



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Verstärken von Brücken durch eine
statisch mitwirkende Aufbetonschicht**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**
und
Univ.Ass.Dipl.-Ing. **Johannes Berger**

E212-2
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Patrick Huber, BSc.
0625343
Joanelligasse 12/21, 1060 Wien

Wien, im Oktober 2011

.....

Vorwort

Mein Dank gilt allen Personen, die mich während meines Studiums unterstützt und das Zustandekommen dieser Arbeit ermöglicht haben.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn o.Univ. Prof. Dr.- Ing. Johann Kollegger, M.Eng für die Möglichkeit diese Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau verfassen zu können sowie für die freundliche und kompetente Betreuung.

Ebenso großer Dank richtet sich an Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Johannes Berger für seine angenehme und unkomplizierte Art, die Zusammenarbeit während der Versuche, die hilfreichen Anregungen sowie für die langen fachlichen Diskussionen.

Des Weiteren gebührt ein besonderer Dank meinen Kommilitonen und Freunden Johannes Pistor, Mario Hager, Bernhard Eichwalder, Lukas Stöberl und Dominik Stadler für die gemeinsame Zeit an der Technischen Universität Wien.

Meinen Eltern möchte ich für den Glauben an mich sowie für die finanzielle Unterstützung während des Studiums danken.

Ein spezielles Dankeschön gilt auch meinem Bruder Dipl.-Ing. Michael Huber, der durch seine Vorbildwirkung mich stets motivierte und in allen Belangen mit Rat und Tat zur Seite stand.

Mein herzlicher Dank richtet sich an Heike und Peter Obererlacher für die Unterstützung in schwierigen Zeiten.

Mein größter Dank gilt meiner Freundin Carina Obererlacher, Bakk. phil. für ihr Vertrauen und die gegenseitige Unterstützung während unserer gemeinsamen Studienzeit.

Diese Diplomarbeit möchte ich meiner Mutter Benedikta Huber widmen, die den Abschluss meines Studiums leider nicht mehr miterleben darf. Ihr möchte ich an dieser Stelle besonders danken, da ohne ihre stets helfende Hand, dieses Studium mit Sicherheit nicht möglich gewesen wäre.

Kurzfassung

Aufgrund der ständig anwachsenden Verkehrs- und Ausbaulasten wird es immer öfter notwendig, eine Brücke nachträglich zu verstärken. Eine der gängigsten Sanierungsvarianten von Brückentragwerken stellt das Aufbringen einer statisch mitwirkenden Neubetonschicht dar. In den meisten Fällen wird diese Aufbetonschicht mit dem Altbeton verdübelt, wodurch ein erheblicher wirtschaftlicher und bautechnischer Aufwand entsteht.

Diese Diplomarbeit beginnt mit einer Literaturstudie über die Tragmechanismen zwischen altem und jungem Beton. Neben theoretischen Überlegungen werden auch Ergebnisse bereits durchgeführter Versuche vorgestellt. Des Weiteren wird noch die gegenseitige Beeinflussung von Alt- und Neubeton aufgrund des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens erläutert.

Hauptaugenmerk dieser Arbeit liegt in der experimentellen Untersuchung des Verbundverhaltens von Altbeton und einer statisch mitwirkenden Aufbetonschicht unter Zugbeanspruchung. Hierfür wurden vier Versuchskörper gefertigt, welche aus einer 50 Jahre alten Betonschicht und einer nachträglich aufgetragenen Neubetonschicht bestanden. Je zwei dieser Versuchsträger wurden entweder mit einer Edelstahlbewehrung oder mit einer Vorspannung im nachträglichen Verbund hergestellt. Im Gegensatz zur Praxis wurde auf eine Verdübelung der Verbundfuge verzichtet. Diese Prüfkörper wurden zu Beginn zwei Millionen Lastwechseln ausgesetzt, um mehr über das Langzeitverhalten der Verbundfuge zu erfahren. Im Anschluss daran fanden statische Versuche statt, deren Ziel es war, die Versuchskörper mit einer erhöhten Querkraft zu belasten. Die Auswertung und Interpretation dieser dynamischen und statischen Versuche bilden den Hauptteil dieser Diplomarbeit.

Abschließend wurde mit Hilfe eines nichtlinearen Finite-Elemente-Programms eine numerische Berechnung durchgeführt, um die Ergebnisse der Versuche verifizieren zu können.

Abstract

Due to the constantly increasing live and additional loads it becomes more and more necessary to strengthen a bridge afterwards. One of the most widely used methods for rehabilitation of bridge structures is the application of a static participating concrete overlay. In most cases the overlay is dowelled with the old concrete, which implies a considerable economic and structural engineering expenditure.

This master thesis begins with a literature study on structural mechanisms between old and new concrete. Beside theoretical considerations also results of already carried out experiments are presented. Furthermore, it will be explained how the old and new concrete, based on their different time-dependent material behaviour, influence each other.

Main focus of this thesis is situated in the experimental investigation of the bond behaviour of old concrete and a static participating concrete overlay under tensile load. For this purpose four test bodies were made, which consisted of a 50 years old concrete and a subsequently applied new concrete layer. Two of these test beams were produced either with stainless steel reinforcement or with a bonded post-tensioning. In contrast to the practice the shear connection has been established without a dowelling. At the beginning these test bodies were exposed two million load changes in order to learn more about the long-term behaviour of the shear connection. Subsequently, the static tests took place, whose aim it was, to load the test beams with increased shear stress. The analysis and interpretation of these dynamic and static tests form the main part of this master thesis.

Finally, a numerical calculation was carried out, using a nonlinear finite element program, to verify the result of the experiments.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Ziel der Arbeit	3
2	Stand der Forschung	5
2.1	Tragmechanismen zwischen Alt- und Neubeton	5
2.1.1	Haftverbund	7
2.1.1.1	Spezifische Adhäsion	7
2.1.1.2	Mechanische Adhäsion	9
2.1.2	Rissverzahnung	10
2.1.3	Versuche zu den einzelnen Tragmechanismen	11
2.1.3.1	Versuche zum Haftverbund	11
2.1.3.2	Versuche zur Rissverzahnung	15
2.1.4	Normative Situation bei der Bestimmung des Schubkraftwi- derstandes	17
2.2	Spannungsumlagerungen infolge von Schwinden und Kriechen	20
2.2.1	Allgemeines	20
2.2.2	Versuche zu Spannungsumlagerungen	21
3	Grundlagen für die analytische Auslegung der Versuchskörper	27
3.1	Normalspannungen in Verbundstäben	27
3.2	Spannungsermittlung im Zustand II	28
3.3	Dynamische Grundlagen	30
3.3.1	Ermittlung der Eigenfrequenz	30
3.3.2	Dynamische Belastung	31
4	Versuchskörper und Versuchsaufbau	33
4.1	Herstellung und Beschreibung der Versuchskörper	33
4.2	Materialkennwerte	35
4.3	Versuchsaufbau	37

4.4	Messtechnik	38
5	Analytische Auslegung der Versuchskörper	40
5.1	Auslegung der schlaff bewehrten Versuchskörper	40
5.1.1	Querschnittswerte der schlaff bewehrten Versuchskörper	40
5.1.1.1	Zustand I	41
5.1.1.2	Zustand II	41
5.1.2	Ermittlung der Belastung für den dynamischen Versuch	42
5.1.2.1	Ermittlung der Mittellast	42
5.1.2.2	Ermittlung der dynamischen Belastung	43
5.1.2.3	Ermittlung der Betonspannungen	43
5.1.3	Ermittlung der Eigenfrequenz	44
5.1.4	Ermittlung des Querschnittswiderstands	45
5.1.4.1	Momentenwiderstand M_{Rm}	45
5.1.4.2	Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$	45
5.2	Auslegung der vorgespannten Versuchskörper	46
5.2.1	Querschnittswerte der vorgespannten Versuchskörper	46
5.2.2	Berechnung der effektiven Vorspannkraft	47
5.2.3	Ermittlung der Belastung für den dynamischen Versuch	49
5.2.3.1	Ermittlung der Betonspannungen	49
5.2.3.2	Ermittlung der Kompensationslast und Mittellast	50
5.2.3.3	Ermittlung der dynamischen Belastung	50
5.2.4	Ermittlung der Eigenfrequenz	51
5.2.5	Ermittlung des Querschnittswiderstands	51
5.2.5.1	Elastisches Grenzmoment M_{el}	51
5.2.5.2	Momentenwiderstand M_{Rm}	52
5.2.5.3	Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$	52
6	Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung	54
6.1	Dehnungsmessungen	54
6.1.1	Durchführung der Messung	54
6.1.2	Auswertung und Interpretation der Messung	55
6.2	Dynamische Versuche	57
6.2.1	Versuchsdurchführung	57
6.2.2	Auswertung und Interpretation	58
6.2.2.1	Frequenzverlauf	58
6.2.2.2	Auflagerreaktionen und Beschleunigungen	58

6.2.2.3	Vertikalverformung	59
6.2.2.4	Verschiebungen entlang der Verbundfuge	61
6.2.2.5	Verzerrungen und Krümmungen	64
6.3	Statische Versuche	66
6.3.1	Versuchsdurchführung	66
6.3.2	Auswertung und Interpretation der schlaff bewehrten Versuchs- körper	67
6.3.2.1	Belastungsgeschichte	67
6.3.2.2	Last-Verformungsbeziehung	68
6.3.2.3	Rissbild	69
6.3.2.4	Verschiebungen entlang der Verbundfuge	70
6.3.2.5	Verzerrungen und Krümmungen	74
6.3.2.6	Schnittgrößen	77
6.3.2.7	Versagensart	78
6.3.3	Auswertung und Interpretation der vorgespannten Versuchs- körper	81
6.3.3.1	Belastungsgeschichte	81
6.3.3.2	Last- Verformungsbeziehung	81
6.3.3.3	Rissbild	82
6.3.3.4	Verschiebung entlang der Verbundfuge	83
6.3.3.5	Verzerrungen und Krümmungen	86
6.3.3.6	Schnittgrößen	88
6.3.3.7	Versagensart	91
7	Numerische Untersuchung	94
7.1	Preprocessing	94
7.1.1	Material	94
7.1.2	Modell	96
7.1.3	Netz	96
7.2	Postprocessing	97
7.2.1	Ergebnisse der schlaff bewehrten Versuchskörper	97
7.2.1.1	Last-Verformungsbeziehung	97
7.2.1.2	Verformte Struktur und Betonspannung	98
7.2.1.3	Spannung in der Bewehrung	99
7.2.1.4	Schubspannung in der Verbundfuge	99
7.2.1.5	Versagensform	100
7.2.2	Ergebnisse der vorgespannten Versuchskörper	100

INHALTSVERZEICHNIS

7.2.2.1	Last-Verformungsbeziehung	100
7.2.2.2	Verformte Struktur und Betonspannung	101
7.2.2.3	Spannung im Spannstahl	102
7.2.2.4	Schubspannung in der Verbundfuge	102
7.2.2.5	Versagensform	103
8	Zusammenfassung	105
	Literaturverzeichnis	108
A	Materialprüfung Beton	116
B	Bewehrungspläne	119
C	Versuchsaufbauten	123
D	Anordnung der Messtechnik	128
E	Rissbilder	135

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Betonbrücken können eine Lebensdauer von 100 Jahren erreichen. Diese ist im Sinne der Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit auch wünschenswert, jedoch ergibt sich durch Lasterhöhungen infolge des Anstiegs der Verkehrslasten sowie der Anwendung von modernen Fahrzeugrückhaltesystemen immer häufiger die Notwendigkeit Brückentragwerke zu verstärken, sanieren oder erneuern.

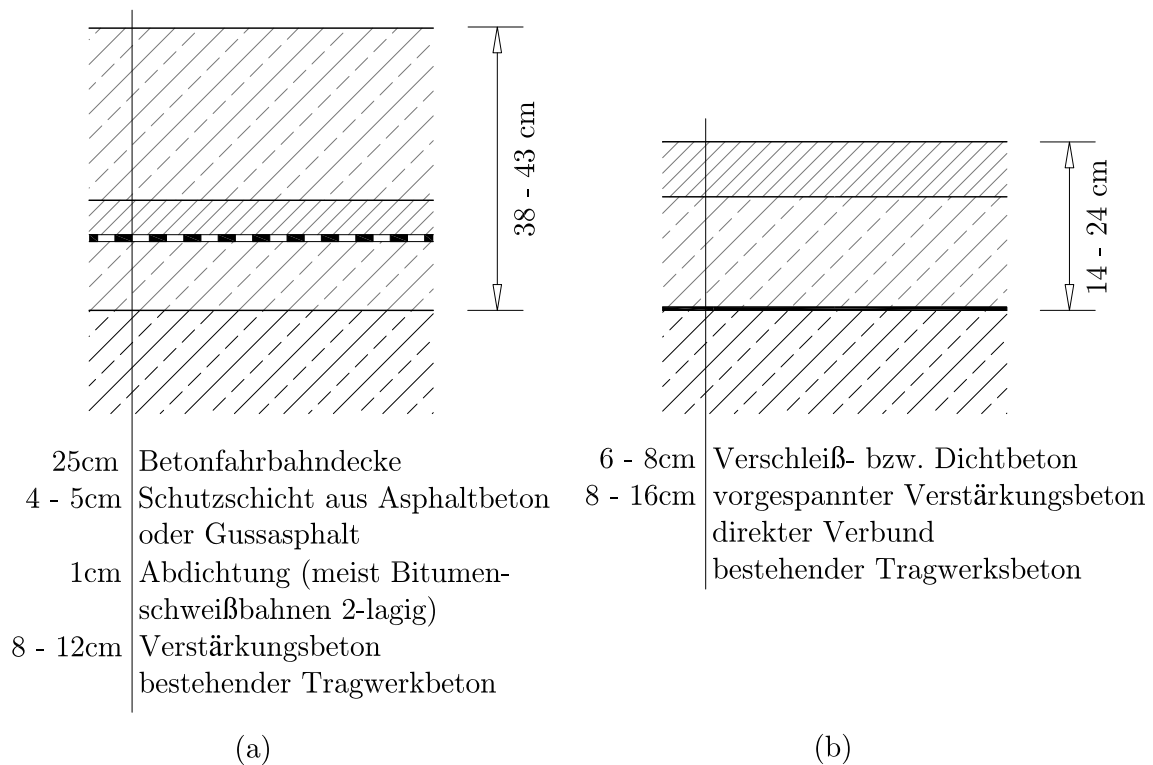


Abbildung 1.1: Unterschiedliche Deckenaufbauten auf Brücken: (a) Üblicher Deckenaufbau [18] (b) Neuartiger Deckenaufbau

Diesbezüglich steht dem Planer eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung. Neben der statischen Verstärkung mittels applizierten Stahl- oder CFK-Lamellen und

1 EINLEITUNG

der vor allem im Brückenbau üblichen Variante, der nachträglichen Vorspannung mit externen Spanngliedern, ist die Brückenverstärkung mittels einer statisch mittragenden Aufbetonschicht eine vergleichsweise einfache und wirtschaftliche Maßnahme. Da im Prinzip sämtliche nachträglich aufgetragene Neubetonschichten mit einer sehr aufwendigen Verdübelung ausgeführt sind, verfolgt die Technische Universität Wien den Ansatz auf diese zu verzichten. Der neuartige Fahrbahnaufbau (Abbildung 1.1 (b)) besteht somit aus einer 8 bis 16 cm dicken Aufbetonschicht, welche im direkten Verbund mit der durch Hochdruckwasserstrahler (HDW) vorbereiteten Oberfläche der bestehenden Stahlbeton- bzw. Spannbetonplatte wirkt. In einem zweiten Arbeitsgang wird noch eine 6 bis 8 cm dicke Verschleißschicht, ebenfalls aus Beton, aufgebracht. In Querrichtung wird der Verstärkungsbeton mit Spanngliedern in Kunststoffhüllrohren vorgespannt, um somit ein günstigeres Tragverhalten im Bezug auf Zwangsspannungen zu erhalten. Die Verankerungen werden vollständig abgedichtet um somit das Eindringen von schädlichen Substanzen, wie zum Beispiel Chloride, zu verhindern. Um auf eine aufwendige Verdübelung zwischen Aufbeton und alter Fahrbahnplatte an den Rändern verzichten zu können, ist es empfehlenswert, wenn die Endbereiche des Verstärkungsbetons den Altbeton umschließen.

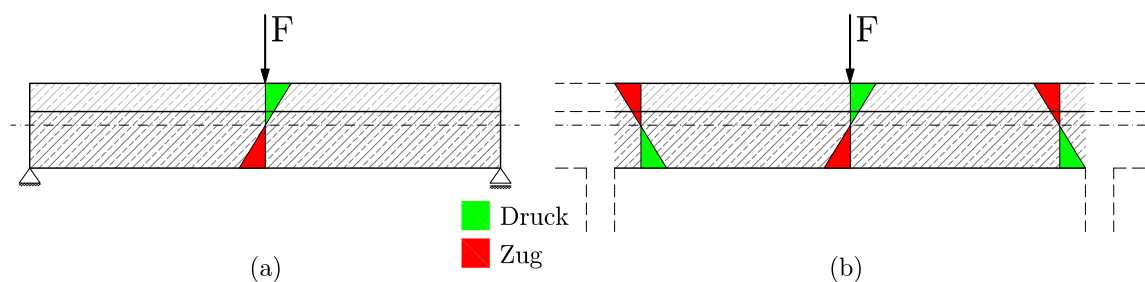


Abbildung 1.2: Einfluss des statischen Systems auf die Beanspruchung des Aufbetons:
(a) Einfache Platte - Druckbeanspruchung (b) Eingespannte Platte, Rahmen, Durchlaufträger - Zug- und Druckbeanspruchung

Einen wesentlichen Einfluss auf die Ausbildung der statisch mitwirkenden Aufbetonschicht bildet das statische System. Bei Einfeldsystemen (Abbildung 1.2 (a)) kommt es in Längsrichtung in der Neubetonschicht infolge von Verkehrslasten zu Druckspannungen. Bei mehrfeldrigen Systemen (Abbildung 1.2 (b)) kommt es im Stützbereich zu Zugspannungen im Aufbeton, wodurch in weiterer Folge Risse entstehen können. Diesem Umstand kann durch eine Vorspannung oder einer planmäßigen Stützenabsenkung entgegengewirkt werden. Als Alternative kann auch eine risseverteilende Längsbewehrung aus Edelstahl im Stützbereich eingelegt werden.

Eines der entscheidenden Kriterien bei dieser Art der Brückenverstärkung bildet die Verbindung zwischen jungem und altem Beton. Diesbezüglich spielen die Materialeigenschaften des verwendeten Neubetons sowie die Qualität der Vorbehandlung der Altbetonoberfläche eine wesentliche Rolle. Zur Thematik der Verbundfuge existiert bereits eine umfangreiche Fachliteratur, jedoch herrschen in der Baupraxis noch immer große Unsicherheiten, wenn es darum geht, ein altes Brückentragwerk mittels einer nachträglich aufgetragenen Neubetonschicht zu verstärken.

Die Bemessung von Verbundfugen zwischen neuem und altem Beton ist in Österreich in der ÖNORM EN 1992-1-1 [24] bzw. für den Brückenbau in der ÖNORM EN 1992-2 [25] geregelt. Weitere Anweisungen bezüglich der Fugenvorbereitung, der Betonrezeptur und des Einbaus des Neubetons sind in der RVS 15.02.34 [29] zu finden. Sie gibt auch Hinweise über die Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Verbundfugen.

1.2 Ziel der Arbeit

Diese Diplomarbeit beginnt mit einer Literaturstudie über die in der aktuellen Forschung vielfach behandelte Problematik des Tragverhaltens zwischen altem und jungem Beton. Es sollen die einzelnen für die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge verantwortlichen Tragmechanismen näher erläutert werden. Neben theoretischen Überlegungen werden auch Ergebnisse bereits durchgeführter Versuche angeführt. Des Weiteren wird noch ein kleiner Überblick gegeben, wie sich Alt- und Neubeton aufgrund ihres unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens gegenseitig beeinflussen.

Den Hauptteil dieser Diplomarbeit bilden die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von Altbeton und einer statisch mitwirkenden Aufbetonschicht unter Zugbeanspruchung. Außerdem sollen die Auswirkungen des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens zwischen neuem und altem Beton, sowie der Einfluss der Vorspannung auf die Verbundfuge untersucht werden. Die Großversuche finden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Wien statt. Hierfür wurde auf 50 Jahre alten Betonplatten, welche im Zuge des Abbruchs einer bestehenden Brücke (Baron Schwarz-Park Brücke, 1962, B150 Salzburg Nord) verfügbar wurden, eine neue Aufbetonschicht aufgebracht. Es wurde gänzlich auf Verbindungsmittel in der Verbundfuge verzichtet um somit mehr über das reine Verbundvermögen zwischen Alt- und Aufbeton erfahren zu können. Da Fahrbahnplatten infolge der Verkehrsbelastungen großen Wechselbeanspruchungen ausgesetzt

1 EINLEITUNG

sind, werden bei diesen unter realen Bedingungen hergestellten Probekörpern im Maßstab 1:1 ebenso Dauerschwingversuche durchgeführt, welche Aufschlüsse über das Langzeitverhalten dieser Bauweise geben sollen. Das Ziel dieser dynamischen Untersuchungen besteht darin zu überprüfen, ob die Verbundtragfähigkeit zwischen altem und jungem Beton durch Wechselbeanspruchungen in irgendeiner Weise negativ beeinflusst wird. Nach den Ermüdungsversuchen finden statische Versuche statt. Ziel dieser ist es, die Versuchsträger einer erhöhten Querkraftbeanspruchung durch Reduktion der Stützweite auszusetzen. Die Auswertung dieser statischen und dynamischen Versuche, sowie deren Interpretation und Gegenüberstellung sind weitere Aspekte, welche in dieser Arbeit berücksichtigt werden.

Am Ende dieser Arbeit werden noch numerische Berechnungen angestellt, um die zuvor erhaltenen Ergebnisse nachvollziehen zu können. Ziel dieser Finite-Elemente-Analyse ist es, die Versagensformen der zwei unterschiedlichen Ausführungen der Versuchsträger (schlaff bewehrt bzw. vorgespannt) widerzuspiegeln. Des Weiteren sind die auftretenden Spannungen im Beton, Bewehrung und Spannstahl von Interesse. Ein besonderes Augenmerk wird auf die Schubspannung in der Grenzschicht zwischen jungem und altem Beton gelegt.

2 Stand der Forschung

2.1 Tragmechanismen zwischen Alt- und Neubeton

In Bezug auf das Tragverhalten einer Verbundfuge kann zwischen folgenden zwei Hauptzuständen unterschieden werden (siehe Abbildung 2.1):

- starrer Verbund: Dieser Zustand wirkt bis zum Erreichen der Haftfestigkeit (Adhäsion). Es treten keine Relativverschiebungen in der Verbundfuge auf. Der Querschnitt wirkt quasi-monolithisch.
- verschieblicher (nachgiebiger, teilweiser) Verbund: Dieser wirkt vom Haftversagen bis zur Traglast. Relativverschiebungen sind parallel und normal zur Verbundfuge möglich. Ein vollständiges Zusammenwirken der Querschnittsteile liegt nicht vor.

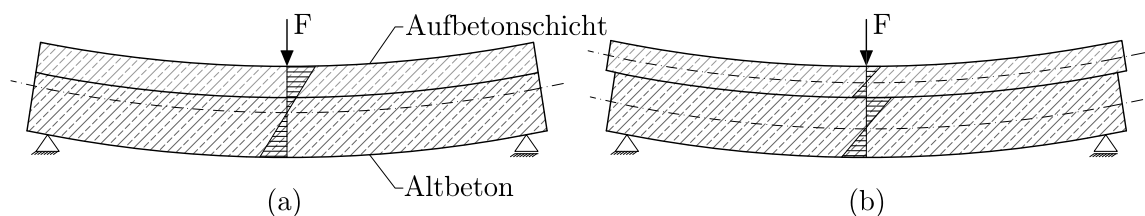


Abbildung 2.1: Tragverhalten von nachtraglich verstärkten Stahlbetonteilen: (a) starrer Verbund (b) verschieblicher Verbund

Die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen neuem und altem Beton setzt sich aus mehreren Traganteilen zusammen, welche zu verschiedenen Belastungs- und Verschiebungszeitpunkten wirken. Sie stehen dabei teilweise in indirekter Abhängigkeit zueinander. Nach dem Aufbetonieren der Neubetonschicht entwickelt sich der Haftverbund als stoffliche Komponente im Gesamttragverhalten. Durch die Rissbildung in der Verbundfuge in Interaktion mit einer Fugennormalkraft bildet sich nach Normung der maßgebende Traganteil aus, die sogenannte Rissreibung oder Rissverzahnung. Dieser Mechanismus kann jedoch erst aktiviert werden, wenn die

Haftverbundfestigkeit überschritten wurde. Der durch Überschreiten des Haftverbunds entstandene Riss führt zu einer Rissöffnung v und zugleich infolge der unebenen Rissoberfläche zu einer Rissöffnung w (siehe Abbildung 2.2). Der zu übertragende Schub wird einerseits durch Reibung über die Zahnflanken geleitet, andererseits bewirkt die stets fortschreitende Rissuferverschiebung ein Abscheren der Verbundbewehrung, wodurch Zugkräfte im Bewehrungsstab senkrecht zur Fuge entstehen [28].

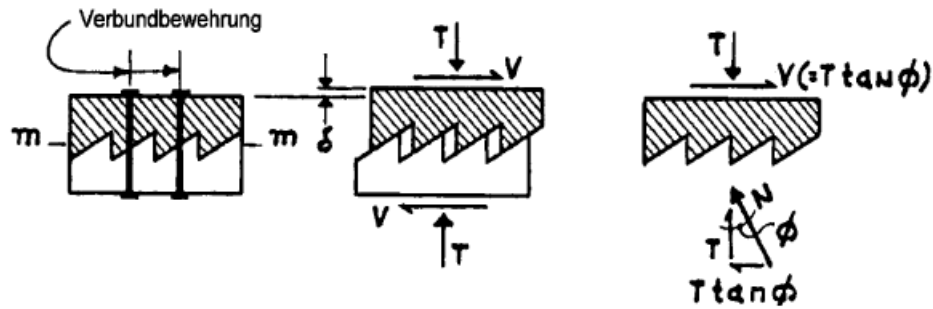


Abbildung 2.2: Modell zur Schubreibungstheorie nach [5]

Die derzeit gültigen Normen [24, 25] basieren in leicht modifizierter Form auf der in Abbildung 2.2 dargestellten Schubreibungstheorie (Sägezahnmodell), welche bereits in den 1960er Jahren von *Birkeland* [5] und *Mast* [20] publiziert wurde. *Ackermann* [1] erweiterte die Theorie und nach seiner Vorstellung setzt sich der Tragwiderstand einer Verbundfuge aus folgenden Anteilen zusammen:

$$\tau_F(w) = \tau_{Adh}(w) + \tau_{Reib}(w) + \tau_{Bew}(w) \quad (2.1)$$

Dabei bedeuten:

- τ_{Adh} Haftverbund (Adhäsion) zwischen neuem und altem Beton
- τ_{Reib} Widerstand zufolge Rissreibung
- τ_{Bew} Widerstand aus der Wirkung der Verbundbewehrung

Abbildung 2.3 verdeutlicht nochmals, dass die einzelnen Tragmechanismen des Schubwiderstands einer Verbundfuge zu unterschiedlichen Zeitpunkten und Verschiebungszuständen auftreten. Dieses Modell hat zur Folge, dass die einzelnen Tragwiderstände nicht unabhängig voneinander betrachtet werden dürfen. Außerdem ist eine Superposition der Einzelkomponenten nicht erlaubt.

Da die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche mit unbewehrten Probekörpern durchgeführt werden, wird in weiterer Folge nur mehr auf die Anteile des Haftverbunds und der Rissreibung näher eingegangen. Der Anteil aus der Dübelwirkung wird hierbei gänzlich vernachlässigt.

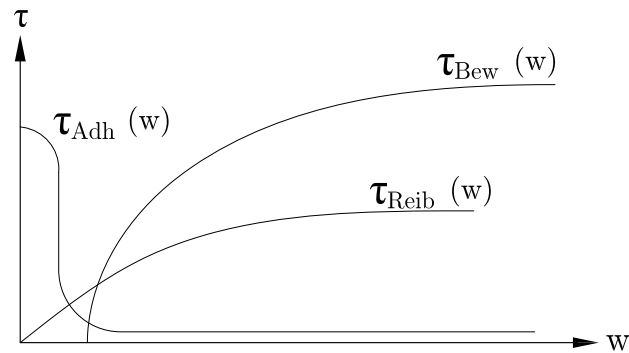


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung der Schubspannung in der Verbundfuge in Abhängigkeit der Relativverschiebung w

2.1.1 Haftverbund

Der Haftverbund bildet bei unbewehrten Verbundfugen den maßgebenden Traganteil. Er resultiert aus Adhäsion* zwischen altem und neuem Beton, welche die Haftwirkung an der Grenzschicht zwischen einer festen Fläche und einem anderen Stoff aufgrund von atomaren und molekularen Kräften beschreibt [28]. Nach *Bischof* [6] kann zwischen spezifischer und mechanischer Adhäsion unterschieden werden.

2.1.1.1 Spezifische Adhäsion

Die spezifischen Adhäsionsmodelle basieren auf chemischen und physikalischen Wechselwirkungen in der Haftzone. Um das Zusammenwirken dieser verschiedenen Kräfte zu verstehen, werden an dieser Stelle einige Grundlagen der chemischen und physikalischen Vorgänge in der Verbundfuge erläutert.

