Die gemessenen Verzerrungen ergeben sich nur aus den durch die Pressen aufgebrachtten Kräften. Vorbeanspruchungen, die durch die Vorspannung oder das Eigengewicht entstehen, sind messtechnisch nicht erfasst, da das Messsystem erst vor Aufbringen der statischen Last installiert wurde.

Aus den in Gleichung 4.3 ermittelten Verzerrungen ε_d in der Druckzone und ε_z in der Zugzone kann die Krümmung gemäß Gleichung 4.4 errechnet werden.

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_d| + |\varepsilon_z|}{h} \quad (4.4)$$

Mit Hilfe der Beziehung $\kappa = \frac{M}{E \cdot I}$ wurde die theoretische Krümmung zufolge der Momentenbeanspruchung berechnet. Durch Vergleich der aus den gemessenen Verzerrungen ermittelten Krümmung und der theoretischen Krümmung, wurde die Last ermittelt, bei der unter Biegebeanspruchung der erste Riss aufgetreten ist.

In der Abbildung 4.35 ist die Momenten-Krümmungs-Beziehung an der Lasteinleitungsstelle dargestellt. Daraus ist das am Anfang lineare Verhalten bis zum Erstriss gut erkennbar und der darauf folgende Abfall der Biegesteifigkeit im nichtlinearen Bereich.

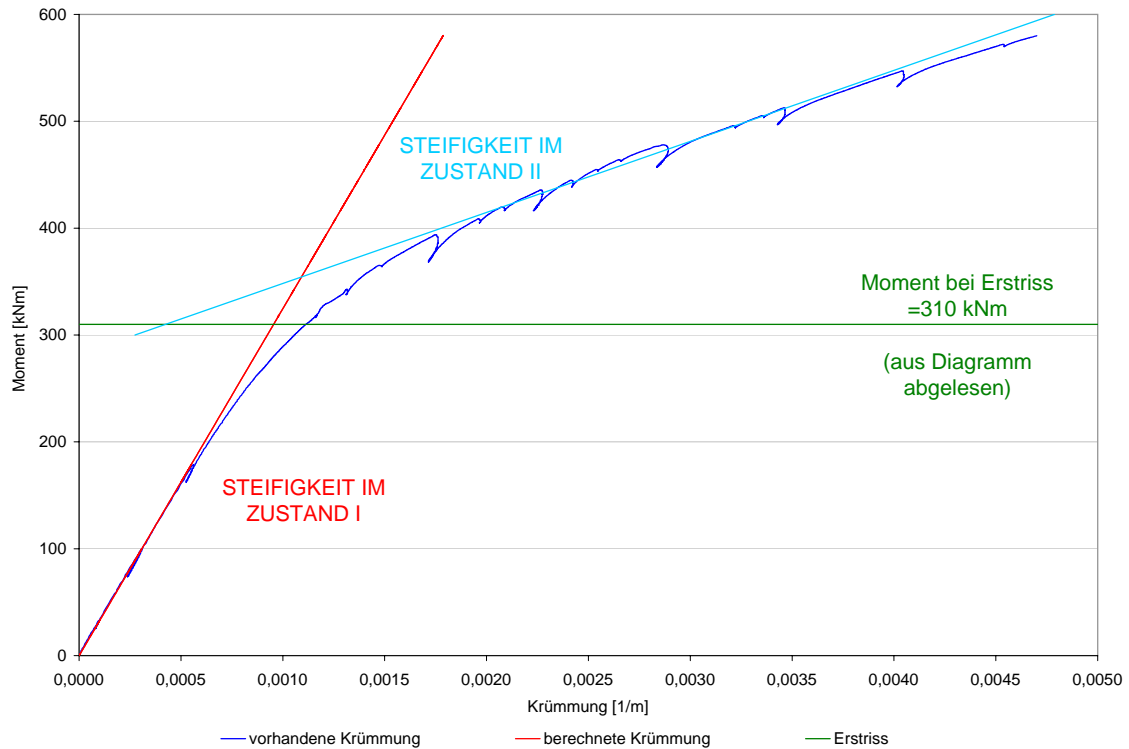


Abbildung 4.35: Momenten Krümmungsbeziehung bei Lasteinleitungsstelle (+1,00 m)

Für die einwirkende Kraft bei Erstriss ergeben sich an der Lasteinleitungsstelle aus den Gleichungen 4.3 und 4.4 folgende Werte:

$$\varepsilon_d = \frac{0,135625}{500} \cdot 1000 = 0,27125 \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_z = \frac{-0,104375}{500} \cdot 1000 = -0,20875 \text{ [‰]}$$

$$\kappa = \frac{|0,27125| + |-0,20875|}{43} = 0,00111628$$

Zufolge dem linearen Zusammenhang ergibt sich eine Krümmung von:

$$E \cdot I = 36.300.000 \cdot 0,008943510 = 324.649,42 \text{ kNm}^2$$

$$\kappa_{theoretisch} = \frac{310}{324.649,42} = 0,000956$$

Diese beiden Werte stimmen gut überein, wodurch sich der Wert für das Moment bei Erstriss, der aus dem Diagramm (siehe Abbildung 4.35) mit $M = 310 \text{ kNm}$ abgelesen wurde, bestätigt hat.

4.4.3.2 Zusammenhang zwischen Last und Verformung

Ebenfalls kann aus der Beziehung zwischen Last und Verformung auf die Belastung bei Eintreten des ersten Risses geschlossen werden. Die berechnete Durchbiegung zufolge einer Einzellast

$F = 183,20 \text{ kN}$ an der Stelle $+1,00$ (4,66 m vom linken Auflager) beträgt:

$$f_{max} = \frac{F}{3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{4,66^2 \cdot 2,66^2}{l} \cdot 10 = 4,34 \text{ mm}$$

Dieser Wert entspricht auch dem aus dem Versuch an dieser Stelle gemessenem Wert von $4,54 \text{ mm}$.

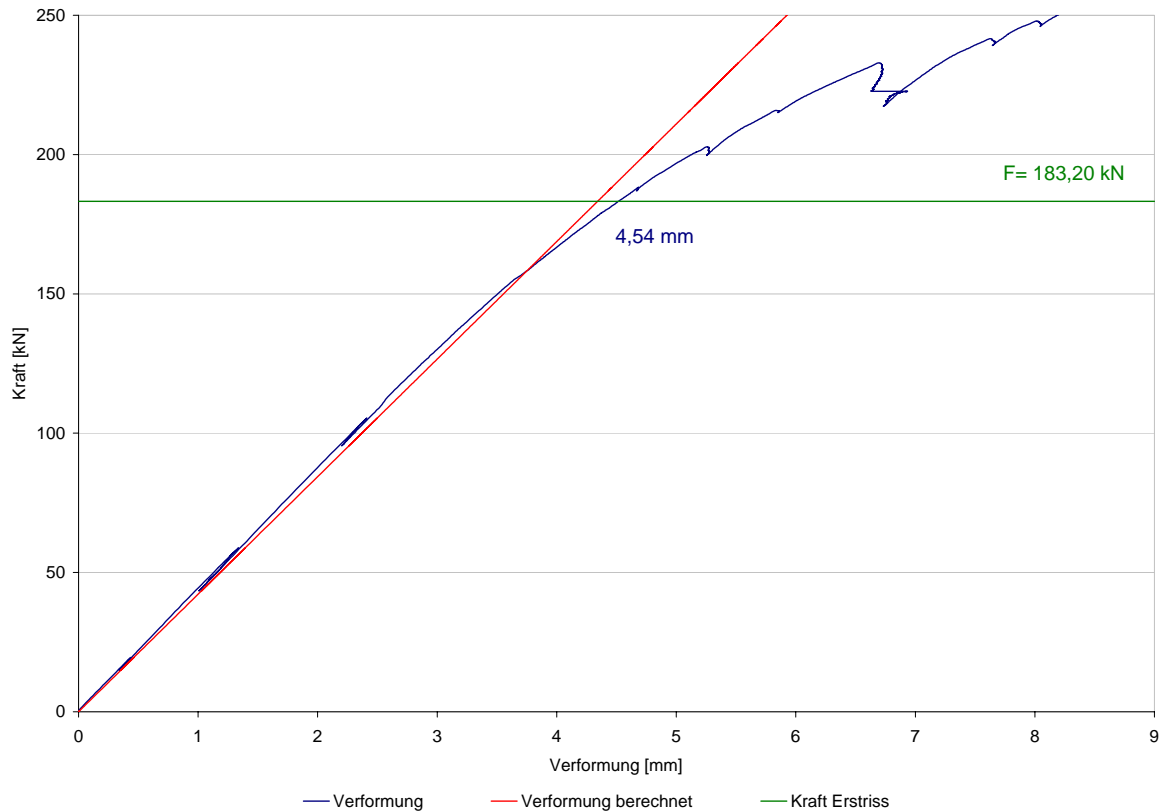


Abbildung 4.36: Last Verformungs - Diagramm bis Erstriss

In Abbildung 4.37 sind die Last-Verformungsbeziehungen für den 2. Durchlauf des statischen Versuches dargestellt. An der Darstellung ist erkennbar, dass an der Stelle der Querschnittschwächung eine weit aus größere Durchbiegung aufgetreten ist, als an der Stelle $+2,00 \text{ m}$ (in etwa gleicher Abstand zur Lasteinleitungsstelle). Dies deckt sich auch mit dem aufgenommenen Rissbild (siehe Anhang D), wo erkennbar ist, dass sich die ersten Risse in diesem Bereich früher ausgebildet haben. Weiters ist es in diesem Bereich bei Steigerung der Belastung bis zur Traglast zu einem Abflachen mancher Risse gekommen.

Bei der Maximallast von $F = 404,2 \text{ kN}$ (an Stelle W3) ergibt sich nach Abzug der Randverformungen eine maximale Durchbiegung von $w = 25,50 \text{ mm}$. Die bleibende Verformung nach Entlastung betrug an dieser Stelle $w = 1,35 \text{ mm}$.

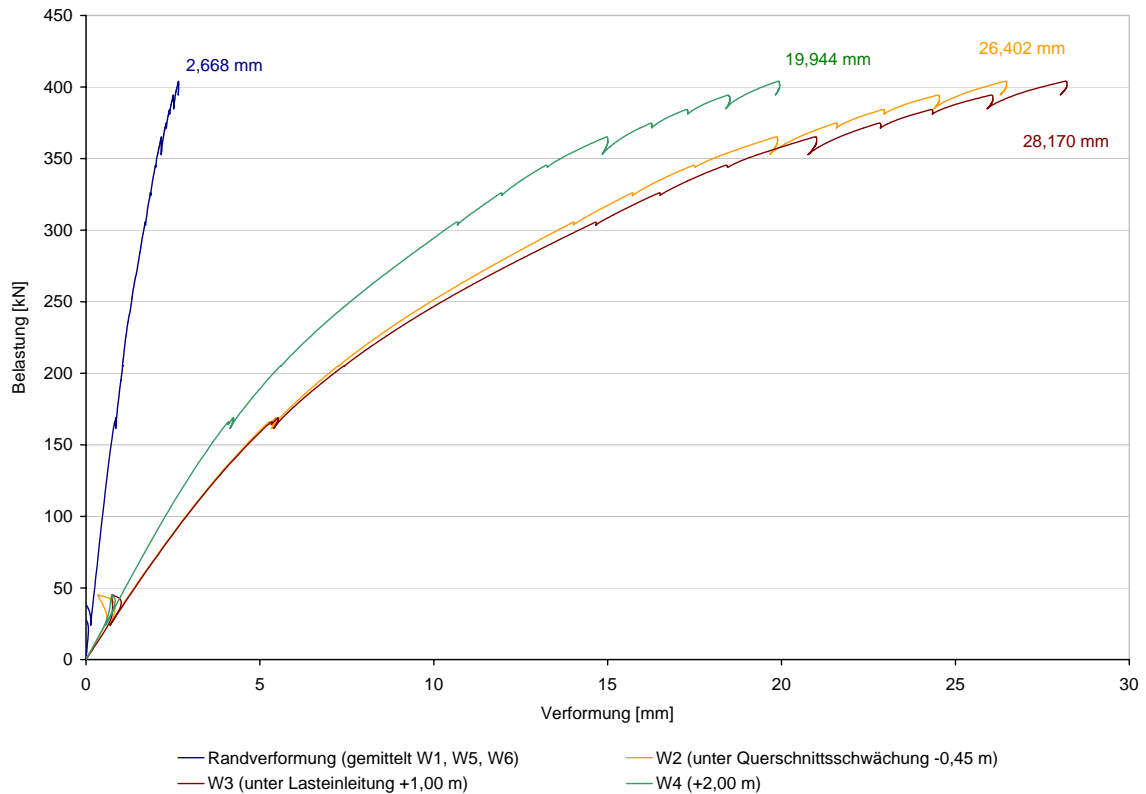


Abbildung 4.37: Last - Verformungs - Diagramm (statischer Versuch 2)

4.4.3.3 Schubspannungsberechnung Versuchskörper

Schubkraftwiderstand gemäß EN 1992-1-1[5]

Gemäß [1] darf die Verbundfuge als verzahnte Fuge angenommen werden, woraus sich folgende Beiwerte ergeben: $c = 0,50$ und $\mu = 0,9$.

Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstandes ergibt sich gemäß Gleichung 3.19 mit einem Wert $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 2,0}{1,5} = 1,33 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$\nu_{Rdi} = 0,50 \cdot 1,33 = 0,667 \text{ N/mm}^2$$

bzw. für die Druckzonenergänzung, bei der eine zusätzliche Spannung zufolge der Normalkraft durch die Aufbetonschicht vorliegt mit

$$\sigma_n = \frac{24 \cdot 0,05 \cdot 0,63 \cdot 7,5}{0,63 \cdot 7,5} = 1,2 \text{ kN/m}^2 = 0,0012 \text{ N/mm}^2 \text{ zu:}$$

$$\nu_{Rdi} = 0,50 \cdot 1,33 + 0,0012 \cdot 0,9 = 0,668 \text{ N/mm}^2$$

Beide Widerstände erfüllen die Bedingung:

$$\nu_{Rdi} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,526 \cdot 20,693 = 5,44 \text{ N/mm}^2$$

mit

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{31,04}{250}\right) = 0,526$$

Daraus ist zu erkennen, dass durch die geringe Stärke der Aufbetonschichte keine merkliche Erhöhung des Schubkraftwiderstandes durch den Anteil der Reibung erreichbar ist.

Berechnung des Schubspannungswiderstandes gemäß ÖN B 4700 [2]

Der Widerstand der Schubspannung wird gemäß Gleichung 3.22 berechnet:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= 2 \cdot 0,27 + 0,8 \cdot 0,0012 = 0,54 \text{ N/mm}^2 \\ &\leq 0,4 \cdot 0,56 \cdot 18,5 = 4,15 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

mit ν gemäß Formel 3.23

$$\nu = 0,7 - \frac{1,5 \cdot 18,5}{200} = 0,56$$

DZE - Schubspannung in Fuge 2

Mit der bei der statischen Beanspruchung maximalen Last werden die Nachweise für die Schubspannungen berechnet. In Abbildung 4.38 sieht man den Querkraftverlauf zufolge aufgebrachtener Maximallast bei dem Versuch und Eigengewicht.

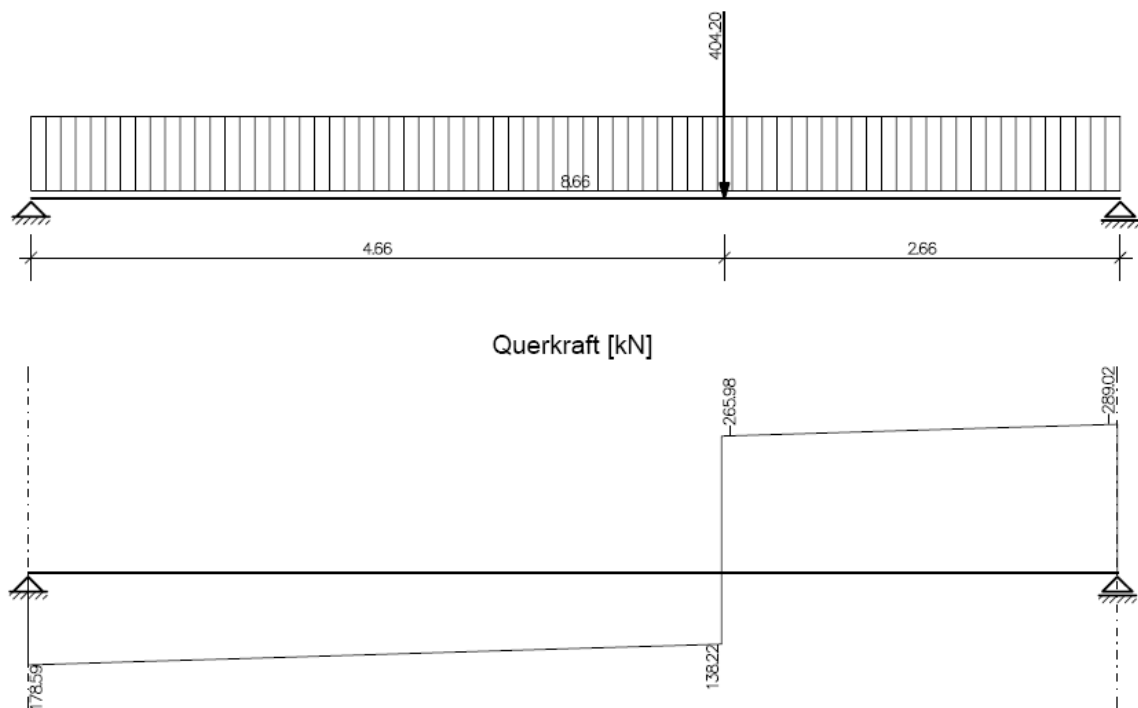


Abbildung 4.38: Querkraftverlauf bei statischer Maximallast (DZE)

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}$$

$$S = 63 \cdot 5 \cdot 25 = 7875 \text{ cm}^3$$

$$I = 894.351,03 \text{ cm}^4$$

$$b = 63 \text{ cm}$$

$$\tau_1 = \frac{178,59 \cdot 7875}{894.351,03 \cdot 63} = 0,0249 \text{ kN/cm}^2 = 0,25 \text{ N/mm}^2 \leq 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{289,02 \cdot 7875}{894.351,03 \cdot 63} = 0,040 \text{ kN/cm}^2 = 0,40 \text{ N/mm}^2 \leq 0,54 \text{ N/mm}^2$$

Für die in der Fuge auftretenden Schubspannungen kann der Nachweis gemäß [2] erbracht werden. Für den Nachweis der Schubkraftübertragung gemäß Gleichung 3.17 laut [5] wird der Wert für β aus dem Verzerrungsverlauf bei Maximallast (siehe Abbildung 4.39) an der Lasteinleitungsstelle errechnet, indem die Verzerrungen mittels Spannungs-Dehnungslinie (Abbildung 4.40) umgerechnet werden und so die Nichtlinearität der Arbeitslinie des Betons berücksichtigt wird. Der dargestellte Verzerrungsverlauf ergibt sich aus den gemessenen Verzerrungen des Versuches, den Stauchungen zufolge Vorspannungen und den Verzerrungen zufolge Eigengewicht.

Die Normalkraft in der Aufbetonschichte ergibt sich dadurch zu:

$$\frac{(37,057 + 29,924) \cdot 50}{2} \cdot 630 = 1.054,95 \text{ kN}$$

Die Gesamtnormalkraft in der Druckzone beträgt:

$$\left(\frac{(37,057 + 26,440) \cdot 80}{2} + \frac{26,440 \cdot 144,8}{2} \right) \cdot 630 = 2.806,11 \text{ kN}$$

Daraus ergibt sich das Verhältnis der Normalkraft.

$$\beta = \frac{1.054,95}{2.806,11} = 0,376$$

Mit einem Wert von $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (55 - 9) = 41,4 \text{ cm}$ und $b_i = 63 \text{ cm}$ ergibt sich der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge gemäß Gleichung 3.18:

$$\nu_{Edi} = \frac{0,376 \cdot 289,02}{41,4 \cdot 63} = 0,0412 \text{ kN/cm}^2 = 0,42 \text{ N/mm}^2 \leq \nu_{Rdi} = 0,668 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis gemäß EN 1992-1-1 [5] für die Schubkraftübertragung in Fugen konnte somit ebenfalls erbracht werden.

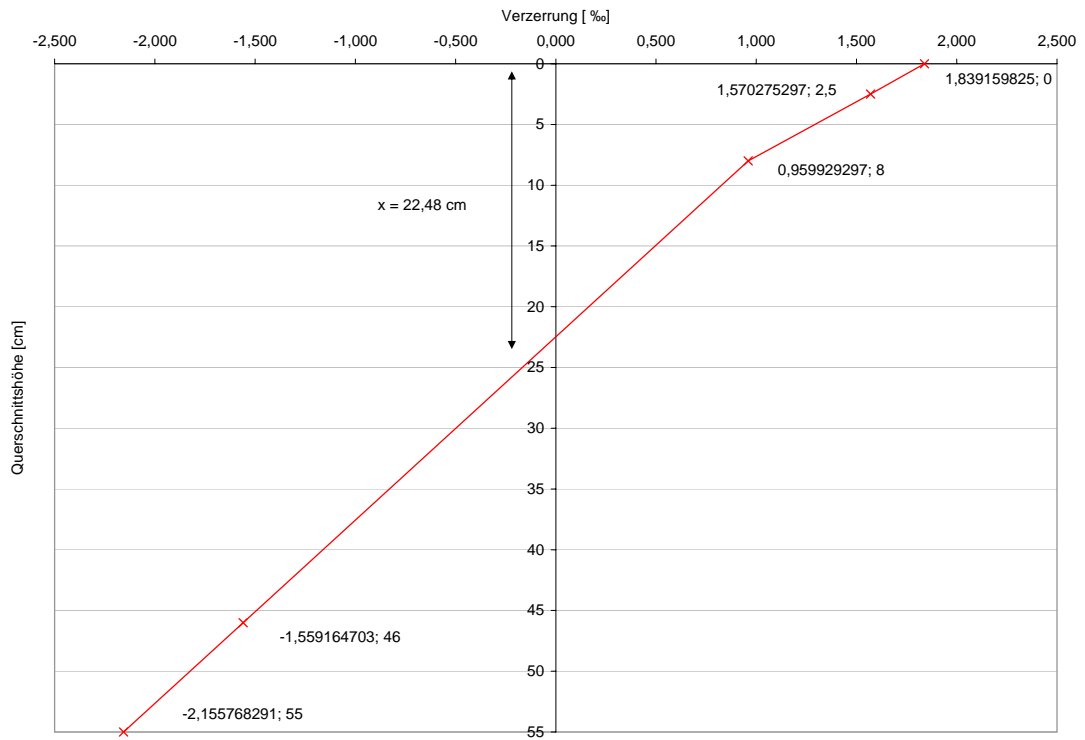


Abbildung 4.39: Verzerrungsverlauf bei Maximallast an der Stelle +1,00m (Lasteinleitungsstelle)

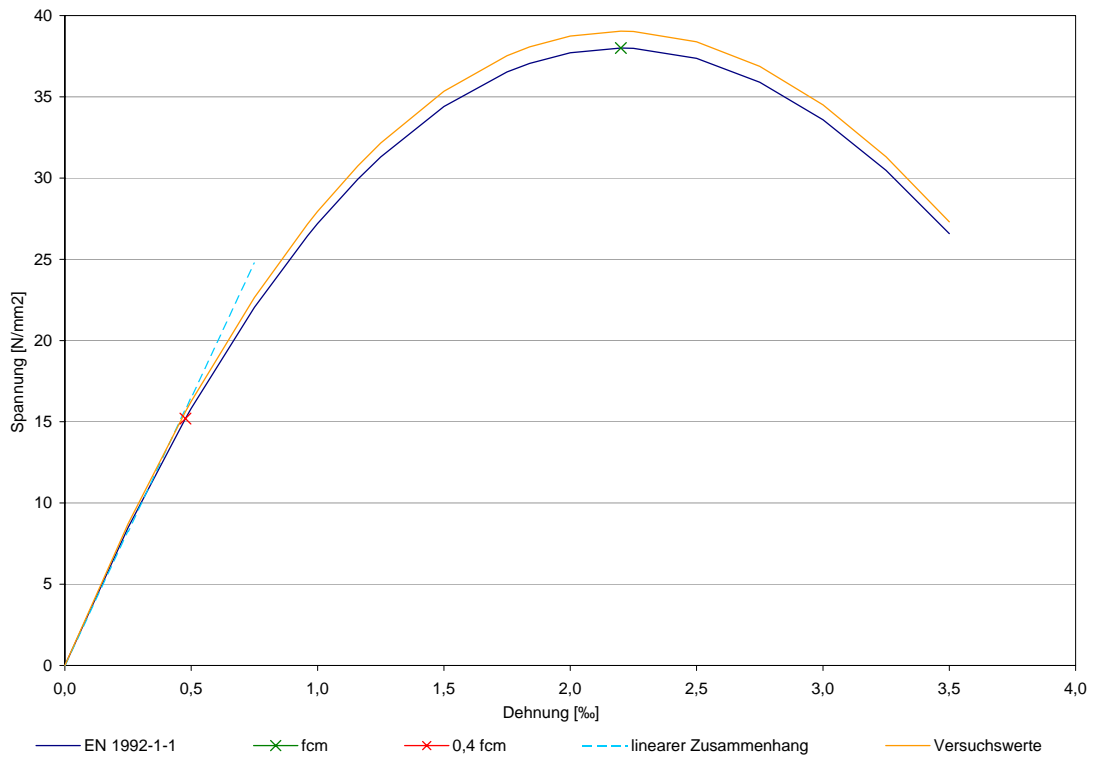


Abbildung 4.40: Spannungs-Dehnungslinie Beton

4.4.3.4 Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons

Mit dem Verzerrungsverlauf über die Querschnittshöhe (siehe Abbildung 4.41) bei der zuvor ermittelten Belastung bei Eintreten des ersten visuell wahrgenommenen Biegerisses von $F = 183 \text{ kN}$ wird die Zugfestigkeit des Betons ermittelt. Diese kann, da sich der Beton im ungerissenen Zustand befindet, mit der linearen Beziehung $\sigma = E \cdot \varepsilon$ ermittelt werden.