Chemische Bindung

Abbildung 2.4 zeigt die verschiedenen Arten von chemischen Bindungen: metallische, kovalente und ionische Bindung. Die *metallische Bindung* ist durch frei bewegliche Elektronen gekennzeichnet, welche nicht an ein bestimmtes Atom gebunden sind. Diese Verbindung spielt für die in der Verbundfuge wirkenden Haftkräfte jedoch keine Rolle.

Eine *kovalente Bindung* zwischen zwei Atomen ist dadurch geprägt, dass sich Valenzelektronen* (negative Ladung) bevorzugt zwischen zwei Atomkernen (positive

*lateinisch “adhaerere”: anhaften

*Elektronen, die sich in den äußersten Orbitalen (Schale) aufhalten.

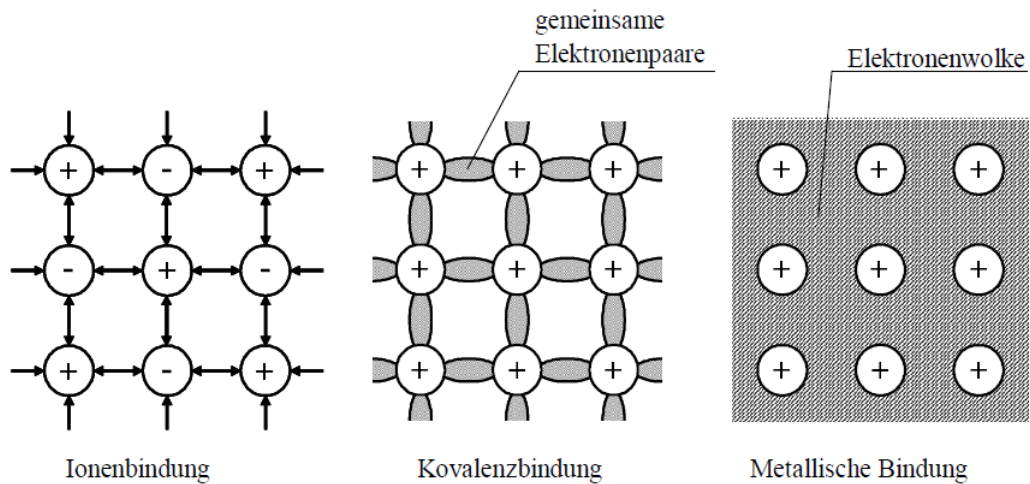


Abbildung 2.4: Haupttypen der chemischen Bindung [28]

Ladung) aufhalten und von beiden gleichermaßen angezogen werden. Ein vollständiger Austausch von Elektronen zum Erreichen der Edelgaskonfiguration in der Außenschale der Elektronen findet nicht statt, sondern die Ausbildung von einem oder mehreren Elektronenpaaren zwischen den Atomen. Ob im Grenzbereich der Fuge kovalente Bindungen auftreten, hängt stark von der zeitlichen Abfolge des Aufbetonierens ab. Ist diese kurz, so kommt es zwischen Elementen des jungen und alten Betons vermehrt zur Bildung von kovalenten Bindungen, den Hydratationsprodukten, wie beispielsweise Calciumsilikathydrat (CSH).

Die stärkste chemische Bindungsart stellt die *Ionenbindung* dar. Sie kommt dann zustande, wenn der Elektronentausch zwischen einem Element von sehr hoher (I. und II. Hauptgruppe aus dem Periodensystem der Elemente) und einem Element von sehr niedriger Elektronenaffinität (VI. und VII. Hauptgruppe) stattfindet und so die angestrebte Edelgaskonfiguration erreicht wird. Die meisten Ionenbindungen treten daher zwischen Metallen und Nichtmetallen auf. Für die Kräfte in der Verbundfuge besitzt die Ionenbindung nur eine untergeordnete Bedeutung [28].

Physikalische Bindung

Neben den zuvor beschriebenen chemischen Bindungskräften können noch die sogenannten *Wasserstoffbrückenbindungen* für die Adhäsion eine Rolle spielen. Die Bindung ist von elektrostatischer Natur, weshalb es sich bei ihr um keine echte chemische sondern um eine physikalische Bindung handelt. Um eine solche Wasserstoffbrückenbindung ausbilden zu können, ist ein von einem stark elektronegativen

Atom zur Verfügung gestelltes freies Elektronenpaar von Nöten. Dieses Phänomen weisen nur die Elemente Sauerstoff, Stickstoff und Fluor auf. Eine weitere Voraussetzung ist die Existenz eines relativ stark positiv geladenen Wasseratoms. Dies gilt bei OH^- oder NH_2 - Gruppen als erfüllt, welche ebenso wie Sauerstoff im Beton anzutreffen sind. Wasserstoffbrückenbindungen besitzen die stärkste physikalische Bindungskraft zwischen zwei Molekülen.

Die *Van-der-Waals-Kräfte*^{*} sind weitere zwischenmolekulare Bindungskräfte, welche für die Haftkräfte im Grenzbereich zwischen neuem und altem Beton von Interesse sind. Durch die Elektronenbewegung in der Atomhülle kommt es temporär zu unsymmetrischen Ladungsverteilungen im Atom. Dadurch befinden sich zu einem bestimmten Zeitpunkt wesentlich mehr Elektronen und damit negative Ladung auf der einen Seite des Atoms als auf der gegenüberliegenden Seite. Das Atom wird somit zu einem temporären Dipol mit einer positiven bzw. negativen Partialladung. Die Van-der-Waals-Kraft bezeichnet daher die elektrische Anziehungskraft zwischen zwei temporären Dipolen. Sie hängt vom Abstand der beiden Teilchen sowie von ihrer Polarisierbarkeit ab. Die Polarisierbarkeit ist umso größer, je größer die spezifische Teilchenoberfläche ist.

Falls in Wechselwirkung tretende Moleküle noch zusätzlich einen permanenten Dipol aufweisen, kann die Bindungskraft noch zusätzlich vergrößert werden. Man spricht dann von einer elektrostatischen Dipol-Dipolwechselwirkung. Oft werden diese Dipolkräfte und Van-der-Waals-Kräfte zu einer gesamten Kraftwirkung zusammengefasst, die dann aber aufgrund der Beweglichkeit der Dipolachsen eine Temperaturabhängigkeit aufweist [28].

2.1.1.2 Mechanische Adhäsion

Unter *mechanischer Adhäsion* versteht man Verzahnungseffekte im mikroskopischen und submikroskopischen Bereich [28]. Aufgrund von kapillaren Kräften dringt der noch flüssige Neubeton in die Poren des Altbetons ein, härtet dort aus und verankert sich nach Ausbildung der kristallinen Struktur [30]. Abbildung 2.5 zeigt, dass raue Festkörperoberflächen im mikroskopischen, als auch im submikroskopischen Bereich ein spezifisches Rauheitsprofil aufweisen. Nach *Reinecke* [28] hängt die Größe der mechanischen Adhäsion von der spezifischen Topographie des Unterbetons sowie von der Konsistenz und der makromolekularen Beschaffenheit des Neubetons ab. Um die

^{*}JOHANNES DIDERIK VAN DER WAALS(1837–1923) entdeckte 1869 die Ursache der Anziehungskräfte zwischen Atomen. Er erhielt 1910 den Nobelpreis für Physik.

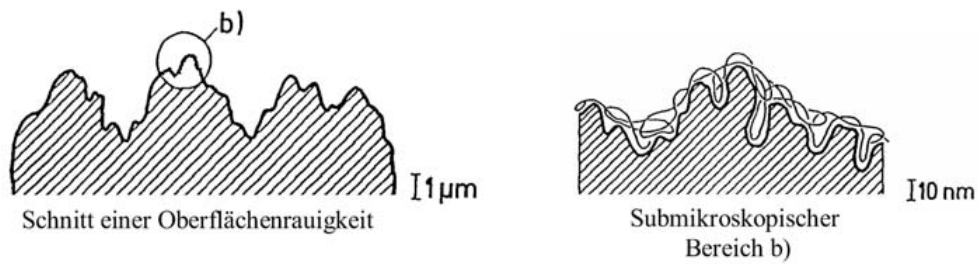


Abbildung 2.5: Oberflächenrauheit und mikroskopische Verzahnung [30]

adhäsive Wirkung zu vergrößern sind nach [28] folgende Voraussetzungen von Nöten:

- kleiner Randwinkel zwischen Alt- und flüssigen Neubeton und dadurch eine größere Kontaktfläche nach der Benetzung der Oberfläche (Abbildung 2.6)
- größere absolute Haftfläche
- wirksame mechanische Adhäsion

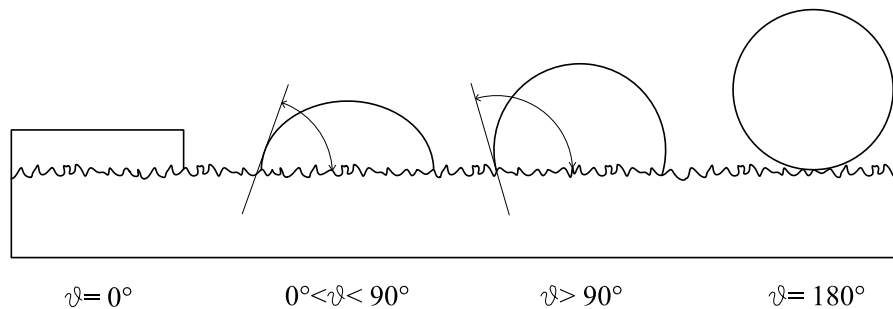


Abbildung 2.6: Randwinkel zwischen Flüssigkeit und festem Substrat [28]

2.1.2 Rissverzahnung

Dieser zweite Tragmechanismus kann erst nach Überwinden der Haftkräfte (Adhäsion) aktiviert werden. Infolge einer Rissbildung, die eine Rissuferverschiebung zur Folge hat, bildet sich aufgrund der Oberflächenrauheit in der Größenordnung der Zuschlagskörner eine Rissuferverzahnung aus. Nach *Nissen* [22] muss bei der Durchführung eines Versuches beachtet werden, dass der Widerstand der mechanischen Verzahnung sehr stark von der Möglichkeit zur Rissöffnung abhängt, d.h. Untersuchungen mit unterschiedlichem Dehnsteifigkeitsmaß führen zu abweichenden Ergebnissen. Bei Versuchsvarianten mit einer unendlichen Dehnsteifigkeit (Abbildung 2.7 oben) wird die Rissöffnung während des Versuches konstant gehalten bzw.

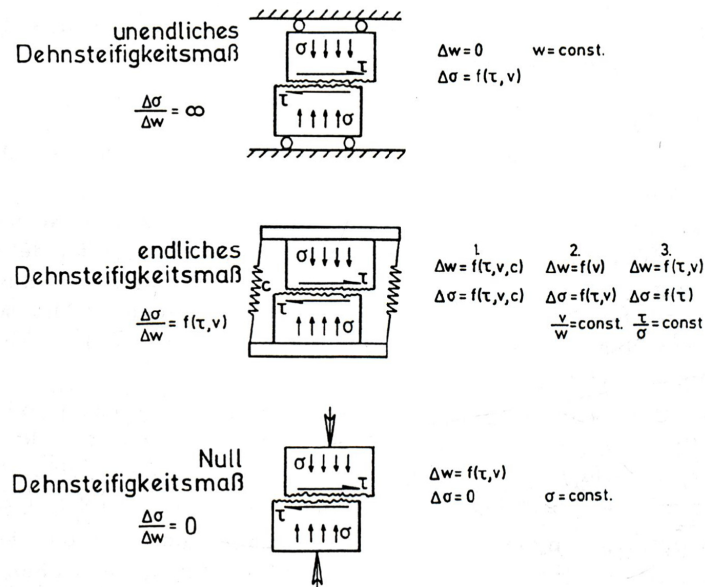


Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Versuchsversionen bei verschiedenen Dehnsteifigkeitsmaßen nach Nissen [22]

gänzlich behindert. Ein endliches Dehnsteifigkeitsmaß (Abbildung 2.7 Mitte) ist dadurch gekennzeichnet, dass außerhalb des Versuchskörpers dehnsteife Zugglieder angeordnet sind, welche ein konstantes Verhältnis zwischen Rissuferverschiebung v und Rissöffnung w bzw. Riss Schubspannung τ und Rissnormalspannung σ erzeugen. Bei Versuchsdurchführungen mit einem Null - Dehnsteifigkeitsmaß (Abbildung 2.7 unten) wird die Rissnormalspannung σ konstant gehalten, wodurch ein variabler Verlauf der Rissöffnung w entsteht.

2.1.3 Versuche zu den einzelnen Tragmechanismen

Es werden nur ausgewählte Versuche angeführt um einige grundlegende Einflussparameter bezüglich der Schubtragfähigkeit von unbewehrten Verbundfugen aufzuzeigen. Ausgiebige Beschreibungen unterschiedlicher Versuche und deren Ergebnisse werden in [11, 17, 32] angeführt.

2.1.3.1 Versuche zum Haftverbund

Versuche über den Tragmechanismus der Adhäsion, welcher beim Haftverbund wirkt, sind in der Literatur kaum zu finden. Da es sich bei der Adhäsion um ein komplexes Zusammenwirken verschiedener Kräfte bzw. Wechselwirkungen handelt, wird bei der

Ermittlung dieses Widerstands zwischen Haftzug- und Scherversuchen unterschieden [28].

Haftzugversuche zur Adhäsion

Die ÖNORM B 3303 [23] beschreibt einen genormten Versuch zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit. Dabei wird ein kreisförmiger Stahl- bzw. Aluminiumprüfstempel mittels eines schnellerhärtenden Zweikomponenten-Epoxidklebers auf den zu überprüfenden Probekörper aufgeklebt. Die Probekörper, welche einen Durchmesser von 50 mm aufweisen, werden mittels eines Diamantkernbohrers aus dem zu untersuchenden Bauteil gebohrt. Im Anschluss kann mittels eines Prüfgeräts durch Abziehen bis zur Bruchlast die Abreißfestigkeit folgendermaßen bestimmt werden:

$$f_A = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2} \quad (2.2)$$

Dabei ist:

- f_A Abreißfestigkeit für Prüfstempel in N/mm²
- F Bruchlast bei Prüfstempel in N
- D mittlerer Durchmesser des Prüfkörpers in mm

Schäfer [31] forschte intensiv auf dem Gebiet, welche Größenordnung die zentrische Haftverbundzugfestigkeit von Grenzflächen zwischen neuem und altem Beton annehmen kann. Aus ergänzten Fertigteileplatten wurden Bohrkerne entnommen um in einem zentrischen Zugversuch, wie in Abbildung 2.8 dargestellt, die Haftung zwischen Alt- und Neubeton zu ermitteln. Er wählte dazu in seiner Versuchsreihe unterschiedliche Zeitpunkte des Aufbetonierens (3, 7 und 28 Tage). Ebenso variierte er die Oberflächenbehandlung und die damit verbundene Oberflächenrauheit:

- Bestreuung der Frischbetonoberfläche mit Kies (vier Körnungen)
- Profilierung der Oberfläche mit Dreikantleisten
- Strukturierung der Betonoberfläche mit Drahtbesen (zwei Intensitäten)
- Erzeugung einer rauen Oberfläche durch Wahl verschiedener Betonkonsistenzen.

Der Altbeton bestand aus der Betonfestigkeitsklasse B35, für den Aufbeton wurde ein B25 (\approx C 20/22 nach [24]) angestrebt. Die Rauheit wurde mit einem Infrarot-Lasermessgerät festgestellt und zusätzlich mit dem Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* [15] verglichen. *Schäfer* stellte fest, dass alle Oberflächenbehandlungen ein-

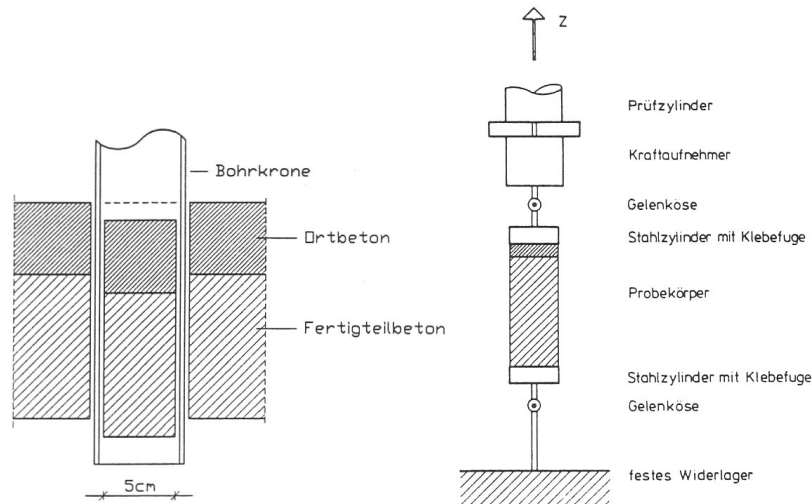


Abbildung 2.8: Probekörperentnahme (links) und Versuchsaufbau des zentrischen Zugversuchs (rechts) [31]

schließlich der Varianten mit geänderter Betonkonsistenz eine Verbesserung der Haftzugfestigkeit darstellen. Es wurde ebenso verdeutlicht, dass eine Vergrößerung der haftfähigen Fläche durch eine Profilierung nicht zwangsläufig zu einer Verbesserung führen muss, was darauf schließen lässt, dass der Tragmechanismus der Verzahnung (mechanische Adhäsion) eine nicht vernachlässigbare Größenordnung besitzt. Es konnte auch gezeigt werden, dass eine Bekiesung mit gebrochenen Korn bessere Ergebnisse liefert als mit runden Korn. Der Autor rät von dieser Oberflächenbehandlung jedoch ab, da die Qualität der Bekiesung sehr stark von der Konsistenz des Frischbetons und der Dauer des Verdichtens abhängig ist. Das beste Ergebnis lieferte die Aufrauhung mit Drahtbesen mit einer Haftzugfestigkeit von $2,07 \text{ N/mm}^2$. Jedoch ist auch dieses Verfahren sehr stark an die Qualität der Ausführung gebunden.

Scherversuche zur Adhäsion

Brockmann [8] beschäftigte sich mit der Bestimmung der Haftverbundfestigkeit zwischen neuem und altem Beton. Der Versuchsaufbau der Scherversuche ist in Abbildung 2.9 dargestellt. Der Zeitpunkt des Aufbetonierens sowie die Behandlung der Altbetonoberfläche wurden variiert. Die Probekörper besaßen eine mittlere Betonwürfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 43 \text{ N/mm}^2$. Das Ergebnis seiner Untersuchung war, dass je länger mit dem Aufbetonieren gewartet wird, desto geringer ist die Haftverbundfestigkeit. Wie auch bei aktuellen Versuchen, stellte sich heraus, dass durch Anfeuchten sowie durch Aufrauen der Oberfläche mittels Sandstrahlen eine

2 STAND DER FORSCHUNG

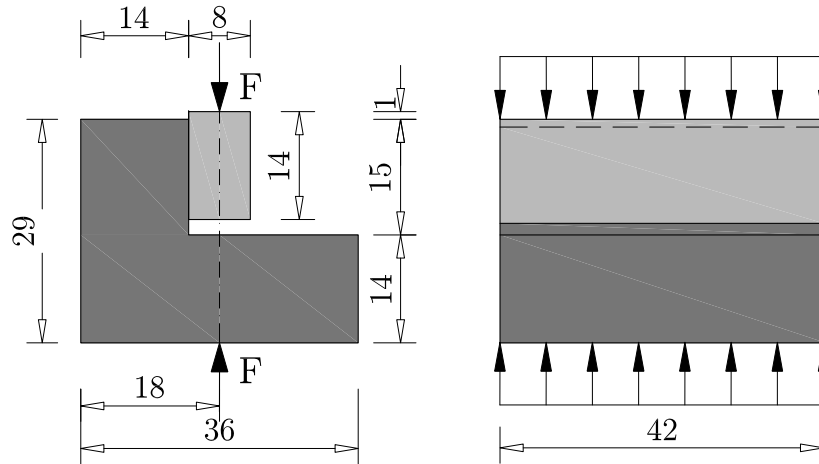


Abbildung 2.9: Schematische Darstellung des Scherversuchs nach *Brockmann* [8]

Verbesserung der Adhäsion zu erkennen ist.

Reinecke [28] führte Versuche zum Haftverbund sowie zur Rissverzahnung in unbewehrten Verbundfugen durch und berücksichtigte dabei auch die Wirkung von hochfesten Betonen. Er untersuchte somit alle Tragmechanismen, welche in der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton auftreten können. Abbildung 2.10 zeigt die verschiedenen Versuchskörper um die jeweiligen Tragmechanismen zu untersuchen. Die Versuche ergaben, dass die Schubfestigkeit aufgrund des Haftverbunds maßgebend durch die Festigkeit des nachträglich ergänzten Betons bestimmt wird.

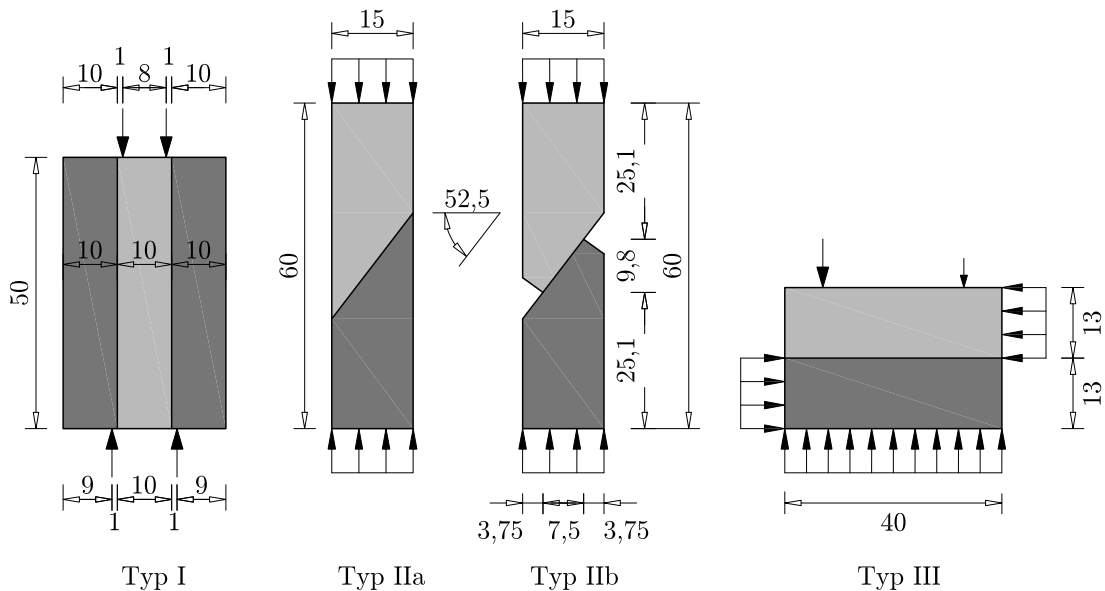


Abbildung 2.10: Schematische Darstellung der verwendeten Versuchskörper [28]

Die Verwendung von hochfesten Betonen hat eine Erhöhung des Haftverbunds zur

Folge. Die Betonfestigkeit des Altbetons spielt dabei nur eine untergeordnete Rolle. Es wurde auch bestätigt, dass die Oberflächenrauheit die Größe des Haftverbunds wesentlich beeinflusst, jedoch führen größere Rauheiten nur mehr zu einer geringen Steigerung der Haftverbundtragfähigkeit. Eine weitere Erkenntnis war, dass der Anteil der Rissverzahnung nur in geringem Maße von der Betonfestigkeit bestimmt wird. Da hochfeste Betone Oberflächen mit geringer Rauheit entwickeln, wird dadurch der Anteil der Rissverzahnung indirekt verringert.

2.1.3.2 Versuche zur Rissverzahnung

Hanson [14] führte 1960 insgesamt 62 Scherversuche (Abbildung 2.11) durch, um das Schubtragverhalten zwischen einer ergänzenden Ortbetonschicht und einem Stahlbetonfertigteile zu untersuchen. Der Autor variierte dabei folgende Einflussparameter:

- Oberflächenbeschaffenheit
- Bewehrungsraten
- Länge der Fugenoberfläche

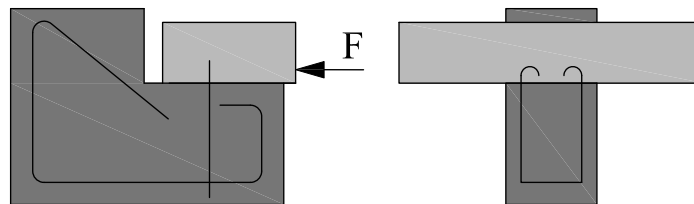


Abbildung 2.11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Scherversuche nach *Hanson [14]*

Die Zylinderdruckfestigkeit des Neu- und Altbetons wies ebenfalls verschiedene Werte auf, jedoch blieb der Einfluss der Betongüte unberücksichtigt. Laut heutigem Wissensstand besitzen die Festigkeitswerte des neuen und alten Betons allerdings keine zu vernachlässigbare Größenordnung. Die Ergebnisse aus Abbildung 2.12 verdeutlichen, dass bei rauen Fugen mit Haftverbund der Tragwiderstand der Adhäsion einen erheblichen Anteil darstellt. Bis zum Erreichen des Haftverbunds bei einer Relativverschiebung von 0,05 mm nimmt die Scherkraft stark zu. Die Höchstlast bei $\tau_u = 3,25 \text{ N/mm}^2$ wird nach einer fortschreitenden Rissuferverschiebung (Rissverzahnung) von etwa 0,2 bis 0,25 mm erreicht. Bei glatter Oberflächenbeschaffenheit versagt die Fuge nach Überwinden des Haftverbunds spröde. Die Schubspannung in der Verbundfuge beträgt dabei $\tau_u = 1,25 \text{ N/mm}^2$. Die variierende Länge der Fugenoberfläche brachte

2 STAND DER FORSCHUNG

folgende Erkenntnis: je kürzer die Fugenfläche ausgebildet war, desto höher wurden die auftretenden Schubspannungen.

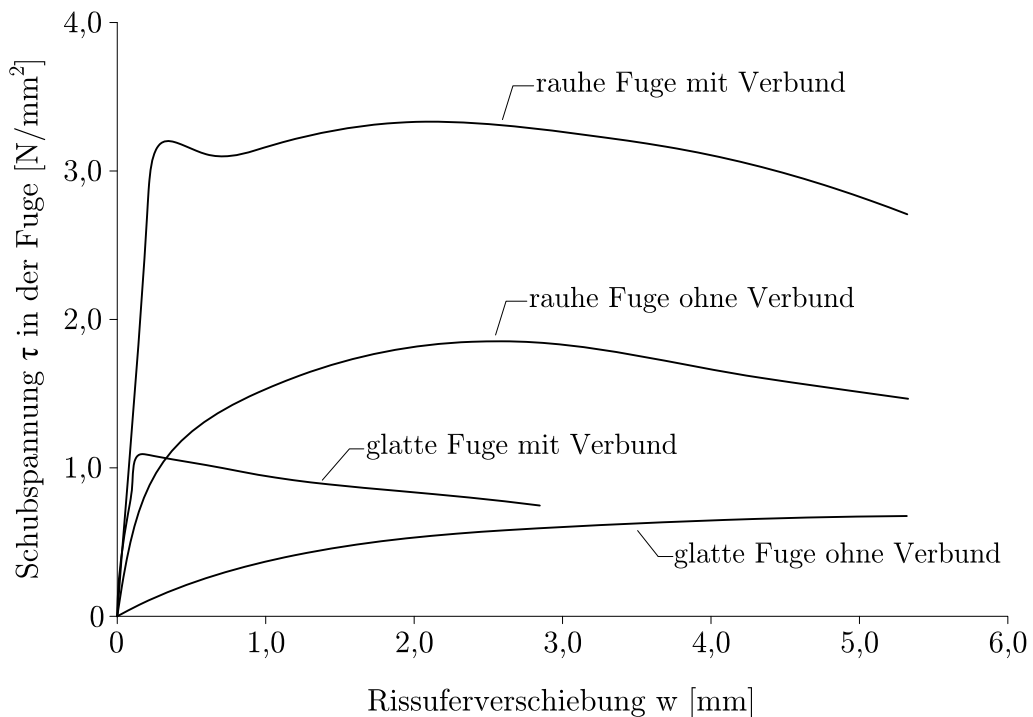


Abbildung 2.12: Ergebnisse der Scherversuche nach Hanson [14]

Randl [26] untersuchte neben dem Tragverhalten von Dübeln in Verbundfugen, auch das Schubtragverhalten unter vorwiegend ruhender Belastung zwischen Alt- und Neubeton an 83 Abscherkörpern (Abbildung 2.13). Neben ungeschalter (rüttelrauer)

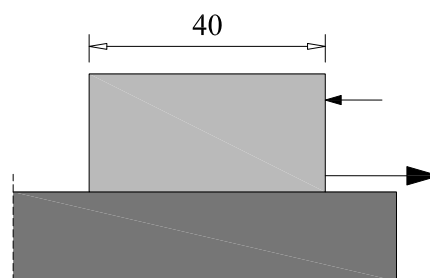


Abbildung 2.13: Schematische Darstellung der Schubversuche nach Randl [26]

und schallglatter Fugenoberfläche ($R_t = 0,1 \text{ mm}$) wurden für die Aufräuhung der Altbetonoberfläche folgende zwei Verfahren gewählt:

- Hochdruckwasserstrahlen (HDW), $R_t = 2,7 \text{ mm}$
- Sandstrahlen, $R_t = 0,5 \text{ mm}$

Die Fugenrauheit wurde nach dem Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* [15] bestimmt. Er konnte in seiner Arbeit den bereits in der Literatur vielfach erläuterten Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Übertragung von Schubkräften in der Verbundfuge bestätigen. Die hochdruckwassergestrahlten Oberflächen schnitten bei den Versuchen dabei erwartungsgemäß am besten ab.