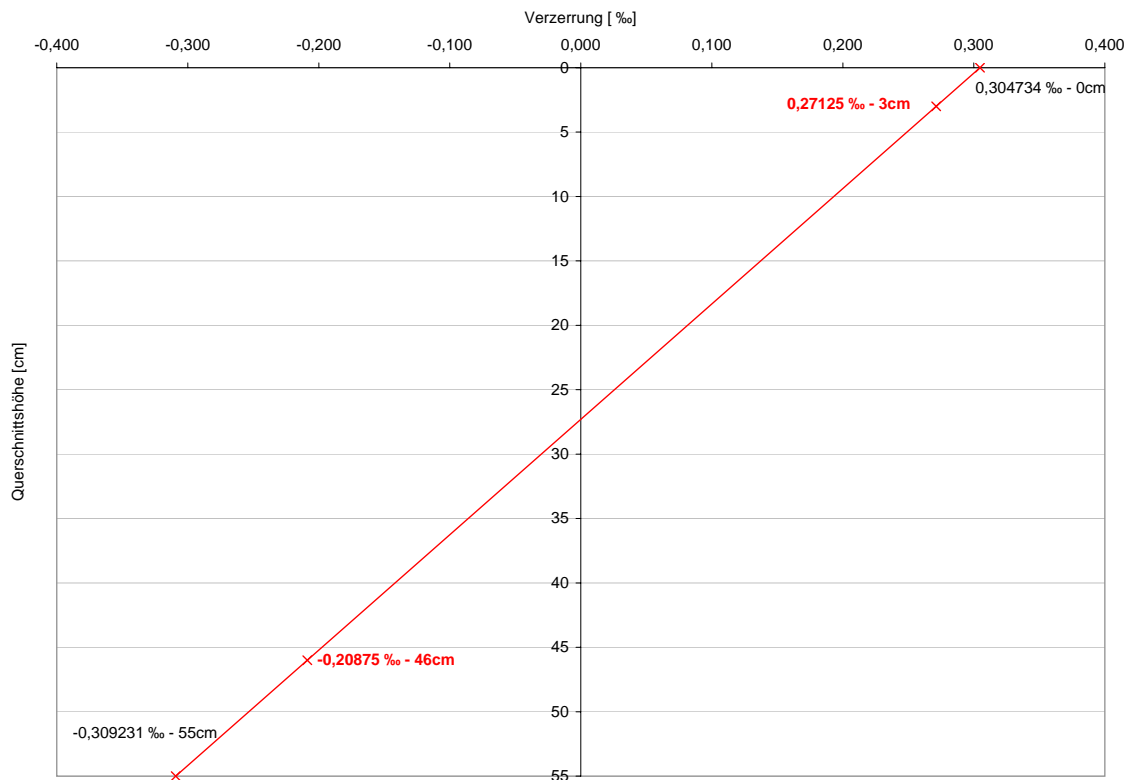


Abbildung 4.41: Verzerrungsverlauf bei Erstriss an Stelle +1,00 m (rote Zahlenwerte wurden am Versuchskörper gemessen)

Die ermittelte Verzerrung am unteren Querschnittsrand beträgt $-0,309231\%$. Daraus ergibt sich die Spannung zufolge der Beanspruchung beim Versuch zu:

$$\sigma = 3.630 \cdot \frac{0,309231}{1000} = 1,12 \text{ kN/cm}^2 = 11,23 \text{ N/mm}^2$$

Von dem berechneten Wert muss noch die vorhandene Spannung zufolge Vorspannkraft und Eigengewicht an der Stelle der Lasteinleitung bei Versuchsdurchführung herausgerechnet werden, um die Zugfestigkeit des Betons zu erhalten.

$$\sigma_P = \frac{2 \cdot 1.171,05}{3.087,66} = 0,77 \text{ kN/cm}^2 = 7,70 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{EG,+1,00m} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot 4,66 - q_{EG} \cdot \frac{4,66^2}{2} = 53,69 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{EG} = \frac{5369}{32.600,33} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 = 1,65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct} = 11,23 - (7,60 - 1,65) = 5,18 \text{ N/mm}^2$$

Der aus dem Versuch ermittelte Wert liegt somit höher als der ermittelte Wert mit den geprüften Werkstoffkennwerten $f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$ und dem Wert gemäß EC 2 [5] $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ bei C 30/37.

4.4.3.5 Beurteilung der Verbundfuge anhand der gemessenen Relativverschiebungen waagrecht und senkrecht zur Fuge

Im Zuge der 2. Durchführung des statischen Versuches wurden an den Stellen +0,37 m, +1,00 m und +2,00 m (Anordnung siehe Abbildung 4.31 und 4.42) die Wege über einen Bereich von 500 mm gemessen. Die daraus berechneten Verzerrungen sind in der Abbildung 4.43 dargestellt. Daran ist erkennbar, dass die Verbundfuge mitträgt, da die Dehnung an jeder Stelle in der Aufbetonschicht größer ist, als an der Oberkante des Tragwerkbetons. (Anmerkung: Es wurden nur die Verzerrungen zufolge der statischen Last bei Versuchsdurchführung dargestellt, die Stauungen zufolge Vorspannung und Verzerrungen zufolge Eigengewicht bleiben in dieser Grafik unberücksichtigt.)

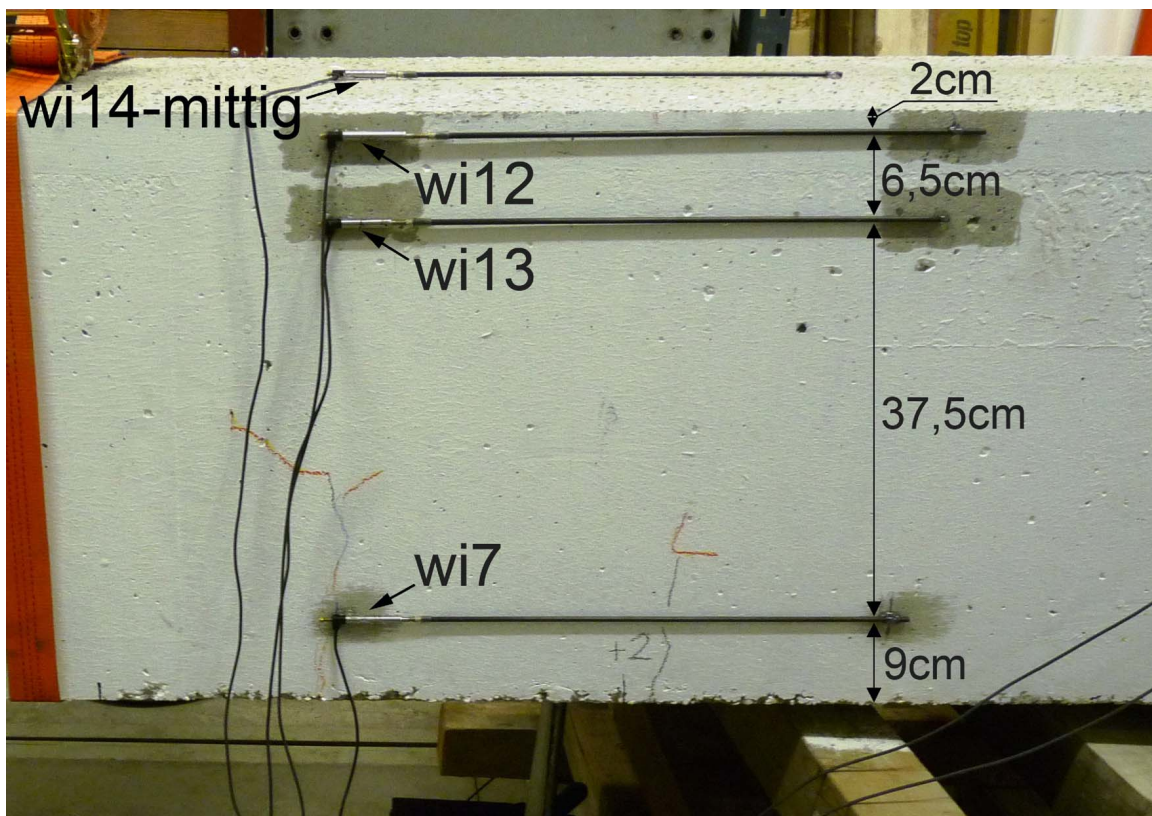


Abbildung 4.42: Anordnung Wegaufnehmer +2,00 m (stat. Versuch 2)

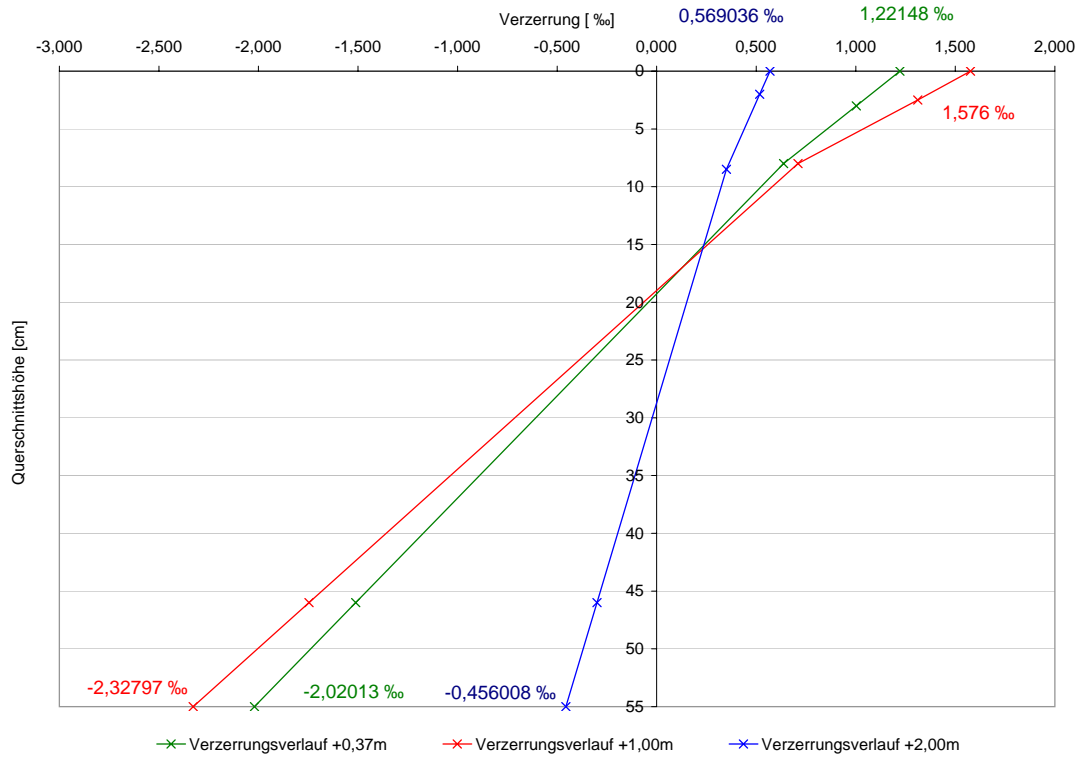


Abbildung 4.43: Verzerrungsverlauf bei Maximallast

Stellvertretend für die so durchgeführte Messung soll der gesamte Verzerrungsverlauf in Bezug auf die Lastaufbringung an der Stelle +2,00 m dargestellt werden. Die in der Abbildung 4.44 ersichtliche Differenz zwischen dem Verzerrungsverlauf w_{i12} und w_{i13} wurde über die Verbundfuge übertragen. Um Messfehler auszuschließen, wurde die an der Stelle +2,75 m durchgeführte Messung der Relativverschiebung der Verbundfuge (w_{i6}) mit der Differenz von w_{i12} und w_{i13} verglichen und im nachfolgenden Diagramm 4.45 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die beiden errechneten Verzerrungen bei Maximallast von $\varepsilon_{w_{i6}} = 0,125 ‰$ und $\varepsilon_{w_{i12-13}} = 0,168 ‰$ gut zusammenstimmen.

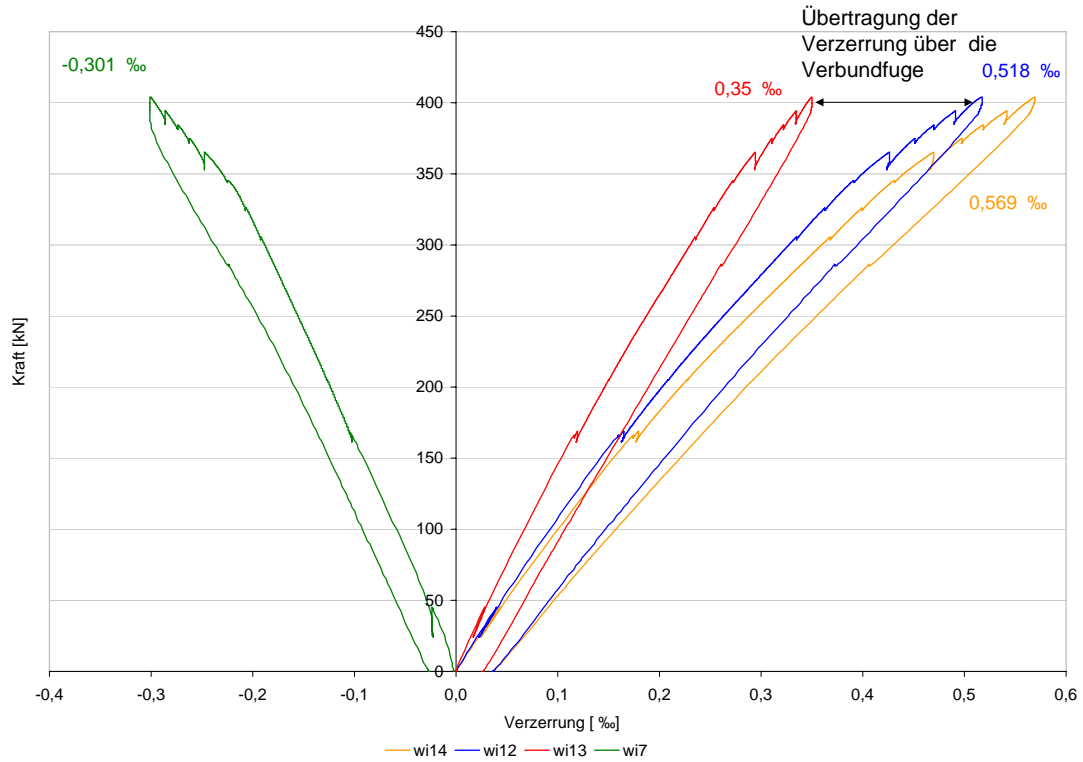


Abbildung 4.44: Last-Verzerrungs-Diagramm an Stelle +2,00 m (beim 2.Durchlauf statischer Versuch)

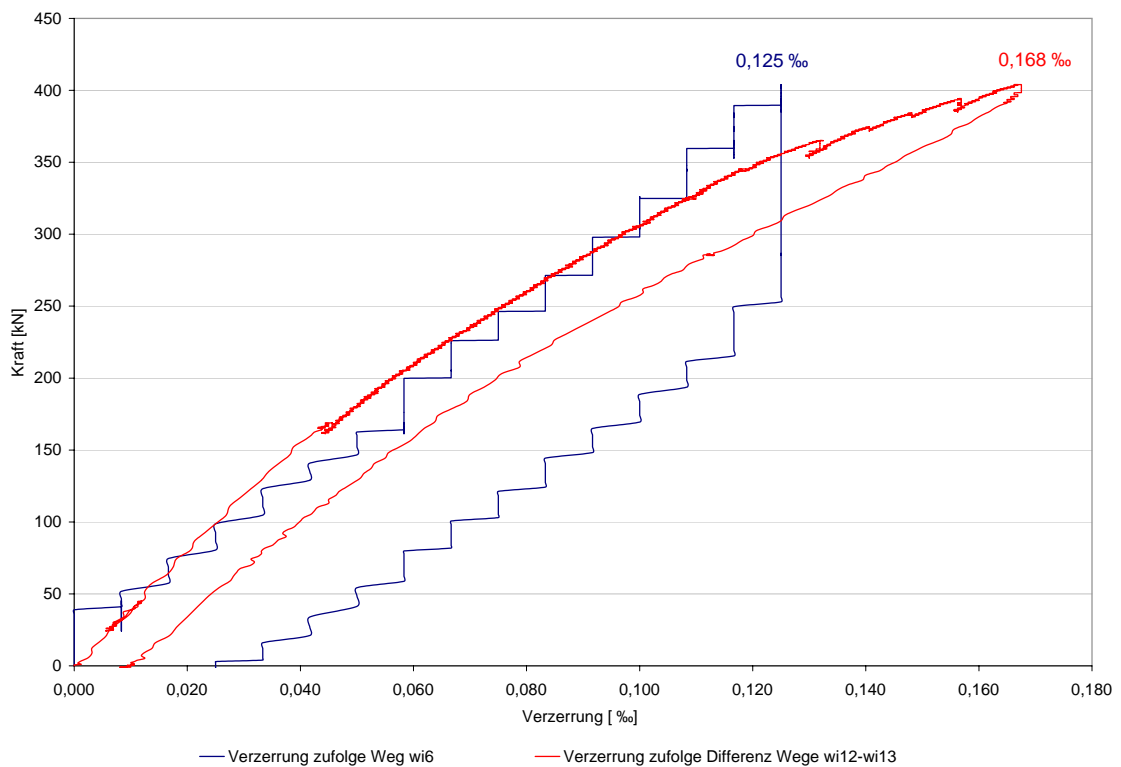


Abbildung 4.45: Gegenüberstellung der Relativverschiebung der Fuge und der Unterschiede in der Stauchung gemessen im Aufbeton und an der Tragwerksoberkante

Aus den Messungen der Relativverschiebungen zwischen Tragwerks- und Aufbeton ist ersichtlich, dass die Beanspruchung der Verbundfuge in Trägermitte, sowohl parallel (wi8) als auch normal (wi9) zur Fuge, größer war, als am Trägerrand. Dies lässt darauf schließen, dass es durch eine auf-lager-nahe Krafeinleitung in diesem Bereich zu keiner Schubbeanspruchung der Fuge gekommen ist. In den Abbildungen 4.46 und 4.47 werden die Wege w_i , die über die Verbundfuge gemessen wurden, dargestellt. Bei der Darstellung der senkrechten Wege wird auf w_{i5} bei der ersten Durchführung des statischen Versuches verzichtet, da laut Aufzeichnungen das Messinstrument defekt war.

Die Relativverschiebung w_{i8} hat mit einem Weg von 0,045 mm bei Traglast den 4-fachen Wert wie das Messinstrument, das am Rand angebracht wurde. Durch die hohe gemessene Verschiebung in waagrechter Richtung kam es auch zu einem erhöhten Wert in vertikaler Richtung, da diese zwei Messergebnisse immer gekoppelt zu betrachten sind. Dabei beträgt der Endwert für w_{i9} das 3-fache des gemessenen Weges am Rand. Im Zuge der Prüfung der Abreißfestigkeit ist es in diesem erhöht beanspruchten Bereich zu einer Probenahme nach der statischen Beanspruchung gekommen. Die gemessenen Abreißfestigkeiten ergaben im Vergleich zu den Werten nach der dynamischen Beanspruchung keinen nennenswerten Abfall. Da auch optisch keine Schädigungen in der Verbundfuge festzustellen waren, kann davon ausgegangen werden, dass dieser im Verhältnis hohe Wert der Relativverschiebung von dem Widerstand der Fuge aufgenommen werden konnte.