Prinzipiell lässt sich infolge der Versuche aus der Literatur feststellen, dass die Oberflächenrauheit einen maßgebenden Faktor zur Schubkraftübertragung in der Grenzfläche zwischen Alt- und Aufbeton darstellt. Allerdings erweist sich eine Charakterisierung und Messung dieser Rauheit als schwierig bzw. sind die meisten Verfahren für eine quantitative Spezifikation der Oberflächenrauheit auf der Baustelle nicht geeignet. Das meist angewandte, einfachste und somit baustellentauglichste Verfahren stellt das Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* [15] dar. Weitere Verfahren, sowie Untersuchungen zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Oberflächenbeschaffenheit und Haftverbund findet man in [17, 27, 28, 31].

2.1.4 Normative Situation bei der Bestimmung des Schubkraftwiderstandes

Die Schubkraftübertragung in Fugen zwischen Betonen unterschiedlichen Alters wird in der ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2.5 [24] geregelt. Dabei muss der Nachweis erbracht werden, dass der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft kleiner ist als der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands. Der Nachweis lautet wie folgt:

$$\nu_{Edi} = \nu_{Rdi} \quad (2.3)$$

Der Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge ν_{Edi} wird folgendermaßen ermittelt:

$$\nu_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (2.4)$$

Dabei ist:

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_{Ed}	der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft;
z	der Hebelsarm des zusammengesetzten Querschnitts;
b_i	die Breite der Fuge;

2 STAND DER FORSCHUNG

Für den Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in der Fuge gilt:

$$\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (2.5)$$

Dabei ist:

- c und μ Beiwerte, die von der Rauigkeit der Fuge abhängen;
- σ_n Spannung infolge der kleinsten Normalkraft rechtwinklig 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 ein Zugspannung, ist in der Regel $c \cdot f_{ctd}$ mit 0 anzusetzen;
- $\rho = \frac{A_s}{A_i}$ geometrischer Bewehrungsgrad
- 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 Winkel der Fugenbewehrung gemäß Bild 6.9 (siehe Abbildung 2.14) von EN 1992-1-1, dieser ist in der Regel auf $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ zu begrenzen;
- ν Festigkeitsabminderungsbeiwert gemäß Nationalem Anhang, empfohlener Wert:

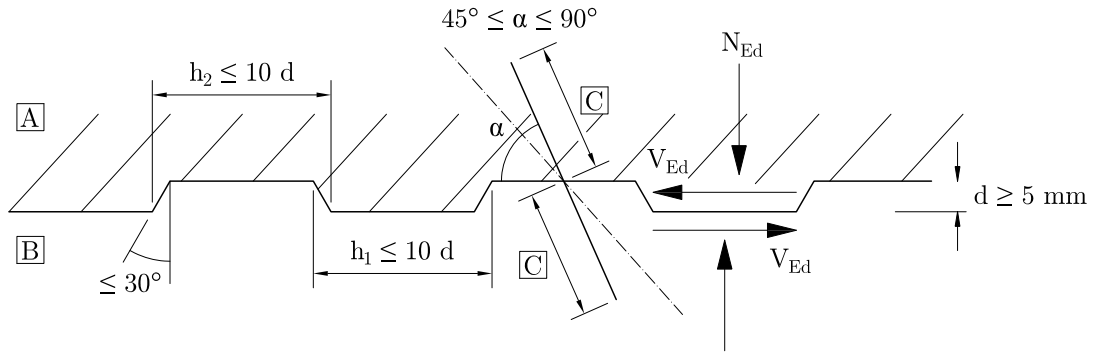
$$\nu = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \quad (2.6)$$

- f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls;
- f_{cd} Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons;
- f_{ctd} Bemessungswert der Zugfestigkeit:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

- α_{ct} Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkung auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- $f_{ctk;0,05}$ charakteristischer Wert des 5 %-Quantils der zentrischen Betonzugfestigkeit
- f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons

2 STAND DER FORSCHUNG



[A]–1. Betonabschnitt, [B]–2. Betonabschnitt, [C]–Verankerung der Bewehrung

Abbildung 2.14: Verzahnte Fugenausbildung [24]

Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung sind die Werte für c gemäß Tabelle 2.1 zu halbieren. Jedoch legt die ÖNORM EN 1992-2 (Brückenteil) [25] fest, dass bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung in der Regel die Werte für c gemäß Tabelle 2.1 aus ÖNORM EN 1992-1-1 [24] mit 0 anzunehmen sind.

Tabelle 2.1: Rauigkeits- und Festigkeitsabminderungsbeiwerte der EN 1992-1-1

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

Die Oberflächenrauheiten nach Tabelle 2.1 werden nach [24] folgendermaßen aufgefasst:

- sehr glatt: Die Oberfläche wurde gegen Stahl, Plastik oder speziell geglättete Holzschalungen betoniert.
- glatt: Die Oberfläche wurde abgezogen oder mit Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt oder blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung.
- rau: Eine Oberfläche mit mindestens 3 mm Rauheit mit ungefähr 40 mm Abstand, erzeugt durch Rechen, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen.
- verzahnt: Die Oberfläche der Verzahnung sollte Abbildung 2.14 genügen.

2.2 Spannungsumlagerungen infolge von Schwinden und Kriechen

2.2.1 Allgemeines

Da zwischen der Herstellung von Bauwerken und dem Zeitpunkt, bei dem eine statisch mitwirkende Aufbetonschicht notwendig wird, im Regelfall eine beträchtliche Zeitdifferenz liegt, sollte das zeitabhängige Verhalten der Verbundfuge in die Überlegungen mit einbezogen werden. Unter zeitabhängigen Einflüssen werden folgende Phänomene verstanden [17]:

- Kriechen
- Schwinden
- thermische Einflüsse infolge von Zementhydratation
- ungleichmäßige Temperaturänderung
- unterschiedliche Feuchtigkeitsbedingungen

Im Zuge dieser Literaturstudie wird im Speziellen nur auf das zeitabhängige Verhalten von Schwinden und Kriechen näher eingegangen. Die anderen Einflüsse finden keine Berücksichtigung.

Würden die einzelnen Betonquerschnitte (Neu- und Altbeton) als Einzelquerschnitte wirken, könnten sich lastunabhängige bzw. lastabhängige Verformungen unbehindert einstellen. Infolge der Verbundwirkung in der Grenzfläche zwischen neuem und altem Beton können sich diese jedoch nicht unabhängig voneinander ausbilden. Aufgrund des verschiedenen Alters und der unterschiedlichen Festigkeit entsteht eine Unverträglichkeit der Formänderungen, welche ein Eigenspannungsproblem bei statisch bestimmten Systemen zur Folge hat. Beim bestehenden Altbeton ist das zeitabhängige Materialverhalten (Kriechen und Schwinden) größtenteils abgeschlossen, wogegen beim neu aufgetragenen Aufbeton das Gegenteil der Fall ist. Der Altbetonquerschnitt behindert die Schwindverformungen des Neubetonquerschnitts, so dass sich ein Teil der im Aufbeton entstehenden Spannungen auf den Altbetonquerschnitt umlagern. Man spricht von einer zeitabhängigen Spannungsumlagerung. Der frisch aufgetragene Beton wird durch diese teilweise Behinderung der Verformungen einer Zugspannung ausgesetzt, welche sogar die Größenordnung der Betonzugfestigkeit erreichen kann. In der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton äußert sich diese Verformungsbehinderung durch eine Schubbeanspruchung.

Es sei hier noch angemerkt, dass die Zugbeanspruchung im Aufbeton aufgrund des Schwindens mit der Zeit stetig anwächst. Da zur gleichen Zeit allerdings auch der Beton kriecht, werden dadurch diese Zugspannungen wieder abgebaut. Dieses Phänomen wird auch Spannungsrelaxation infolge von Kriechen genannt. Aufgrund des oben beschriebenen Prozesses werden die Randzonen des Betons einer Zugbeanspruchung ausgesetzt, welcher bei Übersteigen der Zugfestigkeit zur Rissbildung führen kann. Die dadurch gebildeten Risse können das Eindringen von schädlichen Stoffen in den Beton begünstigen, wodurch die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken massiv beeinträchtigt werden kann.

2.2.2 Versuche zu Spannungsumlagerungen

Die in Abschnitt 2.2.1 beschriebenen Erkenntnisse waren bereits oftmals Grundlage von experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Dieser Abschnitt soll eine chronologische Beschreibung ausgewählter Versuche im Bezug auf das zeitabhängige Materialverhalten von Beton aufgrund von Schwinden und Kriechen darstellen.

In [2] sind die umfangreichen Forschungen an der Bauhaus-Universität Weimar zu Spannungsumlagerungen in Verbundquerschnitten infolge von Kriechen und Schwinden des Betons unter Berücksichtigung der Rissbildung im Altbetonquerschnitt bei statisch bestimmten Systemen bis 1990 zusammengefasst. Es wurde ein Berechnungsalgorithmus entwickelt, mit dem es möglich war, die Spannungsumlagerungen zwischen Alt- und Neubeton von unterschiedlichen Querschnitten zu ermitteln. Dieses Rechenprogramm basierte auf folgenden Annahmen:

- starrer Verbund, Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese
- schlaffe Bewehrung und Vorspannung verhalten sich linear-elastisch
- der Beton verhält sich elastisch-kriechend

Die Verläufe, die für die Berechnung notwendigen Kriechzahlen und Schwindmaße, wurden nach der damals in der DDR gültigen TGL 33 403 bestimmt. Das Berechnungsmodell erlaubte nur eine Rissbildung sowie Vorspannung des Altbetons. Ziel des Forschungsvorhabens war es, sämtliche Versuche bezüglich der Verbundfugenproblematik an der Bauhaus-Universität und anderer Einrichtungen, numerisch zu analysieren und die Ergebnisse für diese vorgespannten Verbunddecken sowie einen schlaff bewehrten und einen vorgespannten Verbundträger auszuwerten. Die in [2] dargestellten Ergebnisse zeigen, dass es infolge der Kriech- und Schwindvorgänge zu einer Rissbildung in der Nähe der Verbundfuge kommen kann, welche sich erheblich

auf den weiteren zeitlichen Verlauf der Spannungen im Altbeton, Neubeton und Stahl auswirkt. Besonders bei schlaff bewehrten Verbundträgern sollte mit einem gerissenen Querschnitt gerechnet werden, da hier die Stahlspannungen bei Berücksichtigung der Rissbildung bis um das Dreifache ansteigen können. Der Einfluss der Rissbildung spielt eine wesentliche Rolle, um die Spannungsumlagerungen zwischen neuem und altem Beton und die Stahlspannungen, welche für den Nachweis der Rissbreite entscheidend sind, richtig zu erfassen. Mit zunehmender Vorspannung wurde der Unterschied zwischen gerissenem und ungerissenem Zustand immer geringer, bei voller Vorspannung wurde er vollständig kompensiert. Der Autor weist darauf hin, dass bei Berücksichtigung von Rissen im Neubeton weitere Umlagerungen der inneren Kräfte stattfinden, welche sich durch eine zusätzliche Vergrößerung der Druckspannungen im Beton und Zugspannungen im Stahl äußert. Um eine solche Rissbildung jedoch zu vermeiden, sollte bereichsweise eine Bewehrung in der Verbundfuge angeordnet werden. Neben [2] findet man weitere Näherungsverfahren und numerische Berechnungen von Spannungsumlagerungen infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens von Beton in [7, 12].

Menn et al. [21] untersuchten experimentell neben dem Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit und verschiedener Dübelbewehrungsgrade auf das Tragverhalten auch das zeitabhängige Verbundverhalten in der Grenzfläche zwischen altem und neuem Beton. Die Versuchskörper bestanden aus einem 3,0 m langen Altbetonträger mit einem quadratischen Querschnitt von 0,33 x 0,33 m, welcher an beiden Seiten mit einer 0,08 m dicken Aufbetonschicht verstärkt wurde. Interessant war, dass er das Schwindverhalten vor dem Aufbringen des Neubetons durch eine Vorspannung des Altbetons simulierte und so die Schwindverformung des Neubetons durch gezieltes Nachlassen der Vorspannkraft erreichen konnte. Die aufgetragenen Schwinddehnungen bewegten sich in der Größenordnung von 0,45 - 0,48 ‰. Bei den durch Schwinden des nachträglich aufgetragenen Neubetons entstandenen Spannungen wird angenommen, dass diese aufgrund der Spannungsrelaxation infolge von Kriechen sehr gering waren. Einen Beweis dafür, soll die Tatsache liefern, dass die ersten Risse im Neubeton bei sämtlichen Versuchen bei einer Dehnung von ca. 0,1 ‰ bzw. einer Zugspannung von 2,5 bis 3 N/mm² auftraten. *Menn et al.* [21] fassten die Ergebnisse und die daraus abgeleiteten Bemessungsempfehlungen aus den Schwindversuchen folgendermaßen zusammen: *„Die Schwindversuche zeigten, dass im Endbereich der Verbundfläche die Verbundspannungen bei praxisüblicher Ausführungssorgfalt etwa von gleicher Größenordnung sind wie die Verbundfestigkeit aus Kohäsion. Verbundrisse lassen sich auch bei starker Aufrauung nur durch eine Endverdübelung vermeiden.[...]“*

2 STAND DER FORSCHUNG

Auf eine Verdübelung kann verzichtet werden, wenn das Eindringen von Wasser und die dadurch mögliche Frostsprengwirkung ausgeschlossen werden kann. Enddübel sind so zu bemessen, dass sie die Risszugkraft des Neubetons aufnehmen können. Mit einer auf etwa die Hälfte der Risszugkraft des Neubetons bemessenen Bewehrung kann die Rissbildung aus Schwinden günstig beeinflusst werden.”

Hartl analysierte in [13] numerisch mit Hilfe der Finiten Elemente Methode, neben der Einwirkung von verschiedenen hohen Radlasten, den Einfluss von allein wirkenden Schwind- und Kriechvorgängen auf die Verbundwirkung zwischen Alt- und Neubeton. Es kam das Programm BEFE-Concrete zur Anwendung. Er simulierte dabei den in Abbildung 2.15 dargestellten Versuchskörper, welcher an der Technischen Universität Graz untersucht wurde. Der Altbeton besaß beim Aufbringen des Neubetons ein Alter von 37 Jahren. Der Autor schloss ein Gleiten in der Grenzfläche zwischen neuem und altem Beton aus, weil es bei den experimentellen Versuchen keine Anzeichen eines makroskopischen Gleitens in der Fuge gab. Es konnte daher auf ein Interfacelement zwischen Alt- und Aufbeton verzichtet werden, da der Berechnung das Tragverhalten des starren Verbunds zugrunde gelegt wurde.

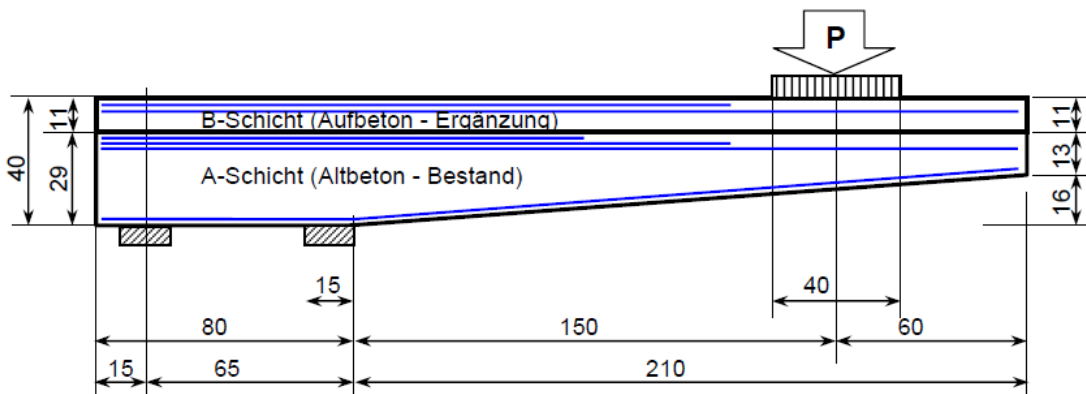


Abbildung 2.15: Darstellung der numerisch untersuchten Versuchskörper [13]

Hartl konnte durch seine numerischen Untersuchungen den bereits mehrfach erwähnten Effekt bestätigen, dass infolge von Schwinden und Kriechen an den Rändern Schubspannungen in der Höhe der Verbundfestigkeit auftreten. Er schlägt diesbezüglich eine entsprechende Randverbübelung vor. Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass die Schubspannungen sehr stark von der Rissbildung abhängen und weniger von der äußeren Belastung. Durch die Annahme des starren Verbunds konnten keine Aussagen über ein Versagen der Verbundfuge infolge dieser Spannungskonzentration an den Rändern getätigt werden.

2 STAND DER FORSCHUNG

Beushausen [4] schlägt in seinem Artikel einen neuen Lösungsansatz vor, mit dem eine realitätsnähere Ermittlung, der durch unterschiedliches Schwinden entstandenen Zugspannungen im Neubeton, möglich sein soll. Dieser neue Ansatz basiert auf Versuchen, dessen Anordnung in Abbildung 2.16 dargestellt ist. Das seitliche

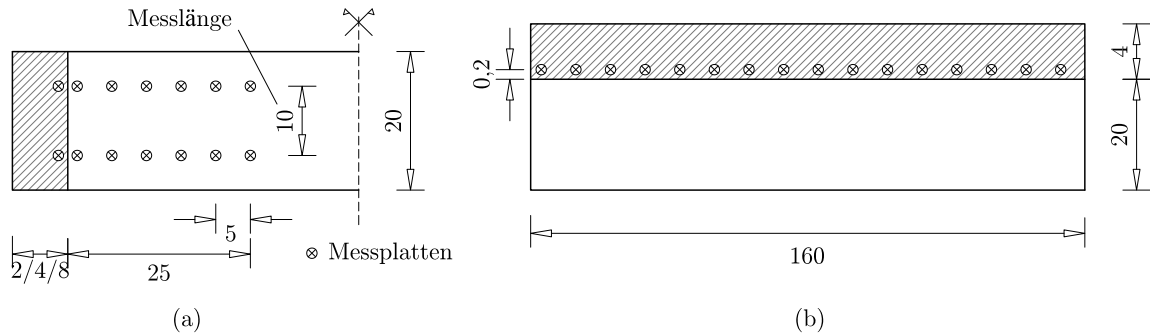


Abbildung 2.16: Schematische Darstellung (nicht maßstabsgetreu) der Testkörper [4]: (a) Testkörper A, Abmessung und Anordnung der Messplatten (b) Testkörper B mit Anordnung der Messplatten für Verformungsmessungen im Aufbeton

Aufbetonieren der Testkörper A in Abbildung 2.16 (a) rührt daher, dass durch eine solche Anordnung Biegeverformungen ausgeschlossen und somit Normalverformungen direkt ermittelt werden können. Bei den Testkörpern der Serie B (Abbildung 2.16 (b)) stand die Verformungsmessung von großflächigeren Aufbetonen im Vordergrund. Die Aufrauung des Altbetons wurde mittels Sandwasserstrahlen bewerkstelligt um somit einen besseren Verbund zwischen neuem und altem Beton zu gewährleisten. Der Altbeton besaß beim Aufbringen des Neubetons ein Alter von ca. 9 Monaten. Die Schwindverformungen des Altbetons konnten somit als abgeschlossen angesehen werden. Gelagert wurden die Versuchskörper bei ca. 16°C bis 22°C und 55% bis 75% relativer Luftfeuchtigkeit. Neben den zuvor beschriebenen Versuchskörpern wurden zusätzlich noch Probekörper mit den gleichen Querschnittsabmessungen der Aufbetone hergestellt, um somit die freie Schwindverformung als Referenzwerte messen zu können.

Die bisherigen analytischen Methoden beruhen auf der Annahme, dass die Querschnittsebenen auch nach Aufbringung einer Spannung eben bleiben (Bernoulli-Hypothese). Die Schwindverformungen werden als Lasten an den Bauteilenden idealisiert (Abbildung 2.17). Sie gehen auch davon aus, dass die Längsverformungen aufgrund des Schwindens vom Verhältnis der Querschnittsabmessungen von Alt- und

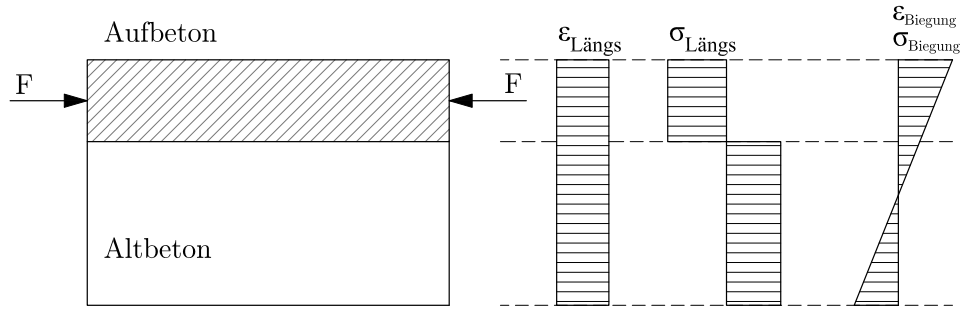


Abbildung 2.17: Schematische Darstellung der Annahmen bestehender analytischer Modelle für Schwindspannungen in nachträglich ergänzten Aufbetonen [4]

Neubeton abhängen (Gleichung 2.8) [4].

$$\varepsilon_{Längs} = \frac{\varepsilon_{Schwinden, Aufbeton}}{1 + \frac{E_{Altbeton} \cdot A_{Altbeton}}{E_{Aufbeton} \cdot A_{Aufbeton}}} \quad (2.8)$$

Dieser Ansatz hat zur Folge, dass ein Altbeton mit großer Biegesteifigkeit bei einem relativ dünnen Aufbeton zu einer nahezu kompletten Verformungsbehinderung mit maximalen Zugspannungen führt. Nach *Beushausen* tritt dieses Phänomen in der Realität aber nicht in diesem Ausmaß auf. Er führt in seinem neuen Ansatz einen Faktor C_ε ein, welcher die Einflüsse aus Bauteilabmessungen und Verformungsprofilen zusammenfasst. Wie dieser Faktor genau ermittelt werden kann, wird nicht näher erläutert. Es wird jedoch eine Gleichung angegeben, mit welcher die Längsverformungen an der Fuge berechnet werden können:

$$\varepsilon_{Längs, Fuge} = \frac{\varepsilon_{Schwinden, Aufbeton}}{1 + \frac{E_{Altbeton}}{E_{Aufbeton}} \cdot C_\varepsilon} \quad (2.9)$$

Wie in Gleichung 2.9 ersichtlich, hängt nun die Längsdehnung in der Fuge nur mehr von den Elastizitätsmodulen des verwendeten Alt- und Neubetons ab und nicht mehr direkt von den Querschnittsabmessungen. Damit diese Gleichung in der Praxis anwendbar ist, werden noch weitere Untersuchungen von Nöten sein, um den Faktor C_ε genauer zu verifizieren.

Beushausen [4] zeigte mit seinen Versuchen auch, dass bei einer Anordnung wie bei Prüfkörper A die Bernoulli-Hypothese nicht anwendbar ist, da die Verformungen, je weiter sie von der Verbundfuge entfernt waren, immer geringer wurden. Des Weiteren konnte anhand des Vergleichs der Verformungen zwischen den aufbetonierten Versuchskörpern und den Referenzkörpern, welche frei schwinden konnten, aufgezeigt werden, dass die Querschnittsabmessungen keine solch wesentliche Rolle spielen wie

2 STAND DER FORSCHUNG

in den analytischen Methoden angenommen. Es konnte beobachtet werden, dass sogar eine Aufbetonschicht von 20 mm Stärke nennenswerte Verformungen im Altbeton erzeugte. In [4] werden die Schwindwerte und der Relaxationsbeiwert als wichtigste Parameter auf die durch Verformungsbehinderung entstehenden Zugspannungen im Aufbeton genannt. Die Relaxation infolge von Kriechen, welche besonders anfänglich auftritt, führt zu Beginn der Messungen zu einem relativ geringen Verhältnis zwischen behinderter Verformung und freiem Schwinden.

Das Kriechen des Altbetons spielt eine nicht vernachlässigbare Rolle für die Dauerhaftigkeit von nachträglich ergänzten Betonteilen. Das Kriechen erzeugt eine Abnahme der Verformungsbehinderung zwischen Alt- und Neubeton mit der Zeit und führt in weiterer Folge zu einer Verringerung der Spannungen im Aufbeton. In [4] wird der Hinweis gegeben diesen positiven Effekt des Kriechens bei der Bemessung nicht anzusetzen, sondern ihn als zusätzlichen Sicherheitsfaktor zu betrachten.

3 Grundlagen für die analytische Auslegung der Versuchskörper

3.1 Normalspannungen in Verbundstäben

Der Altbeton und die statisch mitwirkende Aufbetonschicht bestehen in den meisten Fällen aus verschiedenen Betongütern. Es liegt somit ein inhomogener Querschnitt vor, da die Elastizitätsmodule sowie die Festigkeiten der unterschiedlichen Schichten variieren.

Der betrachtete Querschnitt wird mit einer Normalkraft N sowie mit einem Biegemoment M_η belastet. Wenn man davon ausgeht, dass die Hypothese vom Ebenbleiben

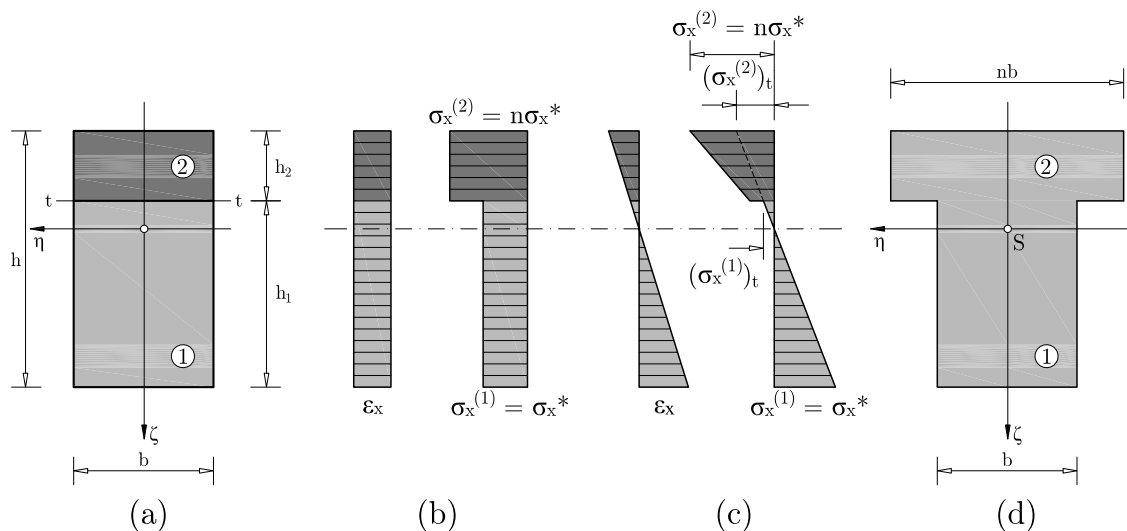


Abbildung 3.1: Aus zwei verschiedenen Werkstoffen (z.B.: 2 verschiedene Betone) bestehender Verbundstab mit rechteckigem Querschnitt: (a) Querschnitt, (b) Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge N , (c) Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge M_η , (d) fiktiver homogener Querschnitt [19]

der Querschnitte gültig ist und ein nach Aufbringen der Neubetonschicht monolithischer Bauteil vorliegt, kann ein über die Höhe linearer Verlauf der Dehnung ϵ_x

angenommen werden (Abbildung 3.1 (b) und (c)). Daher ist die Dehnung ε_x an beiden Seiten der Verbundfuge $t-t$ zwischen Alt- und Neubeton gleich groß. Die Verträglichkeitsbedingung lautet somit

$$\left(\varepsilon_x^{(1)}\right)_t = \left(\varepsilon_x^{(2)}\right)_t. \quad (3.1)$$

Unter Anwendung des Hooke'schen Gesetzes* für isotrope Werkstoffe folgt

$$\left(\frac{\sigma_x^{(1)}}{E^{(1)}}\right)_t = \left(\frac{\sigma_x^{(2)}}{E^{(2)}}\right)_t \quad (3.2)$$

bzw.

$$\left(\sigma_x^{(2)}\right)_t = n \left(\sigma_x^{(1)}\right)_t \quad \text{mit } n = \frac{E^{(2)}}{E^{(1)}}. \quad (3.3)$$

Die unterschiedlichen Elastizitätsmodule der verschiedenen Betongüten können dadurch berücksichtigt werden, indem man die Breite des Betons um n -fach vergrößert (Abbildung 3.1 (d)). Es entsteht somit ein fiktiv homogener Querschnitt, bei dem die Spannungen mit der bekannten Beziehung

$$\sigma_x^* = \frac{N}{A^*} + \frac{M_\eta}{I_\eta^*} \zeta \quad (3.4)$$

berechnet werden können. Die Querschnittswerte A^* und I_η^* betreffen diesen neuen Querschnitt. Die Lage des Schwerpunktes wird am fiktiv homogenen Querschnitt bestimmt [19].

3.2 Spannungsermittlung im Zustand II

Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, entstehen Risse. Das Bauteil geht in Zustand II über. Die Normalkräfte F_C und F_S müssen der Gleichgewichtsbedingung $\sum N = 0$ genügen:

$$\begin{aligned} F_C &= F_S \\ \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x &= \sigma_s \cdot A_s \\ \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot x &= E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_s \end{aligned}$$

*ROBERT HOOKE (1635-1703) veröffentlichte 1678 erstmalig den linearen Zusammenhang zwischen Belastung und Längenänderung einer elastischen Feder.