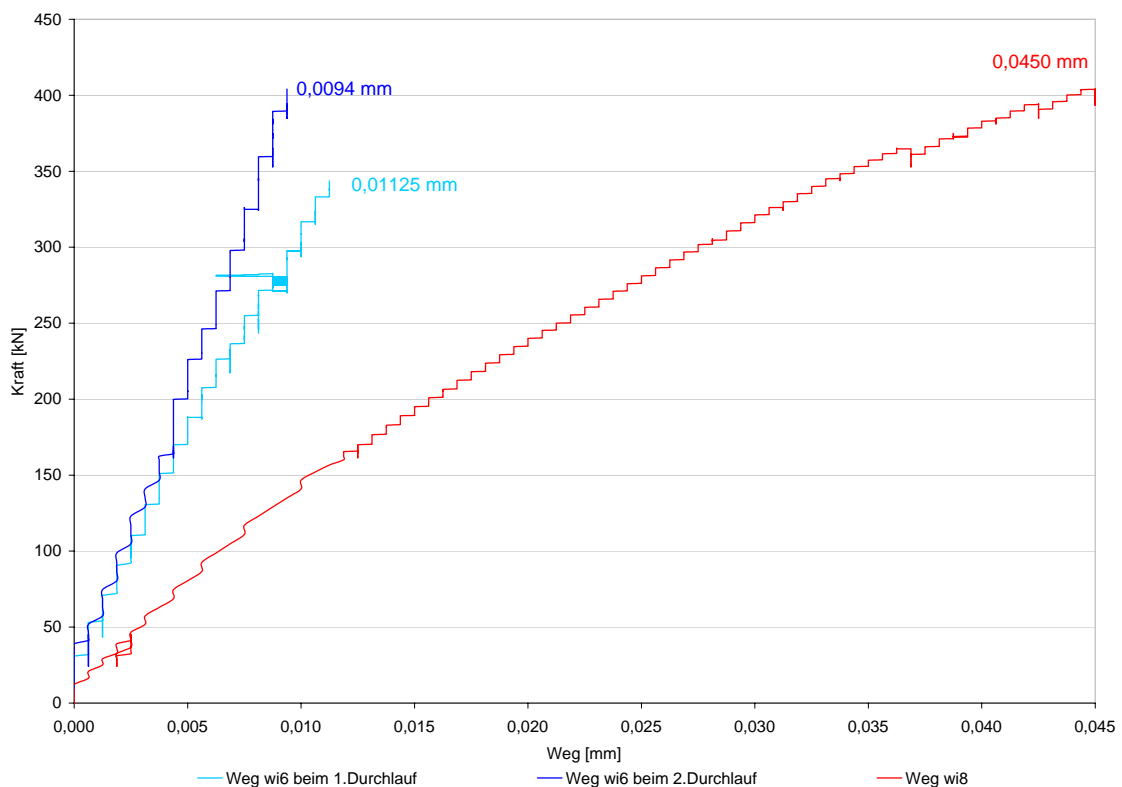


Abbildung 4.46: Relativverschiebungen Aufbeton - Tragwerksbeton

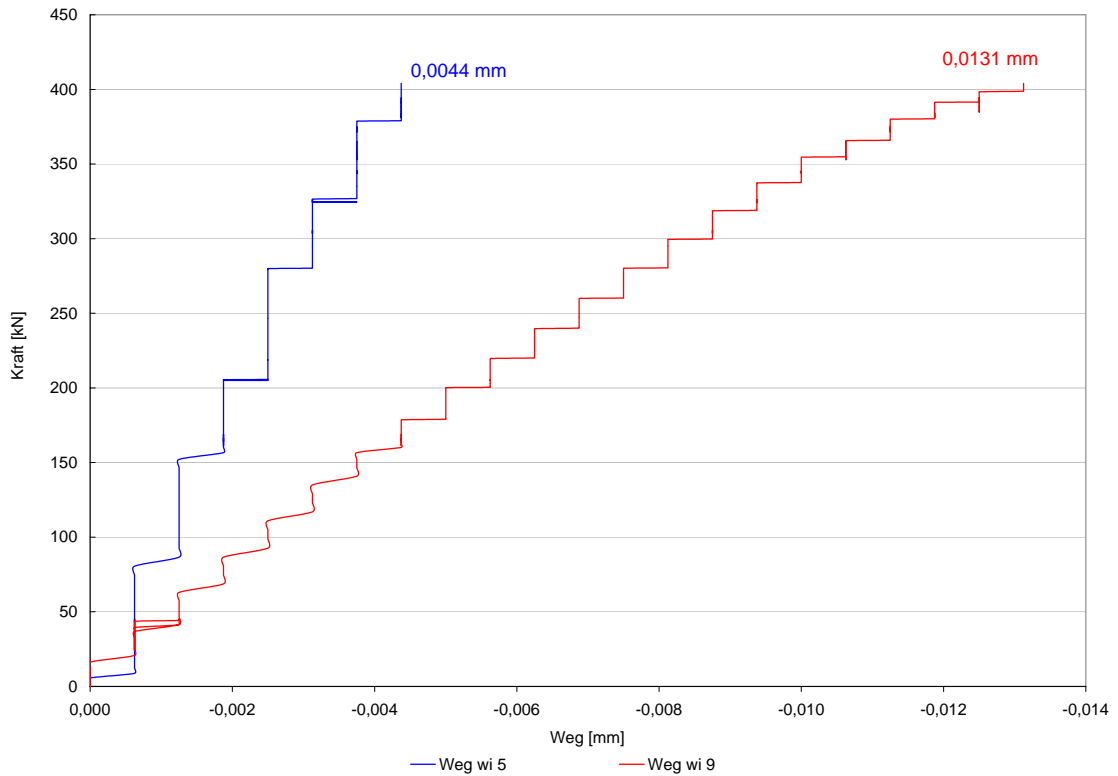


Abbildung 4.47: Vertikalverschiebung Aufbeton - Tragwerksbeton

Das Verhältnis der gemessenen Wege der relativen Verschiebung der Verbundfuge und den Wegen senkrecht zur Fuge ist bei sämtlichen Messstellen mit 3:1 festzustellen.

4.4.3.6 Beurteilung Rissbild bei Traglast

In Abbildung 4.48 ist das aufgenommene Rissbild für die Last von $F = 400$ kN dargestellt. Die maximale Rissöffnung gemessen auf Höhe des Spanngliedes betrug 0,80 mm. Die Risse haben sich durch Steigerung der Last zur Lasteinleitungsstelle hin abgeflacht. Der durchschnittliche Rissabstand betrug 38,8 cm.

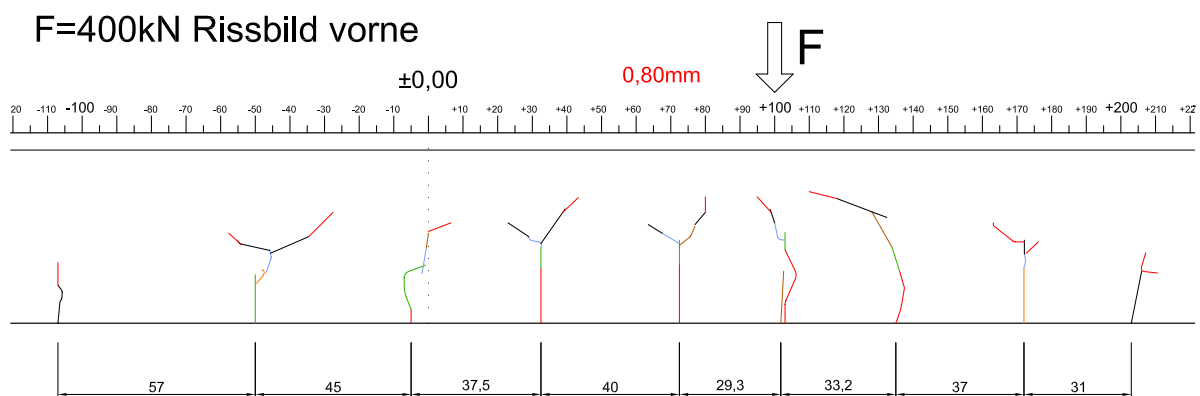


Abbildung 4.48: Rissbild bei Traglast

4.5 Zugzonenergänzung

4.5.1 Durchführung und Ergebnisse Dauerschwingversuch

Vor Durchführung des Dauerschwingversuches wurde, wie in Kapitel 3.4.6 beschrieben, der Träger auf eine Maximallast von $83,19 \text{ kN}$ belastet, um in der Aufbetonschichte Risse zu erzeugen (Rissbilder siehe Abbildung 4.49). Dabei entstanden Risse mit einem durchschnittlichen Rissabstand von ca. 20 cm. Die Risse breiteten sich auf der Vorderseite über eine Länge von 3,00 m, auf der Rückseite sogar über 4,00 m aus. Anhand dieser Vorbelastung wurde die Anordnung der Messtechnik gewählt, die in Abbildung 4.50 dargestellt ist. Die Lastaufbringung der Mittellast $F_{\text{Mittellast}} = 42 \text{ kN}$ erfolgte mit den hydraulischen Pressen. Danach erfolgte wieder die Dauerschwingbelastung mit der Anregung durch den Unwuchterreger.

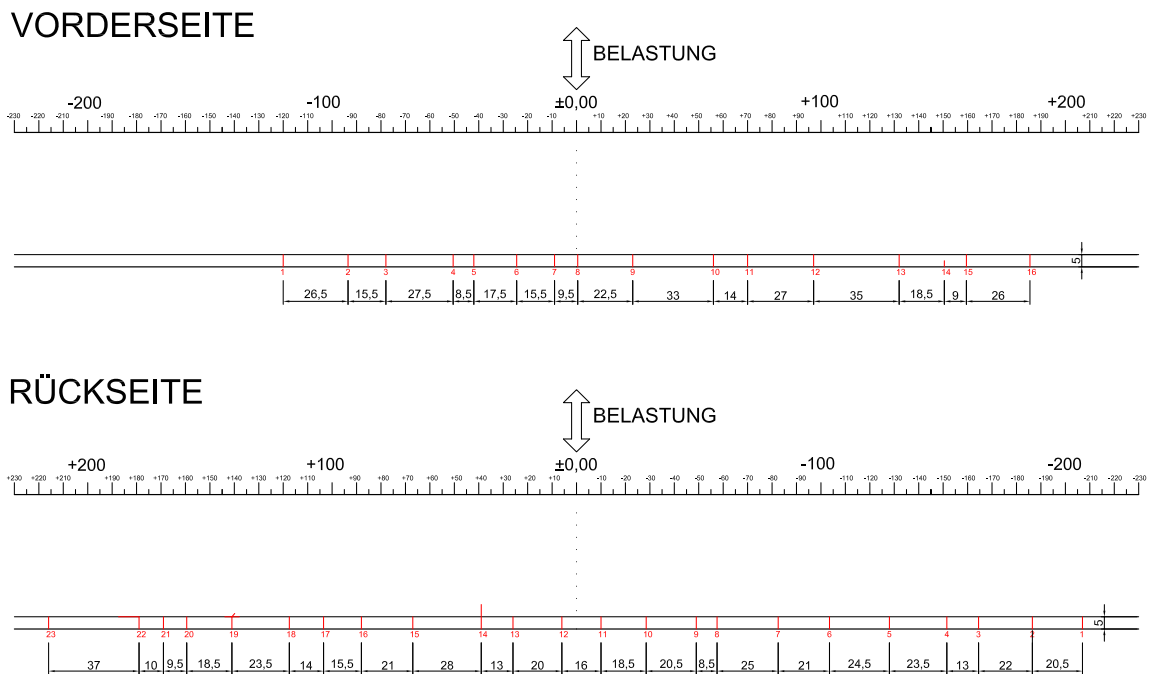


Abbildung 4.49: Risse im Aufbeton nach Beanspruchung auf Maximallast

In Abbildung 4.51 ist der Verlauf der Frequenz über die 4 Mio. Lastwechsel dargestellt. Der durchschnittliche Wert, welcher während des Versuches konstant geblieben ist, beträgt $f = 14,77 \text{ Hz}$ und liegt somit im erwünschten Bereich für die Versuchsdurchführung. Aus dem konstanten Verlauf ist eine gleichbleibende Steifigkeit des Versuchskörpers über die Dauerschwingbelastung abzulesen. Bei 4 Mio. Lastwechseln ergab sich aus der Frequenz eine Versuchsdauer von 75 Stunden.

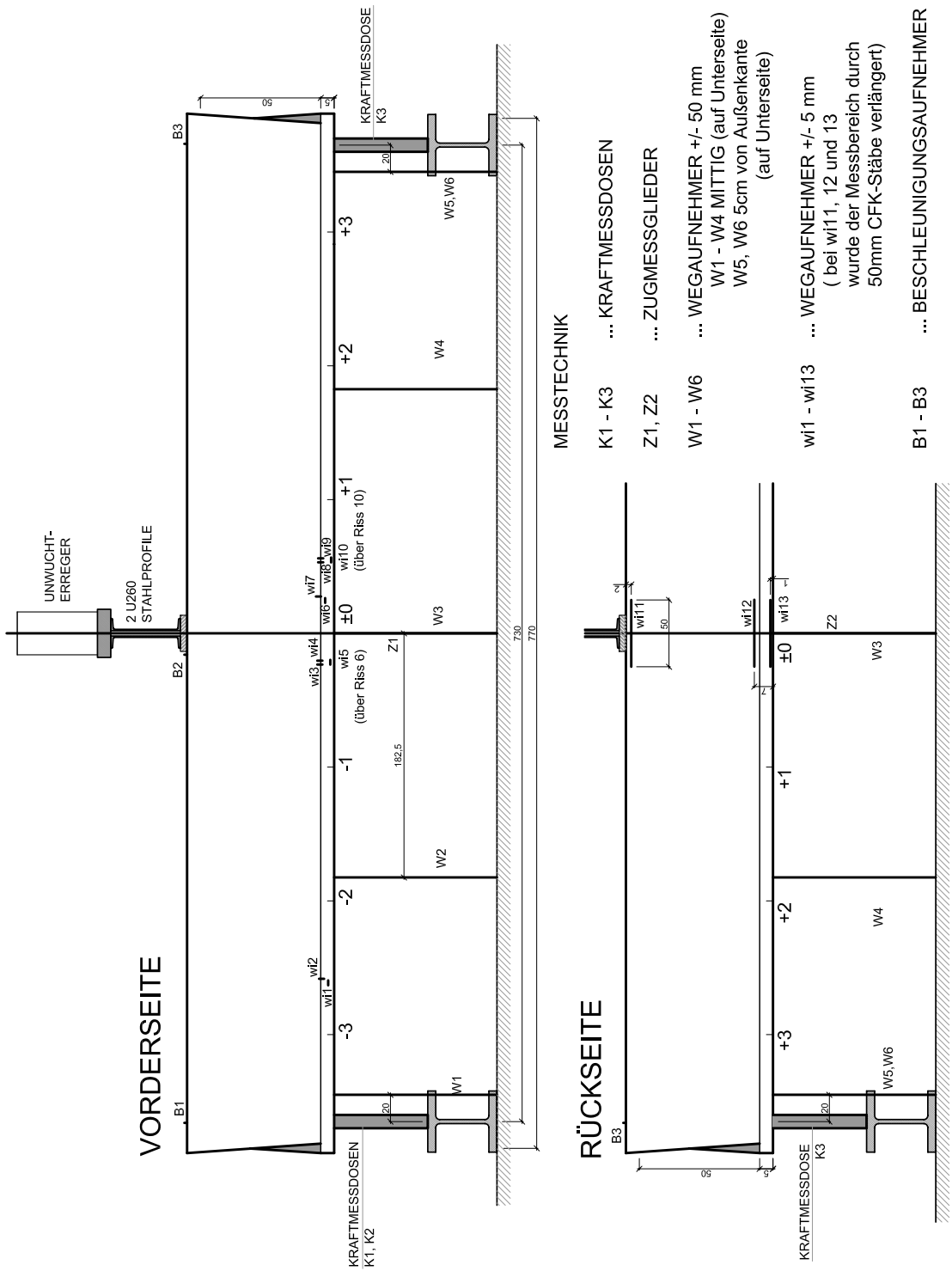


Abbildung 4.50: Messtechnik dynamischer Versuch ZZE (VK1)

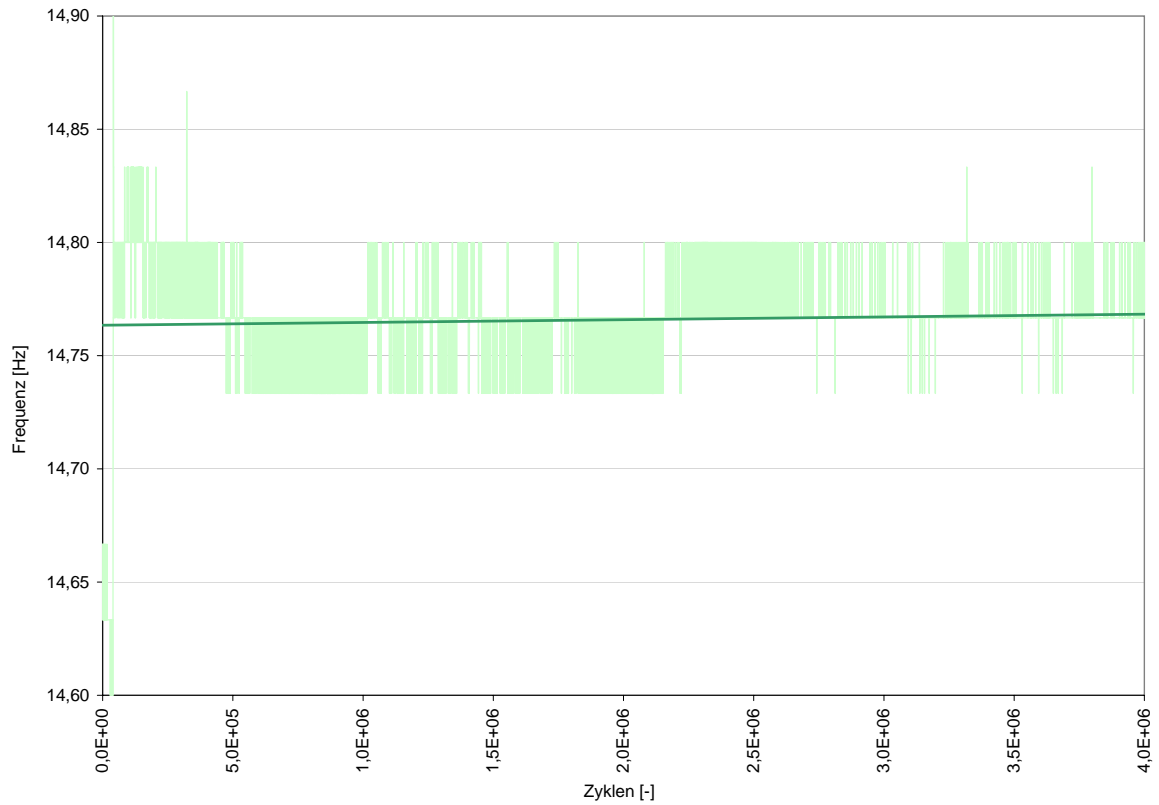


Abbildung 4.51: Frequenzverlauf beim Dauerschwingversuch VK1

Der Wert der Ober- bzw. Unterlast gemessen durch die Summe der Auflagerkräfte aus den drei Kraftmessdosen bzw. als Summe der zwei Zugmessglieder, hat bei dem Versuch ca. 66 kN betragen.

Die gemessenen Beschleunigungen sind in der nachfolgenden Tabelle 4.3 ersichtlich.

Tabelle 4.3: Gemessene Beschleunigungen

Lage	max	min	Amplitude [m/s^2]
Rand	3,781	-3,967	7,748
Mitte	15,723	-14,327	30,050

Die Beschleunigung am Trägerrand beträgt somit $1/4$ jener der Trägermitte. Daraus soll nun, wie bei der DZE, die Belastung rückgerechnet werden.

$$q_1 = 7,748 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 6.711,71 \text{ N/m} = 6,71 \text{ kN/m}$$

$$a_2 = 30,050 - 7,748 = 22,302 \text{ m/s}^2$$

$$q_2 = 22,302 \cdot 2500 \cdot 0,63 \cdot 0,55 = 19.321,7 \text{ N/m} = 19,32 \text{ kN/m}$$

$$\Delta M_1 = \frac{6,71 \cdot 7,30^2}{8} = 44,70 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_2 = \frac{19,32 \cdot 7,30^2}{\pi^2} = 104,32 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = \Delta M_1 + \Delta M_2 = 149,01 \text{ kNm}$$

Dieses Moment ist nahezu identisch mit dem in Kapitel 3.4.6 ermittelten zu $M = 151,82 \text{ kNm}$. Die berechnete Belastung aus dem Ermüdungsnachweis hat sich also in der Versuchsdurchführung eingestellt.

4.5.1.1 Auswertung der Wegaufnehmer im Bereich der Fuge

Wie in Abbildung 4.50 ersichtlich, wurde an mehreren Stellen mit den induktiven Wegaufnehmern die Relativverschiebung der Verbundfuge parallel und normal zur Fuge gemessen.

Bei den waagrechten Wegen ist w_{i1} mit w_{i6} zu vergleichen, da an dieser Stelle der Aufbeton ungerissen ist. In Abbildung 4.52 ist die Entwicklung der beiden Messungen über den Zyklusverlauf dargestellt.

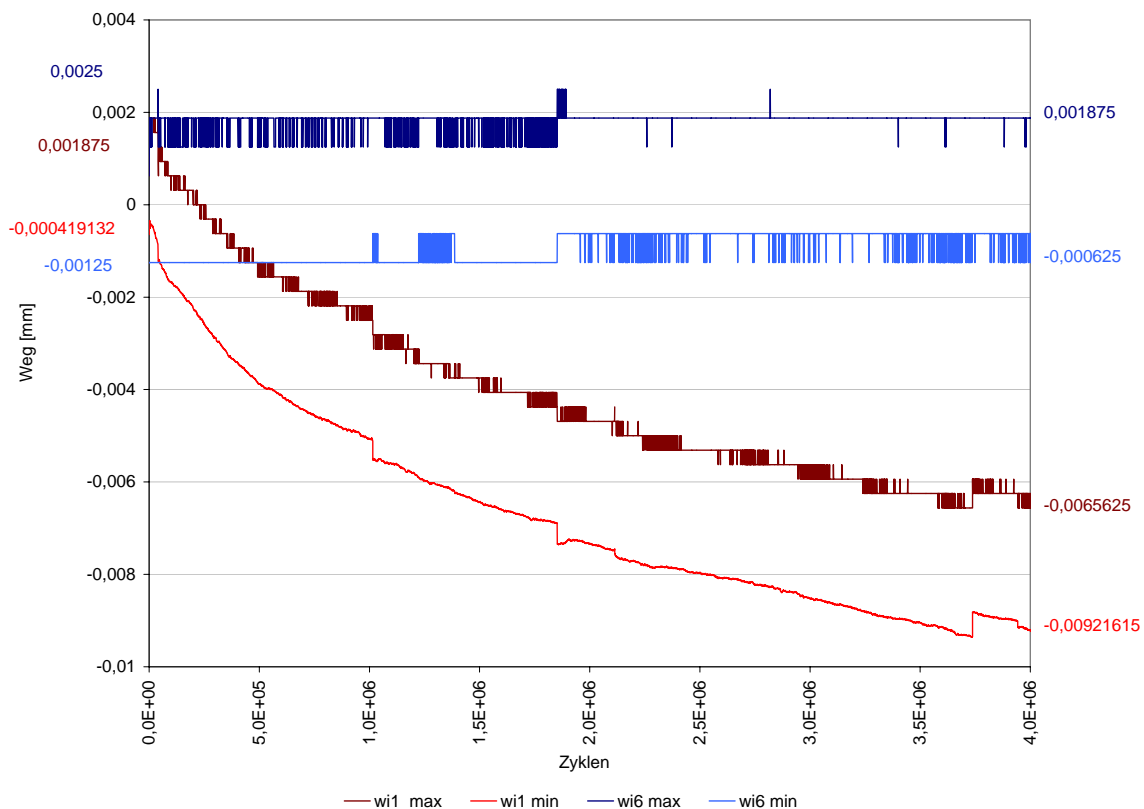


Abbildung 4.52: Gemessene Wege der Relativverschiebungen Aufbeton und Tragwerksbeton

In der Tabelle 4.4 sind die Zuwächse, vom Beginn bis zum Ende der Dauerschwingbeanspruchung, der Relativverschiebungen zwischen Aufbeton und Tragwerksbeton zusammengefasst. Daran ist zu erkennen, dass die Zunahme der Relativverschiebungen am Trägerrand mehr als 10-fach so

groß war, wie in der Trägermitte. Im Vergleich zum Ausgangswert ist die Relativverschiebung am Trägerrand um den Faktor 4,5 größer geworden. In der Trägermitte war kaum ein Zuwachs erkennbar. Durch den bereits gerissenen Aufbeton ist keine Schubkraftübertragung in der Fuge möglich. Der Betrag des gemessenen Weges mit einem Wert von 0,01 mm ist sehr gering und es konnten sowohl optisch als auch messtechnisch keine Störungen in der Verbundfuge wahrgenommen werden.