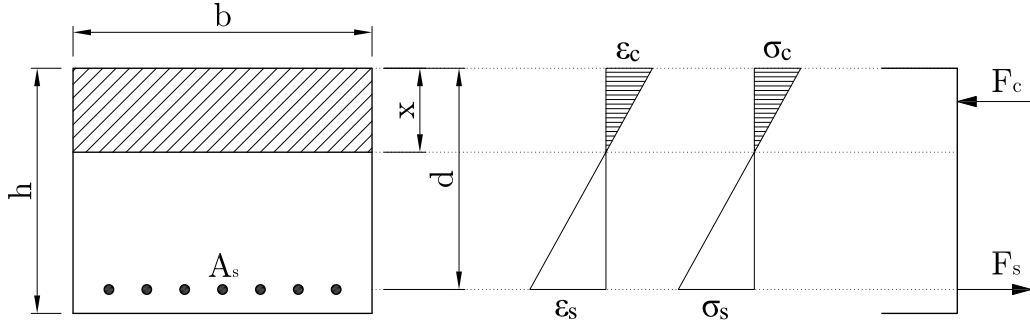


Abbildung 3.2: Berechnung der Spannungen im Zustand II

Nach Umformen nach ε_s und Einführen von $\xi = \frac{x}{d}$ folgt:

$$\varepsilon_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_c \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot d \cdot \xi}{E_s \cdot A_s} \quad (3.5)$$

Eine weitere Voraussetzung bildet die Verträglichkeitsbedingung der Dehnungen

$$\frac{|\varepsilon_c|}{x} = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (3.6)$$

Einsetzen von $\xi = \frac{x}{d}$ und Umformen von Gleichung 3.6 führt zu

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \xi)}{\xi} \cdot \varepsilon_c \quad (3.7)$$

Gleichsetzen von Gleichung 3.5 und 3.7 und Einführung von $\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$ und $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ ergibt nach einigen Rechenschritten die Druckzonenhöhe x zu

$$x = \alpha_s \cdot \rho \cdot d \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s \cdot \rho}} - 1 \right) \quad (3.8)$$

Das ideale Trägheitsmoment für den gerissenen Zustand ergibt sich zu

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_s \cdot \alpha_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.9)$$

Die Spannungen des Betons und des Betonstahls können somit nach folgenden Formeln errechnet werden:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{II}} \cdot x \quad (3.10)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_{II}} \cdot (d - x) \cdot \alpha_s \quad (3.11)$$

3.3 Dynamische Grundlagen

3.3.1 Ermittlung der Eigenfrequenz

Als dynamisches Modell für die Prüfeinrichtung wird vereinfacht ein ungedämpfter Einmassenschwinger mit einem Freiheitsgrad (Abbildung 3.3) angenommen [3]. Die Bewegungsgleichung (*Langrange'sche* Gleichung) des ungedämpften Einmas-

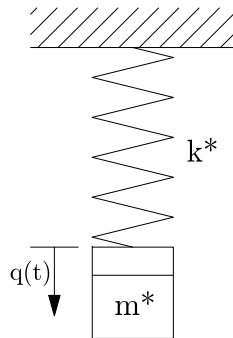


Abbildung 3.3: Einmassenschwinger

senschwingers kann durch folgende homogene Differentialgleichung 2. Ordnung mit konstanten Koeffizienten ausgedrückt werden:

$$m^* \cdot \ddot{q} + k^* \cdot q = 0 \quad (3.12)$$

Nach Division der Gleichung durch die Ersatzmasse m^* und Einsetzen der Eigenkreisfrequenz

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (3.13)$$

kann die Gleichung 3.12 folgendermaßen dargestellt werden:

$$\ddot{q} + \omega_0^2 \cdot q = 0 \quad (3.14)$$

Nach Lösen der Gleichung 3.14 und Division der Lösung durch $2 \cdot \pi$ folgt die Eigenfrequenz zu:

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} \quad (3.15)$$

Um nun die Lösung des ungedämpften Einmassenschwingers auf die Versuchskörper anwenden zu können, muss noch mittels des *Ritz'schen* Ansatzes $w^*(x, t) = q(t) \cdot \varphi(x)$ für einen Einfeldträger eine Ersatzmasse und Ersatzsteifigkeit bestimmt werden. Der *Ritz'sche* Ansatz beschreibt die dynamische Verformung des einfeldrigen Betonträgers.

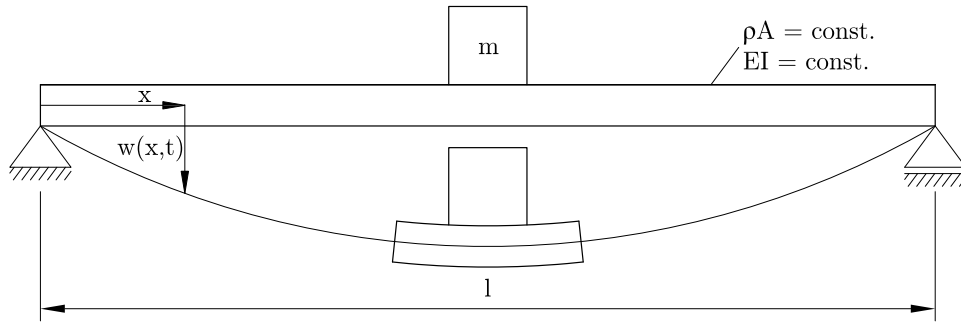


Abbildung 3.4: Biegeschwingung eines Einfeldträgers

Die Funktion $\varphi(x)$ wird als sinusförmige Halbwelle $\varphi(x) = \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$ gewählt, welche die statische Biegeform des Einfeldträgers unter einer Einzellast in Trägermitte ($x = l/2$) darstellt. Die Ersatzmasse m^* setzt sich aus der Masse des Versuchskörpers m_V und der Masse des Versuchsaufbaus m (Unwuchterreger, Querträger, hydraulische Pressen usw.) zusammen:

$$m^* = m_V + m \quad (3.16)$$

Die generalisierte Masse für den Versuchskörper ergibt sich mit dem Ansatz

$$m_V = \int_0^l \rho \cdot A_x \cdot \varphi_x^2 dx \quad (3.17)$$

nach einigen Rechenschritten zu

$$m_V = \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2} \quad (3.18)$$

Die Ersatzsteifigkeit kann mit

$$k^* = \int_0^l E \cdot I \cdot \left(\frac{\partial^2 \varphi_x}{\partial x^2} \right) dx \quad (3.19)$$

folgendermaßen ermittelt werden:

$$k^* = \frac{\pi^4 \cdot E \cdot I}{2 \cdot l^3} \quad (3.20)$$

3.3.2 Dynamische Belastung

Die durch den Unwuchterreger erzeugte Schwingung des Versuchskörpers kann affin zur Biegelinie durch eine sinusförmig verteilte Linienlast (Abbildung 3.5) idealisiert

3 GRUNDLAGEN FÜR DIE ANALYTISCHE AUSLEGUNG DER VERSUCHSKÖRPER

werden.

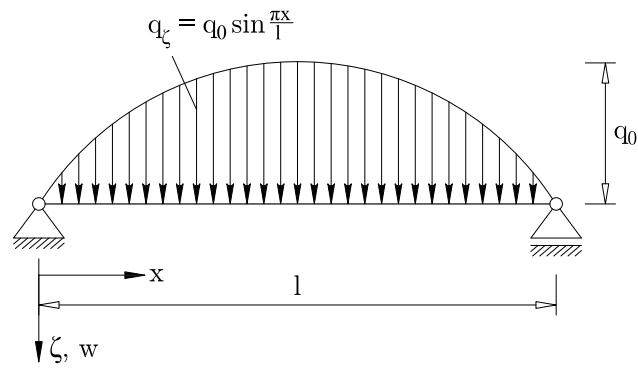


Abbildung 3.5: Sinusförmig verteilte Linienlast bei einem Einfeldträger[19]

Die somit aus dieser Belastung resultierenden Schnittgrößen ergeben sich wie folgt:

$$M_{Feldmitte} = q_0 \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \quad (3.21)$$

$$Q_{Auflager} = q_0 \cdot \frac{l}{\pi} \quad (3.22)$$

4 Versuchskörper und Versuchsaufbau

4.1 Herstellung und Beschreibung der Versuchskörper

Die Versuchskörper bestanden aus 7,2 m langen Trägern mit einem Querschnitt von 0,5 m Breite und 0,41 m Höhe. Bei sämtlichen Prüfkörpern waren 0,25 m der Trägerhöhe aus Altbeton und 0,16 m aus der nachträglich aufgetragenen Neubeton- schicht (siehe Abbildung 5.1 und 5.2). Die Altbetonschicht bestand, wie bereits in der Einleitung erwähnt, aus 50 Jahre alten Betonplatten (siehe Abbildung 4.1), welche eine Länge von ca. 3 m aufwiesen.



Abbildung 4.1: 50 Jahre alte Betonplatten von der Baron Schwarz-Park Brücke (1962)

Da infolge der dynamischen Versuche jedoch eine Trägerlänge von 7,2 m notwendig war, mussten die Versuchskörper gestückelt hergestellt werden (siehe Anhang B). Die Versuchsserie beinhaltete vier Versuchskörper, wobei je zwei Prüfkörper vorgespannt bzw. schlaff bewehrt waren. Die Versuchsdurchführung war dadurch gekennzeichnet,



Abbildung 4.2: Betonieren der vorgespannten Versuchskörper

dass die Neubetonschicht einer Zugbeanspruchung ausgesetzt werden sollte. Daher wurde der Neubeton der Versuchskörper VK1 und VK2 mit 10 Ø16 Edelstahlbewehrung verstärkt. Bei den Versuchskörpern VK3 und VK4 kam eine Vorspannung der Firma VSL mit nachträglichem Verbund zur Anwendung, wobei als Hüllrohr ein VSL PT-Plus® Duct verwendet wurde. Dies bedeutet, dass nach Einbringen der Vorspannkraft das Hüllrohr mittels Einpressmörtel verpresst wurde um somit eine Verbundwirkung zwischen Beton und Spannglied zu erzielen. Das Spannbündel bestand aus vier Einzellitzen mit einer Gesamtfläche von $A_p = 4 \cdot 1,5 = 6 \text{ cm}^2$. Die Spanngliedführung wies einen parabelförmigen Verlauf auf. Die Vorspannkraft wurde abschnittsweise aufgebracht und betrug am Ende $P = 800 \text{ kN}$ exklusive sämtlicher Spannkraftverluste. Nach einem Tag erfolgte das Schwindvorspannen mit einer Vorspannkraft von $P_s = 200 \text{ kN}$, um den ungünstigen Rissen infolge des Schwindens entgegenzuwirken. Die restliche Vorspannung wurde nach sechs Tagen eingebracht. Bei den vorgespannten Versuchskörpern 3 und 4 wurde in der Neubetonschicht keine zusätzliche schlaaffe Bewehrung eingebaut. Lediglich im Bereich der Ankerköpfe wurde eine Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte vorgesehen.

Die Altbetonschicht ist bei allen Versuchskörpern ebenfalls bewehrt, allerdings ist

deren exakte Lage unbekannt. Der Altbetonkörper besitzt keine Schubbewehrung. Auf eine Bügelbewehrung der Neubetonschicht wurde ebenso verzichtet.

Bei Versuchskörper 2 wurde die Verbundfläche durch nachträgliches Einschneiden um ca. 18 cm reduziert. Dadurch wird eine größere Schubkraft in der Verbundfuge erzielt. Das Einschneiden hat keinen Einfluss auf das Trägheitsmoment und in weiterer Folge auf die Biegesteifigkeit des Versuchskörpers.

Bei allen Versuchskörpern wurde die Altbetonoberfläche aufgefräst und anschließend mittels Hochdruckwasserstrahlung aufgeraut. Dabei wurden die Anforderungen aus [29] berücksichtigt: Die Verbundfuge wurde vor Einbringen des Betons rein und seidenmatt feucht gehalten. Auf eine genauere Untersuchung der Oberflächenbeschaffenheit, zum Beispiel nach dem Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* [15], wurde verzichtet.

Die unterschiedlichen Charakteristika der Versuchskörper sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Versuchsparameter

Versuchskörper	Neubeton	Breite der Verbundfuge
VK1	schlaff bewehrt	b = 50cm
VK2	schlaff bewehrt	b = 32cm
VK3	vorgespannt	b = 50cm
VK4	vorgespannt	b = 50cm

Die Bewehrungspläne bzw. der Spanngliedverlauf aller Versuchskörper befinden sich im Anhang B.

4.2 Materialkennwerte

Für die nachträglich aufgebraute Neubetonschicht wurde ein C35/45/B4/F45/GK 16 verwendet. Aufgrund des abschnittswisen Vorspannens wurde nach einem bzw. sechs Tagen eine Frisch- und Festbetonprüfung durchgeführt. Die genauen Ergebnisse können den Prüfzeugnissen in Anhang A entnommen werden. Die dabei ermittelten Würfeldruckfestigkeiten haben die von der Norm vorgegebenen Werte übertroffen. Es kann daher angenommen werden, dass die Materialkennwerte der ÖNORM EN 1992-1-1 [24] für 28 Tage eingehalten werden. Für die weiteren Berechnungen werden die Normwerte aus Tabelle 4.2 verwendet.

Tabelle 4.2: Materialkennwerte des Aufbetons C35/45

$f_{cm,cube}$	53,75	N/mm^2
$f_{cm,cyl}$	43	N/mm^2
f_{ctm}	3,2	N/mm^2
E_{cm}	34000	N/mm^2

Die Druckfestigkeit des Altbetons konnte zu Beginn des Versuchs nur mittels einer zerstörungsfreien Materialprüfung bestimmt werden, da im Vorfeld keine Bohrkerne entnommen wurden. Diese wurde mittels eines Rückprallhammers (Schmidt - Hammer) bewerkstelligt. Um eine repräsentative Aussage über die Festigkeit zu erhalten, wurden mehrere Messungen an verschiedenen Stellen durchgeführt. Auf Basis dieser Messungen ergab sich für den Altbeton eine mittlere Betondruckfestigkeit von $f_{cm} > 70 N/mm^2$. Es konnte davon ausgegangen werden, dass dieser Wert auch bedeutend größer ausfallen könnte, da die Skalierung des Rückprallhammers bei diesem Wert endete.

Nach Beendigung der dynamischen und statischen Versuche wurden von der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Forschungsinstitut - Abteilung Beton an den Versuchskörpern 1 und 4 Bohrkerne entnommen, bei welchen die mittlere Zylinderdruckfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul bestimmt wurden. Die Ergebnisse dieser Materialprüfung sind in Tabelle 4.3 zusammengefasst.

Tabelle 4.3: Materialkennwerte des Altbetons

	$f_{cm,cube}$ [N/mm^2]	E_{cm} [N/mm^2]
VK1	93,2	42500
VK4	90,5	44800

Nach den Materialkennwerten aus Tabelle 4.3 würde der Altbeton einer Betonfestigkeitsklasse nach ÖNORM EN 1992-1-1 [24] von etwa C80/95 entsprechen. Die Auslegung der Versuchsbelastung beruht auf den zu Beginn des Versuchs bekannten Materialparametern. Die Ermittlung der Querschnittswiderstände sowie die numerische Untersuchung wurden bereits mit den aktualisierten Materialkennwerten durchgeführt.

Als Spannstahl wurde ein St 1570/1770 mit einem Elastizitätsmodul von $E_p = 199200 N/mm^2$ und einer Fließspannung von $f_p = 1658 N/mm^2$ verwendet.

Die verwendete Längsbewehrung aus Edelstahl mit $\varnothing 16$ wies in etwa die Eigenschaften eines Betonstahls BSt 500 auf. Die Fließspannung betrug $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$.

4.3 Versuchsaufbau

Die Versuchsdurchführung erfolgte auf einem auf Federpaketen gelagerten Betontrog, welcher als Aufspannfeld für die dynamischen und statischen Versuche diente. Dieser hatte den Vorteil, dass er vom umliegenden Bauwerk vollständig entkoppelt war und somit keine Schwingungen auf das Umfeld übertragen konnte. Aufgelagert wurden die Versuchskörper auf drei selbstzentrierenden Pendelstützen, welche mit Kraftmessdosen kombiniert wurden. Diese waren wiederum auf quer über den Betontrog gelegten HEM 300 Stahlprofilen aufgestellt.



Abbildung 4.3: Versuchsaufbau

Die statische Lastaufbringung erfolgte über das Vorspannen von zwei Gewindestangen $\varnothing 36$, welche an der Unterkante des Betontrogs verankert waren. Die Belastung wurde weggesteuert aufgebracht, da sich der Querträger (zwei U320 Stahlprofile) durch das Vorspannen mittels der hydraulischen Pressen nach unten bewegte und somit eine Biegeverformung auf den Versuchskörper aufbrachte. Die dynamische Beanspruchung wurde mit Hilfe eines Unwuchterregers erzeugt, welcher sich mittig

über dem Versuchskörper befand. Mit dem Unwuchterreger wurde erreicht, dass die Versuchskörper in ihrer Eigenfrequenz angeregt wurden. Der dadurch entstandene Resonanzeffekt ermöglichte mit relativ geringem Energieaufwand die gewünschte Schwingbreite aufzubringen. Des Weiteren konnte mit der Anregung in der Eigenfrequenz die Versuchsdauer um ein erhebliches Maß reduziert werden. Die Größe der Schwingbreite war abhängig von der Unwucht. Diese konnte dadurch gesteuert werden, dass der Winkel, den die zwei rotierenden Massen zueinander hatten, verändert wurde. Der Unwuchterreger wurde auf den Querträger, welcher vorrangig für die statischen Lasten gedacht war, gestellt und mittels Gewindestangen und kleineren Querträgern befestigt. Um während des dynamischen Versuchs abhebende Kräfte zu vermeiden, wurde vor Beginn des Schwingvorgangs eine statische Mittellast aufgebracht. Um ein schwingfähiges System zu erhalten, war es notwendig zwischen Verankerung und Betontrog ein Federpaket zu platzieren.

Die Versuchskörper wurden in der Zugzone mit Aufbeton verstärkt, um so die Situation einer Kragplatte eines typischen Brückenquerschnitts zu simulieren. Um einen solchen Spannungszustand ohne einen aufwendigen Versuchsaufbau zu erzeugen, wurden die Versuchskörper mit der Neubetonschicht nach unten eingebaut.

Der gesamte Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.3 sowie in Anhang C dargestellt.

4.4 Messtechnik

Die Versuchsaufbauten sowie die exakte Positionierung der gesamten Messtechnik für jeden Versuchsträger sind im Anhang C und D ersichtlich. Dieser Abschnitt soll nur eine Auflistung inklusive kurzer Beschreibung der Messtechnik darstellen:

- Kraftmessdosen: Es kamen drei Kraftmessdosen (K1 - K3) vom Typ RTN 100 zur Anwendung, welche in der Lage sind eine Kraft von 100 Tonnen zu messen. Sie wurden im Verhältnis 2:1 aufgestellt, wodurch die Auflagerreaktionen sowie die Symmetrie der Lastaufbringung kontrolliert werden konnten. Sie dienten in Kombination mit den selbstzentrierenden Pendelstützen auch als Auflager für die Versuchskörper.
- Zugmessglied: Die zwei Zugmessglieder (Z1 u. Z2) wurden als Zwischenstücke an den Gewindestangen appliziert. Ihre Aufgabe bestand darin, die Messungen der Kraftmessdosen zu kontrollieren.
- Wegaufnehmer: Um die vertikalen Verformungen des Versuchskörpers messtechnisch zu erfassen, wurden vier induktive Wegaufnehmer (S1 - S4) des Typs

Solatron BS25 mit einem Federweg von ± 50 mm eingesetzt. Des Weiteren kamen sieben induktive Wegaufnehmer (W1 - W7) des Typs WI/5 mit einem Federweg von ± 5 mm sowie ein induktiver Wegaufnehmer (W8) des Typs WI/10 mit einem Federweg von ± 10 mm zum Einsatz, um die vertikalen und horizontalen Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge messen zu können. Um die Verzerrungen an den maßgebenden Stellen dokumentieren zu können, wurden drei induktive Wegaufnehmer (W9 - W11) des Typs WI/10 über die Trägerhöhe verteilt angebracht. Der Messbereich wurde mittels CFK-Stäben auf 50 cm verlängert.

- Beschleunigungsaufnehmer: Die gemessenen Daten der drei Beschleunigungsaufnehmer (B1 - B3) vom Typ B12 sollen dazu dienen, die dem Versuch zugrundeliegenden Modellannahmen zu überprüfen bzw. rückrechnen zu können.
- Die analogen Signale der Messgeräte wurden mittels mehrerer Spider 8 A/D Wandler in digitale Signale umgewandelt. Die Aufzeichnung der Messergebnisse erfolgte über die Software CATMAN 5.0.
- Die Regelung des Unwuchterregers wurde über einen Frequenzumrichter MICROMASTER und einer eigens für solche Versuche entwickelten Steuerung bewerkstelligt.

5 Analytische Auslegung der Versuchskörper

5.1 Auslegung der schlaff bewehrten Versuchskörper

5.1.1 Querschnittswerte der schlaff bewehrten Versuchskörper

Bei der Ermittlung der Querschnittswerte der schlaff bewehrten Versuchskörper wird von einem gerissenen Querschnitt (Zustand II) ausgegangen. Abbildung 5.1 zeigt den Querschnitt der schlaff bewehrten Versuchskörper.

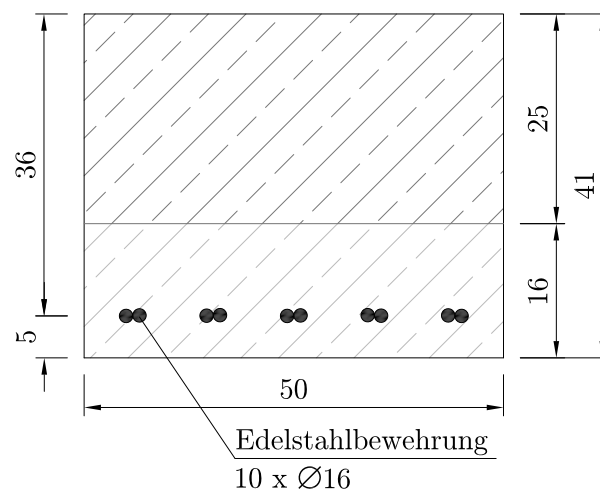


Abbildung 5.1: Querschnitt der schlaff bewehrten Versuchskörper VK1 und VK2

Tabelle 5.1: Berechnungsparameter für die Ermittlung der Querschnittswerte

statische Nutzhöhe	d	36	cm
Bewehrungsfläche (10 x Ø16)	A_s	20,1	cm ²
Bewehrungsgrad	ρ	0,011	
Verhältnis der Elastizitätsmoduln Betonstahl/Beton	α_s	5,88	

5.1.1.1 Zustand I

Als homogener Querschnitt betrachtet, ergibt sich das Flächenträgheitsmoment im Zustand I vereinfachend zu

$$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 41^3}{12} = 287171 \text{ cm}^4$$

Berücksichtigt man, dass es sich streng genommen um einen Verbundstab handelt (Abschnitt 3.1), sowie den Steiner'schen Anteil der Bewehrung, dann erhält man für das Flächenträgheitsmoment folgenden Wert:

Tabelle 5.2: Querschnittswerte Zustand I bei Berücksichtigung des Verbundstabs

	A [cm ²]	z [cm]	$A \cdot z$ [cm ³]	$A \cdot z^2$ [cm ⁴]	I_{Eigen} [cm ⁴]
Aufbeton	681,7	33	22497,1	742402,1	17066,7
Altbeton	1562,5	12,5	19531,25	244140,6	81380,2
Bewehrung	118,3	36	4257,8	153280,2	≈ 0
Σ	2262,5	-	46286,1	1139822,9	98446,9

Der Abstand der Schwerachse von der oberen Randfaser beträgt dann

$$z_{c,o} = \frac{\sum A \cdot z}{\sum A} = \frac{46286,1}{2362,5} = 19,6 \text{ cm}$$

Das Flächenträgheitsmoment ergibt sich schlussendlich zu

$$I_I = \sum I_{Eigen} + \sum A \cdot z^2 - z_{c,o} \cdot \sum A \cdot z = 331433,84 \text{ cm}^4$$

5.1.1.2 Zustand II

Die Querschnittswerte im Zustand II werden einerseits für den homogenen Neubetonquerschnitt in Feldmitte und andererseits für den zusammengesetzten Querschnitt bei der Lasteinleitungsstelle des statischen Versuchs berechnet. Die verwendeten Formeln wurden bereits in Abschnitt 3.2 erläutert.

Tabelle 5.3 zeigt eine Zusammenfassung der Ergebnisse:

Tabelle 5.3: Querschnittswerte im Zustand II

			Neubeton- querschnitt	zusammengesetzter Querschnitt
Druckzonenhöhe	x	$[cm]$	10,90	9,93
Trägheitsmoment Zustand II	I_{II}	$[cm^4]$	96096	80625
statisches Moment Zustand II	S_{II}	$[cm^3]$	2969	2466

5.1.2 Ermittlung der Belastung für den dynamischen Versuch

Die Auslegung der Belastung erfolgt unter dem Gesichtspunkt des Ermüdungsnachweises nach ÖNORM EN 1992-1-1 [24] für Betonstahl. Die dabei festgelegten Parameter sind die Oberspannung im Betonstahl $\sigma_{S,max} = 250 \text{ N/mm}^2$ sowie die Schwingbreite im Betonstahl $\Delta\sigma_S = 150 \text{ N/mm}^2 \leq \Delta\sigma_{Rsk}$. Die verwendeten Querschnittswerte beziehen sich auf den reinen Neubetonquerschnitt in Feldmitte. Lediglich die Schubspannungen in der Verbundfuge werden mit den Querschnittswerten des zusammengesetzten Querschnitts berechnet.

5.1.2.1 Ermittlung der Mittellast

Das Eigengewicht des Versuchskörpers ergibt sich zu

$$g = 0,5 \cdot 0,41 \cdot 25 = 5,13 \text{ kN/m}$$

Die Masse des Versuchsaufbaus (Unwuchterreger, Querträger, hydraulische Pressen usw.) wird mit $m_{Auf} = 1200 \text{ kg} = 1,2 \text{ t}$ angenommen. Das Biegemoment infolge des Eigengewichts und Versuchsaufbaus ergibt sich zu

$$M_{g,auf} = \frac{g \cdot l^2}{8} + \frac{m_{Auf} \cdot 9,81 \cdot l}{4} = \frac{5,13 \cdot 6,9^2}{8} + \frac{1,2 \cdot 9,81 \cdot 6,9}{4} = 50,81 \text{ kNm}$$

Bei der Höhe der Mittellast muss die zuvor genannte Last abgezogen werden. Sie beträgt somit

$$M_m = \frac{(\sigma_{S,max} - \frac{\Delta\sigma_S}{2}) \cdot I_{II}}{(d-x) \cdot \alpha_s} - M_{g,auf} = \frac{(25 - \frac{15}{2}) \cdot 96096}{(36 - 10,9) \cdot 5,88} \cdot \frac{1}{100} - 50,81 = 63,1 \text{ kNm}$$

$$F_m = \frac{4 \cdot M_m}{l} = \frac{4 \cdot 63,1}{6,9} = 36,6 \text{ kN}$$

5.1.2.2 Ermittlung der dynamischen Belastung

Um die Schwingbreite im Betonstahl zu erreichen, wird folgendes Biegemoment ΔM benötigt:

$$\Delta M = \frac{\left(\pm \frac{\Delta \sigma_s}{2}\right) \cdot I_{II}}{(d-x) \cdot \alpha_s} = \frac{\left(\pm \frac{15}{2}\right) \cdot 96096}{(36-10,9) \cdot 5,88} \cdot \frac{1}{100} = \pm 48,8 \text{ kNm}$$

Um ein solches Biegemoment aufzubringen, muss der Unwuchterreger die Masse des Trägers $m_{Träger}$ und des Versuchsaufbaues m_{Aufbau} (Unwuchterreger, Querträger usw.) beschleunigen. Die dazu notwendige Beschleunigung a wird wie folgt berechnet:

$$\Delta M = \frac{m_{Träger} \cdot a \cdot l^2}{\pi^2} + \frac{m_{Aufbau} \cdot a \cdot l}{4}$$

$$\pm 48,8 = \frac{0,513 \cdot a \cdot 6,9^2}{\pi^2} + \frac{1,2 \cdot a \cdot 6,9}{4} \rightarrow a = \pm 10,75 \text{ m/s}^2$$

Da der Versuch über Kraftmessdosen an den Auflagern gesteuert wird, ist die Querkraft an diesen Stellen von Interesse

$$\Delta Q = \frac{m_{Träger} \cdot a \cdot l}{\pi} + \frac{m_{Aufbau} \cdot a}{2} = \pm \frac{0,513 \cdot 10,75 \cdot 6,9}{\pi} \pm \frac{1,2 \cdot 10,75}{2} = \pm 18,54 \text{ kN}$$

Die Schwingbreite, welche während des dynamischen Versuchs aufgebracht wird, beträgt somit

$$\Delta F = 4 \cdot 18,54 = 74,2 \text{ kN}$$

5.1.2.3 Ermittlung der Betonspannungen

Spannungen aufgrund der Mittellast im Zustand I

Um beim dynamischen Versuch bereits einen gerissen Querschnitt vorzufinden, sollte der Beton bereits bei Mittellast reißen. Die Spannung in der unteren Randfaser beträgt im Zustand I unter Mittellast

$$\sigma_{m,I} = \frac{113,9 \cdot 100}{287171} \cdot 20,5 = 0,81 \text{ kN/cm}^2 = 8,1 \text{ N/mm}^2 > f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$$

Da die Zugfestigkeit deutlich überschritten ist, kann davon ausgegangen werden, dass sich der Beton während des Dauerschwingversuchs im gerissenen Zustand befindet.