Tabelle 4.4: Zunahme der waagrechten Relativverschiebungen

Weg	Anfangswert	Endwert	Zunahme [mm]
wi1,max	0,001875	-0,0065625	0,0084375
wi1,min	-0,000419132	-0,00921615	0,008797
wi6,max	0,0025	0,001875	0,000625
wi6,min	-0,00125	-0,000625	0,000625

In Abbildung 4.53 sind die gemessenen Wege der Wegaufnehmer dargestellt, die über den vorhandenen Rissen im Aufbeton angebracht wurden. An den Trendlinien ist erkennbar, dass die Rissweiten durch die Ermüdungsbeanspruchung kaum zugenommen haben. Dabei waren Zuwächse bei Ober- bzw. Unterlast von bis zu 0,0028 mm pro Riss feststellbar. Dies entspricht einem maximalen Zuwachs über die Lastzyklen von 10%. Die Rissöffnung zufolge Lastschwingbreite beträgt bei beiden Rissen ca. 0,04 mm.

Die Zunahmen der gemessenen Wege senkrecht über die Fuge sind in Abbildung 4.54a und 4.54b dargestellt. Die Messergebnisse zeigen über die Ermüdungsbeanspruchung einen linearen Verlauf, wodurch kein Versagen erkennbar ist. Die Zuwächse sind für die einzelnen Messinstrumente in der Tabelle 4.5 zusammengefasst. Die maximale Zunahme des Weges zufolge der Dauerschwingbelastung beträgt 0,003 mm. Dies entspricht einer Verdopplung des am Anfang des Versuches gemessenen Weges. Bei den dargestellten Messergebnissen sind die Endverschiebungen im Vergleich zu den Anfangsmessungen maximal drei mal so groß. Im Vergleich zu den Versuchen der DZE sind diese Zuwächse nur halb so groß.

In der Tabelle 4.5 sind die gemessenen Maximal- und Minimalwerte zusammengefasst. Anmerkung: Weg wi4 ist nicht in der Auswertung enthalten, da die Feder des Messgerätes nach dem Dauerschwingversuch gelockert war und daher die Werte nicht repräsentativ sind.

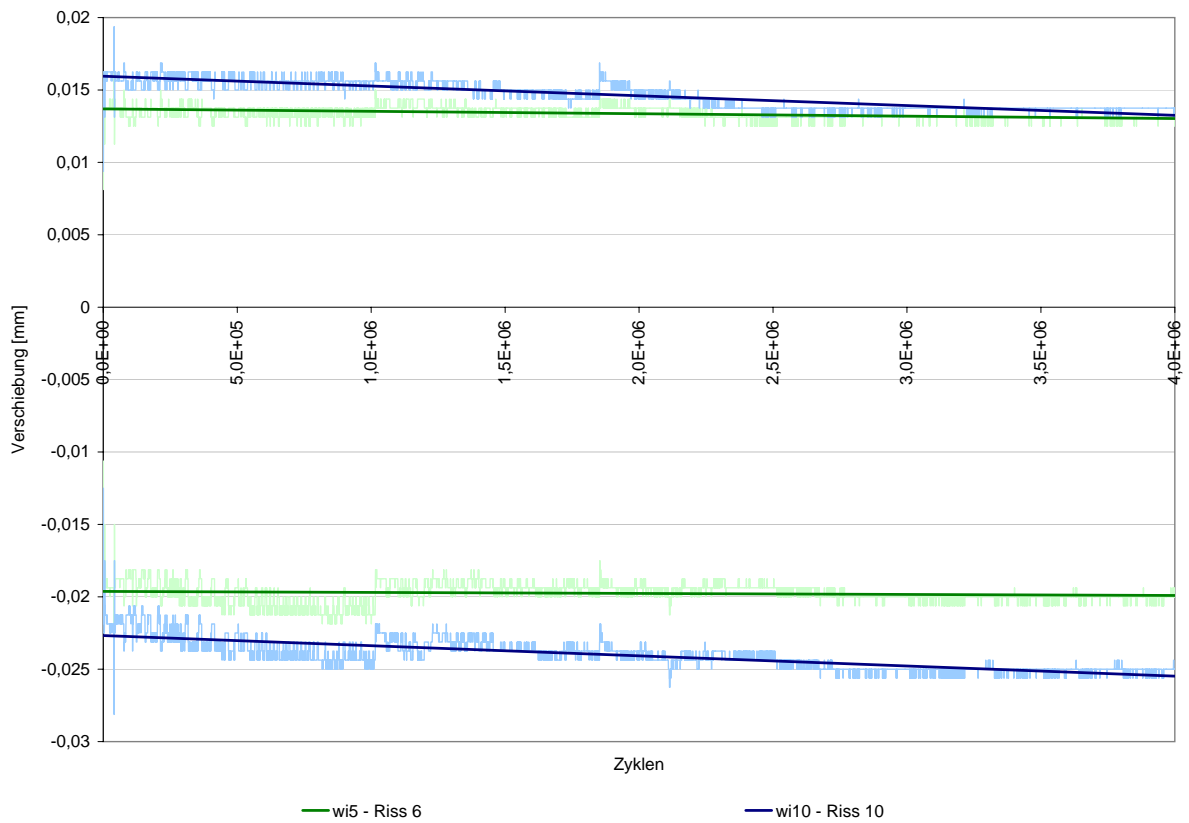
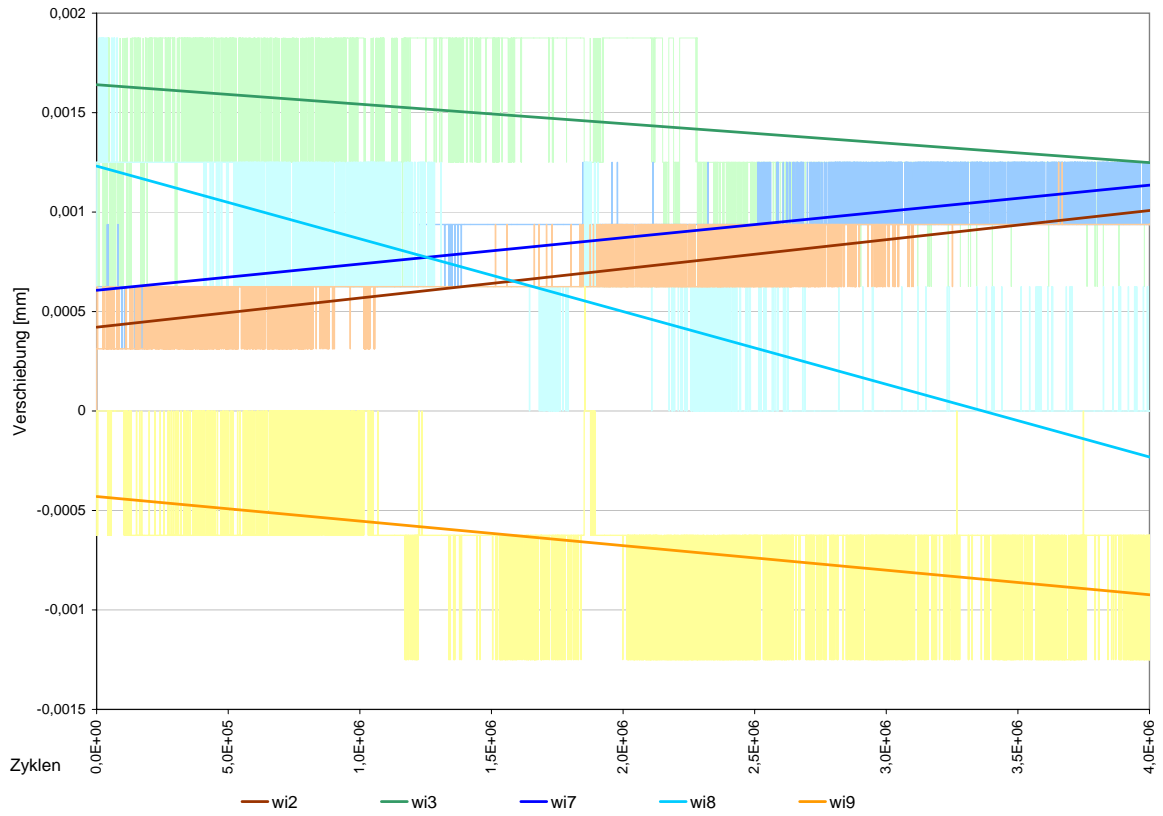


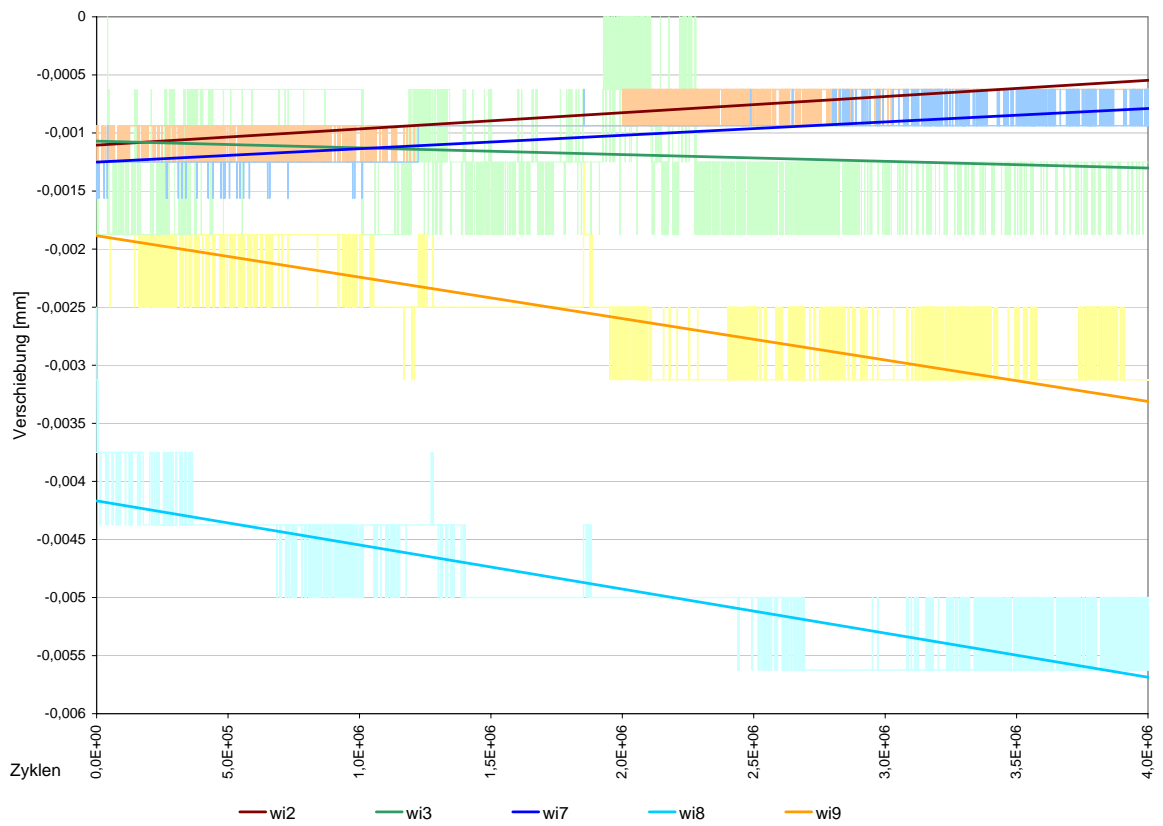
Abbildung 4.53: Gemessene Wege über gerissenem Aufbeton

Tabelle 4.5: Gemessene Wege senkrecht zur Fuge

Weg	Anfangswert	Endwert	Zunahme [mm]
wi2,max	0	0,00125	0,00125
wi2,min	-0,00125	-0,000625	0,000625
wi3,max	0,001875	0,000625	0,00125
wi3,min	0	-0,001875	0,001875
wi7,max	0	0,00125	0,00125
wi7,min	-0,0015625	-0,000625	0,0009375
wi8,max	0,001875	0	0,001875
wi8,min	-0,0025	-0,005625	0,003125
wi9,max	0,000625	-0,00125	0,001875
wi9,min	-0,00125	-0,003125	0,001875



(a) Gemessener Weg bei Oberlast



(b) Gemessener Weg bei Unterlast

Abbildung 4.54: Gemessene Wege senkrecht zur Fuge

In Abbildung 4.55 sind die Verzerrungen über den Verlauf der zyklischen Beanspruchung dargestellt. Daraus lässt sich erkennen, dass die Zunahme der Verzerrungen in der Zugzone des Trägers im Vergleich zu denen der Druckzone geringer sind. Die geringe Steigung deckt sich auch mit den Ergebnissen der Beobachtung des Risszuwachses mit Hilfe der Wegaufnehmer, bei denen auch nur geringe Steigerungen feststellbar waren. Ebenso wie bei der Druckzonenergänzung lässt sich aus der Zunahme der Krümmung die Zunahme der Verformung rückrechnen.

$$\Delta\kappa = \frac{0,000016 + 0,000004}{0,52} = 0,000038$$

Daraus folgt die Änderung der Verformung in Trägermitte zu:

$$w = \frac{1}{3} \cdot 0,000038 \cdot \frac{7,3}{4} \cdot 2 \cdot 3,65 \cdot 1000 = 0,17 \text{ mm}$$

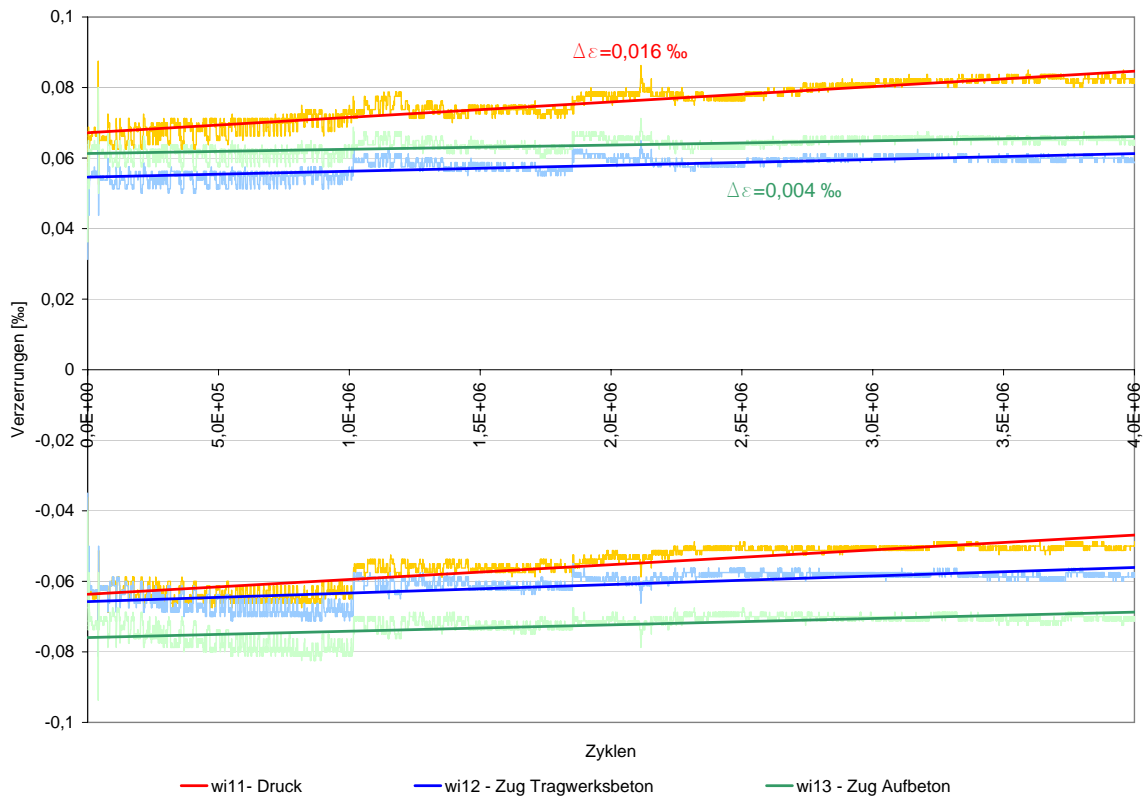


Abbildung 4.55: Differenzen der Verzerrungen bei Dauerschwingbelastung ZZE

4.5.1.2 Auswertung der Vertikalverformungen

In Abbildung 4.56 sind die gemessenen Durchbiegungen über den Zyklusverlauf dargestellt. Am Rand konnte nur Wegaufnehmer W6 ausgewertet werden, da die anderen, auf Grund eines Defektes in der Messtechnik, keine brauchbaren Ergebnisse geliefert haben. Da es zufolge des ungerissenen Tragwerkskörpers zu keinem Abfall der Steifigkeit kommen konnte, war auch die Zunahme

der Durchbiegungen über den Versuchsablauf kaum erkennbar. Im Laufe der Versuchsdurchführung kam es zu einer Verformung an den Randauflagern von 0,12 mm. Die Durchbiegung in Trägermitte hat um denselben Wert zugenommen, was aus dem parallelen Verlauf der dargestellten linearen Mittelwertlinien erkennbar ist. Die Durchbiegung in Trägermitte (abzüglich der Randverformung) zufolge der aufgetragenen Lastschwingbreite beträgt 3,30 mm.

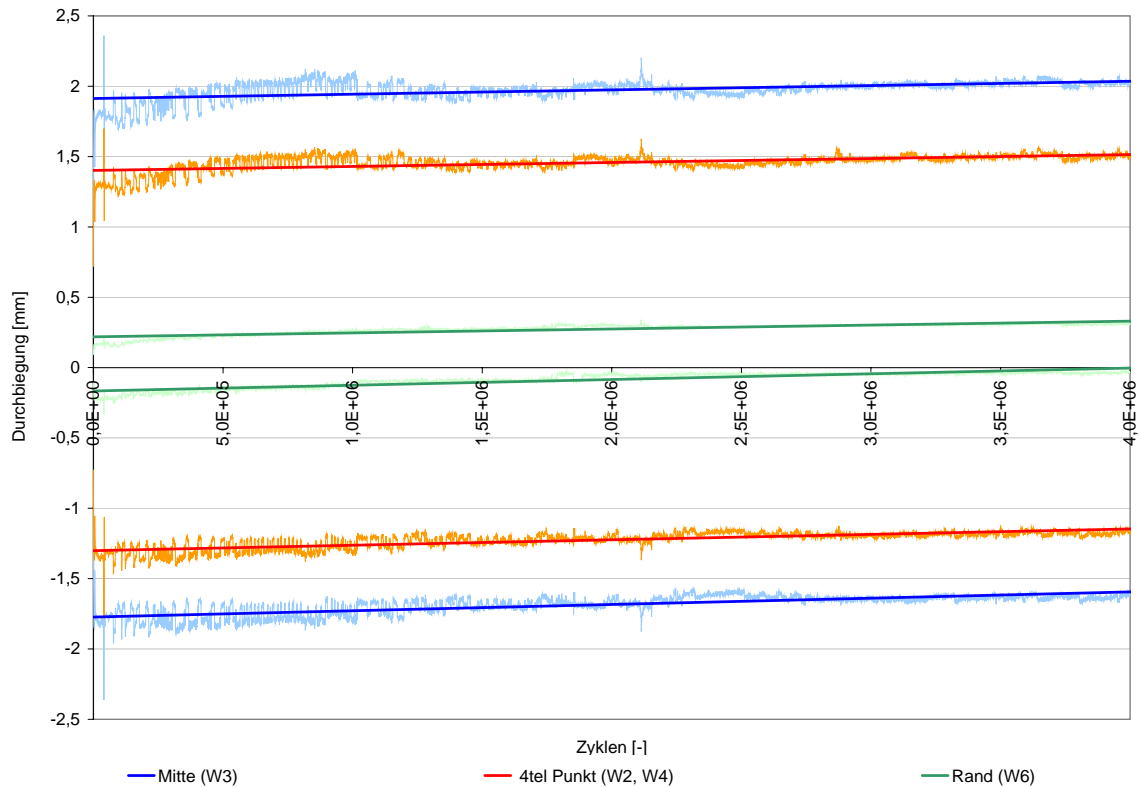


Abbildung 4.56: Darstellung der Durchbiegungen über Zyklenverlauf

4.5.2 Durchführung statischer Versuch

Der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtechnik beim statischen Versuch ist in Abbildung 4.57 ersichtlich. Die Last wurde bei diesem Versuch mittig aufgebracht und bis zum Erreichen der Traglast gesteigert. Da die unbewehrte Aufbetonschicht bereits vor Versuchsbeginn von Biegerissen durchsetzt war, konnte kein rechnerischer Nachweis für die Verbundfuge erbracht werden. Durch die Risse im Aufbeton ergibt sich kein statisches Moment bis zur Verbundfuge und der gerissene Beton kann keine Spannungen mehr aufnehmen. An der Rückseite des Trägers wurden mittig mit 3 Wegaufnehmern auf unterschiedlichen Höhen die Verzerrungen gemessen (siehe Abbildung 4.57). Die restlichen Wegaufnehmer wurden im Bereich der Verbundfuge angeordnet.

Auch dieser Versuch wurde bis zum Erreichen der Traglast in zwei Anläufen durchgeführt. In der nachfolgenden Auswertung wurden bis zum Auftreten des ersten Risses im Tragwerksbeton die Ergebnisse des 1. Versuchsanlaufs behandelt. Nachfolgend wurde bis zum Erreichen der Traglast auf die Ergebnisse des 2. Anlaufs eingegangen. Bei den Auswertungen der Wegaufnehmer wie zur Beurteilung der Verbundfuge wurden beide Versuchsergebnisse dargestellt, um ein besseres Ergebnis zu erzielen. (Anmerkung: Bei dem 2. Anlauf der Kraftaufbringung ist es zu einem kurzzeitigen Lastabfall der hydraulischen Pressen gekommen, dieser ist in den Darstellungen der Wege ersichtlich.)

4.5.3 Ergebnisse statischer Versuch

4.5.3.1 Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Krümmungen

Ebenso wie bei der DZE wurden Verzerrungen über die Querschnittshöhe gemessen. Daraus kann in gleicher Weise mit den Gleichungen 4.3 und 4.4 die Krümmung berechnet werden.

In der Abbildung 4.58 ist die Momenten-Krümmungs-Beziehung an der Lasteinleitungsstelle bis zum Erstriss dargestellt. Daraus kann das Moment $M = 217 \text{ kNm}$ abgelesen werden. Das ist die Stelle, an der die vorhandene Krümmung von der mit dem linear-elastischen E-Modul berechneten abweicht. Das gesamte Momenten-Krümmungsdiagramm bis zur Maximallast ist in der Abbildung 4.59 ersichtlich, in der wieder das am Anfang lineare Verhalten bis zum Erstriss, der darauf folgende Abfall der Biegesteifigkeit im nichtlinearen Bereich und das plastische Verhalten nach Überschreiten der Traglast von $M_{Rm} = 649,44 \text{ kNm}$ (siehe Kapitel 3.6.2) gut erkennbar ist.

Für die einwirkende Kraft bei Erstriss ergeben sich an der Lasteinleitungsstelle aus den Gleichungen 4.3 und 4.4 folgende Werte:

$$\begin{aligned}\varepsilon_d &= \frac{0,095625}{500} \cdot 1000 = 0,19125 [\text{‰}] \\ \varepsilon_z &= \frac{-0,0875}{500} \cdot 1000 = -0,175 [\text{‰}] \\ \kappa &= \frac{|0,1925| + |-0,175|}{46} = 0,0007962\end{aligned}$$

Zufolge dem linearen Zusammenhang ergibt sich eine Krümmung von:

$$\begin{aligned}E \cdot I &= 265.356 \text{ kNm}^2 \\ \kappa_{theoretisch} &= \frac{217}{265.356} = 0,000818\end{aligned}$$

Diese beiden Werte stimmen gut überein, wodurch der abgelesene Wert für das Moment bei Erstriss mit $M = 217 \text{ kNm}$ bestätigt wurde.

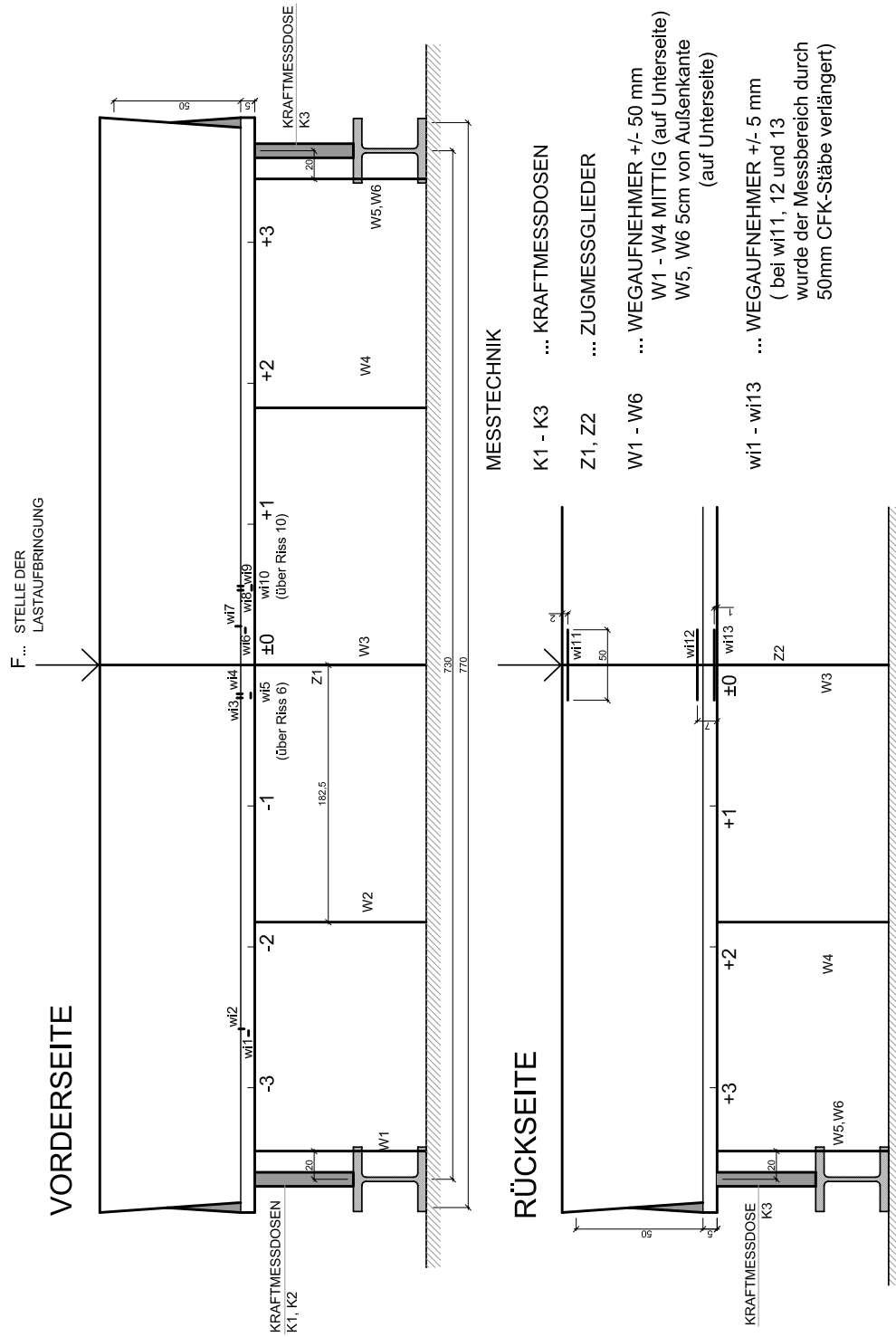


Abbildung 4.57: Messtechnik statischer Versuch ZZE (VK1)

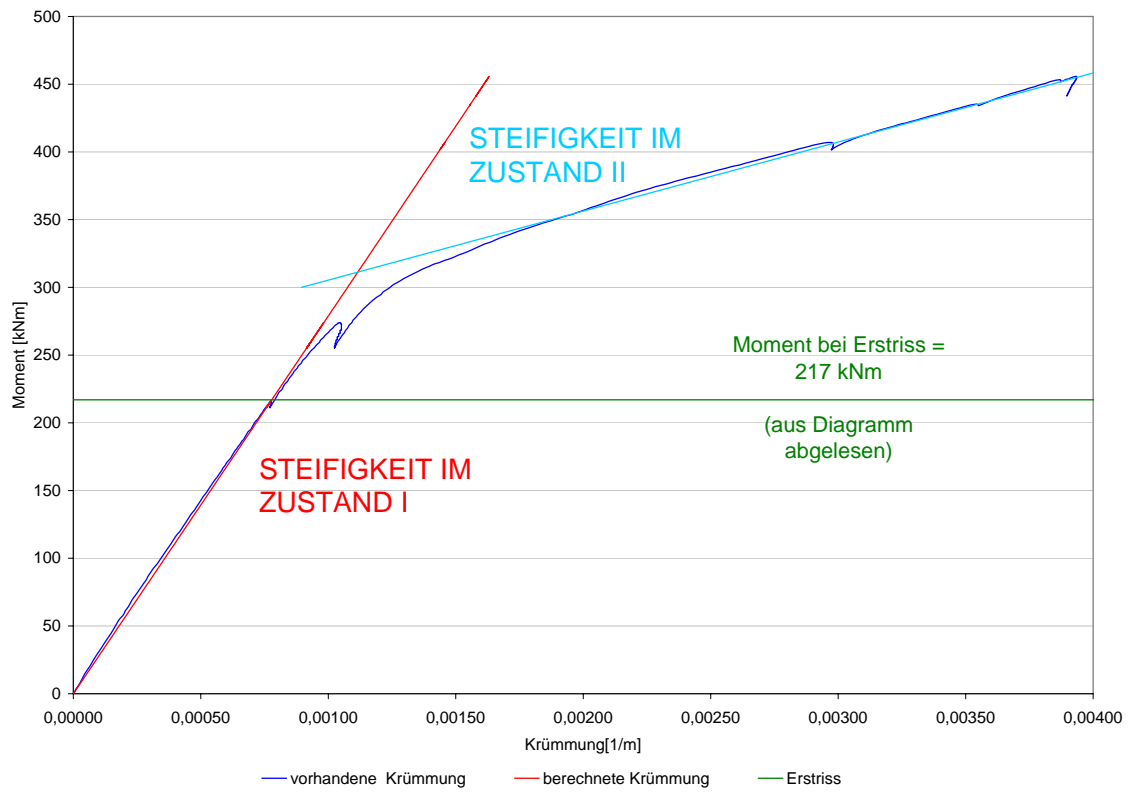


Abbildung 4.58: Momenten-Krümmungsbeziehung bis zum ersten Biegeriss

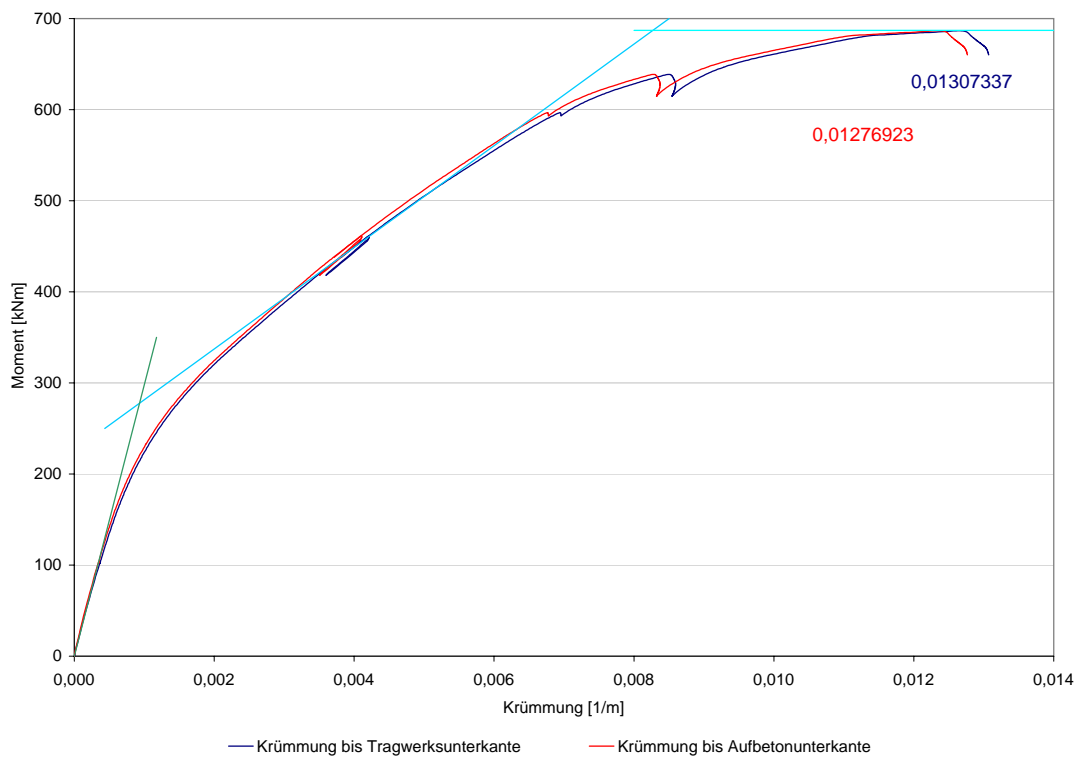


Abbildung 4.59: Momenten-Krümmungsbeziehung bis Maximallast

4.5.3.2 Zusammenhang zwischen Last und Verformung

Ebenso wie bei der Druckzonenergänzung kann aus der Beziehung zwischen Last und Verformung auf die Belastung bei Eintreten des ersten Biegerisses geschlossen werden. Mit Hilfe der Zugfestigkeit gemäß EN 1992-1-1 [5] von $f_{ct} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ soll diese Kraft bei Erstriss vorerst berechnet werden. Die Spannung, die überschritten werden muss, damit Risse eintreten beträgt $\sigma = 5,61 + 2,9 = 8,51 \text{ N/mm}^2$. Mit Hilfe der Beziehung $\sigma = \frac{M}{W}$ und dem Moment unter mittiger Einzellast $M = \frac{F \cdot l}{4}$ ergibt sich eine Last von $126,19 \text{ kN}$.

Die berechnete Durchbiegung zufolge einer Einzellast $F = 120 \text{ kN}$ mittig auf den Träger beträgt:

$$f_{max} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot 10 = 3,48 \text{ mm}$$

Dieser Wert entspricht auch dem aus dem Versuch an dieser Stelle gemessenen Wert von $3,52 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 4.60). Der aus dem Versuch ermittelte Wert ist kleiner, als die mithilfe der Zugfestigkeit abgeschätzte Kraft. Daraus ist ersichtlich, dass die Zugfestigkeit an dieser Stelle kleiner war, als der Normwert oder bereits ein Riss im Tragwerksbeton zufolge Ausbreitung eines Risses aus der Aufbetonschicht vorhanden war. Darauf soll im folgenden Kapitel eingegangen werden.

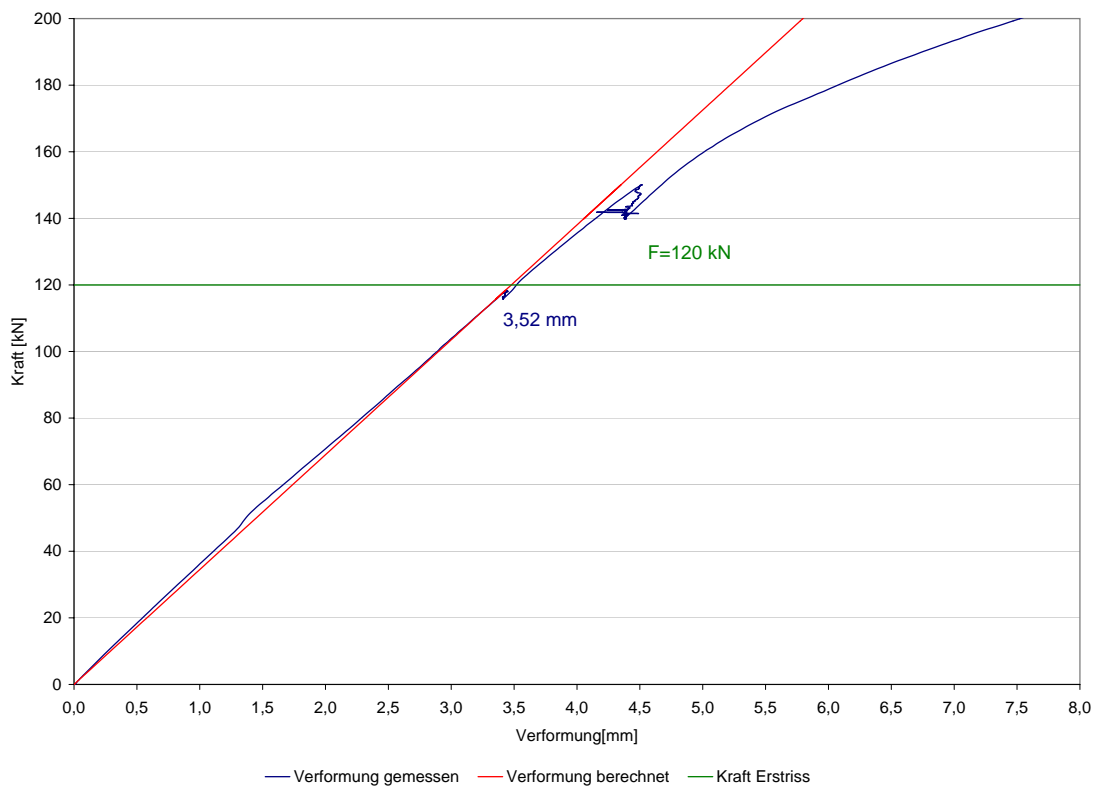


Abbildung 4.60: Last - Verformungs - Diagramm bis Erstriss

In Abbildung 4.61 sind die Last-Verformungsbeziehungen bis zum Erreichen der Traglast für den statischen Versuch dargestellt. Die gemessenen Werte am Trägerrand und in den Viertelpunkten

wurden jeweils aus den einzelnen Messungen für die Darstellung gemittelt, da die Messergebnisse fast deckungsgleich waren.

Unter der Maximallast von $F = 374,22 \text{ kN}$ (an Stelle W3) ergibt sich nach Abzug der Randverformungen eine maximale Durchbiegung von $w = 43,21 \text{ mm}$. Davon bleibt nach Entlastung eine Verformung von $w = 3,03 \text{ mm}$.

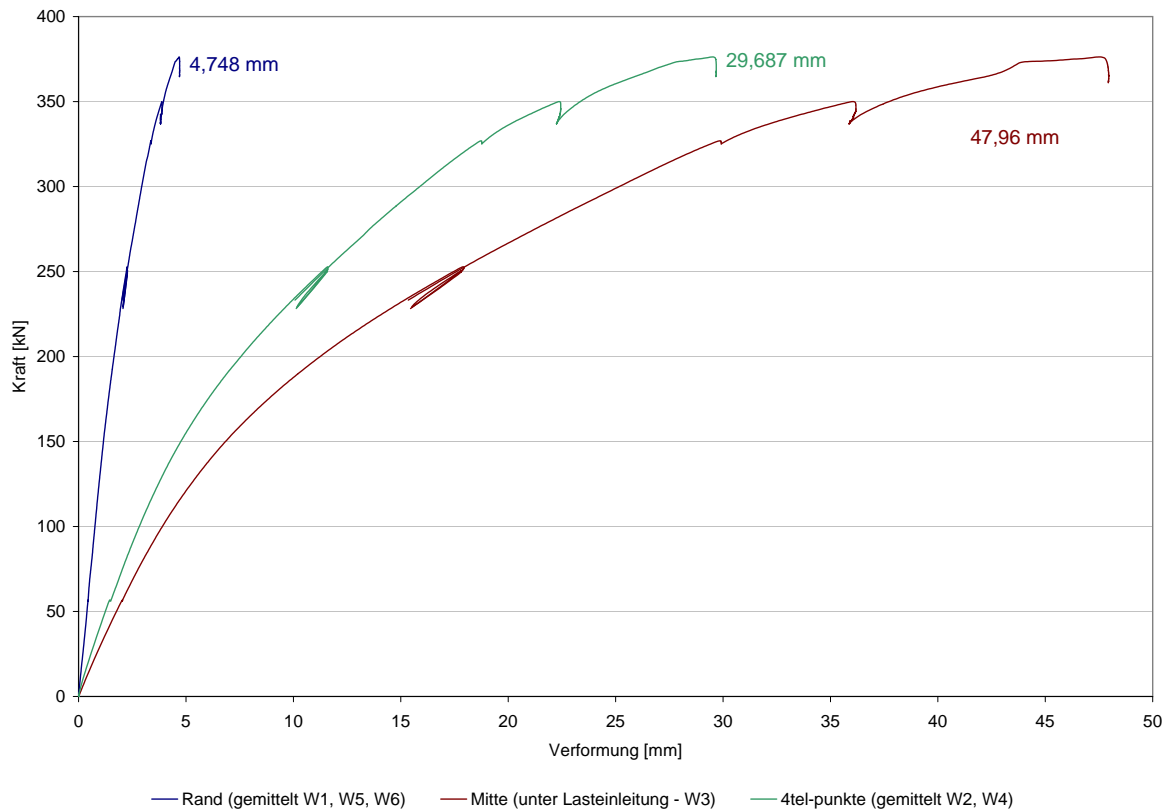


Abbildung 4.61: Last - Verformungs - Diagramm

4.5.3.3 Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons

Ebenso wie bei der DZE soll an dieser Stelle die Zugfestigkeit des Betons anhand des Verzerungsverlaufes beim Erstriss bei der zuvor ermittelten Kraft von $F = 120 \text{ kN}$ berechnet werden (Abbildung 4.62).

Die ermittelte Verzerrung beim 1. statischen Versuch am Rand des Tragwerksbetons ($h = 50 \text{ cm}$) beträgt $-0,18415\%$. Daraus ergibt sich die Spannung zu:

$$\sigma = 3.630 \cdot \frac{0,18415}{1000} = 0,67 \text{ kN/cm}^2 = 6,68 \text{ N/mm}^2$$

Von dem berechneten Wert muss noch die vorhandene Spannung zufolge Vorspannkraft und Eigengewicht herausgerechnet werden, um die Zugfestigkeit des Betons zu erhalten.

$$\sigma_P = 7,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{EG} = 2,13 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct} = 6,68 - (7,74 - 2,13) = 1,07 \text{ N/mm}^2$$

Der so ermittelte Wert liegt weit unter dem berechneten Wert gemäß [5]. Es kann daher bereits durch Ausbreitung eines Risses aus der Aufbetonschicht zu einem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons an dieser Stelle gekommen sein.

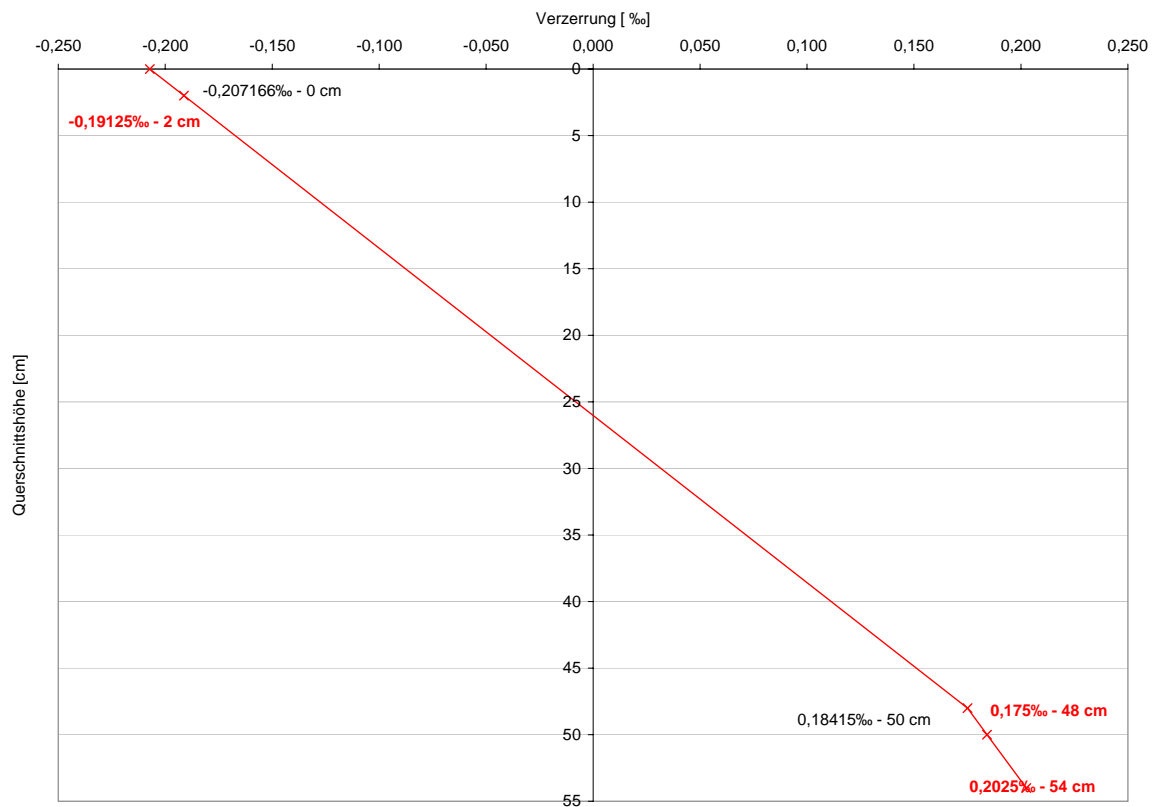


Abbildung 4.62: Verzerrungsverlauf bei Erstriss an Stelle 0,00 m (rote Zahlenwerte wurden am Versuchskörper gemessen)

4.5.3.4 Beurteilung der Verbundfuge anhand der gemessenen Relativverschiebungen waagrecht und senkrecht zur Fuge

Die Abbildung 4.63 enthält die Darstellung der Verzerrungen zufolge der statischen Beanspruchung, die aus den gemessenen Wegen w_{i11} bis w_{i13} (Anordnung siehe Abbildung 4.57) ermittelt

wurden. In die Dehnungsdifferenz zwischen w_{i12} und w_{i13} geht sowohl die Zunahme der Krümmung der Aufbetonschicht durch Verbund mit dem Tragwerkskörper ein, als auch die Vergrößerung der an dieser Stelle vorhandenen Risse.