Maximale Spannung im Zustand II

Aus der Oberspannung im Betonstahl lässt sich das maximale Biegemoment berechnen:

$$M_{max} = \frac{\sigma_{S,max} \cdot I_{II}}{(d-x) \cdot \alpha_s} = \frac{25 \cdot 96096}{(36-10,9) \cdot 5,88} \cdot \frac{1}{100} = 162,7 \text{ kNm}$$

Somit ergibt sich die maximale Betonspannung zu

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{max}}{I_{II}} \cdot x = \frac{162,7 \cdot 100}{96096} \cdot 10,9 = 1,85 \text{ kN/cm}^2 = 18,45 \text{ N/mm}^2$$

Die maximale Querkraft am Auflager beträgt

$$Q_{max} = \Delta Q + \frac{F_m}{2} + \frac{F_{g,auf}}{2} = 18,54 + \frac{36,6}{2} + \frac{29,5}{2} = 51,6 \text{ kN}$$

Somit ergibt sich die Schubspannung in der Verbundfuge im Zustand II zu

$$\tau_{F,max,II} = \frac{Q_{max} \cdot S_{F,II}}{I_{II} \cdot b} = \frac{51,6 \cdot 2466}{80625 \cdot 50} = 0,032 \text{ kN/cm}^2 = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

Spannung aufgrund der dynamischen Belastung im Zustand II

Die Spannung im Beton infolge des Dauerschwingversuchs ist

$$\Delta\sigma_c = \frac{\Delta M}{I_{II}} \cdot x = \pm \frac{48,8 \cdot 100}{96096} \cdot 10,9 = \pm 0,55 \text{ kN/cm}^2 = \pm 5,5 \text{ N/mm}^2$$

Die Schwingbreite erzeugt in der Verbundfuge eine Schubspannung in der Höhe von

$$\Delta\tau_{F,II} = \frac{\Delta Q \cdot S_{F,II}}{I_{II} \cdot b} = \pm \frac{18,54 \cdot 2466}{80625 \cdot 50} = \pm 0,0113 \text{ kN/cm}^2 = \pm 0,113 \text{ N/mm}^2$$

5.1.3 Ermittlung der Eigenfrequenz

Die Eigenfrequenz im Zustand I und II wird in Tabelle 5.4 zusammengefasst. Die verwendeten Formeln wurden bereits in Unterabschnitt 3.3.1 erläutert und werden an dieser Stelle nicht mehr explizit angeführt. Die Querschnittswerte des jeweiligen Zustands können dem Unterabschnitt 5.1.1 entnommen werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Eigenfrequenz während des dynamischen Versuchs einen Wert zwischen Zustand I und II annehmen wird.

Tabelle 5.4: Bestimmung der Eigenfrequenz für Zustand I und II

			Zustand I	Zustand II
Ersatzmasse	m^*	[kg]	2968	2968
Ersatzfedersteifigkeit	k^*	[kN/cm]	167,1	50,8
Eigenkreisfrequenz	ω_0	[rad/s]	75,0	41,4
Eigenfrequenz	f_0	[Hz]	11,94	6,58

5.1.4 Ermittlung des Querschnittswiderstands

Die Querschnittswiderstände werden mit den Mittelwerten der Festigkeiten ermittelt. Da es sich um einen Versuch handelt, wird auf der Widerstandsseite der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c mit 1,0 angenommen. Da die Lage der Bewehrung im Altbeton unbekannt ist, wird bei der Berechnung der Querschnittswiderstände auf eine Berücksichtigung dieser verzichtet.

5.1.4.1 Momentenwiderstand M_{Rm}

Der Querschnittswiderstand für Biegebeanspruchung wird nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm ermittelt. Die Druckzonenhöhe liegt im Altbeton und ergibt sich zu

$$x = \frac{A_s \cdot f_{ym}}{0,8095 \cdot b \cdot f_{cm}} = \frac{20,1 \cdot 50}{0,8095 \cdot 50 \cdot 9,32} = 2,67 \text{ cm}$$

Der Momentenwiderstand kann wie folgt berechnet werden:

$$M_{Rm} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cm} \cdot (d - 0,416 \cdot x) \quad (5.1)$$

$$M_{Rm} = 0,8095 \cdot 2,67 \cdot 50 \cdot 9,32 \cdot (36 - 0,416 \cdot 2,67) \cdot \frac{1}{100} = 350,8 \text{ kNm}$$

5.1.4.2 Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$

Der Querkraftwiderstand wurde nach ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 6.2.2 [24] für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ermittelt. Die dazu notwendigen Parameter berechnen sich wie folgt:

$$C_{Rm,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,75 \leq 2,00$$

5 ANALYTISCHE AUSLEGUNG DER VERSUCHSKÖRPER

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{20,1}{50 \cdot 36} = 0,011 \leq 0,02$$
$$\sigma_{cp} = 0$$

Da die Materialkennwerte des zusammengesetzten Querschnitts stark voneinander abweichen, wird die Querkrafttragfähigkeit mit der mittleren Druckfestigkeit des Alt- und Neubetons berechnet. Sie ergibt sich somit zu

$$V_{Rm,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.2)$$

$$V_{Rm,c,neu} = [0,18 \cdot 1,75 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 43)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 360 \cdot \frac{1}{1000} = 205,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rm,c,alt} = [0,18 \cdot 1,75 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 93,2)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 360 \cdot \frac{1}{1000} = 266 \text{ kN}$$

5.2 Auslegung der vorgespannten Versuchskörper

5.2.1 Querschnittswerte der vorgespannten Versuchskörper

Bei der Berechnung der Querschnittswerte der vorgespannten Versuchskörper wird für den dynamischen Versuch auf die Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten verzichtet, da sich in Feldmitte ein reiner Neubetonquerschnitt befindet. Abbildung 5.2 zeigt den zusammengesetzten Querschnitt der vorgespannten Versuchskörper.

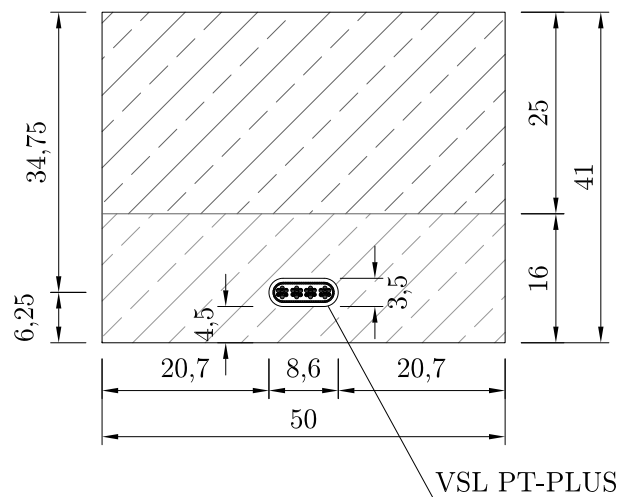


Abbildung 5.2: Querschnitt der vorgespannten Versuchskörper

Tabelle 5.5: Berechnungsparameter für die Ermittlung der Querschnittswerte in Feldmitte

Beton:			
Höhe Aufbetonschicht	h_{auf}	16	cm
Höhe Altbetonschicht	h_{alt}	25	cm
Verhältnis der Elastizitätsmoduln Beton	α_c	0,85	
Spannglied:			
Spannstahlquerschnitt 4 Litzen	A_p	6,0	cm ²
Breite Hüllrohr	b_H	8,6	cm
Höhe Hüllrohr	h_H	3,5	cm
Abstand untere Randfaser zu Hüllrohrmittelpunkt	e_p	6,25	cm
Verhältnis der Elastizitätsmoduln Beton zu Spannstahl	α_p	5,86	

Tabelle 5.6: Querschnittswerte für Feldmitte

Bruttoquerschnittswerte:			
Fläche des vollen Betonquerschnitts	A_c	2050	cm ²
Abstand Schwerlinie zur oberen Randfaser	$z_{c,o}$	20,5	cm
Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts	I_c	287171	cm ⁴
Nettoquerschnittswerte:			
Fläche des Nettoquerschnitts	A_n	2220	cm ²
Abstand Schwerlinie netto zum Schwerpunkt Hüllrohr	$z_{n,H}$	14,5	cm
Flächenträgheitsmoment des Nettoquerschnitts	I_n	280968	cm ⁴
Ideelle Querschnittswerte:			
Fläche des ideellen Querschnitts	A_i	2300	cm ²
Abstand Schwerlinie netto zum Schwerpunkt Hüllrohr	$z_{i,p}$	14,1	cm
Flächenträgheitsmoment des ideellen Querschnitts	I_i	293008	cm ⁴

5.2.2 Berechnung der effektiven Vorspannkraft

Als Spannverfahren wurde eine Vorspannung im nachträglichen Verbund gewählt. Dies bedeutet, dass nach Aufbringen der gesamten Vorspannkraft Zementmörtel in die Spannkanäle eingepresst wird, um somit eine Verbundwirkung sowie einen Korrosionsschutz des Spannstahls zu erhalten. Diese Ausführungsform der Vorspannung hat folgende Spannkraftverluste zur Folge:

- Verluste infolge von Reibung

5 ANALYTISCHE AUSLEGUNG DER VERSUCHSKÖRPER

- Verluste infolge des Keileinzugs
- Verluste infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens von Beton und Spannstahl: Schwinden und Kriechen des Betons und Relaxation des Spannstahls

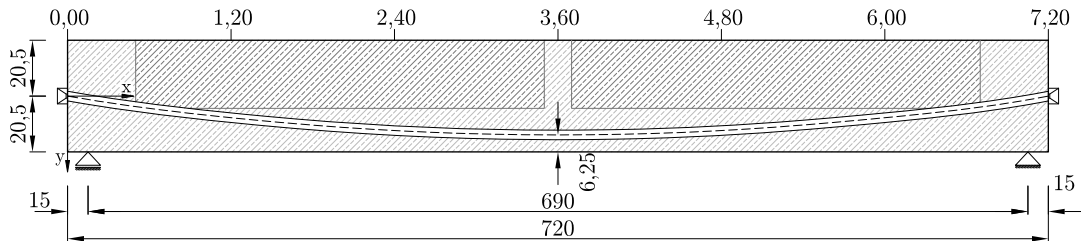


Abbildung 5.3: Spanngliedführung und statisches System (Darstellung doppelt überhöht)

Die Spannkraft wurde an der Stelle 0,00 m (Abbildung 5.3) einseitig aufgebracht. Die Spanngliedführung weist einen parabelförmigen Verlauf auf und kann durch folgende Funktion beschrieben werden:

$$f(x) = \frac{19}{1729} \cdot x^2 - \frac{19}{240} \cdot x$$

Der Scheitel befindet sich in Trägermitte, Anfang und Ende des Spannglieds befinden sich jeweils im Schwerpunkt des Versuchskörpers. Die zeitabhängigen Verluste wurden anhand der Formeln aus ÖNORM EN 1992-1-1 [24] für den Zeitpunkt $t = 180$ d berechnet. Dieser Zeitpunkt entspricht in etwa dem Versuchsbeginn der vorgespannten Versuchskörper. Auf eine genaue Beschreibung des Rechengangs wird verzichtet. Es werden lediglich die maßgebenden Werte an einigen ausgewählten Stellen in Tabelle 5.7 zusammengefasst.

Tabelle 5.7: Zusammenfassung der Vorspannverluste und der effektiven Vorspannkraft

x	y	P_{Reibung}	$P_{\text{Keileinzug}}$	ΔP_{c+s+r}	P_{eff}
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0,00	0,000	800,00	677,4	71,5	605,9
1,20	-0,079	796,1	681,3	79,5	601,8
2,40	-0,127	792,3	685,1	91,7	593,4
3,60	-0,143	788,4	689,0	97,1	591,9
4,80	-0,127	784,6	692,8	92,2	600,6
6,00	-0,079	780,8	696,6	80,3	616,3
7,20	0,000	777,0	700,4	72,3	628,1

5.2.3 Ermittlung der Belastung für den dynamischen Versuch

Das statische System (Abbildung 5.3) entspricht einem Träger auf zwei Stützen, bei welchem sämtliche Belastungen in Feldmitte aufgebracht werden. Die Querschnittsabmessungen können Abbildung 5.2 entnommen werden. Die Auslegung der vorgespannten Versuchskörper erfolgte unter der Bedingung, dass während des dynamischen Versuchs im gesamten Querschnitt keine Zugspannungen auftreten. Die Zugfestigkeit des Betons soll als Reserve gelten und wird daher in der Auslegung nicht angesetzt.

5.2.3.1 Ermittlung der Betonspannungen

Spannungen aufgrund des Eigengewichts

Die Größe des Eigengewichts wird von Abschnitt 5.1.2.1 übernommen. Das Biegemoment in Feldmitte infolge des Eigengewichts beträgt

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{5,13 \cdot 6,9^2}{8} = 30,5 \text{ kNm}$$

Die Betonspannungen ergeben sich somit zu

$$\sigma_{g,u} = -\sigma_{g,o} = \frac{M_g}{I_c} \cdot z_c = \frac{3050}{287171} \cdot 20,5 = 0,218 \text{ kN/cm}^2 = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Spannungen aufgrund der Vorspannung

Die Vorspannkraft in Feldmitte beträgt nach Abzug sämtlicher Verluste

$$P_{eff} = 591,9 \text{ kN}$$

Daher ergeben sich die Spannungen aus Vorspannung zu

$$\sigma_{p,o} = -\frac{591,9}{2020} - \frac{591,9 \cdot 14,5}{280968} (-41 + 14,5 + 6,25) = 0,33 \text{ kN/cm}^2 = 3,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,u} = -\frac{591,9}{2020} - \frac{591,9 \cdot 14,5}{280968} (14,5 + 6,25) = -0,92 \text{ kN/cm}^2 = -9,2 \text{ N/mm}^2$$

Daraus resultieren folgende Betonspannungen

$$\sigma_{c,o} = \sigma_{g,o} + \sigma_{p,o} = -2,2 + 3,3 = 1,1 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{komp}$$

$$\sigma_{c,u} = \sigma_{g,u} + \sigma_{p,u} = +2,2 - 9,3 = -7,1 \text{ N/mm}^2$$

5.2.3.2 Ermittlung der Kompensationslast und Mittellast

Die Vorspannung hat zur Folge, dass in der oberen Randfaser eine Zugspannung auftritt. Durch Aufbringen einer Kompensationslast soll diese Zugspannung "kompensiert" werden. Aufgrund der Mittellast soll der Versuchskörper in weiterer Folge vollständig überdrückt werden. Somit erhält man eine Kompensationslast von

$$M_{komp} = \sigma_{komp} \cdot W_{id} = \frac{0,11 \cdot 293007,7}{(41 - 14,1 - 6,25)} \cdot \frac{1}{100} = 15,2 \text{ kNm}$$

$$F_{komp} = \frac{4 \cdot M_{komp}}{l} = \frac{4 \cdot 15,2}{6,9} = 8,8 \text{ kN}$$

Die Masse des Versuchsaufbaus (Unwuchterreger, Querträger, hydraulische Pressen usw.) wird mit $m_{Auf} = 1200 \text{ kg} \approx 12 \text{ kN}$ angenommen. Aufgrund dieser Masse wird die Kompensationslast bereits durch diese aufgebracht. Die Größe der statischen Mittellast beruht auf der Annahme, dass die in der unteren Randfaser wirkende Druckspannung durch eine Einzelkraft auf die Hälfte reduziert wird. Aus dieser Bedingung ergibt sich die Mittellast zu

$$M_m = \sigma_m \cdot W_{id} = \frac{(0,71 - 0,11)}{2} \cdot \frac{293007,7}{(14,1 + 6,25)} \cdot \frac{1}{100} = 43,2 \text{ kNm}$$

$$F_m = \frac{4 \cdot M_m}{l} = \frac{4 \cdot 43,2}{6,9} = 25,1 \text{ kN}$$

5.2.3.3 Ermittlung der dynamischen Belastung

Aufgrund der Mittelast kann für den dynamischen Versuch noch folgendes Biegemoment aufgebracht werden, sodass im gesamten Querschnitt keine Zugspannung entsteht:

$$\Delta M = \Delta \sigma \cdot W_{id} = \pm 43,2 \text{ kNm}$$

Die Beschleunigung a um dieses Moment zu erzeugen erhält man wie in Abschnitt 5.1.2.2 durch

$$\Delta M = \frac{m_{Träger} \cdot a \cdot l^2}{\pi^2} + \frac{m_{Aufbau} \cdot a \cdot l}{4}$$

$$\pm 43,2 = \frac{0,513 \cdot a \cdot 6,9^2}{\pi^2} + \frac{1,2 \cdot a \cdot 6,9}{4} \rightarrow a = \pm 9,6 \text{ m/s}^2$$

Die Querkraft an den Auflagern beträgt

$$\Delta Q = \frac{m_{Träger} \cdot a \cdot l}{\pi} + \frac{m_{Aufbau} \cdot a}{2} = \pm \frac{0,513 \cdot 9,6 \cdot 6,9}{\pi} \pm \frac{1,2 \cdot 9,6}{2} = \pm 16,6 \text{ kN}$$

Somit ergibt sich in Feldmitte eine Schwingbreite zu

$$\Delta F = 4 \cdot 16,6 = 66,4 \text{ kN}$$

5.2.4 Ermittlung der Eigenfrequenz

Die Eigenfrequenz des vorgespannten Versuchskörpers wird nur für den Zustand I berechnet, da im Idealfall die Zugfestigkeit des Betons während des dynamischen Versuchs nicht erreicht wird. Die verwendeten Formeln sind im Unterabschnitt 3.3.1 angeführt. Tabelle 5.8 zeigt eine Zusammenfassung der Eigenfrequenzberechnung der vorgespannten Versuchskörper.

Tabelle 5.8: Bestimmung der Eigenfrequenz für Zustand I

			Zustand I
Ersatzmasse	m^*	[kg]	2968
Ersatzfedersteifigkeit	k^*	[kN/cm]	162,2
Eigenkreisfrequenz	ω_0	[rad/s]	73,9
Eigenfrequenz	f_0	[Hz]	11,77

5.2.5 Ermittlung des Querschnittswiderstands

5.2.5.1 Elastisches Grenzmoment M_{el}

Das elastische Grenzmoment ist jenes Biegemoment, bei dem die Zugfestigkeit in der unteren Betonrandfaser erreicht wird. Es ergibt sich an der Lasteinleitungsstelle $x = +2,0 \text{ m}$ des statischen Versuchs unter Berücksichtigung der ideellen Querschnittswerte und der effektiven Vorspannkraft $P_{eff} = 613,7 \text{ kN}$ zum Zeitpunkt $t = 180 \text{ d}$ zu

$$M_{el} = \left(\frac{P_{eff}}{A_i} + \frac{P_{eff} \cdot z_{i,p}}{W_{c,id}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id}$$

$$M_{el} = \left(\frac{613,7}{2476,2} + \frac{613,7 \cdot 11,02}{15356,3} + 0,32 \right) \cdot 15356,3 \cdot \frac{1}{100} = 154,8 \text{ kNm}$$

5.2.5.2 Momentenwiderstand M_{Rm}

Der Querschnittswiderstand für Biegebeanspruchung wird an der Lasteinleitungsstelle $x = +2,0$ m des statischen Versuchs (siehe 6.3.3) bestimmt, da dort das maximale Biegemoment auftreten wird. Die Vordehnung des Spannstahls ergibt sich aus der effektiven Vorspannkraft an der maßgebenden Stelle $P_{eff} = 613,7$ kN zu

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{613,7}{6 \cdot 19920} \cdot 1000 = 5,13\text{‰}$$

Die Fließdehnung des Spannstahls kann folgendermaßen ermittelt werden:

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_p}{E_p} = \frac{1658}{199200} \cdot 1000 = 8,32\text{‰}$$

Daraus resultiert eine Dehnungsreserve des Spannstahls, bis er zu fließen beginnt, von:

$$\varepsilon_p^{(1)} = \varepsilon_{py} - \varepsilon_p^{(0)} = 8,32 - 5,13 = 3,19\text{‰}$$

Die Bruchdehnung des Betons beträgt $\varepsilon_{cu} = 2,8\text{‰}$. Somit ergibt sich die maximale Druckzonenhöhe zu

$$x_{lim,p} = \frac{d_p \cdot \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p^{(1)}} = \frac{30,35 \cdot 2,8}{2,8 + 3,19} = 14,13 \text{ cm}$$

Die Teilsicherheitsfaktoren auf der Materialseite werden nicht angesetzt. Nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm des Betons bekommt man dadurch eine Druckzonenhöhe von:

$$x = \frac{A_p \cdot f_p}{0,8095 \cdot b \cdot f_{cm}} = \frac{6 \cdot 165,8}{0,8095 \cdot 50 \cdot 9,05} = 2,72 \text{ cm} \leq x_{lim,p}$$

Somit ergibt sich der Querschnittswiderstand zu

$$M_{Rm} = 0,8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cm} \cdot (d_p - 0,416 \cdot x)$$

$$M_{Rm} = 0,8095 \cdot 2,72 \cdot 50 \cdot 9,05 \cdot (30,35 - 0,416 \cdot 2,72) \cdot \frac{1}{100} = 290,7 \text{ kNm}$$

5.2.5.3 Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$

Der Querkraftwiderstand wurde nach ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 6.2.2 [24] für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung an der Lasteinleitungsstelle für den statischen Versuch der vorgespannten Versuchskörper ermittelt. Die

5 ANALYTISCHE AUSLEGUNG DER VERSUCHSKÖRPER

dazu notwendigen Parameter berechnen sich wie folgt:

$$C_{Rm,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,18$$

$$k_1 = 0,15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{303,5}} = 1,81 \leq 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{6}{50 \cdot 36} = 0,0027 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{610,8}{2240} \cdot 10 = 2,73 \text{ N/mm}^2$$

Der Querkraftwiderstand ergibt sich unter Berücksichtigung der Festigkeitswerte des Alt- und Neubetons zu

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.3)$$

$$V_{Rm,c,neu} = \left[0,18 \cdot 1,81 \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 43)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,73 \right] \cdot 500 \cdot \frac{303,5}{1000} = 173,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rm,c,alt} = \left[0,18 \cdot 1,81 \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 90,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,73 \right] \cdot 500 \cdot \frac{303,5}{1000} = 205 \text{ kN}$$

6 Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung

6.1 Dehnungsmessungen

6.1.1 Durchführung der Messung

Im Zeitraum zwischen der Herstellung der Versuchskörper und der Versuchsdurchführung wurden mittels eines Setzdehnungsmessers die Dehnungen an verschiedenen Messtellen (siehe Abbildung 6.1) gemessen. Die Messgenauigkeit des Setzdehnungsmessers liegt dabei im 0,01 mm Bereich. Die Messpunkte wurden zu einem Zeitpunkt aufgeklebt, wo der Versuchskörper bereits mit seinem Eigengewicht belastet war. Daher scheinen die Dehnungen aufgrund des Eigengewichts im Messergebnis nicht auf. Die Messung fand im Zeitraum von 5 bis 133 Tage nach Herstellung der Versuchskörper statt, da im Anschluss die dynamischen und statischen Versuche stattfanden. Ziel dieser Messung war es, die Dehnungen infolge von Kriechen, Schwinden und Vorspannung zu bestimmten Zeitpunkten messtechnisch zu erfassen und somit die zeitliche Entwicklung der Dehnungen abzubilden. Die erste Messung erfolgte fünf

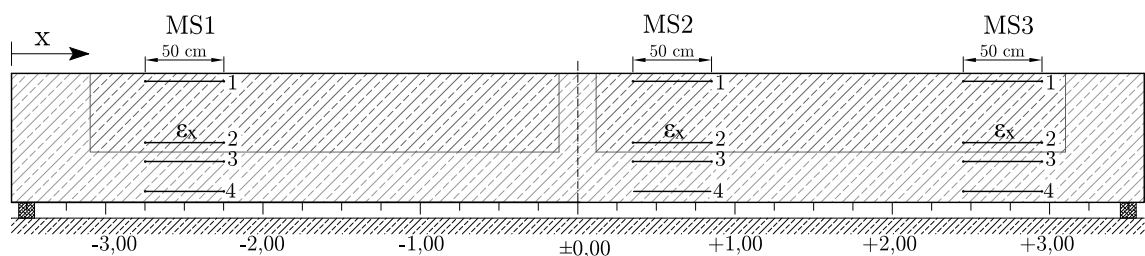


Abbildung 6.1: Messpunkte der Dehnungsmessung (Darstellung doppelt überhöht)

Tage nach der Herstellung der Versuchskörper und diente als Referenzmessung. Bei jeder weiteren Messung konnte somit eine Änderung der Ausgangslänge Δl ermittelt werden. Die Ausgangslänge wurde mit $l_0 = 500 \text{ mm}$ (=Abstand zweier Messpunkte) gewählt und es ergab sich somit die Dehnung in Trägerlängsrichtung zu jedem

Messzeitpunkt zu

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta l}{l_0} = \frac{\Delta l [\text{mm}]}{500} \cdot 1000 [\%]. \quad (6.1)$$

6.1.2 Auswertung und Interpretation der Messung

Abbildung 6.2 zeigt den zeitlichen Verlauf der Verzerrungen in Feldmitte am unteren Rand der Neubetonschicht für alle vier Versuchskörper. Dieser zeigt deutlich den Unterschied zwischen der Ausführung mit schlaffer Bewehrung bzw. Vorspannung.

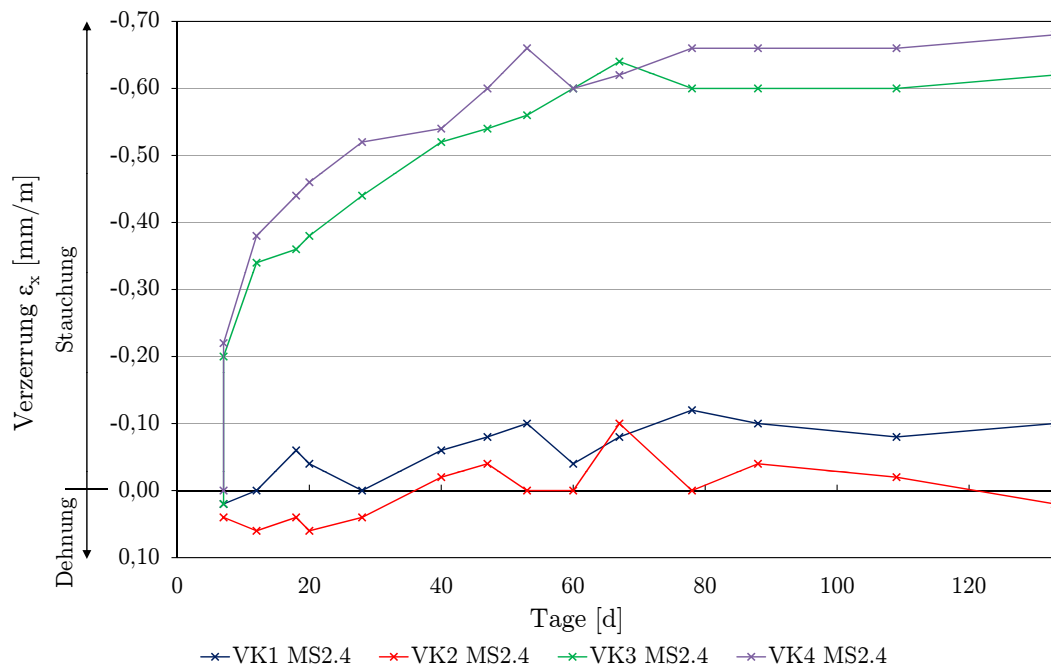


Abbildung 6.2: Zeitlicher Verlauf der Dehnung in Feldmitte am unteren Rand der Neubetonschicht

Der zu Beginn stattfindende senkrechte Zuwachs der Stauchung bei den Versuchskörpern 3 und 4 ist auf die Einbringung der Vorspannkraft zurückzuführen. Es sei hier angemerkt, dass nicht die vollständige Dehnung infolge der Vorspannung berücksichtigt wird, da bereits nach einem Tag ein Teil der Vorspannung aufgebracht wurde um somit ungünstigen Schwindrissen entgegenzuwirken. Im weiteren zeitlichen Verlauf ist ein kontinuierlicher Anstieg der Stauchung bis ca. 80 Tage nach der Herstellung zu erkennen. Danach bleibt die Stauchung bis zum Ende der Messung nahezu konstant. Der anfängliche Anstieg lässt sich durch das zeitabhängige Materialverhalten des Betons erklären: Aufgrund der exzentrischen Spannliedlage wurde ein negatives Biegemoment eingebracht, welches sich in einer Druckbeanspruchung in der untenliegenden Neubetonschicht äußerte. Diese Druckbeanspruchung neigt zum Kriechen,

welches ein stetiges Ansteigen der Stauchung zur Folge hat. Das zeitabhängige Verhalten des Schwindens ist bei den vorgespannten Versuchskörpern kaum erkennbar, da die frisch aufgetragene Neubetonschicht vollständig überdrückt ist. Betrachtet man nur den Vorgang des Schwindens, möchte sich die Neubetonschicht zusammenziehen (Abschnitt 2.2). Dies wird durch den Altbeton aber teilweise behindert, wodurch der Altbeton einer Zugspannung ausgesetzt wird. Diese Zugspannung hat eine Dehnung zur Folge, deren Größenordnung in Abbildung 6.2 aber nicht ablesbar ist.

Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern 1 und 2 fehlt der Effekt der Vorspannung. Der zeitliche Verlauf der Dehnung zeigt keinen eindeutigen Trend. Die Größenordnung der gemessenen Werte liegt im Bereich der Messgenauigkeit und ist bedeutend geringer, als die der vorgespannten Versuchskörper. Die wesentlichen Einflüsse bei den schlaff bewehrten Prüfkörpern ergeben sich wiederum aus dem zeitabhängigen Materialverhalten des Betons. Die Dehnungen aufgrund des Eigengewichts werden zwar nicht berücksichtigt, jene aus dem dadurch entstandenen Kriechen jedoch schon. In den ersten 80 Tagen konnte eine Zunahme der Stauchung vernommen werden. Gegen Ende der Messung tendiert die Kurve eher in Richtung Dehnung. Dies könnte eventuell darin begründet sein, dass sich der Versuchskörper ähnlich der Wirkung der Vorspannung zu Beginn der Messung infolge des Schwindens leicht nach oben verformt, wodurch in der unteren Randfaser eine geringe Stauchung entsteht. In weiterer Folge resultiert aus dem Kriechen des Eigengewichts eine Tendenz in Richtung Dehnung.

Abbildung 6.3 zeigt den zeitlichen Verlauf der Verzerrung in Trägerlängsrichtung an der Oberseite der Altbetonschicht in Feldmitte. Bei dem vorgespannten Versuchskörper 4 ist eine Zunahme der Dehnung mit der Zeit erkennbar. Wie zu erwarten war, tritt an der Oberseite infolge der exzentrischen Spannangliedführung eine Zugbeanspruchung auf. Wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, hat der Altbeton die zeitabhängigen Prozesse des Kriechens und Schwindens bereits abgeschlossen. Da aber die Neubetonschicht infolge der Vorspannung kriecht (siehe Abbildung 6.2), wird dem Altbeton eine Kriechverformung aufgezwungen. Wie schon bereits bei Abbildung 6.2 ersichtlich, lässt sich bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern 1 und 2 schwer eine Aussage treffen, da kein eindeutiger Trend erkennbar ist. Die gemessenen Werte befinden sich im Bereich der Messgenauigkeit und lassen daher keine exakten Rückschlüsse zu.

Der Temperatureinfluss spielte während des gesamten Messzeitraums nur eine untergeordnete Rolle, da die Temperatur im Labor nahezu konstant in einem Bereich zwischen 17 - 20 °C blieb. Die Luftfeuchtigkeit schwankte zwischen 40 und 50 % und kann daher ebenso als relativ konstant angesehen werden.

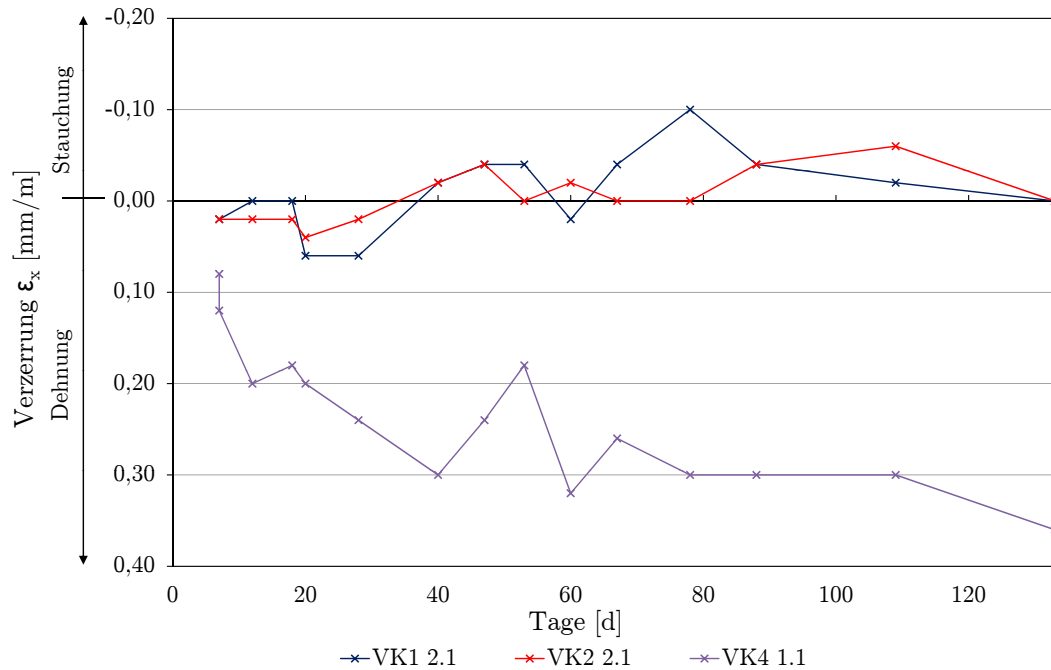


Abbildung 6.3: Zeitlicher Verlauf der Verzerrung im Randbereich an der Oberseite des Altbetons

6.2 Dynamische Versuche

6.2.1 Versuchsdurchführung

Der Ermüdungsversuch wurde bei allen vier Versuchskörpern identisch durchgeführt, wodurch die Ergebnisse sehr gut miteinander verglichen werden können: Nach dem Aufbau der Versuchskörper (siehe Anhang C) und der Anbringung der Messtechnik (siehe Anhang D) wurde mittels der hydraulischen Pressen die statische Mittellast, welche in Kapitel 5 ermittelt wurde, aufgebracht. Diese Belastung hatte den Zweck, dass während des dynamischen Versuchs kein Abheben des Versuchskörpers von den Auflagern auftreten konnte. Danach erfolgte der Schwingvorgang mit zwei Millionen Lastwechseln, dessen Dauer frequenzabhängig war (siehe Tabelle 6.2). Die Dauerschwingversuche konnten ohne Unterbrechnung durchgeführt werden. Dies brachte einen erheblichen Vorteil für die Versuchsauswertung. Nach Beendigung des dynamischen Versuchs erfolgte die Dokumentation etwaiger entstandener Risse (siehe Anhang E).

6.2.2 Auswertung und Interpretation

6.2.2.1 Frequenzverlauf

Abbildung 6.4 zeigt den Frequenzverlauf während des Ermüdungsversuchs. Aus dem Verlauf der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2 kann man erkennen, dass die Frequenz kontinuierlich abnahm. Die Prüfkörper befanden sich nach Aufbringen der Mittellast bereits im gerissenen Zustand. Der Rissfortschritt hatte einen stetigen Abfall der Biegesteifigkeit zur Folge, welcher sich durch eine immer geringer werdende Frequenz äußerte.

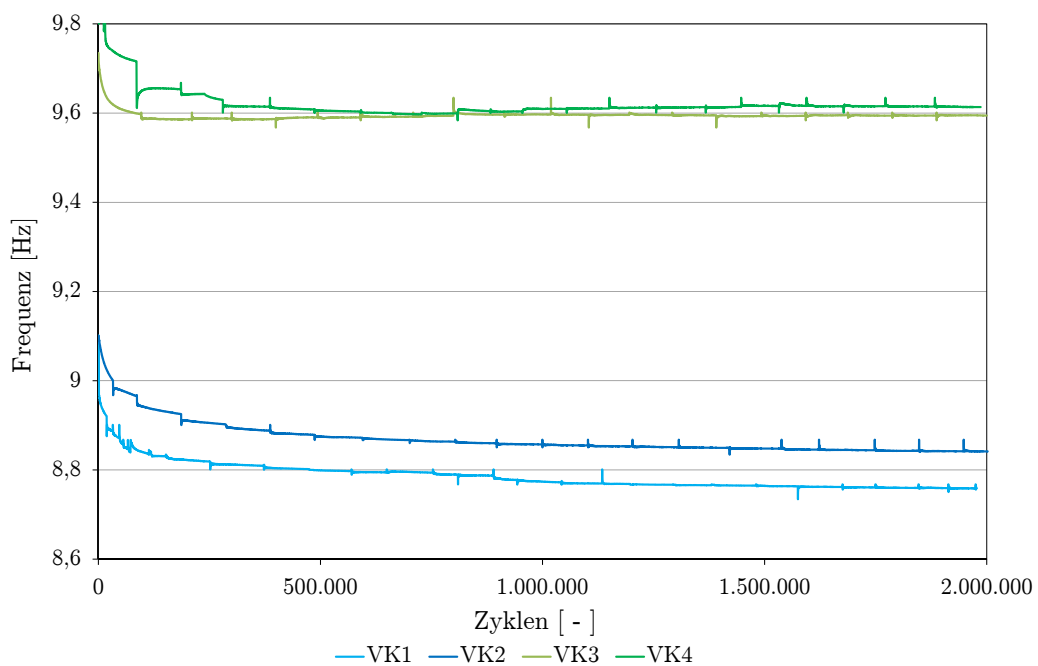


Abbildung 6.4: Frequenzverlauf aller Versuchskörper während des dynamischen Versuchs

Bei den vorgespannten Versuchskörpern 3 und 4 blieb die Frequenz nahezu konstant. Dies lässt auf eine gleichbleibende Biegesteifigkeit während des dynamischen Versuchs schließen. Da auch keine Risse während des Versuchs entstanden, kann davon ausgegangen werden, dass die Versuchskörper mit Vorspannung im Zustand I blieben.

6.2.2.2 Auflagerreaktionen und Beschleunigungen

Die Summe der Auflagerreaktionen infolge der Ober- bzw. Unterlast konnte während des Versuchs aufgrund der Regelung des Unwuchterregers bei allen vier Versuchskörpern

pern konstant gehalten und gemäß Kapitel 5 auch in der vorgesehenen Größenordnung aufgebracht werden.

Die Messung der Beschleunigungen sollte dazu dienen, das dem Versuch zugrunde liegende Modell, bestätigen zu können. Die gemessenen vertikalen Beschleunigungen können Tabelle 6.1 entnommen werden.

Tabelle 6.1: Ergebnisse der Beschleunigungsmessung

Versuchskörper	Lage	a_{max} [m/s^2]	a_{min} [m/s^2]	Δa [m/s^2]
VK1	Auflager	0,60	-0,82	1,42
	Mitte	13,76	-13,72	27,48
VK2	Auflager	0,13	-0,28	0,41
	Mitte	11,62	-15,80	27,42
VK3	Auflager	0,58	-0,56	1,14
	Mitte	12,60	-12,51	25,11
VK4	Auflager	1,20	-0,89	2,09
	Mitte	12,83	-12,81	25,64

Die gemessenen Beschleunigungen sind etwas höher, als in der analytischen Auslegung (Kapitel 5) ermittelt. Dies bedeutet, dass eine höhere Beschleunigung von Nöten war um die gewünschte Belastung zu erreichen. Dies könnte eventuell daran liegen, dass die Massen des Versuchsaufbaus zu hoch angenommen wurden.

6.2.2.3 Vertikalverformung

Abbildung 6.5 zeigt den Verlauf der Durchbiegungen in der Feldmitte während des Ermüdungsversuchs. Die Vertikalverformungen, welche in Auflagernähe gemessen wurden, sind für die Versuchsauswertung nicht von Relevanz. Tabelle 6.2 beinhaltet die wesentlichsten Ergebnisse der Durchbiegungsmessung und die Dauer der einzelnen dynamischen Versuche. Die schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2 wiesen eine deutlich größere Vertikalverformung auf, welche sich auf die Tatsache zurückzuführen lässt, dass sie sich bereits zu Beginn des dynamischen Versuchs in einem gerissenen Zustand befanden und daher eine wesentlich geringere Biegesteifigkeit als die vorgespannten Prüfkörper besaßen.

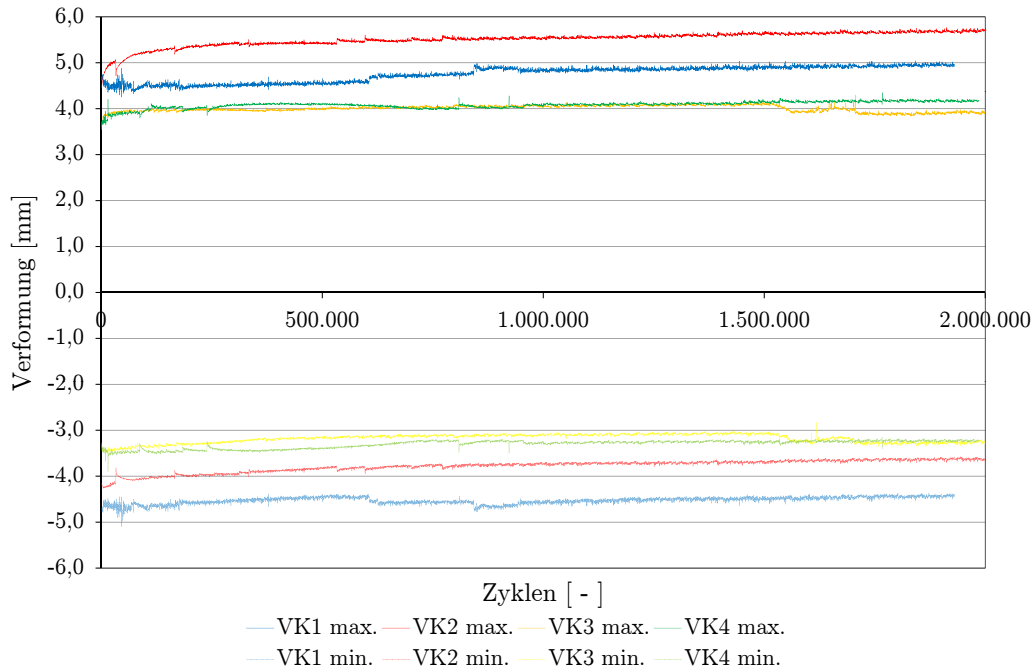


Abbildung 6.5: Vertikale Verformung aller Versuchskörper in Feldmitte

Tabelle 6.2: Maximale vertikale Verformung in Feldmitte während der Oberlast (Wegaufnehmer S2 und S3) und Dauer des Schwingvorgangs

Versuchskörper	Versuchsdauer [h]	δ_{Anfang} [mm]	δ_{Ende} [mm]	$\Delta\delta$ [mm]
VK1	63,4	4,543	5,349	0,806
VK2	62,7	4,424	5,701	1,277
VK3	57,9	3,543	4,025	0,483
VK4	55,1	3,577	4,135	0,558

Des Weiteren ist die Differenz zwischen Anfangs- und Endverformung bei den Versuchskörpern mit Edelstahlbewehrung größer als bei jenen mit Vorspannung. Dies kann damit erklärt werden, dass im Laufe des Versuchs ein gewisser Rissfortschritt auftrat und die Biegesteifigkeit dadurch kontinuierlich sank. Dies führte zwangsläufig zu einer Zunahme der Durchbiegung. Einen nicht vernachlässigbaren Anteil an der Zunahme der Vertikalverformung hat bei allen Versuchskörpern jener aus dem Kriechen des Betons. Ob auch ein gewisser Anteil durch eine Ermüdung des Betons bzw. der Verbundfuge herrührt, lässt sich nur vermuten.

6.2.2.4 Verschiebungen entlang der Verbundfuge

Horizontale Relativverschiebungen

Abbildung 6.6 und 6.7 zeigen exemplarisch den Verlauf der horizontalen Verschiebungen an verschiedenen Messstellen aller Versuchskörper.

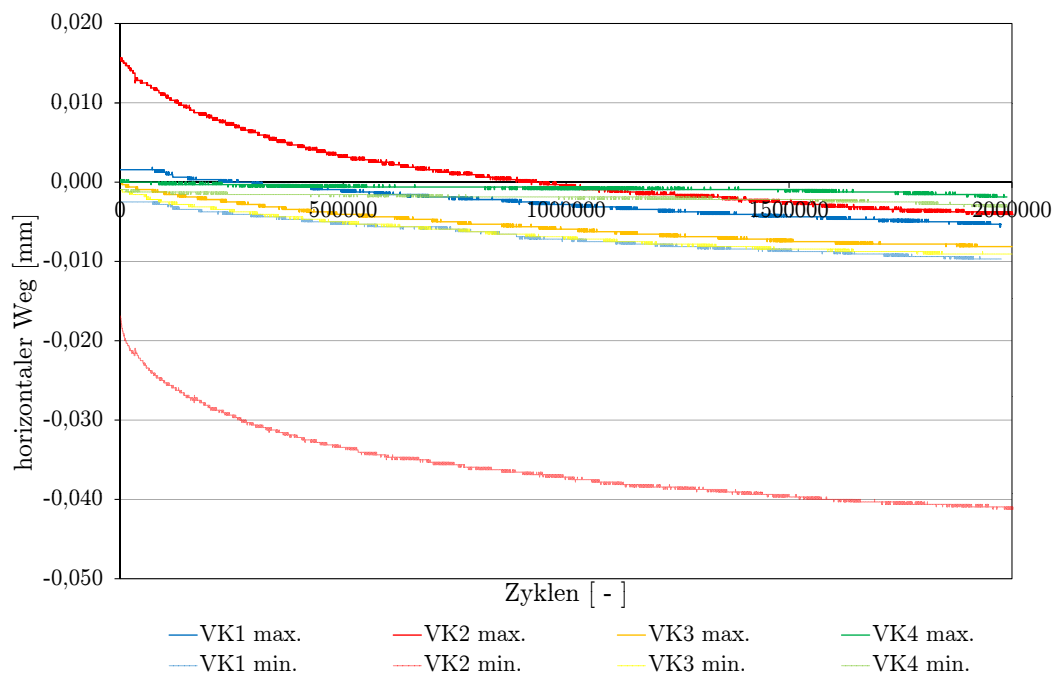


Abbildung 6.6: Horizontale Relativverschiebung an der Stelle $x = 1,0$ m

Sämtliche gemessenen, horizontalen Wege weisen eine kontinuierliche Zunahme auf. Es ist auffällig, dass der nachträglich eingeschnittene Versuchskörper 2 bei allen Messungen die mit Abstand größte Zunahme verzeichnet. Bereits die Anfangsverformung ist an der Stelle $x = 1,0$ m um den Faktor 10 größer als bei den restlichen Versuchskörpern. Ob dies auf eine Schädigung der Verbundfuge zurückgeht, lässt sich schwer deuten, weil die Zunahme sehr gleichmäßig verläuft und keine Sprünge aufweist.

Es muss an dieser Stelle auch angemerkt werden, dass die Wegaufnehmer natürlich auch die Verzerrungen des Querschnitts infolge der Belastung mit messen. Daher lässt sich auch erklären, dass der gemessene Weg zum Auflager hin immer geringer wird. Bei den vorgespannten Versuchskörpern 3 und 4 sowie des schlaff bewehrten Versuchskörpers 1 mit intakter Verbundfuge kann ein Gleiten der Verbundfuge ausgeschlossen werden, da die horizontalen Verschiebungen sehr gering ausfielen. Die Zunahme der

Wege mit der Dauer des Versuchs beruhte vermutlich auf denselben Phänomenen, welche bereits für die Zunahme der Vertikalverformungen verantwortlich waren (siehe Abschnitt 6.2.2.3)

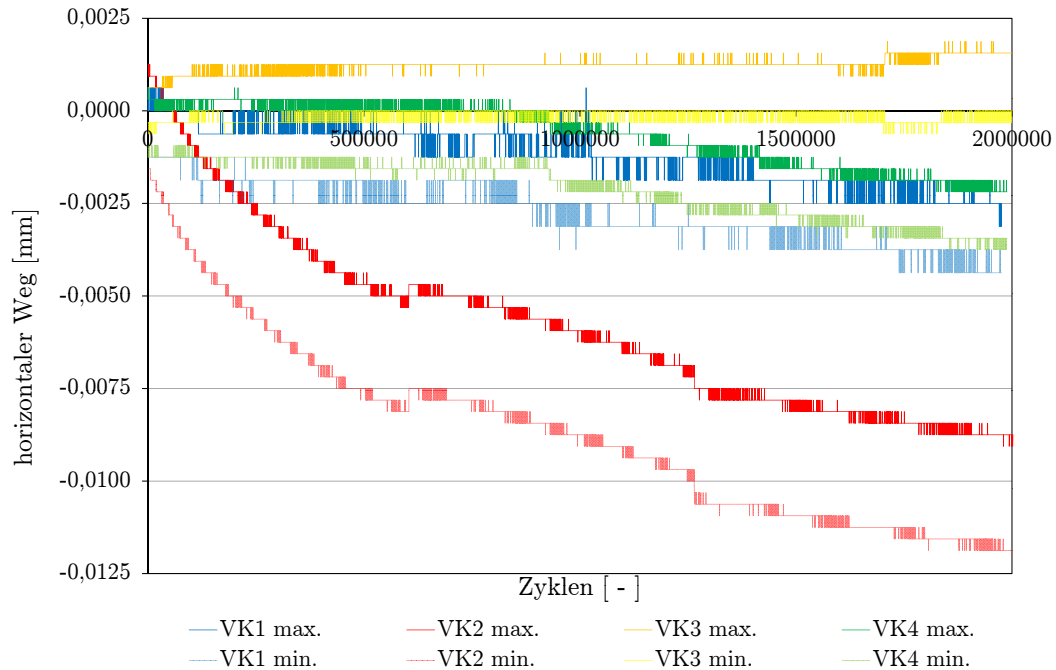


Abbildung 6.7: Horizontale Relativverschiebung an der Stelle $x=3,0\text{m}$

Vertikale Relativverschiebungen

Die vertikalen Verschiebungen in der Verbundfuge wurden im Randbereich und in Feldmitte gemessen. Abbildung 6.8 und 6.9 zeigen die Verläufe der vertikal gemessenen Wege der einzelnen Versuchskörper während des dynamischen Versuchs. An beiden Messstellen traten nur sehr geringe vertikale Verschiebungen entlang der Verbundfuge auf. Die zuvor aufgestellte Hypothese, dass es bei Versuchskörper 2 aufgrund der reduzierten Verbundfläche zu einer Schädigung dieser kommt, wird durch den konstanten Verlauf der Vertikalverschiebung in Feldmitte widerlegt. Lediglich beim vorgespannten Prüfkörper 3 kam es in Feldmitte zu einer deutlicheren Zunahme des vertikal gemessenen Wegs. Eine Begründung dafür kann jedoch nicht gefunden werden, da optisch keine Risse entlang der Verbundfuge feststellbar waren. Es lässt sich aufgrund der vertikal gemessenen Relativverschiebungen prinzipiell feststellen, dass es infolge der dynamischen Belastung zu keiner Schädigung der Verbundfuge kam.

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSAUSWERTUNG

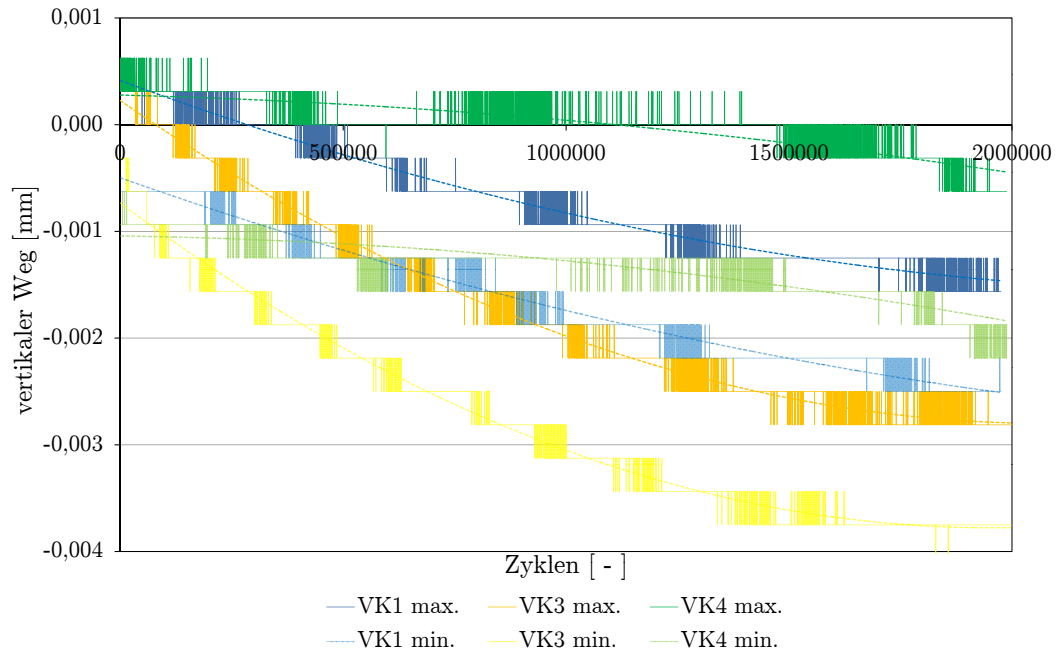


Abbildung 6.8: Vertikale Relativverschiebung in der Verbundfuge am Randbereich ($x=3,00\text{m}$)

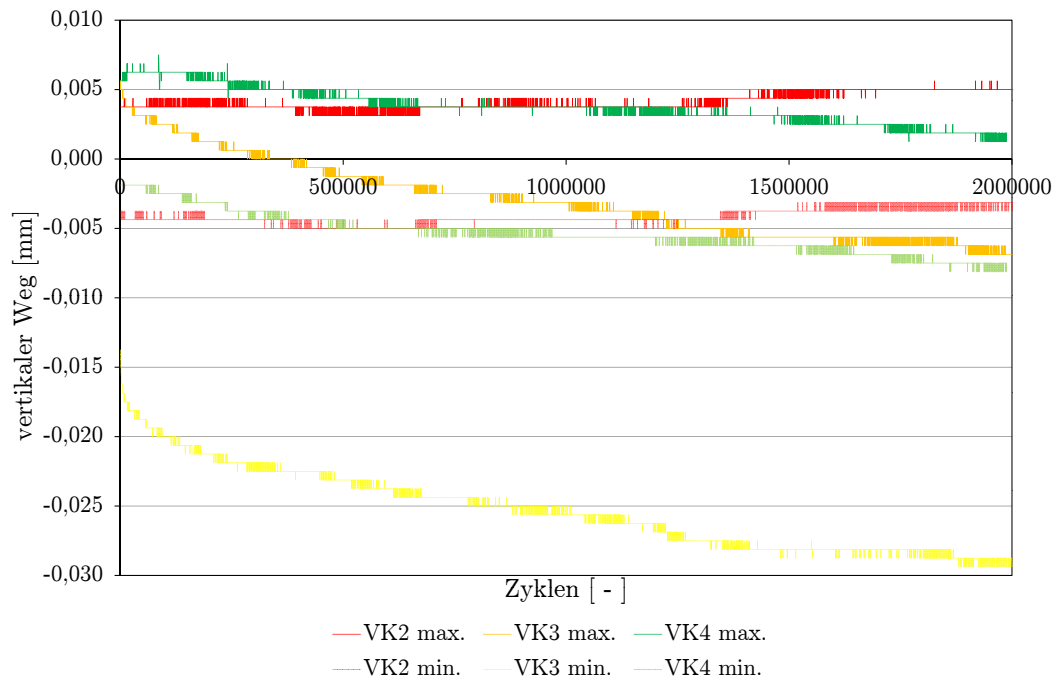


Abbildung 6.9: Vertikale Relativverschiebung in der Verbundfuge in Feldmitte ($x=0,30\text{m}$)

6.2.2.5 Verzerrungen und Krümmungen

Abbildung 6.10 und 6.11 zeigen die Verzerrungsverläufe eines schlaff bewehrten (VK2) und eines vorgespannten Versuchskörpers (VK3) während des Ermüdungsversuchs. Für die Messung der Verzerrungen wurde der Messweg der induktiven Wegaufnehmer mittels CFK-Stäben auf $l_0 = 50$ cm verlängert. Die Längenänderung Δl in Trägerlängsrichtung wurde an der oberen Randfaser, knapp oberhalb der Verbundfuge und auf Höhe des Spannglieds bzw. der Bewehrung gemessen. Die Verzerrung ε_x kann somit mit der Formel 6.1 aus Abschnitt 6.1.1 errechnet werden. Es werden bewusst nicht alle Verläufe dargestellt, da die zwei mit Bewehrung ausgeführten Prüfkörper ähnliche Messergebnisse und Tendenzen aufweisen. Dies gilt auch für die Versuchskörper mit Vorspannung.