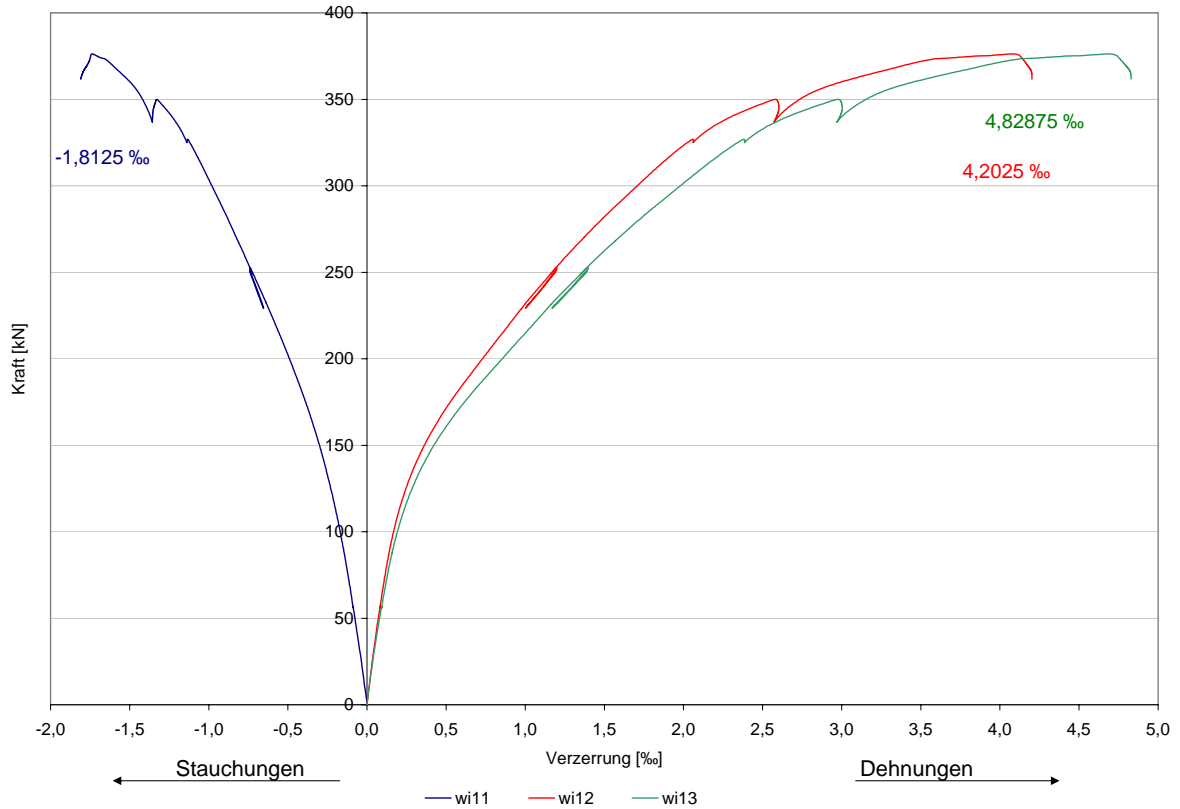
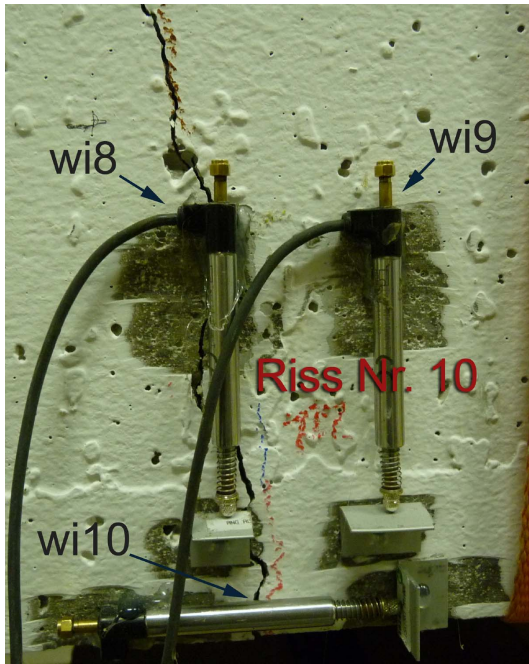


Abbildung 4.63: Last-Verzerrungs-Diagramm an der Lasteinleitungsstelle bis Maximallast

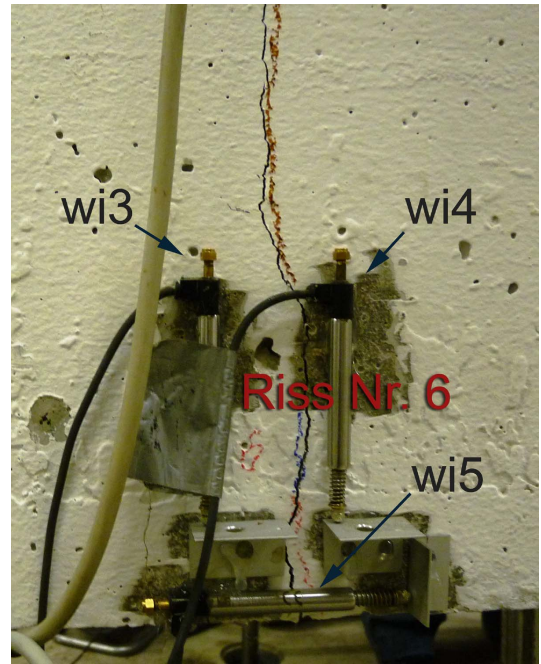
Die restlichen Wegaufnehmer w_i wurden, wie bereits erwähnt, zur Beobachtung der Verbundfuge waagrecht und senkrecht zu dieser angebracht und zur Überwachung der Rissöffnungen über zwei Rissen im Aufbeton (siehe Abbildung 4.64a und 4.64b) eingesetzt.

In den anschließenden Grafiken werden die Wege w_{i5} und w_{i10} getrennt von den Wegen w_{i1} und w_{i6} behandelt, da diese durch die vorhandenen Risse zu weitaus größeren Messergebnissen geführt haben.

In Abbildung 4.65 sieht man die Darstellung der gemessenen Rissöffnungen. Die maximal festgestellte Rissöffnung ist $2,14 \text{ mm}$, mit einer bleibenden Rissöffnung von $0,20 \text{ mm}$. Die Werte wurden ca. 1 cm von der Trägerunterkante gemessen. Im Vergleich dazu die händische Messung mittels Rissmaßstab auf Spannliedhöhe (ca. 14 cm von Unterkante): $w_{max} = 1,2 \text{ mm}$.



(a) Riss Nr.10



(b) Riss Nr.6

Abbildung 4.64: Anordnung Wegaufnehmer über gerissenem Aufbeton

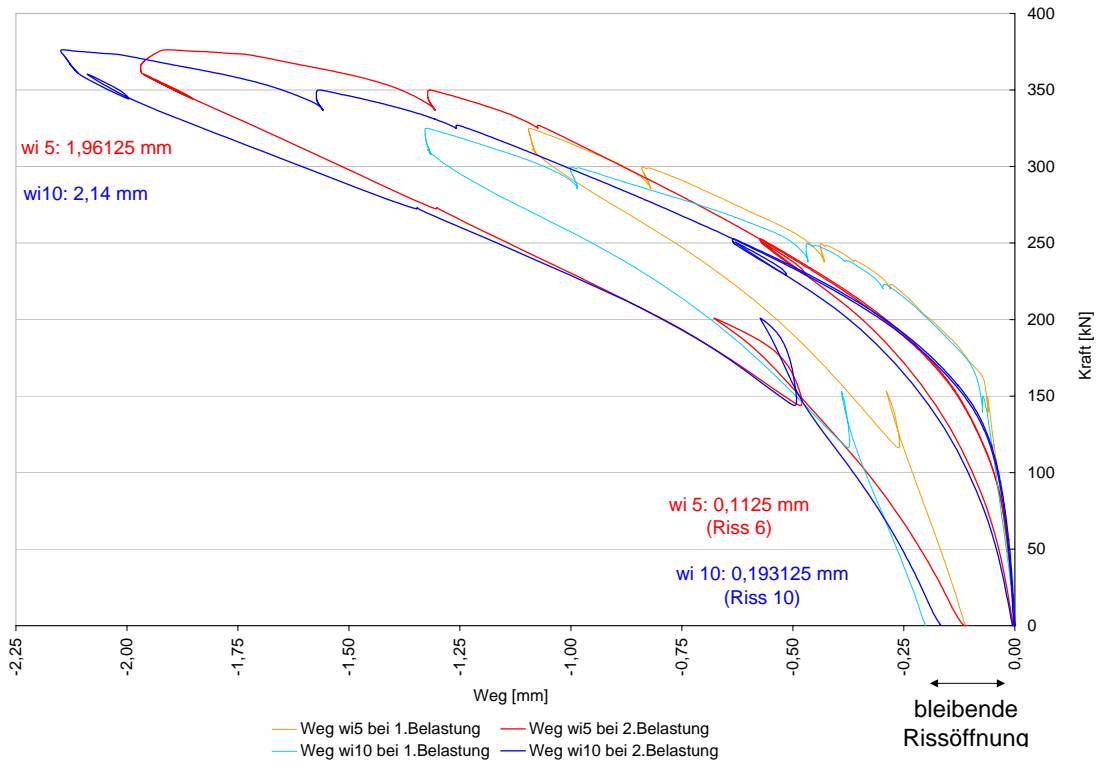


Abbildung 4.65: Gemessene Wege im gerissenen Aufbeton

Anhand der Abbildung 4.66 ist erkennbar, dass der Wegaufnehmer $wi1$, der im ungerissenen Bereich des Aufbetons angebracht wurde, eine größere Relativverschiebung (bis zu 6-facher Wert) aufgezeichnet hat, als der Wegaufnehmer $wi6$ im gerissenen Bereich. Das ist dadurch zu erklären, dass durch die Risse im Aufbeton und das Nichtvorhandensein einer Bewehrung keine Kraftbeanspruchung mehr in diesen Bereichen auftritt. Die durch die Steigerung der aufgebracht Last entstehenden Spannungen führen in Trägermitte nur noch zu einer Vergrößerung der schon vorhandenen Risse. Eine Schubkraftübertragung in der Fuge ist in diesem Bereich nicht möglich.

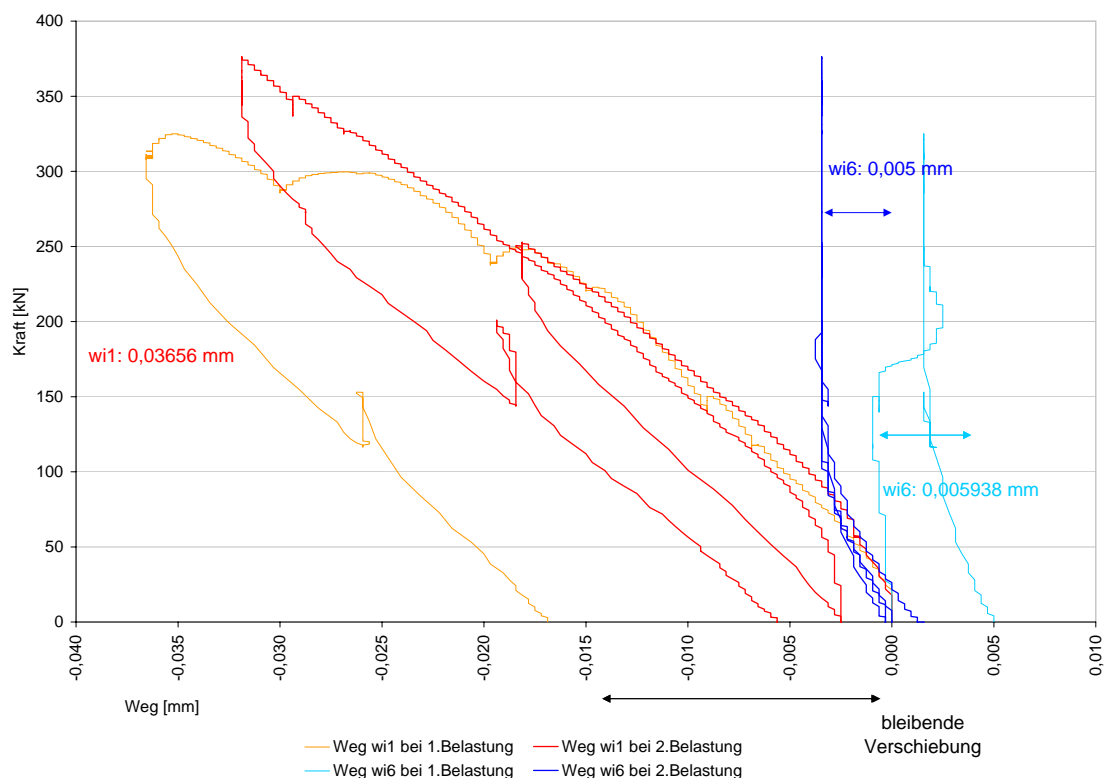


Abbildung 4.66: Relativverschiebungen Aufbeton - Tragwerksbeton

Auf die Darstellung des Wegaufnehmers $wi8$ beim Aufzeichnen der Vertikalverschiebungen Aufbeton - Tragwerksbeton wird verzichtet, da es im Laufe der Lasterhöhung zu einer Ausbreitung des Risses Nr.10 unter dem Messinstrument gekommen ist (siehe Abbildung 4.64a).

In der Abbildung 4.67 sind die Vertikalverschiebungen bis zur Maximallast aufgetragen für die 2. Kraftaufbringung beim statischen Versuch. Weg $wi2$ am Trägerrand ist, wie auch schon bei den waagrechten Verschiebungen, größer als die Verschiebungen in der Trägermitte. Durch den gerissenen Aufbeton kommt es somit auch zu keiner nennenswerten Steigerung der Beanspruchung senkrecht zur Fuge, da in diesem Bereich keine Schubkraftübertragung möglich ist. Durch das Ausbreiten der Risse aus dem Aufbeton sind keine zusätzlichen Kräfte in der Fuge entstanden, da diese ohne Versatz in den Tragwerksbeton weitergeleitet wurden. Die Fuge im Bereich des gerissenen Aufbetons wird im durchgeführten Versuch nur durch das Gewicht der Aufbeton-

schicht beansprucht. (Anmerkung: Die erste Kraftaufbringung ergab, ausgenommen von wi3 mit 0,003125 mm, geringere Werte, deshalb wird auf die Darstellung verzichtet.)

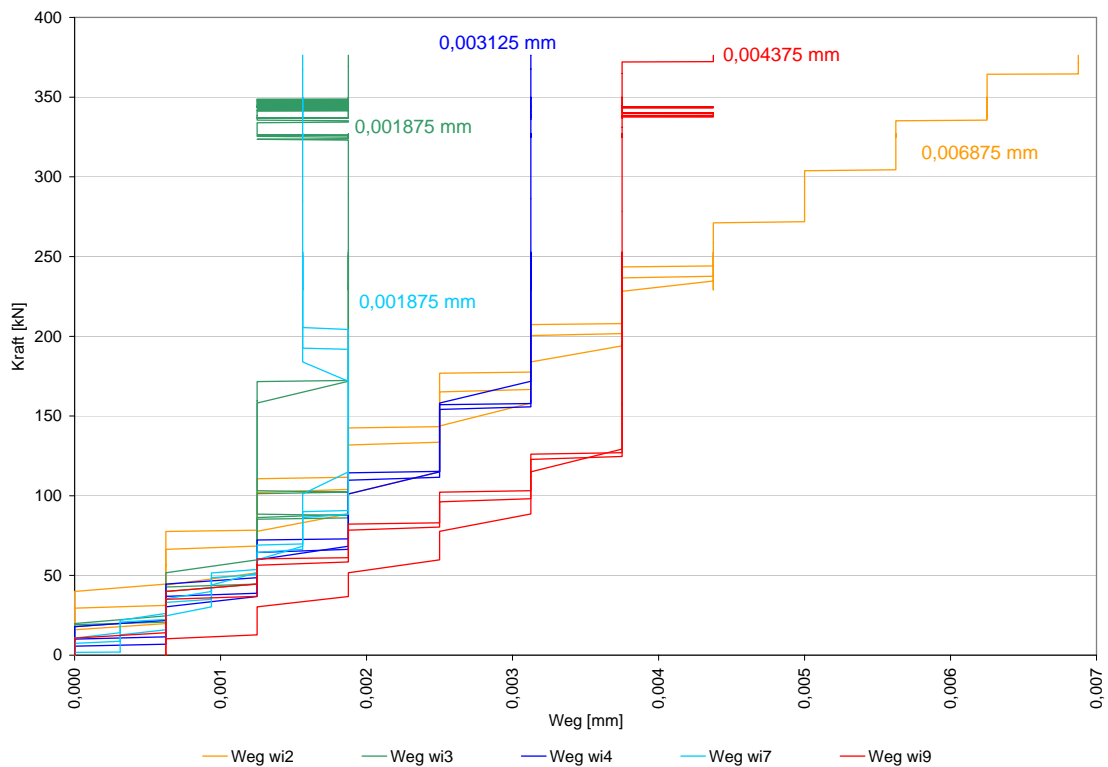
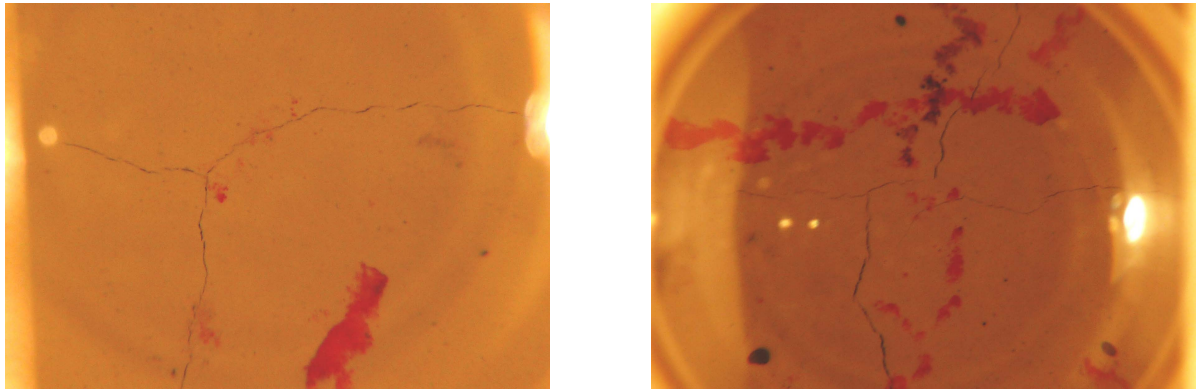


Abbildung 4.67: Vertikalverschiebungen Aufbeton - Tragwerksbeton

4.5.3.5 Beurteilung Rissbild bei Traglast

Die Verbundfuge wurde während dem statischen Versuch mit der Risslupe untersucht, um etwaige Schädigungen feststellen zu können (siehe Abbildung 4.68a und 4.68b). Die aufgenommenen Risse sind sehr fein und mit freiem Auge kaum erkennbar. Da die Messergebnisse der ZZE im Vergleich zur DZE die gleiche Größenordnung haben, und der Aufbeton sich während des ganzen Versuchsablaufes an keiner Stelle vom Tragwerksbeton gelöst hat, wird diesen Rissen keine große Tiefenwirkung zugeschrieben.

In den Abbildungen 4.70a und 4.70b sieht man die Risse bei Maximallast. Die schon vor Versuchsdurchführung in den Aufbeton eingebrachten Risse haben sich im Laufe der Laststeigerung ohne Versatz auf Höhe der Verbundfuge im Tragwerksbeton weiter ausgebildet, da keine trennende Zwischenschicht vorhanden war. Dadurch ist es zu keiner Beanspruchung der Fuge gekommen.



(a) Rissbild 1

(b) Rissbild 2

Abbildung 4.68: Rissbilder der Verbundfuge mit Risslupe

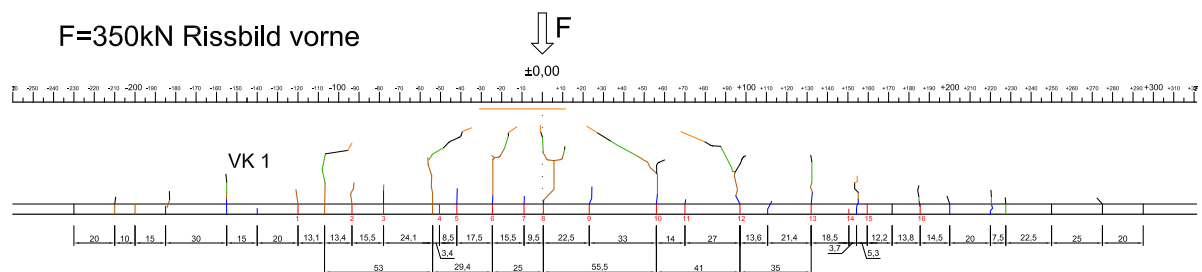
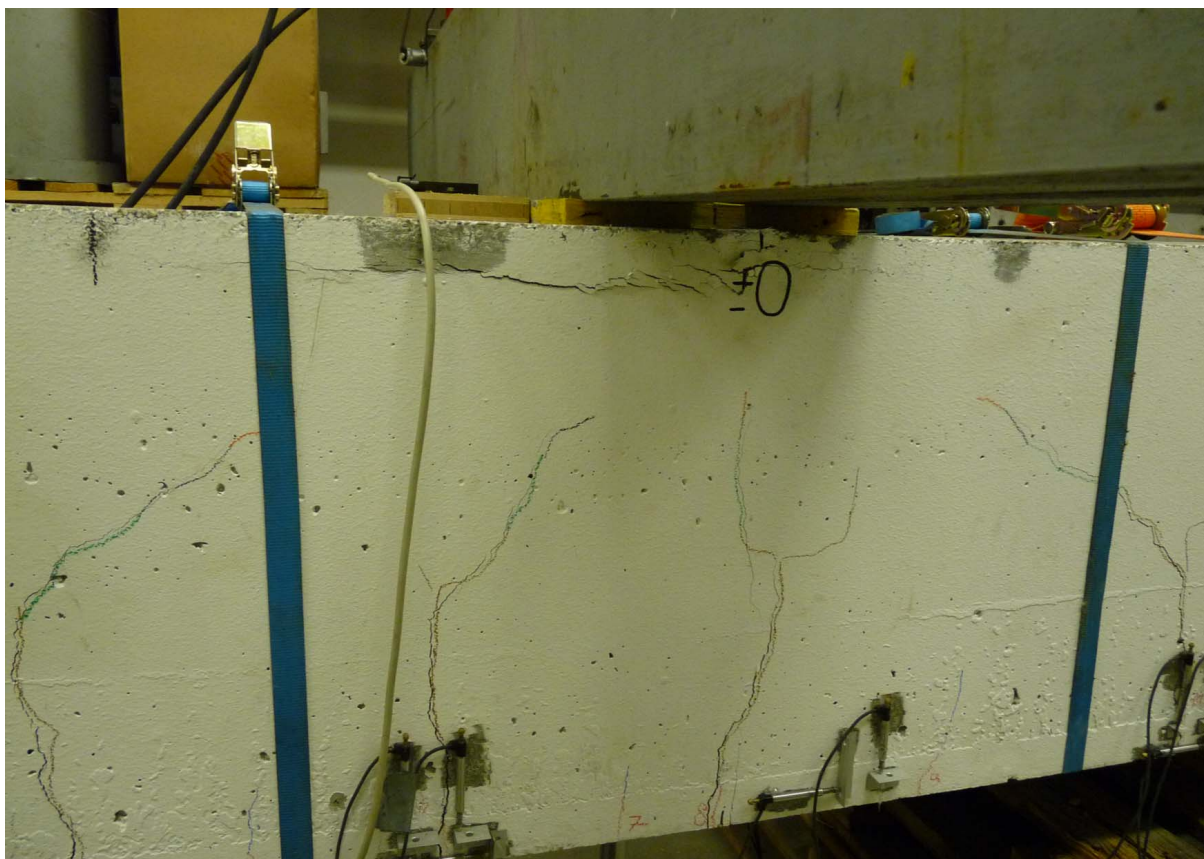
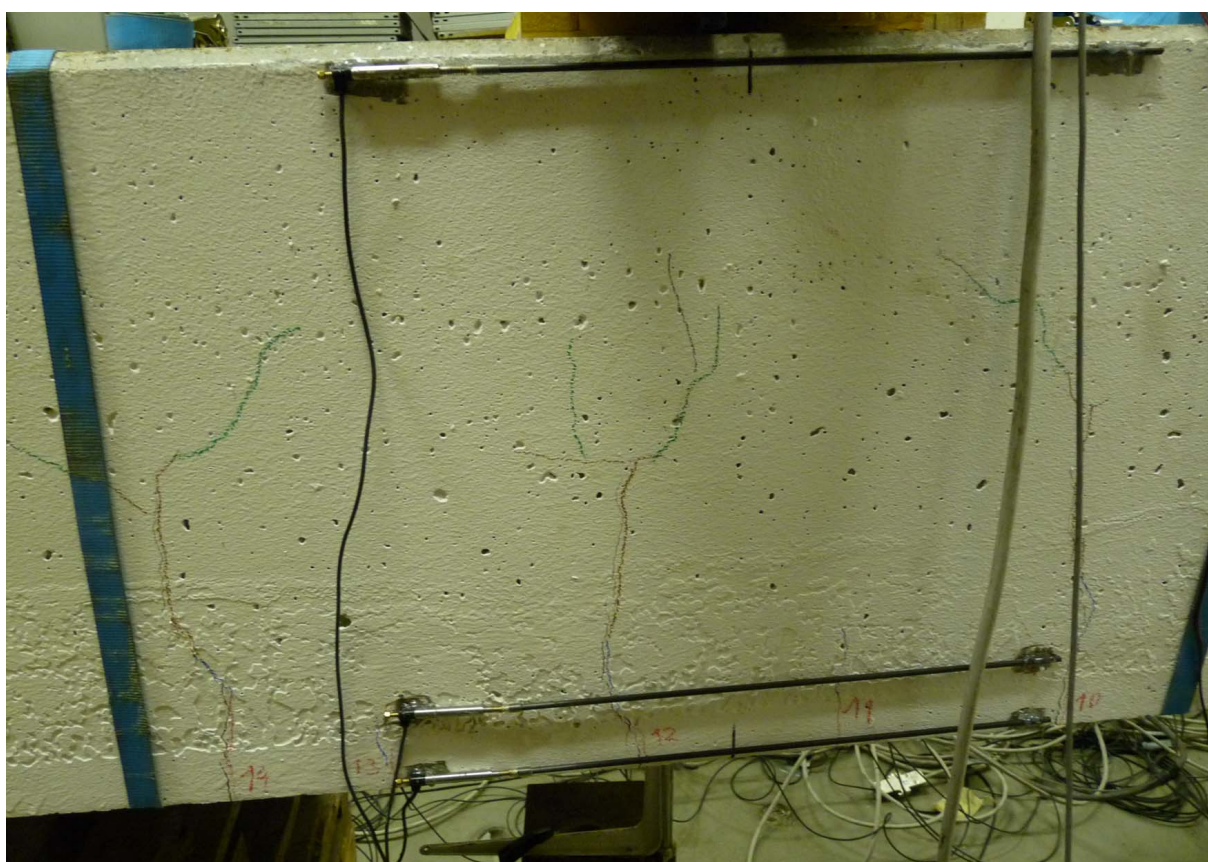


Abbildung 4.69: Rissbild bei Traglast

In Abbildung 4.69 ist das aufgenommene Rissbild für die Last von $F = 350$ kN dargestellt. Die maximale Rissöffnung gemessen auf Höhe des Spanngliedes betrug 1,20 mm. Im Bereich der Lasteinleitung kam es in der Druckzone zu Abplatzungen des Tragwerkbetons. Die Risse haben sich durch Steigerung der Last zur Lasteinleitungsstelle hin abgeflacht. Nicht alle Risse, die im Aufbeton entstanden sind, haben sich über die Trägerhöhe ausgebildet. Es konnte durch die im Aufbeton vorhandenen Risse über die Verbundfuge eine rissverteilende Wirkung festgestellt werden. Der durchschnittliche Rissabstand betrug 16,4 cm. Die Risse im Aufbeton haben sich an der Versuchskörperunterseite an manchen Stellen über die gesamte Breite ausgebildet. Der aus der Abbildung 4.69 errechnete durchschnittliche Abstand der Biegerisse beträgt 39,8 cm.



(a) Rissbild Vorderseite



(b) Rissbild Rückseite

Abbildung 4.70: Risse bei Maximallast

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Zusammenfassend ist zu sagen, dass die durch beide Versuche erhaltenen Ergebnisse positiv zu bewerten sind. Es kam bei keinem der durchgeführten Versuche zu einem Ablösen der Aufbetonschicht von dem Tragwerksbeton, weder zufolge Dauerschwingbelastung, noch zufolge einer Belastung des Versuchskörpers bis zum Erreichen der Traglast. Bei der Zugzonenergänzung hat die Verbundfuge die im Aufbeton vorhandenen Risse ohne Versatz in den Tragwerksbeton eingeleitet, wodurch keine Horizontalrisse entstanden sind. Weiters kam es zu keinem Herabfallen von Teilen der Aufbetonschicht, trotz der großen Rissweite in der Aufbetonschicht.

Bei der Zugzonenergänzung wurde vor der Ermüdungsbelastung eine Vorbelastung mit der Oberlast für den dynamischen Versuch durchgeführt, um im Aufbeton Risse zu erzeugen. Dadurch kam es zu einer risseverteilenden Wirkung über die Verbundfuge. Bei der ZZE trat im Durchschnitt alle 16,4 cm ein Riss im Aufbeton auf, im Vergleich zur DZE mit 38,8 cm, was ca. dem 2,5-fachen Wert entspricht. Die Biegerisse bei der ZZE hatten einen Abstand von ca. 39 cm. Dieser Wert ist mit dem der DZE vergleichbar.

Bezüglich der Verteilung der Risse über die Trägerlänge ist zu sagen, dass diese bei der ZZE beinahe doppelt so groß ist (5,30 m), wie bei der DZE (3,20 m). Die Risse im Randbereich reichen bei der ZZE jedoch nur noch über die Höhe der Aufbetonschicht.

Die maximalen Rissöffnungen waren auf Spanngliedhöhe bei dem Versuchskörper der DZE mit 0,80 mm um einiges kleiner als bei der ZZE mit 1,20 mm.

Die laut Entwurf der RVS 15.02.34 [1] vorgeschriebene Behandlung der Oberfläche wurde in der Versuchsausführung durchgeführt und es sind bezüglich Rautiefe zufriedenstellende Ergebnisse erreicht worden.

Durch Verwendung eines schwindarmen Aufbetons konnten die vorgegebenen Werte der maximalen Schwinddehnung nach 56 Tagen eingehalten werden. Außerdem haben sich in der Fuge

keine nennenswerten Zwangsspannungen eingestellt, da die Differenz des Schwindens zwischen Tragwerksbeton und Aufbeton sehr gering war. Die beiden Betonschichten sind nach dem Aufbringen der Oberbetonschicht gleich geschwunden.

Die bei den durchgeführten Versuchen in der Verbundfuge entstandenen Kräfte konnten vom Haftverbund bzw. bei der Druckzonenergänzung noch zusätzlich von den Reibungswiderständen übernommen werden.

Bestätigt wurde dieses Ergebnis weiters durch die Untersuchung der Haftzugfestigkeit bei dem Versuchskörper der Druckzonenergänzung, bei der sowohl nach dem Dauerschwingversuch, als auch nach der Beanspruchung durch eine statisch aufgebrachte Last, hohe Prüfergebnisse im Bereich von $2,6 \text{ N/mm}^2$ erreicht wurden.

5.1.1 Verschiebungen der Verbundfuge

Gemäß Literatur wird zwischen starrem und nachgiebigem Verbund der Fuge unterschieden. Die Abgrenzung liegt dabei bei Relativverschiebungen von $w > 0,05 \text{ mm}$. Laut [10] tritt beim Überschreiten einer Verschiebung von $w \approx 0,03 - 0,05 \text{ mm}$ ein schlagartiger, spröder Bruch der Fuge ein, wenn der Haftverbund überschritten wird und keine Verbundmittel vorhanden sind.

Bei den vorliegenden Versuchen wurde von einem starrem Verbund ausgegangen. Diese Annahme hat sich auch bestätigt, da die gemessenen waagrechten Verschiebungen unter Maximallast beim statischen Versuch im Bereich von $0,009375 - 0,045 \text{ mm}$ lagen. Die gemessenen senkrechten Verschiebungen betragen ca. $1/10$ der waagrechten, mit einem Maximalwert von $0,006875 \text{ mm}$. In der Tabelle 5.1 sind alle Maximalwerte der gemessenen Relativverschiebungen noch einmal zusammengefasst.

Bezüglich der Aufteilung in höher und geringer beanspruchte Teile der Verbundfuge sind folgende Aussagen zu treffen:

- Bei der Ermüdungsbeanspruchung der ZZE traten in den ungerissenen Bereichen der Aufbetonschicht höhere Relativverschiebungen auf, als in den gerissenen Bereichen in Trägermitte. Da an diesen Stellen keine Schubkraftübertragung der Fuge mehr möglich ist und die entstehenden Spannungen zu einer Vergrößerung der Risse führen.
- Ebenso ist dies bei der Belastung bis zur Traglast der Fall. Durch das Nichtvorhandensein einer Bewehrung in der Aufbetonschicht können im gerissenen Aufbeton keine Kräfte mehr übernommen werden. Dadurch sind sowohl die gemessenen Wege waagrecht als auch senkrecht zur Fuge kleiner als in den ungerissenen Bereichen des Aufbetons.

- Bei der Ermüdungsbeanspruchung der DZE kam es im Bereich der Trägermitte zu einer größeren Beanspruchung der Verbundfuge als am Trägerrand, was sich durch die unterschiedliche Amplitude der Messergebnisse gezeigt hat.
- Bei Beanspruchung durch eine auflagernahe statische Last waren ebenfalls die Verschiebungen in der Fuge in der Nähe des Auflagers kleiner, da die Kraft direkt ins Auflager eingeleitet wurde und sie dadurch keine Einwirkung auf die Verbundfuge darstellt hat.

Tabelle 5.1: Zusammenfassung der maximalen Relativverschiebungen im Bereich der Fuge bei den statischen Versuchen

Versuchskörper	Richtung	Bezeichnung	Weg[mm]
VK2 - DZE	waagrecht	wi6	0,01125
VK2 - DZE	waagrecht	wi8	0,045
VK1 - ZZE	waagrecht	wi1	0,0365625
VK1 - ZZE	waagrecht	wi6	0,0059375
VK2 - DZE	senkrecht	wi5	0,0044
VK2 - DZE	senkrecht	wi9	0,0131
VK1 - ZZE	senkrecht	wi2	0,006875
VK1 - ZZE	senkrecht	wi3	0,001875
VK1 - ZZE	senkrecht	wi4	0,003125
VK1 - ZZE	senkrecht	wi7	0,001875
VK1 - ZZE	senkrecht	wi9	0,004375

5.2 Ausblick

Im Zuge des Forschungsvorhabens „Vorgespannte Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag“ werden zur Zeit noch zwei weitere Prüfkörper dieser Prüfserie geprüft. Der Unterschied zu den in dieser Arbeit behandelten Prüfkörpern liegt in der Oberflächenbehandlung der Verbundschicht. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse sind mit denen aus der vorliegenden Arbeit zu vergleichen, um daraus zusammenfassende Schlüsse für das Verhalten der Verbundfuge ziehen zu können.

Die bis jetzt durchgeführten Versuche haben jedoch gezeigt, dass bei Ausführung einer sauberen und gut vorbereiteten Verbundfuge, die im Versuch gestellten Anforderungen, eine Spannbetonbrücke mit integriertem Fahrbahnbelag herzustellen, erfüllt wurden.

Literaturverzeichnis

- [1] *RVS 15.02.34 - Entwurf: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten.* FSV - Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr, 2009
- [2] *ÖNORM B 4700: Stahlbetontragwerke, Eurocode-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung.* Ausgabe 2001-06-01
- [3] *ÖNORM B 3303: Betonprüfung.* Ausgabe 2002-09-01
- [4] *ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.* Ausgabe 2004-08-01
- [5] *ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Ausgabe 2005-11-01
- [6] *European Technical Approval No ETA-06/0006.* European Organization for Technical Approvals, valid from 31-07-2006 to 30-07-2011
- [7] BERGER, J.: *Hochfrequente Dauerschwingversuche an Aufbetonschichten für Brückentragwerke - Analytische und Numerische Untersuchungen,* Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2008
- [8] BIANCHI, C.: *Betondecke in direktem Verbund am Beispiel der Einsteinbrücke zur ETH - Zürich.* In: *Betonstrassen 2007* (2007), S. 32–43
- [9] BRUSCHETINI-AMBRO, S.: *Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl,* Technische Universität Wien, Diss., 2008
- [10] FEIX, J. ; ANDREATTA, A. ; NIEDEREGGER, C.: *Verstärken von Brückentragwerken.* In: *IKM 1* (1/2007), S. 19 – 25
- [11] HUBER, H. ; LINDLBAUER, W. ; NISCHER, P. ; STEIGENBERGER, J.: *Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung.* Wien : Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 2001. – Straßenforschung Heft 505

- [12] ILLICH, G.: *Versuche an statisch unbestimmt gelagerten vorgespannten Plattenstreifen ohne Bewehrung aus Betonstahl*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2008
- [13] MACHT, J.: Betonfahrbahnen auf Brücken in Verbund mit dem Tragwerk. In: *Betonstrassen 2007* (2007), S. 28–31
- [14] MANG, H. ; HOFSTETTER, G.: *Festigkeitslehre*. Wien NewYork : Springer, 2004
- [15] MOMBER, A. ; SCHULZ, R.: Kapitel 13 - Rauheit. In: *Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton* (2006). – Birkhäuser Verlag
- [16] SENDER, C. ; HENKE, V.: Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebraachte Aufbetonschicht / Deutscher Beton- und Bautechnik Verein. 2009. – Forschungsbericht

Anhang A

Spannprotokoll exemplarisch für VK1



GRUND- PFAHL - UND SONDERBAU GesmbH
 Industriestr. 27 a
 A - 2325 HIMBERG

VSL SPANNPROTOKOLL

Spannfolge Nr.: 1

Baustelle: Versuchskörpervorspannung TU Wien
 Bauabschnitt: Versuchskörper Nr.: 1
 Kabel Nr.: 1-1
 Länge: 7,70 m

7 Litzen F 150 Kabel: _____ kN
 Stahl St 1570/1770 Lg
 Stahlfläche Fe = 1050 mm²
 Kolbenfläche Fk = 197,9 cm²

E-Modul: tatschl.: 199,2 kN/mm²
 Bettung: B = 6mm

*Ü-St = 0,8m
 - 2cm*

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Schwindvorspannung											
	1-1		75			135	508				
	Spannstelle <i>A</i>		100			182	510				Δ100bar ≈ 6,9 mm ohne U-Stuhl
			125			228					
			150			278	516				
			175			327					
			200			375	518				
			S	223			420	521 +5	196	156	15,5
Die Bettung der Klemmen wird in Abhängigkeit von der Festigkeit des Betons festgelegt!											

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

* Der errechnete Soldehnweg beinhaltet nicht den Dehnweg des mitgespannten Überstandes als auch nicht den Einzug der Litzen am Festanker.

Gespannt:

Geprüft:

Auftraggeber:



GRUND- PFAHL - UND SONDERBAU GesmbH
 Industriestr. 27 a
 A - 2325 HIMBERG

VSL SPANNPROTOKOLL

Spannfolge Nr.: 1

Baustelle: Versuchskörpervorspannung TU Wien
 Bauabschnitt: Versuchskörper Nr.: 1
 Kabel Nr.: 1-1
 Länge: 7,70 m

7 Litzen F 150 Kabel: _____ kN
 Stahl St 1570/1770 Lg
 Stahlfläche Fe = 1050 mm²
 Kolbenfläche Fk = 309,4 cm²

E-Modul: tatschl.: 199,2 kN/mm²
 Bettung: B = 6mm

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom.	Verlust	4-5	Kraft	Wert	Teil	Ist	Soll		
			[bar]	[bar]	[bar]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Vollvorspannung												
	1-1		100				264					
Spannstelle	1		200		601	112	267	3				Δ100bar ≈ 15 mm ohne Ü-Stuhl
			250		751	140	273	6				
			300			901	278	6				
			350			1051	286	7				
			400			1202	292	6				
			450			1352	298	7				
		S	466			1400	302	3	38	36,1		* Klemmen betten lassen
									-6			

Gang: S=Spannen Ü=Überspannen R=Rück K=Kontrolle U=Umsetzen

* Der errechnete Solldehnweg beinhaltet nicht den Dehnweg des mitgespannten Überstandes als auch nicht den Einzug der Litzen am Festanker.

Gespannt: 10.08.08
Heider

Geprüft:

Auftraggeber:

Anhang B

Materialprüfung - Spannstahl

BAHNHOFSTRASSE 2
A-8600 BRUCK A. D. MUR

Telefon +43-3862-893-0
Fax +43-3862-893-267

voestalpine
EINEN SCHRITT VORAUS.

Last - Dehnungs - Diagramm Spannbetonlitze

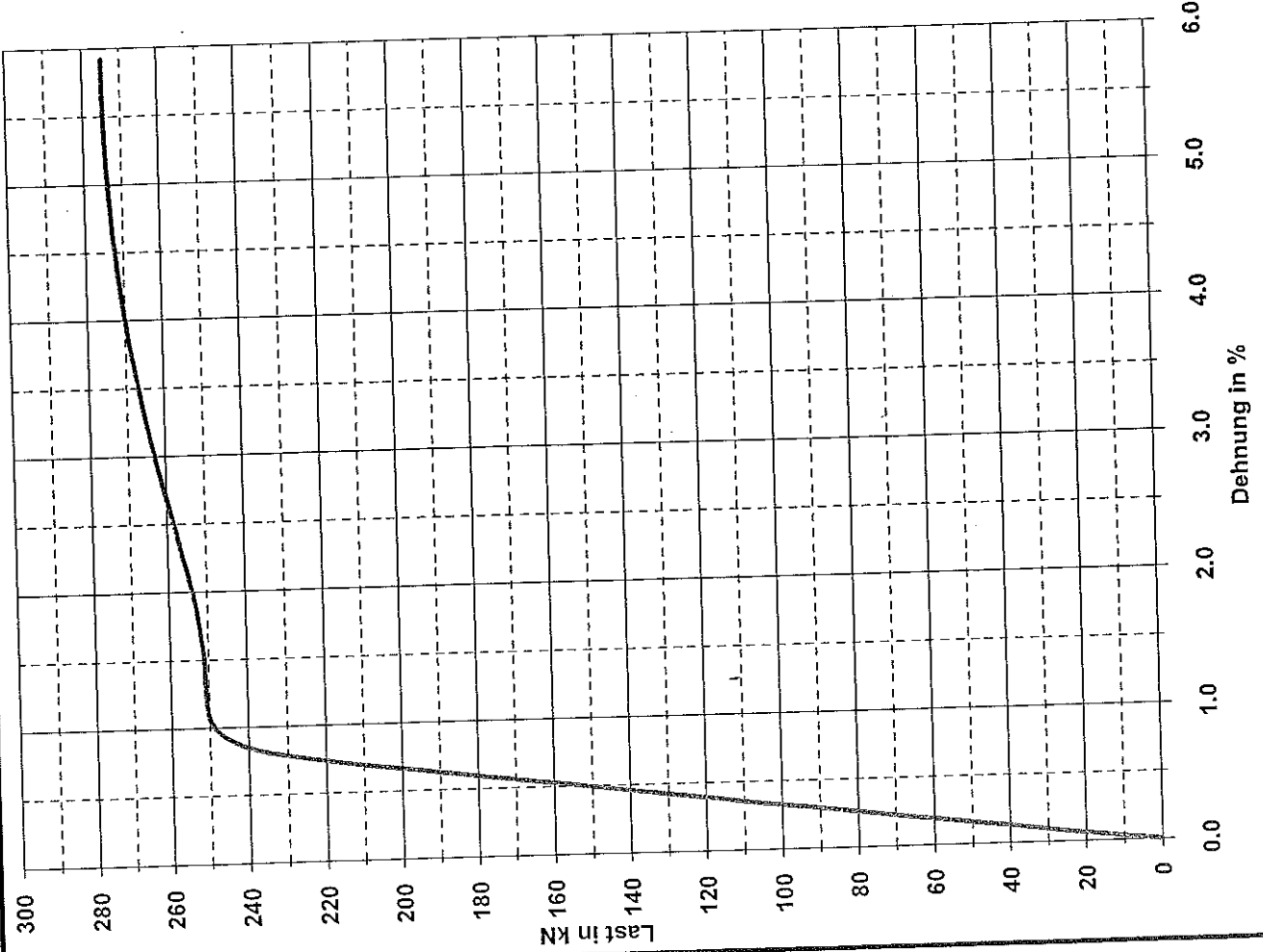
Unsere Auftrags-Nr.:	0960472	Nenn Durchmesser	15,7 mm
Einheit	3	Nenn Querschnitt:	150,0 mm ²
Schmelze Nr.	9402046V	Interne Norm:	L1770/A / (B4258)

Hochstlast	275,1	kN
Zugfestigkeit	1834	N/mm ²
Dehngrenze 0.2%	1662	N/mm ²
Dehngrenze 0.1%	1633	N/mm ²
Dehngrenze 0.01%	1471	N/mm ²
Dehngrenze 1%	1658	N/mm ²

Last bei 1%	248,8	kN
Last bei 0.2%	249,3	kN
Last bei 0.1%	244,9	kN
Dehnung bei Hochstlast	5,9	%
Bruchdehnung	6,0	%
Bruchdehnung auf 10d		
Gleichmass Dehnung L=10d		
Kontraktion		
Elastizitaetsmodul	199,2	kN/mm ²

Durchmesser	151,03	mm ²
Querschnitt	1185,56	g/m
Metergewicht g/m		

Geprueft: VCELOUCH CHR Attest Nr.: 181645



Anhang C

Materialprüfung - Beton

Tabelle C.1: Materialkennwerte Tragwerksbeton

Tag t [d]	MW Würfeldruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ [N/mm ²]	MW E-Modul E(t) [kN/mm ²]	Datum	Anmerkung
0			06.08.2009	Betonieren
1	30,7	29	07.08.2009	Schwindvorspannen
4	37,3	30,7	10.08.2009	Vollvorspannen
7	41,5	33,1	13.08.2009	
28	48,8	36,3	03.09.2009	
83		39,2	28.10.2009	ab 3.September Luftlagerung
97	51		11.11.2009	

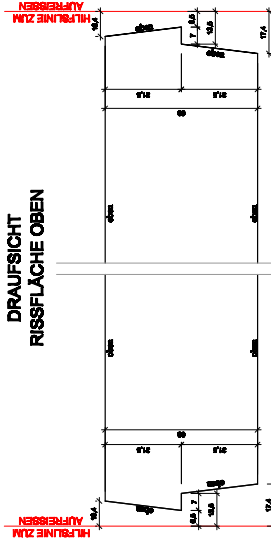
Tabelle C.2: Materialkennwerte Oberbeton

Tag t [d]	Mittelwert Würfeldruckfestigkeit $f_{cm}(t)$ [N/mm ²]	Mittelwert E-Modul E(t) [kN/mm ²]	Datum
0	28,5	31,7	22.09.2009