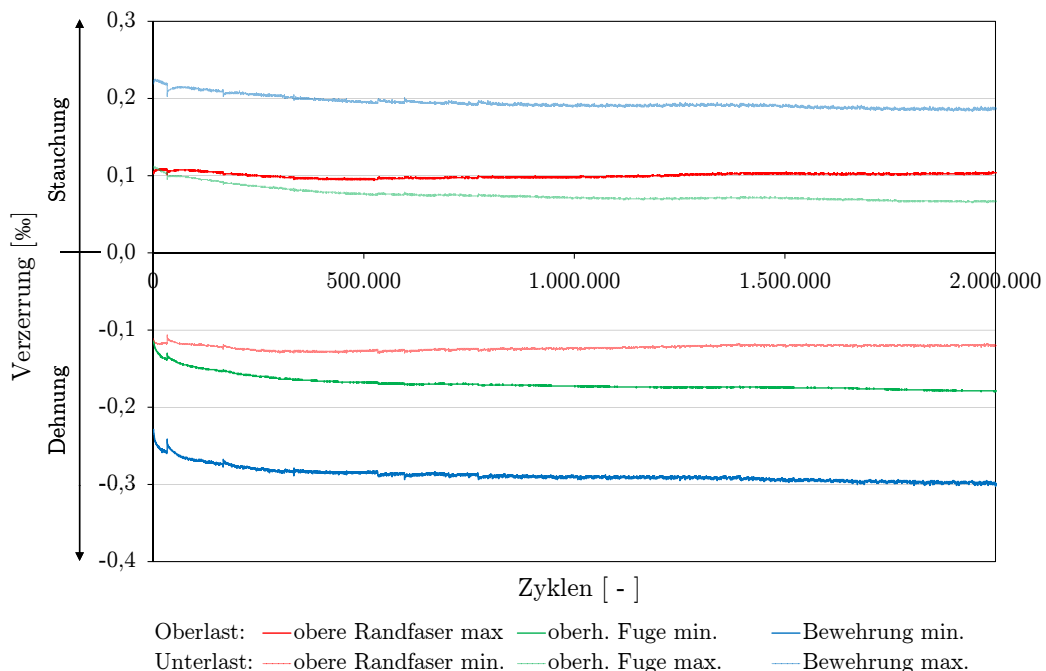


Abbildung 6.10: Verzerrungsverläufe der verschiedenen Messstellen während des Schwingvorganges - VK2

Die Messung der Verzerrungen bei sämtlichen Versuchskörpern bestätigt die bereits zuvor getroffene Erkenntnis, dass es infolge eines Kriechvorgangs und einer eventuell aufgetretenen Ermüdung des Betons zu einer Ab- bzw. Zunahme der Verläufe kam. Die Stauchungen bei Oberlast in der oberen Randfaser (roter Verlauf) weisen nach einer gewissen Einschwingphase einen nahezu konstanten Verlauf auf. Vergleicht man die zu Beginn gemessenen Verzerrungen mit jenen am Ende des Versuchs, so sieht man, dass die Stauchung in der oberen Randfaser leicht abnimmt. Da die Dehnungen

im Zugbereich bei Oberlast aber merklich zunehmen, sollten die Stauchungen ebenso größer werden, was bedeuten würde, dass die beiden Verläufe auseinanderdriften. Warum dies jedoch nicht der Fall ist, kann nicht begründet werden.

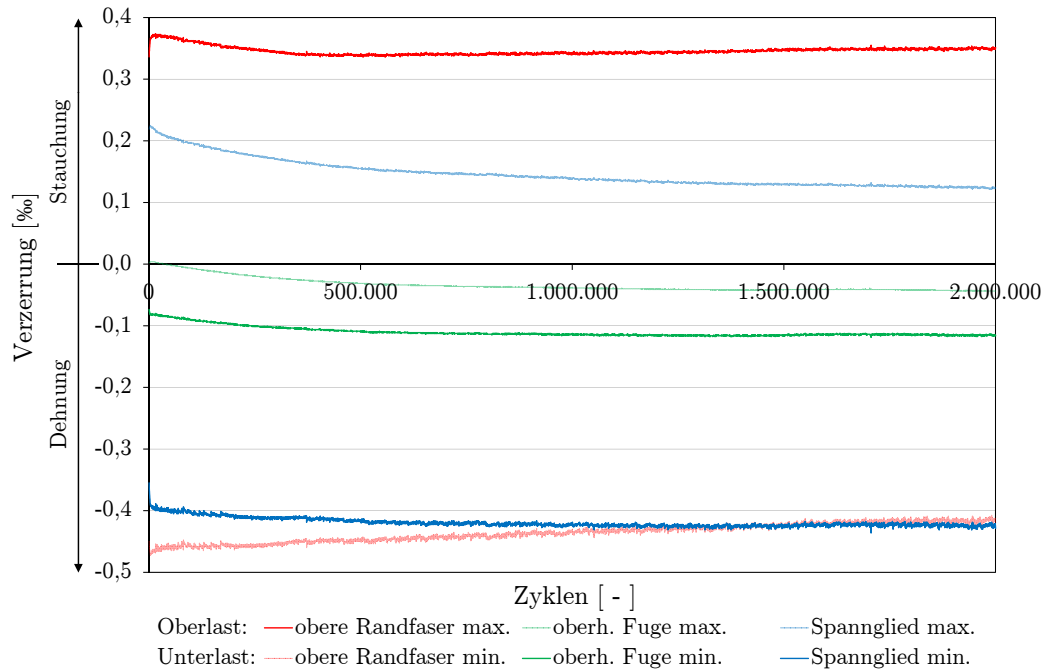


Abbildung 6.11: Verzerrungsverläufe der verschiedenen Messstellen während des Schwingvorganges - VK3

Da der Verzerrungszustand über die Querschnittshöhe bekannt ist, kann aufgrund der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts nun über die gemessenen Dehnungen die Krümmung angegeben werden. Diese Annahme beinhaltet auch, dass die Dehnung ε_x einen linearen Verlauf über den Querschnitt aufweist. Somit ergeben sich die Krümmungen zu

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_d| + |\varepsilon_z|}{h}$$

Abbildung 6.12 zeigt repräsentativ für alle Versuchskörper das Verhältnis der Krümmung der Altbetonschicht zur Krümmung des Gesamtquerschnitts. Da das Krümmungsverhältnis stets in einem Bereich von 1,0 - 1,05 blieb, kann daraus geschlossen werden, dass es zu einer gleichmäßigen Krümmung des zusammengesetzten Querschnitts kam. Der Querschnitt blieb während des Versuchs monolithisch und eine Schädigung der Verbundfuge kann weitgehend ausgeschlossen werden.

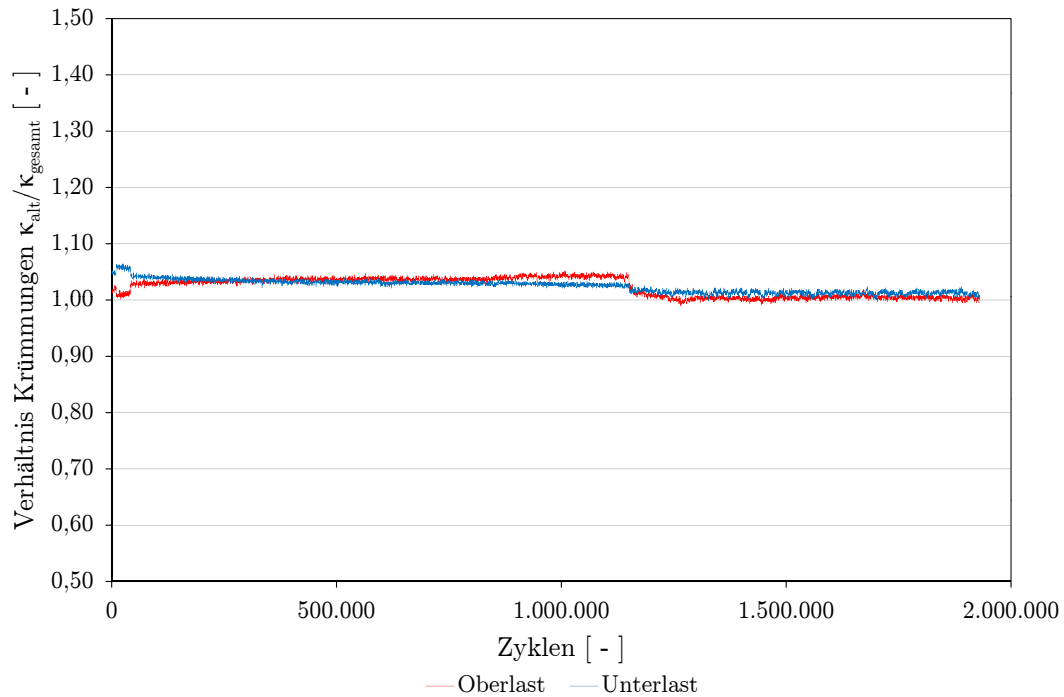


Abbildung 6.12: Verhältnis der Krümmungen der Altbetonschicht zum Gesamtquerschnitt - VK1

6.3 Statische Versuche

6.3.1 Versuchsdurchführung

Die statischen Versuche fanden unmittelbar nach Durchführung der Dauerschwingversuche statt. Ziel der statischen Versuche war es, die Versuchskörper mit einer erhöhten Querkraftbeanspruchung bis zum Versagen zu belasten um somit Erkenntnisse über das Tragverhalten der Verbundfuge unter einer derartigen Belastung zu erlangen. Um dies zu erreichen wurden folgende Maßnahmen getroffen:

- Reduktion der Stützweite um ca. 2 m
- Versetzung der Lasteinleitungsstelle in Richtung Auflager

Das Schubtragverhalten von Trägern wird wesentlich von der Laststellung beeinflusst. Die Lage des Lastangriffpunkts kann bei Einzellasten durch die Schubschlankheit a/d ausgedrückt werden. Bei einer Schubschlankheit von $a/d = 3$ tritt die geringste Querkrafttragfähigkeit auf. Ein geringeres Verhältnis führt dazu, dass ein Teil der Last direkt über eine schräg geneigte Druckstrebe ins Auflager abgeleitet wird ($a/d < 2,5$). Bei $a/d > 5$ wird die Grenztragfähigkeit von der Biegetragfähigkeit bestimmt [16].

Die Schubslankheit bei den statischen Versuchen betrug $a/d = 145/41 = 3,5$ und liegt somit in einem Bereich, bei dem die Querkraftträgfähigkeit maßgebend sein könnte.

Bei der Versuchsdurchführung wurde die Pressenkraft in mehreren Stufen bis zum Versagen des Versuchsträgers gesteigert. Am Ende jeder Laststufe wurden jeweils die Rissverläufe und Rissbreiten dokumentiert.

Die Versuchsaufbauten, die Anbringung der Messtechnik und die detaillierten Rissbilder aller Versuchskörper sind in Anhang C, D u. E ersichtlich. Bei der Auswertung der statischen Versuche werden die schlaff bewehrten (VK 1 und 2) bzw. die vorgespannten (VK3 und 4) Versuchskörper aufgrund der unterschiedlichen Versagensform getrennt betrachtet.

6.3.2 Auswertung und Interpretation der schlaff bewehrten Versuchskörper

6.3.2.1 Belastungsgeschichte

Abbildung 6.13 zeigt den Verlauf der Belastung der zwei schlaff bewehrten Versuchskörper während des statischen Versuchs.

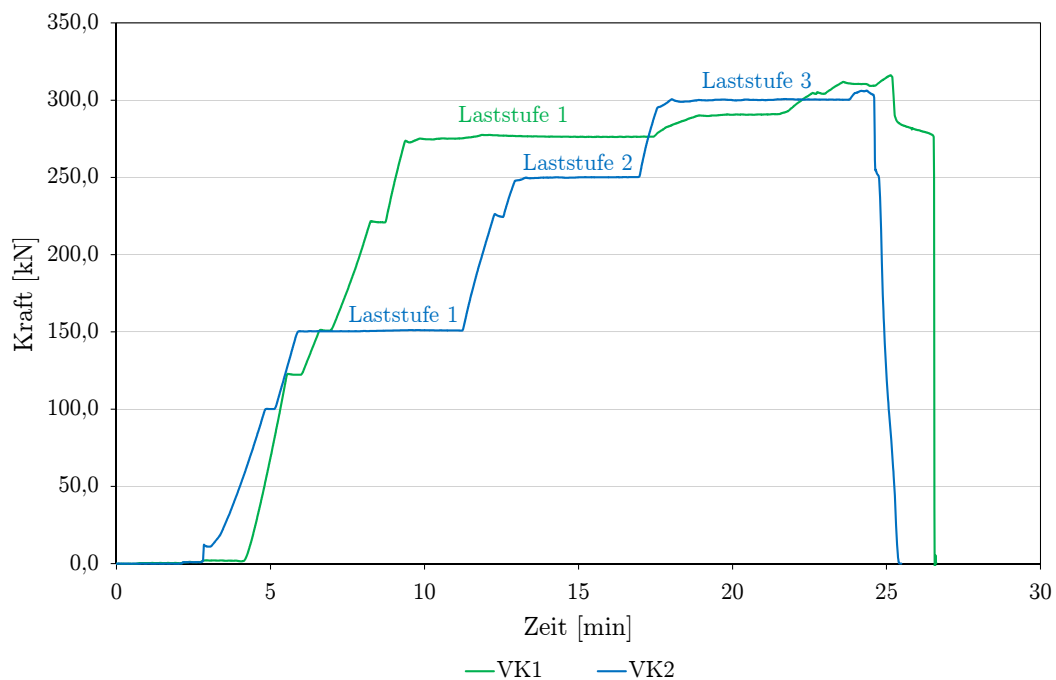


Abbildung 6.13: Belastungsgeschichte der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2

Da sich bei der ersten Durchführung des statischen Versuchs bei Versuchskörper 1 eine ungewollte Versagensform bei einer Last von $F = 275 \text{ kN}$ ankündigte, entschloss man sich den Versuch abubrechen und mit einem geänderten Versuchsaufbau neu durchzuführen (siehe Anhang C). Im zweiten Anlauf wurde auf eine stufenweise Steigerung der Pressenkraft verzichtet und sofort auf ein Lastniveau von $F = 275 \text{ kN}$ belastet. Der grüne Verlauf zeigt die Belastungsgeschwindigkeit bei der wiederholten Durchführung des Versuchs. Bei Versuchskörper 2 wurde die Pressenkraft in 3 Laststufen aufgebracht (blauer Verlauf). Die maximale Belastung bei Versuchskörper 1 betrug $F_{max} = 316 \text{ kN}$ bzw. bei Versuchskörper 2 $F_{max} = 306 \text{ kN}$.

6.3.2.2 Last-Verformungsbeziehung

Die Messung der Durchbiegungen erfolgte an vier Positionen: 20 cm von den Auflagern entfernt, an der Lasteinleitungsstelle und in der Feldmitte. Da die Ergebnisse beider Versuchskörper sehr ähnlich waren, wird nur ein Last-Verformungsdiagramm (Abbildung 6.14) repräsentativ für beide Prüfkörper dargestellt.

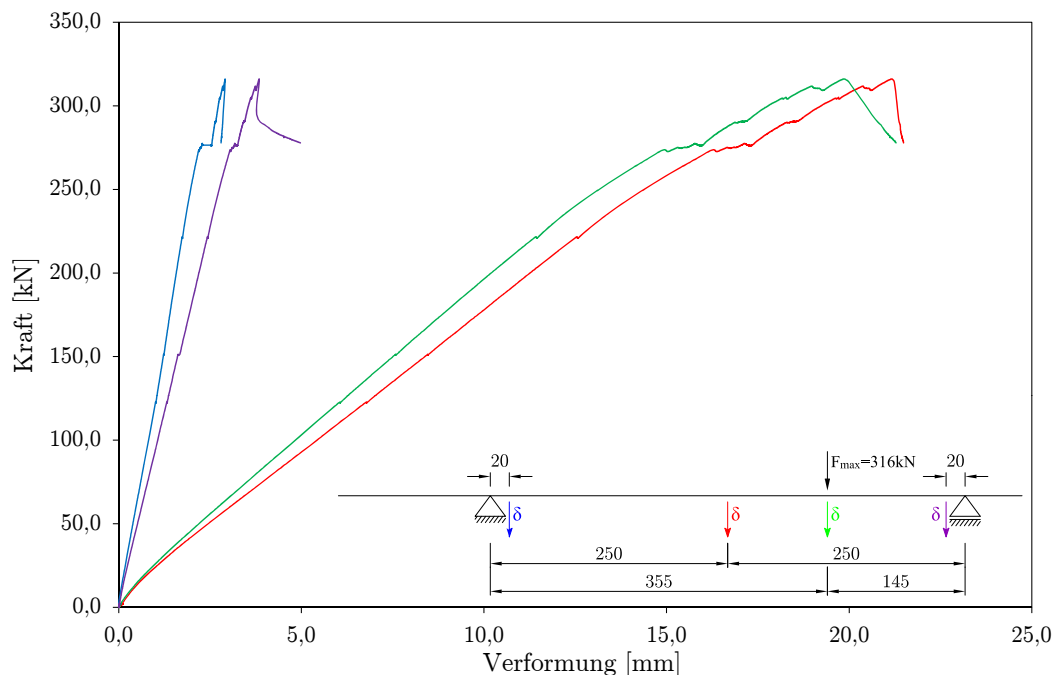


Abbildung 6.14: Last-Verformungsdiagramm - VK1

Wie in Abbildung 6.14 ersichtlich, trat die größte gemessene Durchbiegung nicht an der Lasteinleitungsstelle, sondern in Feldmitte auf. Bei der Laststufe $F = 275 \text{ kN}$ ist eine deutliche Zunahme der Verformung bei gleichbleibender Belastung erkennbar.

6.3.2.3 Rissbild

Um die in Abschnitt 6.3.2.4 dargestellten Verläufe der vertikalen und horizontalen Verschiebungen, welche entlang der Verbundfuge aufgetreten sind, besser interpretieren zu können, wird an dieser Stelle ein Ausschnitt der Rissbilder der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2 dargestellt (Abbildung 6.15 und 6.16). Die Größe des Ausschnitts bezieht sich jeweils auf die angebrachte Messtechnik. Die Positionierung der gesamten Messtechnik sowie die detaillierten Rissbilder können in Anhang D und E eingesehen werden.

In Abbildung 6.15 ist ersichtlich, dass bereits infolge des dynamischen Versuchs etliche Risse aufgetreten sind. Es war bei beiden Versuchskörpern augenscheinlich, dass der Großteil der Risse nicht bis in den Altbeton hineinragte. Dies ist auf die deutlich unterschiedlichen Materialkennwerte des neuen und alten Betons zurückzuführen. Die maximale Rissweite nach dem Ermüdungsversuch, welche mit dem Risslineal gemessen wurde, betrug bei beiden Prüfkörpern $w_{k,max} = 0,05 \text{ mm}$. Die schlaff bewehrten Versuchskörper waren daher bereits zu Beginn des statischen Versuchs im Zustand II. Da die reduzierte Verbundfläche des Versuchskörpers 2 durch nachträgliches Einschneiden hergestellt wurde, war es in der Verbundfuge nicht möglich, etwaige entstandene Risse optisch festzustellen. Die fehlende Druckzonenhöhe bei Versuchskörper 2 (Abbildung 6.16) ist durch die Schiefstellung des Querträgers bei Erreichen der Bruchlast begründbar. Eine detaillierte Beschreibung der entstandenen Risse und der Versagensform enthält Abschnitt 6.3.2.7.

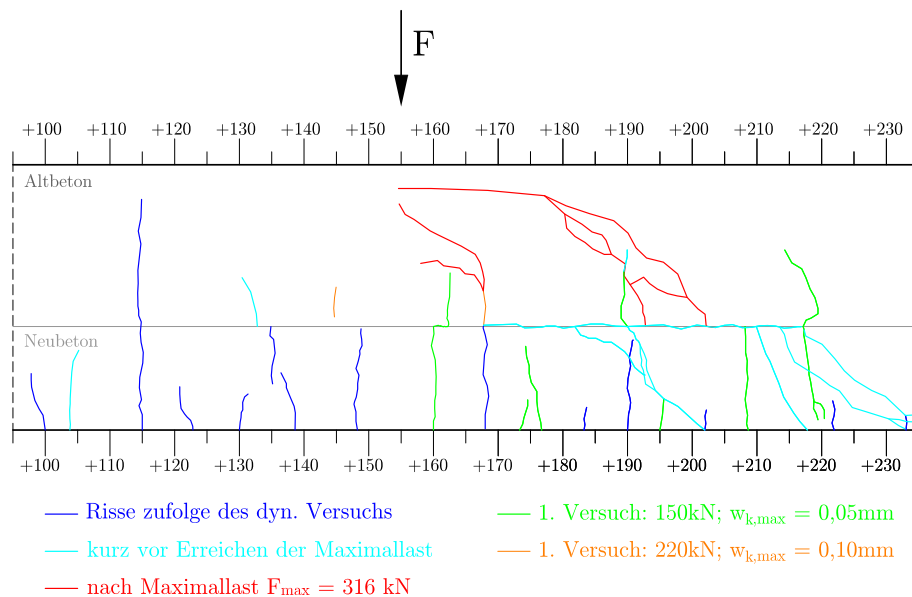


Abbildung 6.15: Ausschnitt des Rissbilds - VK1

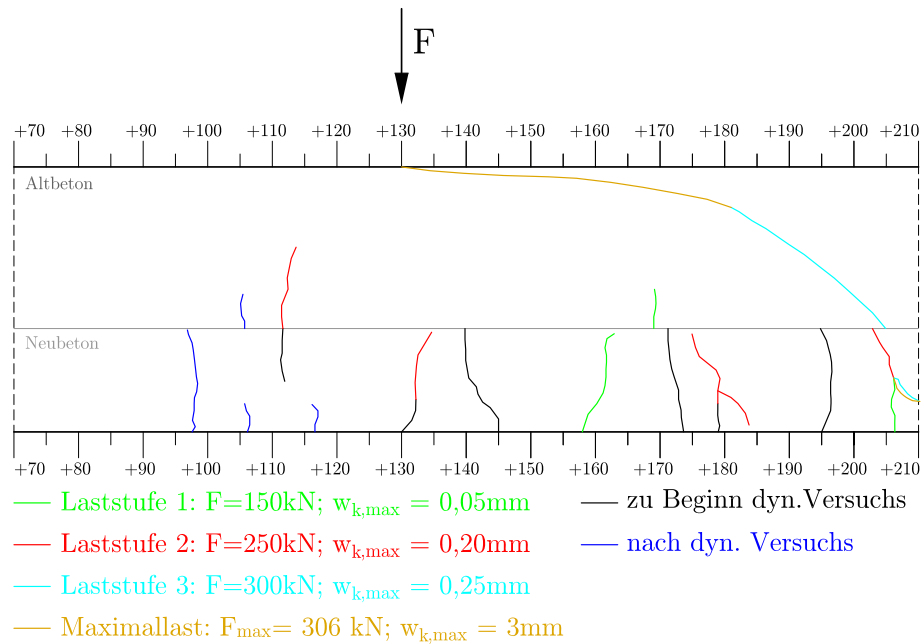


Abbildung 6.16: Ausschnitt des Rissbilds - VK2

6.3.2.4 Verschiebungen entlang der Verbundfuge

Da der Versuchskörper 2 aufgrund der reduzierten Verbundfläche über einen zusätzlichen Versuchsparameter verfügt, werden beide Prüfkörper ausgewertet.

Horizontale Relativverschiebungen

Abbildung 6.17 zeigt das Last-Verformungsdiagramm der horizontal positionierten Wegaufnehmer beim schlaff bewehrten Versuchskörper 1. Bei Wegaufnehmer W4 begann ab einer Last von $F = 160\text{ kN}$ eine Horizontalverschiebung aufzutreten, welche sich bis zur Maximallast $F_{\max} = 316\text{ kN}$ bis auf $u_{hor} = 0,6\text{ mm}$ steigerte. Ob diese horizontale Verschiebung infolge einer Schädigung der Verbundfuge aufgetreten ist, lässt sich nur schwer beurteilen, da die horizontalen Wegaufnehmer auch die Rissöffnung von Biegerissen sowie die Verzerrung infolge der statischen Belastung mit messen.

Der Wegaufnehmer W2 zeigte bis kurz vor Erreichen der Bruchlast beinahe keine Verschiebung in Trägerlängsrichtung an. Erst ab einer Kraft von $F = 305\text{ kN}$ trat plötzlich eine beträchtliche Verschiebung in horizontaler Richtung auf. Dieser Verlauf belegt, dass das Versagen ohne Vorankündigung eingetreten ist.

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSAUSWERTUNG

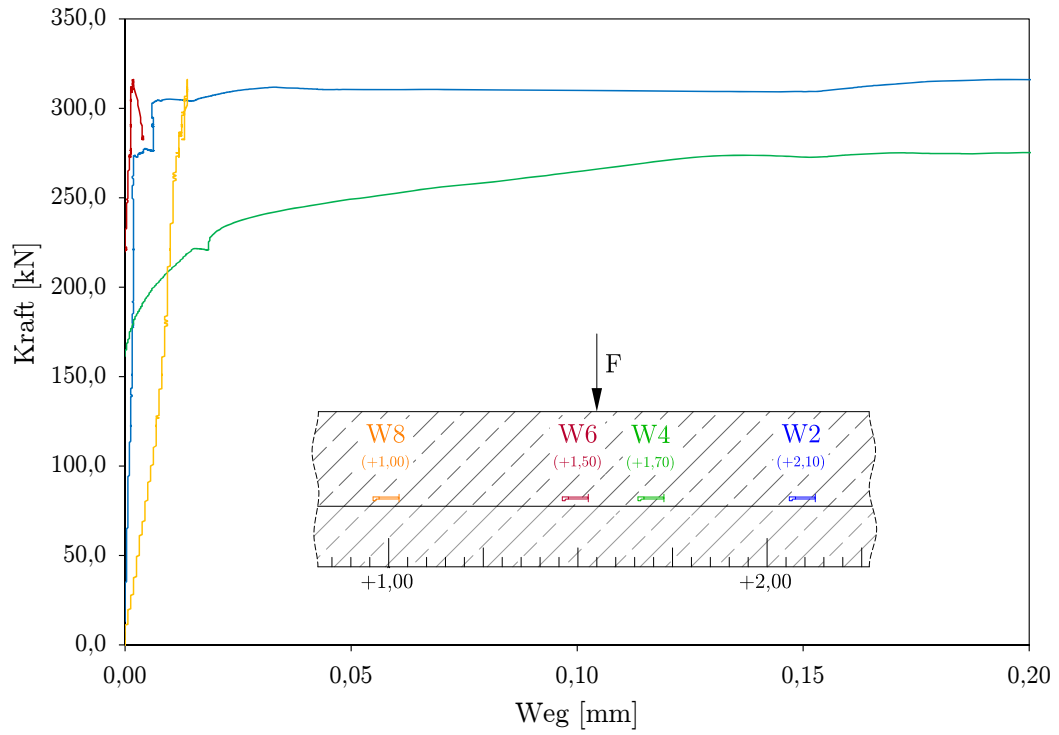


Abbildung 6.17: Horizontale Verschiebungen - VK1

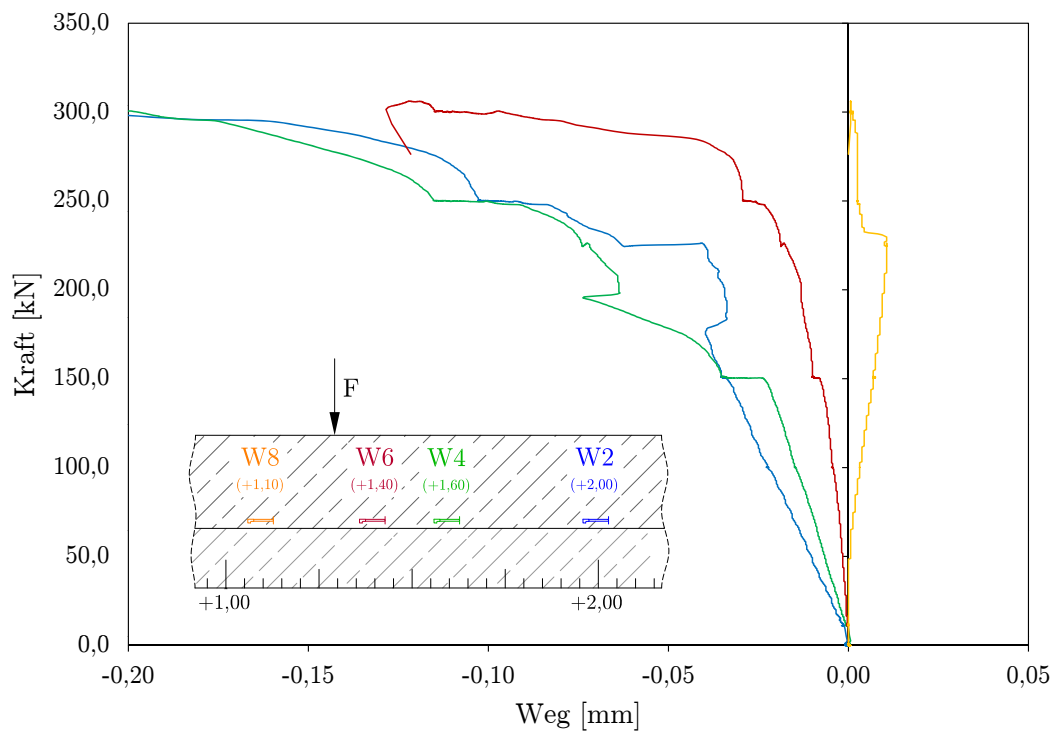


Abbildung 6.18: Horizontale Verschiebungen - VK2

Aus den Erkenntnissen des ersten Versuchs entschloss man sich die Positionierung der horizontalen und vertikalen Wegaufnehmer (W1 - W8) leicht zu modifizieren. Abbildung 6.18 zeigt den Verlauf der horizontalen Verschiebung im Vergleich zur aufgetragten Kraft von Versuchskörper 2. Wie bereits in Abschnitt 6.3.2.3 erwähnt, waren aufgrund des nachträglichen Einschneidens optisch keine Risse feststellbar. Aufgrund der horizontalen Verschiebungen kann keine Aussage über eine Schädigung der Fuge zwischen Alt- und Neubetonsschicht getroffen werden. Die Verläufe, welche von den Wegaufnehmer W2 - W6 gemessen wurden, deuten aufgrund ihrer kontinuierlichen Zunahme auf eine Messung der Rissöffnung von Biegerissen hin. Der Wegaufnehmer W2 lag genau im Schubriss und maß am Ende des Versuchs eine Horizontalverschiebung von $u_{max,hor} = 0,74$ mm.