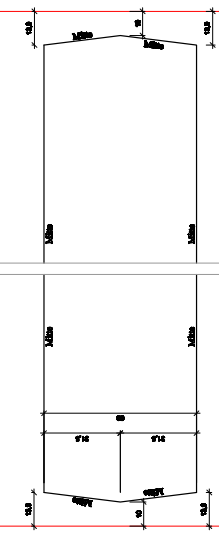
Anhang D

Schalungs- und Bewehrungspläne

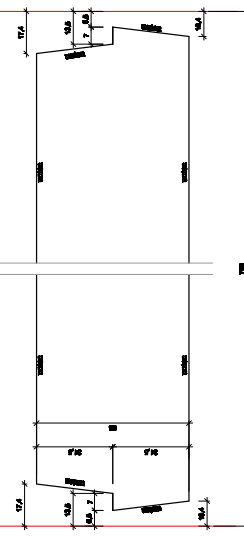
**GRUNDRISS
ZUM AUFREISSEN**
(HILFSLINIE AM SCHALTISCH AUFREISSEN-
IST FIXMASS FÜR DAS EINMESSEN DER RÄNDER)



SCHNITT MITTE (=1/2)

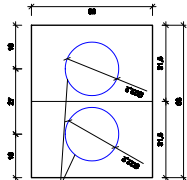


DRAUFSICHT
RISSFLÄCHE UNTEN

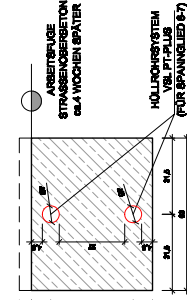


QUERSCHNITT
1:10

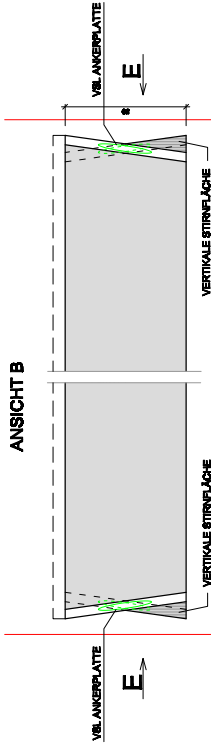
ANSICHT E
ANKERKÖPFE



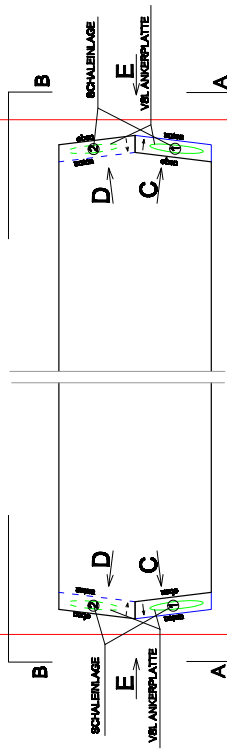
SCHNITT
MITTE



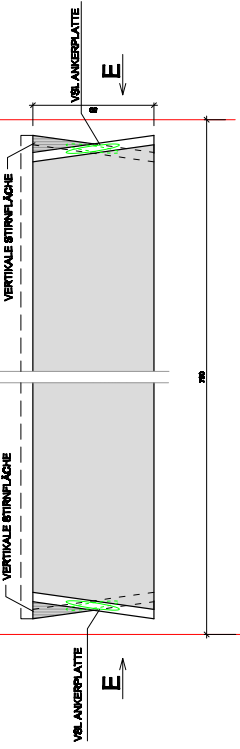
**ANSICHTEN
VERSUCHSKÖRPER**
1:10



DRAUFSICHT

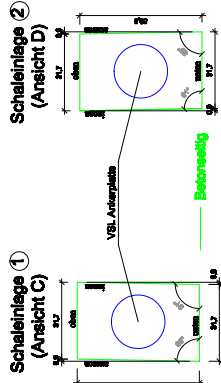


ANSICHT A

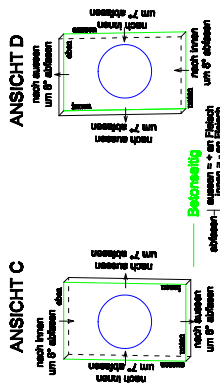


**SCHALEINLAGE FÜR STIRNSEITE
(ANKERKÖPFE)**
1:10

GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN



**ABFASEN DER RÄNDER DER SCHALEINLAGE
(KEINE 3D-ANSICHT !)**



BETONGÜTE:

C20/27 TRAGWERKSBETON

KORNRÜHRE UND VERBUNDUNG FÜR STRAHLENBETON WIRD NOCH
BEKANNTGEBEN BZW. FALLS ENTFERNT ZUR VERFÜGUNG GEBREITET.

LEBENSZEIT:
 BETON

ZUGBEHÖRGE PLÄNE:
BEWEHRUNGSPLAN VERSUCHSKÖRPER P401

4 STÜCK VERSUCHSKÖRPER HERSTELLEN
KANTEN NICHT ABFASEN

HÖHE DER VERSUCHSKÖRPER BETRÄGT 80 CM AUF BETON.
DIE HÖHE DER SCHÜTTUNG WIRD ERST NACH CA. 4 WOCHEN AUFBRACHT.
SCHÜTTUNG FÜR HOCHDRUCKHERSTELLEN

FORSCHUNGSPROJEKT		VORBEREITETE BETONBRÜCKEN MIT INTEGRIERTEN FAHRBAHNBELAG	
AUSFÜHRUNG		Maßstab: 1:100 (ANWEISUNG) / 1:10 (ANSICHT)	
Bezeichnung: C 20/27		VERSUCHSKÖRPER	
DIN: 5008 07 07		SCHÜTTUNG	
Menge: 1,110		Plan Nr.: 001	
Anfertigung: Forschungsinstitut / Universität		Menge: --	
Datum:		Draht:	
a		b	
c		d	
e		f	

BETONGÜTE	C 30/37		STAHLGÜTE	
BETON- DECKUNG <small>(VON NICHT ANGEBEN ANNEHMEN)</small>	ALLGEMEIN	4,5 cm	STABSTAHL	BST 550

**BIEGEANWEISUNG FÜR BST 550
LT. ÖNORM B4700**

BÜGELMASSE SIND AUSSENMASSE

ZUGEHÖRIGE SCHALUNGSPLÄNE:

VERSUCHSKÖRPER (SCHALUNG).....P 001

FORSCHUNGSPROJEKT				
VORGESPANNTE BETONBRÜCKEN MIT INTEGRIERTEM FAHRBAHNBELAG				
AUSFÜHRUNG			Besteller: VÖZ FORSCHUNGSINSTITUT - ABTEILUNG BETON	
Bearb.: J. BERGER	VERSUCHSKÖRPER			
Gez.: C.W.				
Ges.:				
Dat.: 2009 07 08	BEWEHRUNG		Plan Nr.:	Index:
m ² 0.20	Maßstab: 1:10		P 101	-
Änderung:	Änderungsbeschreibung/Anmerkung:			Datum:
a				
b				
c				
d				
e				

EISENLISTE FÜR 1 TRÄGER! 4x BIEGEN!

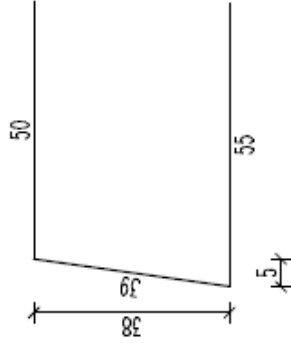
EISENLISTE

TC55

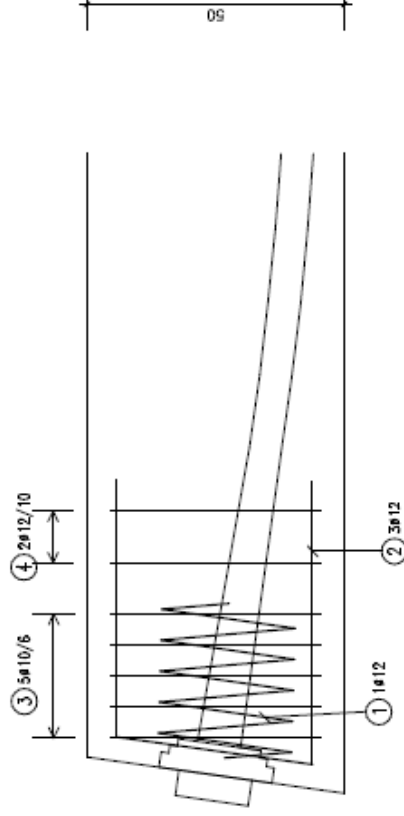
Position	Stück	Durchmesser	Länge
1	4	12	4,10
2	6	12	1,44
3	20	10	1,68
4	8	12	1,74

Durchmesser	Gesamtlänge	Gewicht
10	33,60	20,73
12	38,96	34,60
Gesamtgewicht		55,33

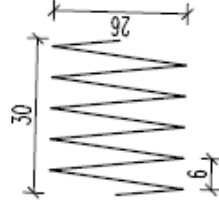
② 6 ϕ 12 Lg=1.44



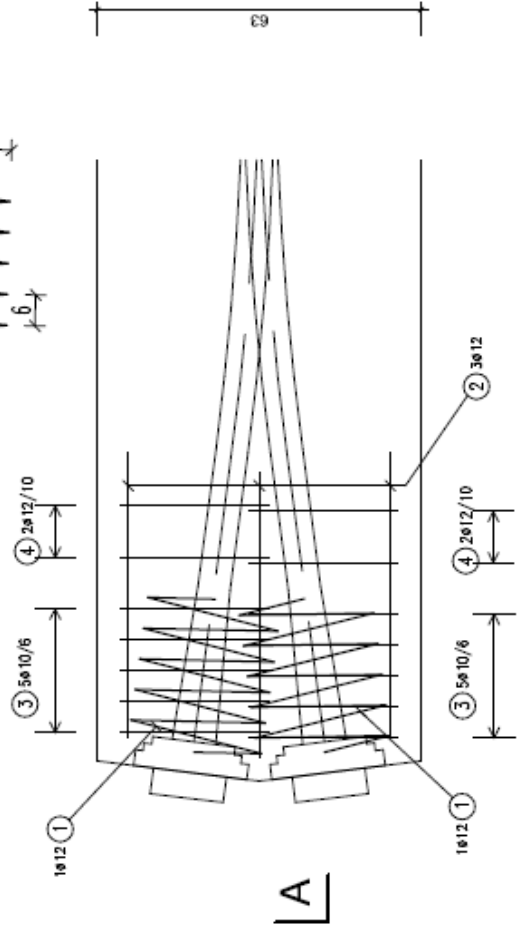
SCHNITT A-A 1:10



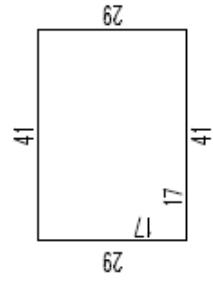
① 4 ϕ 12 Lg=4.10



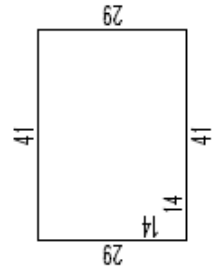
GRUNDRISS 1:10



④ 8 ϕ 12 Lg=1.74



③ 20 ϕ 10 Lg=1.68



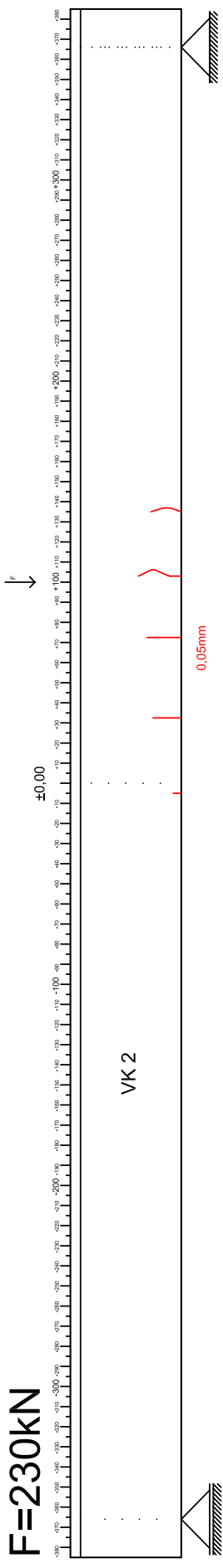
Anhang E

Rissbilder für Laststufen

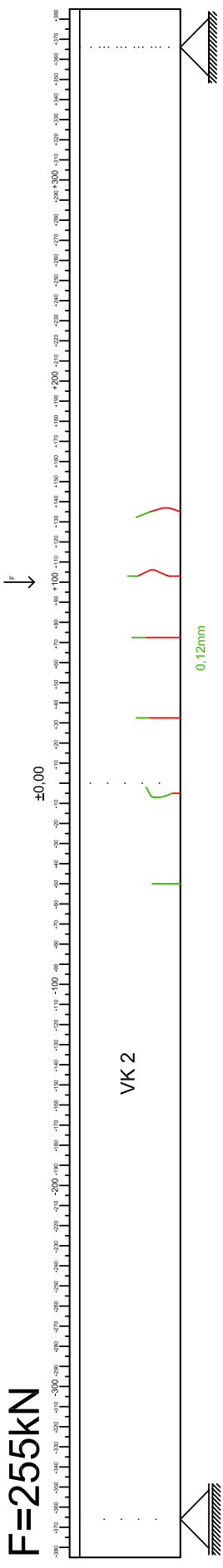
RISSBILDER FÜR LASTSTUFEN - DZE - VK2

F=210-220kN erste Risse,
(Risse in Verbundfuge mit Lupe sichtbar)

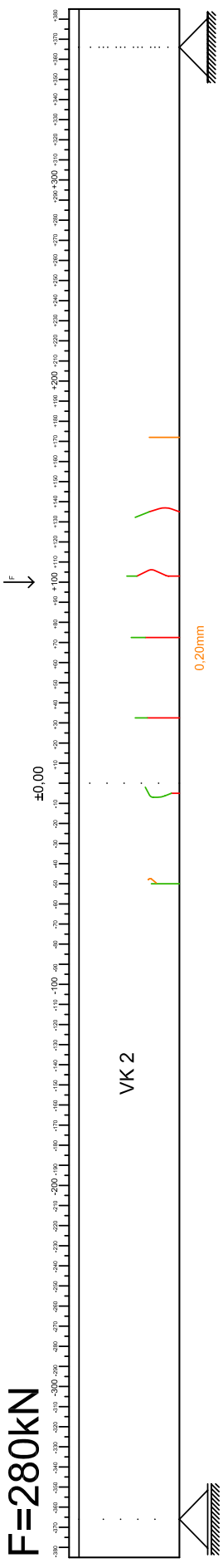
F=230kN



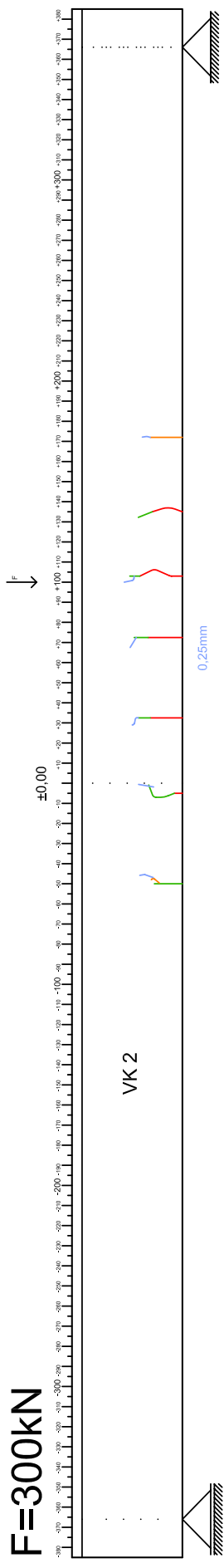
F=255kN



F=280kN

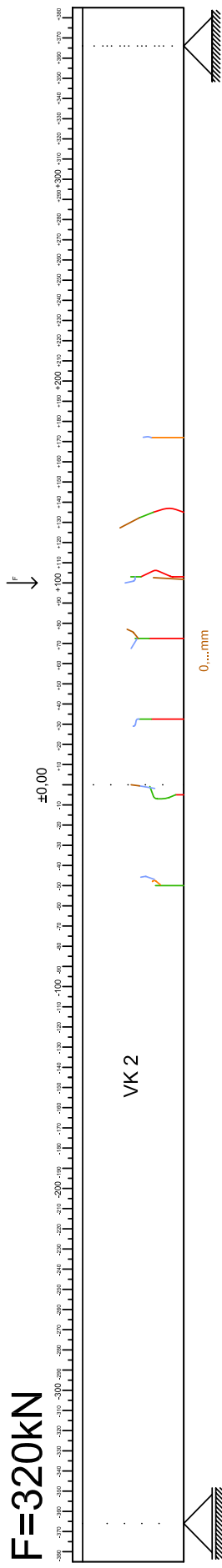


F=300kN



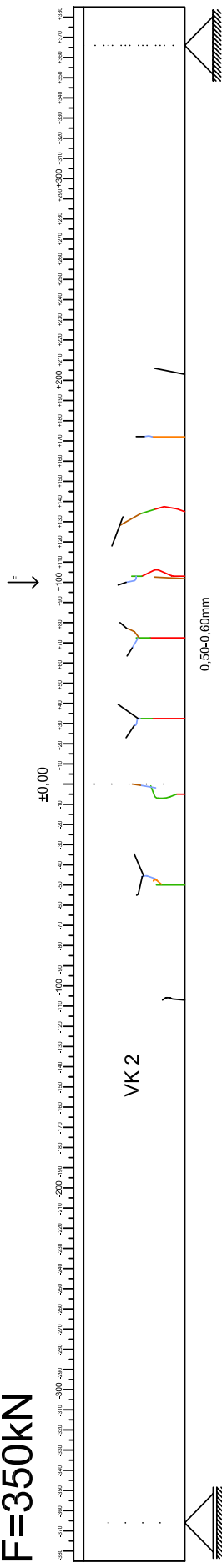
RISSBILDER FÜR LASTSTUFEN - DZE - VK2

F=320kN



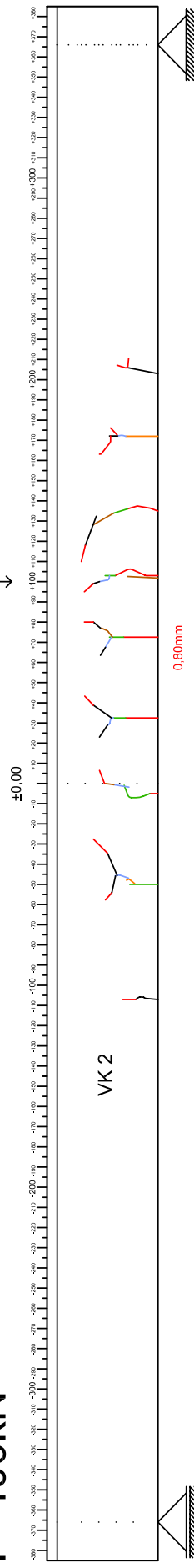
2. Statischer Versuch

F=350kN



2. Statischer Versuch

F=400kN



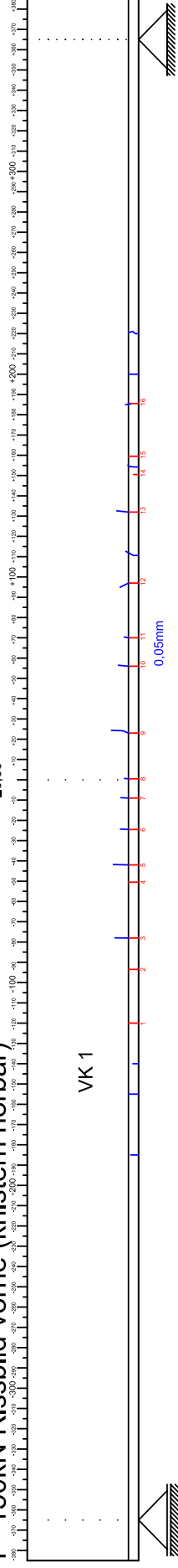
RISSBILDER FÜR LASTSTUFEN - ZZE - VK1

F=120kN erste Risse

F=150kN Rissbild vorne (knistern hörbar)

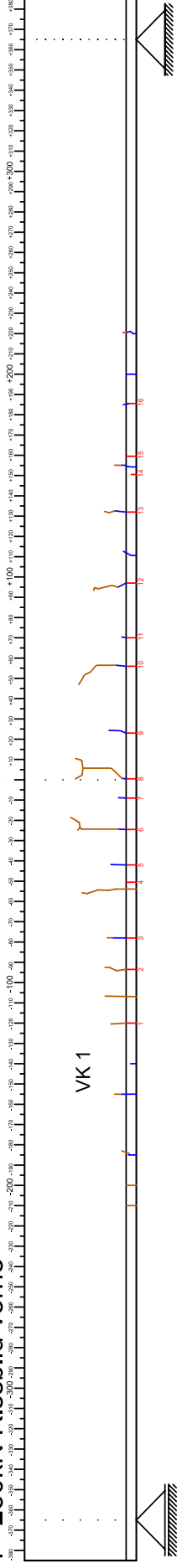


±0,00



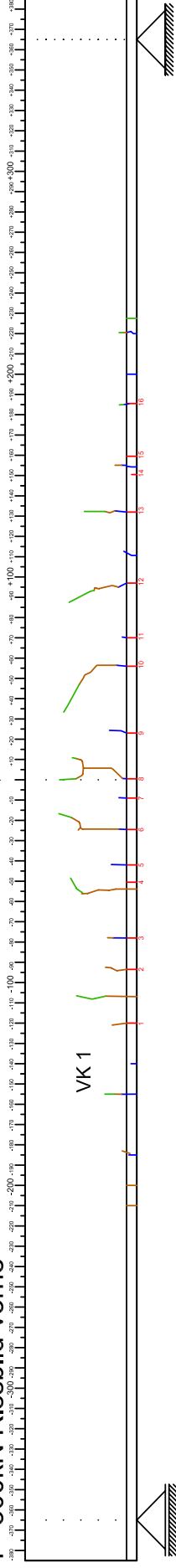
F=250kN Rissbild vorne

±0,00



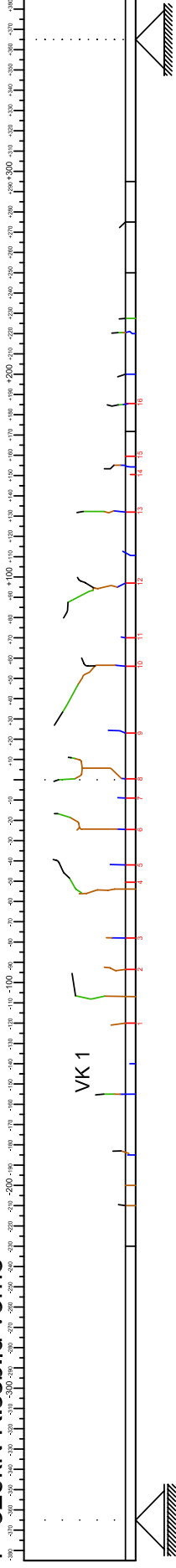
F=300kN Rissbild vorne

±0,00



F=325kN Rissbild vorne

±0,00



Anhang F

Zeitlicher Ablauf Versuchsdurchführung

6.August 2009: Betonieren Träger

7.August 2009: Schwindvorspannen

10.August 2009: Vollvorspannen

15.September 2009: Hochdruckwasserstrahlen Tragwerksoberfläche

21.September 2009: Betonieren der Aufbetonschichten

6. bis 8. November 2009: Dauerschwingversuche VK2 Druckzonenergänzung

11. und 13. November 2009: statische Versuche VK2 Druckzonenergänzung

10. bis 14. Dezember 2009: Dauerschwingversuche VK1 Zugzonenergänzung

21. Dezember 2009: statischer Versuch VK1 Zugzonenergänzung