Vertikale Relativverschiebungen

Die Ergebnisse der vertikalen Wegaufnehmer geben eine bessere Auskunft über eine eventuell aufgetretene Schädigung der Verbundfuge, da einerseits in vertikaler Richtung beinahe keine Verzerrungen auftreten und andererseits die Biegerisse auf die vertikale Relativverschiebung keinen Einfluss haben. Der Wegaufnehmer W3 zeigt den Verlauf der Rissöffnung der Verbundfuge in vertikaler Richtung von Versuchskörper 1 (siehe Abbildung 6.19). Wie in Abbildung 6.15 ersichtlich, liegt der Riss, welcher entlang der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton verläuft, genau im Messbereich von W3. Die Vertikalverschiebung in der Verbundfuge nimmt bereits bei geringer Belastung zu. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Riss zwischen neuem und altem Beton bereits bei der ersten Durchführung des statischen Versuchs entstanden sein dürfte. Bei Erreichen der Maximalkraft von $F_{max} = 316$ kN betrug der Versatz in der Verbundfuge $u_{vert} = 0,71$ mm. Die Ergebnisse der anderen drei Wegaufnehmer können vernachlässigt werden, da es an diesen Stellen zu keiner Schädigung der Grenzfläche kam. Abbildung 6.20 zeigt das Last-Verformungsdiagramm, welches die Vertikalverschiebung entlang der Fuge zwischen Neu- und Altbeton des Versuchskörpers 2 darstellt. Ab einer Pressenkraft von $F = 266$ kN (W1) bzw. $F = 255$ kN (W3) kam es zu einer Zunahme der Vertikalverschiebung entlang der Verbundfuge. Da die maximale Verschiebung in vertikaler Richtung jedoch nur $u_{max,vert} = 0,15$ mm betrug, kann daraus der Schluss gezogen werden, dass es beim Versuchskörper mit der reduzierten Verbundfläche zu keiner erheblichen Schädigung der Verbundfuge kam.

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSAUSWERTUNG

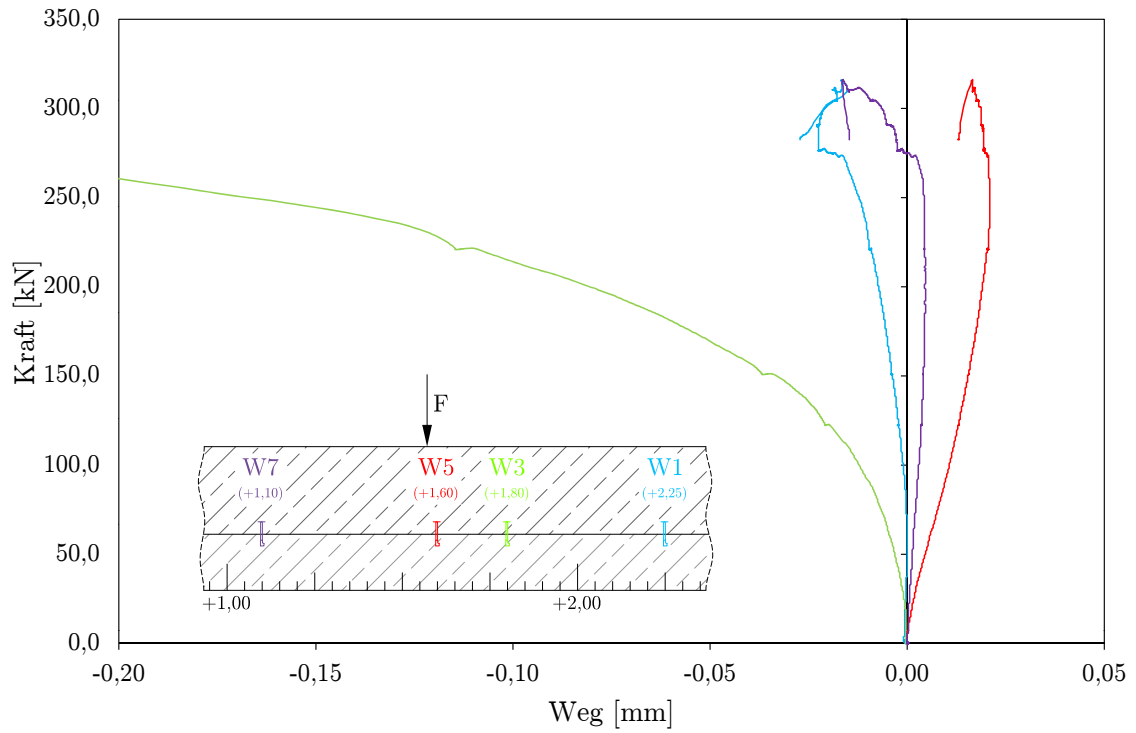


Abbildung 6.19: Vertikale Verschiebungen - VK1

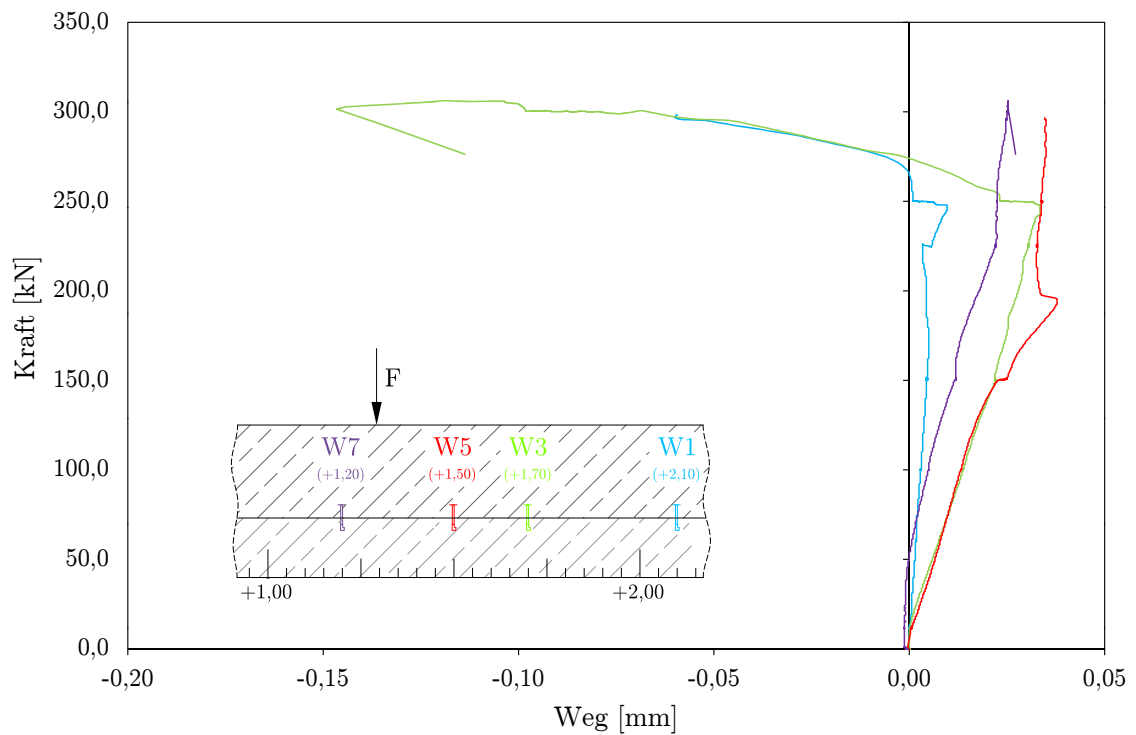


Abbildung 6.20: Vertikale Verschiebungen - VK2

6.3.2.5 Verzerrungen und Krümmungen

Die Messung der Verzerrungen über die Querschnittshöhe erfolgte in gleicher Weise wie bei den dynamischen Versuchen (siehe Abschnitt 6.2.2.5). Die Abbildungen 6.21 und 6.22 zeigen die Momenten-Verzerrungsbeziehung der beiden schlaff bewehrten Versuchskörper an der Lasteinleitungsstelle bis zum Erreichen der Maximallast. Wie bereits erwähnt, befanden sich die Prüfkörper zu Beginn des statischen Versuchs bereits im gerissenen Zustand, weshalb in den Verläufen kein linear-elastischer Bereich erkennbar ist. Da die Messtechnik erst nach dem Versuchsaufbau angebracht wurde, konnte die Belastung infolge des Eigengewichts und Versuchsaufbaus messtechnisch nicht berücksichtigt werden. In den Verläufen findet sie jedoch Berücksichtigung, weshalb diese nicht im Ursprung beginnen.

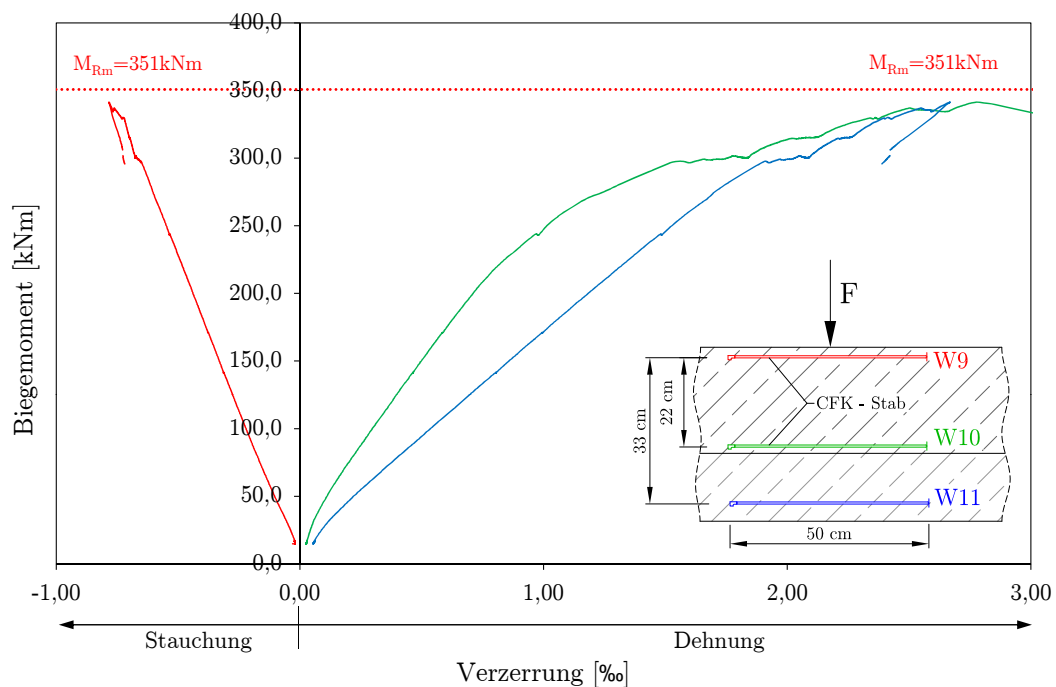


Abbildung 6.21: Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK1

Der Verzerrungsverlauf im Druckbereich weist bei beiden Versuchskörpern einen linearen Verlauf über den gesamten Versuch auf. Dies lässt den Schluss zu, dass die Betondruckzone keine Schädigung durch die Belastung erlitten hat. Die maximale Stauchung des Betons betrug bei VK1 $\varepsilon_{c,u,VK1} = 0,78 ‰$ und bei VK2 $\varepsilon_{c,u,VK2} = 0,64 ‰$. Die relativ geringen Stauchungen sind auf den hohen Elastizitätsmodul des Altbetons zurückzuführen. Die Dehnungen auf Höhe der Bewehrung erreichten bei beiden Prüfkörper ähnliche Werte in der Höhe von $\varepsilon_s = 2,6 ‰$. Die

Edelstahlbewehrung beginnt ab einer Dehnung von $\varepsilon_{sy} = 2,5 \text{‰}$ zu fließen. Bei maximaler Belastung wurde somit die Fließdehnung der Bewehrung knapp überschritten, wobei jedoch noch kein ausgeprägtes Fließplateau erkennbar war. Bei Versuchskörper 1 war auffällig, dass die Dehnung oberhalb der Verbundfuge ab einem Biegemoment von $M = 275 \text{ kN}$ zunahm und größere Werte erreichte wie die Dehnung in der Höhe der Bewehrung. Betrachtet man das Rissbild in Abbildung 6.15, ist erkennbar, dass die Zunahme der Dehnung oberhalb der Verbundfuge aufgrund des entstandenen Schubrisses erklärbar ist.

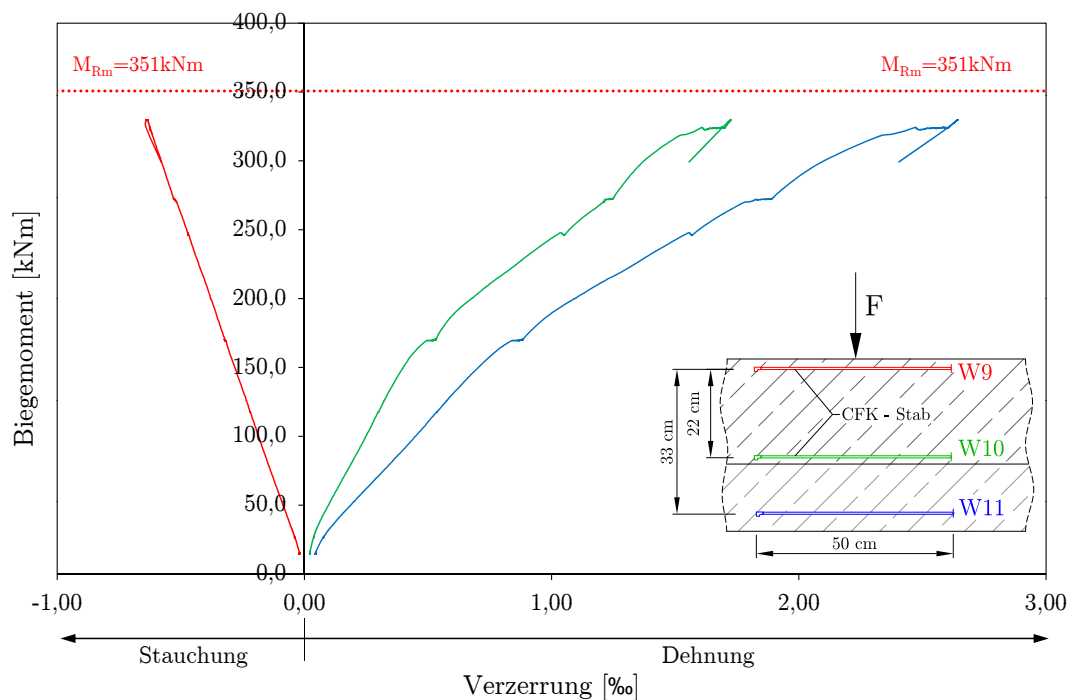


Abbildung 6.22: Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK2

Abbildung 6.23 stellt die Momenten-Krümmungsbeziehung der schlaff bewehrten Versuchskörper dar. Aufgrund dieser Verläufe können Rückschlüsse auf die Biegesteifigkeit im Zustand II des Querschnitts gezogen werden. Der lineare Anstieg der Krümmung bestätigt, dass die Biegesteifigkeit im gerissenen Zustand bis zu einem gewissen Zeitpunkt ebenfalls einen konstanten Wert annimmt. Die Krümmung bei Maximallast betrug bei beiden Versuchskörpern $\kappa_{max} = 0,01 \frac{1}{m}$, wenn man die starke Krümmung der Altbetonschicht VK1 infolge des Schubrisses vernachlässigt (Abbildung 6.12 hellgrüner Verlauf). Aus Abbildung 6.23 geht auch hervor, dass sich bei Versuchskörper 2 die Altbetonschicht sowie der Gesamtquerschnitt gleichmäßig krümmten. Daraus kann geschlossen werden, dass sich der zusammengesetzte Querschnitt während des Versuchs monolithisch verhielt. Bei Versuchskörper 1 konnte

dies jedoch nicht beobachtet werden.

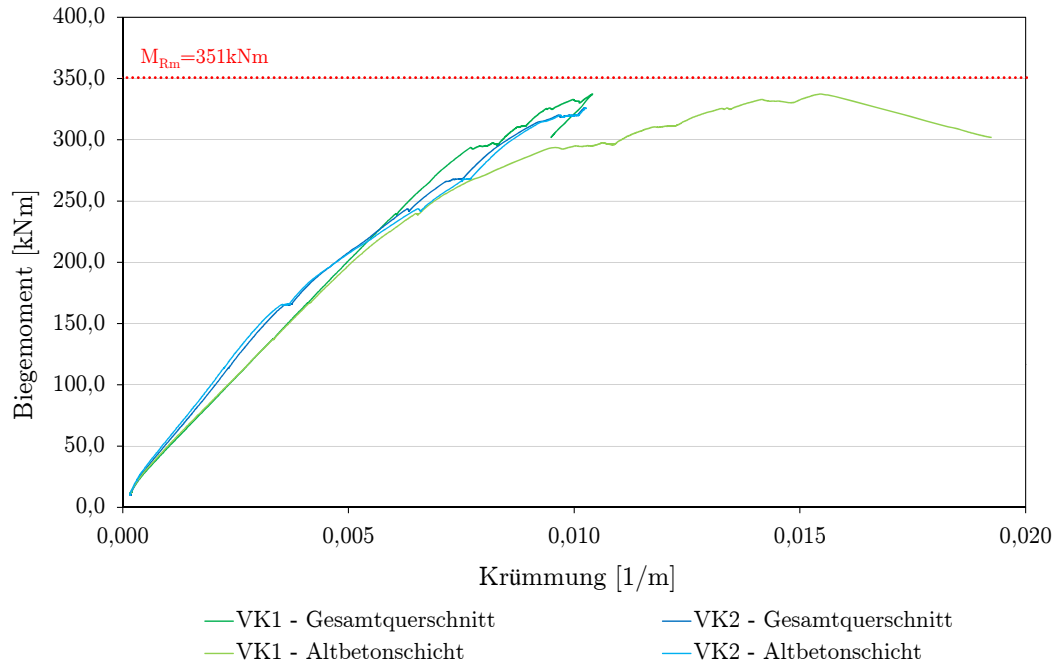


Abbildung 6.23: Krümmung des Querschnitts der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2

Die Biegesteifigkeit EI_{II} im Zustand II kann über die konstitutive Beziehung $\kappa(x) = \frac{M(x)}{EI(x)}$ rückgerechnet werden. Tabelle 6.3 zeigt einen Vergleich der analytisch ermittelten Biegesteifigkeit mit jener, welche aus der Momenten-Krümmungsbeziehung errechnet wurde.

Tabelle 6.3: Biegesteifigkeit EI_{II} im Zustand II

	Versuch [kNcm ²]	Analytisch [kNcm ²]
VK1	$3,77 \cdot 10^8$	$3,43 \cdot 10^8$
VK2	$3,54 \cdot 10^8$	$3,43 \cdot 10^8$

Die rückgerechneten Werte stimmen relativ gut mit den analytisch berechneten überein. Die Biegesteifigkeit EI_I im ungerissenen Zustand konnte nur analytisch berechnet werden, da der Querschnitt zu Beginn des statischen Versuchs bereits gerissen war (siehe Abschnitt 5.1.1). Das Verhältnis der Biegesteifigkeiten EI_I zu EI_{II} beträgt noch rund 1/3.

6.3.2.6 Schnittgrößen

Abbildung 6.24 zeigt das statische System der schlaff bewehrten Versuchsträger. Der Versuchsaufbau von Träger 2 wurde zwar leicht abgeändert, die Stützweite betrug dennoch bei beiden Versuchen $l_{Stütz} = 5,0\text{ m}$, weshalb auch die Ergebnisse sehr ähnlich ausfielen. Es werden daher nur die Schnittgrößen von Versuchskörper 1 dargestellt.

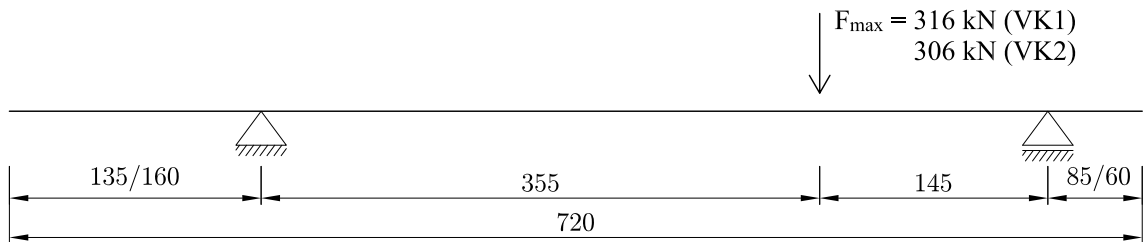


Abbildung 6.24: Statisches System

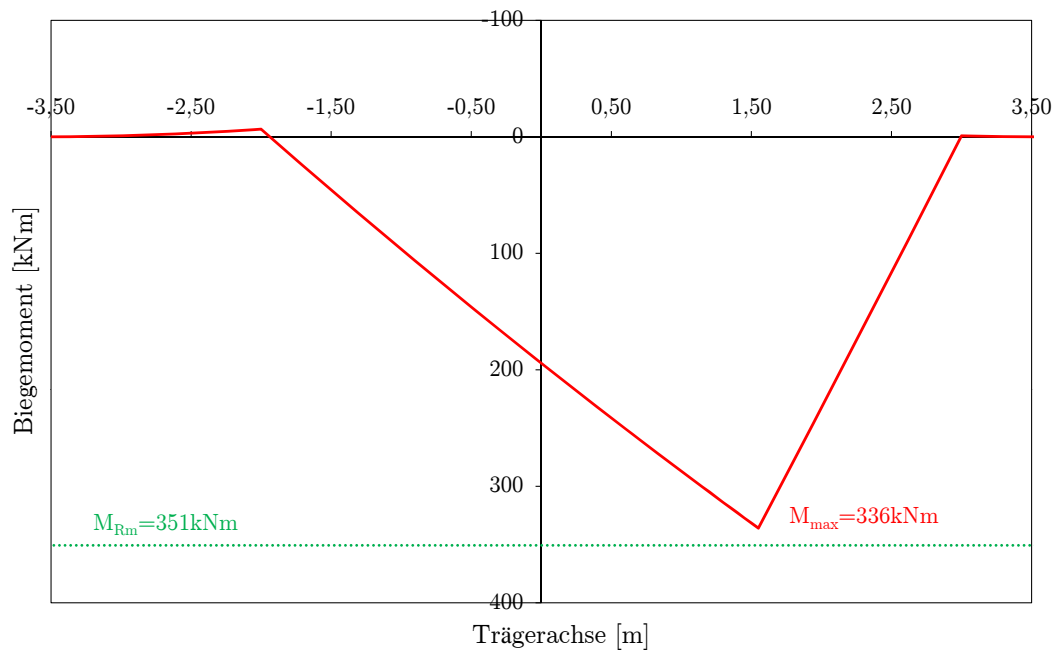


Abbildung 6.25: Momentenverlauf

In Abbildung 6.25 ist der Verlauf des Biegemoments unter Maximallast ersichtlich. Das maximale Biegemoment $M_{max} = 336\text{ kNm}$, welches an der Lasteinleitungsstelle auftritt, erreicht dabei nicht den Momentenwiderstand $M_{Rm} = 351\text{ kNm}$. Die Ermittlung der Querschnittswiderstände kann in Kapitel 5 Abschnitt 5.1.4 eingesehen werden. Der Querkraftverlauf wird in Abbildung 6.26 dargestellt. Die Querkraft

überschreitet im Bereich zwischen Lasteinleitungsstelle und lastnahes Auflager den Querkraftwiderstand $V_{Rm,c,neu} = 205 \text{ kN}$, welcher mit den Materialeigenschaften der Aufbetonschicht berechnet wurde. Geht man jedoch davon aus, dass die Materialeigenschaften des Altbetons für die Querkrafttragfähigkeit bestimmend sind, erhöht sich dadurch der Querkraftwiderstand auf $V_{Rm,c,neu} = 266 \text{ kN}$. Die maximal einwirkende Querkraft V_{max} ist dann kleiner als der Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$.

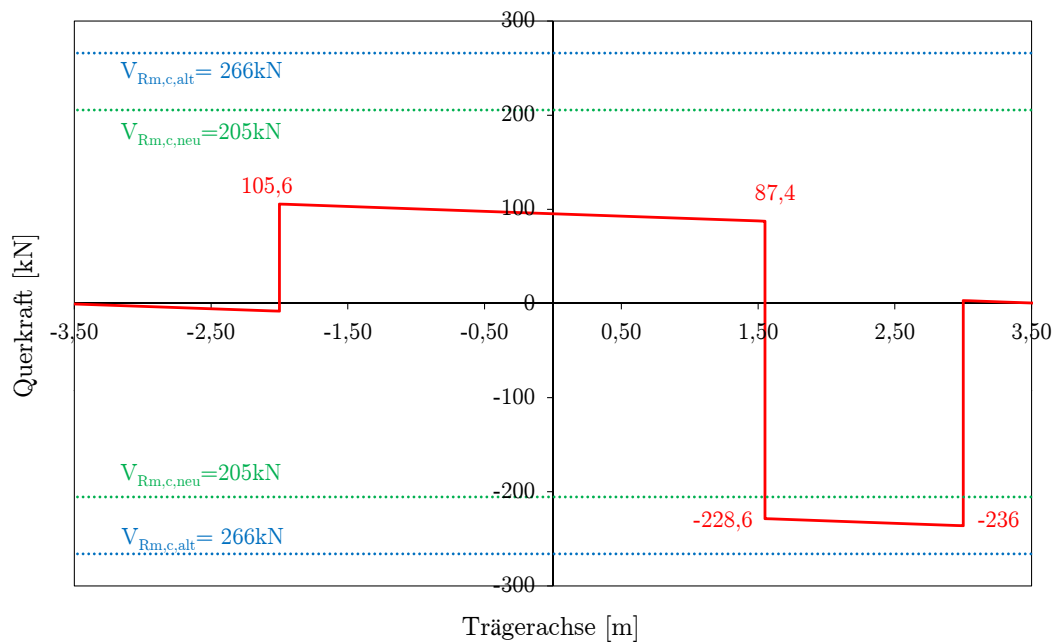


Abbildung 6.26: Querkraftverlauf

6.3.2.7 Versagensart

Wie schon öfters erwähnt, war das Ziel der statischen Versuche, die Versuchskörper einer erhöhten Querkraftbeanspruchung auszusetzen. Es sollte untersucht werden, wie sich die Altbetonschicht mit der nachträglich aufgebrachten Neubetonschicht unter dieser Belastung verhält. Alle Versuchskörper wurden ohne Schubbewehrung hergestellt. Bei beiden Versuchskörpern trat das Versagen in Form eines Biegeschubversagens auf, welches bevorzugt bei Bauteilen ohne oder mit nur geringer Schubbewehrung auftritt. Die Querkraftaufnahme wird Großteils von der Biegedruckzone und der Dübelwirkung der Längsbewehrung übernommen. Ein geringer Anteil erfolgt durch die Rissverzahnung entlang des Schubrisses [16].

In Abbildung 6.27 (a) sind die Risse des Versuchskörpers 1 bei Erreichen der Maximallast $F_{max} = 316 \text{ kN}$ ersichtlich. Man kann erkennen, dass die Schubrisse bereits



Abbildung 6.27: Versagensart - Biegeschubbruch VK1: (a) kurz vor Bruchlast (b) Bruch

in Richtung Auflager wanderten, woraus geschlossen werden kann, dass die Dübelwirkung der Längsbewehrung bereits versagte. Es ist auch eine deutliche Öffnung der Verbundfuge im Bereich von +1,65 m bis +2,15 m ersichtlich. Diese konnte messtechnisch durch einen vertikalen Wegaufnehmer (Abbildung 6.19) bzw. durch die horizontalen Wegaufnehmer (Abbildung 6.17) erfasst werden. In weiterer Folge kam es zu einem schlagartigen Versagen, welches zu einem starken Abfall der Pressenkraft führte (Abbildung 6.27 (b)). Es entstand ein schräg geneigter Schubriss, welcher entlang der Verbundfuge einen 20 cm langen Versatz aufwies. Wie bei Querkraftversagen üblich, wurde der Schubriss zur Lasteinleitungsstelle hin immer flacher. Des Weiteren kam es zu einem Absprengen der Betondeckung im Bereich der sogenannten Dübelrisse in der Neubetonschicht. Es konnte auch ein Verankerungsversagen festgestellt werden, welches sich in einem Herausziehen der Längsbewehrung äußerte. Diesem Umstand wurde mit einem geänderten Versuchsaufbau für Versuchskörper 2 (Anhang C) begegnet. Die primäre Versagensursache kann im Verlust der Dübelwirkung (Dübelrisse) und im Abplatzen der Betondeckung gesehen werden. Die Betondruckzone wies beim Versagen noch keine Schädigung auf. Dies kann auf die hohe Druckfestigkeit des Altbetons zurückgeführt werden. Abbildung 6.28 zeigt den, durch nachträgliches Einschneiden der Verbundfuge, geschwächten Versuchskörper 2 vor und während der Maximallast von $F_{max} = 306 \text{ kN}$. Bereits vor Erreichen der Bruchlast war ein schräg geneigter Schubriss erkennbar. Im Gegensatz zu VK1 dürfte die Dübelwirkung vor Erreichen der Maximallast noch aktiv gewesen sein, da die Dübelrisse bis dahin ausblieben. Dies könnte auch eine Folge des leicht modifizierten Versuchsaufbaus gewesen sein. Eine Schädigung der Verbundfuge konnte aufgrund des Einschlitzens optisch nicht festgestellt werden. Nur mit Hilfe der Messtechnik



Abbildung 6.28: Versagensart - Biegeschubbruch VK2: (a) kurz vor Bruchlast (b) Bruch

konnten Rückschlüsse über ein mögliches Versagen der Verbundfuge getroffen werden (Abbildung 6.18 u. 6.20). Bei Erreichen der Maximallast F_{max} war ein deutliches Aufgehen des Schubrisses erkennbar. Die Verbundfuge dürfte eine wesentlich geringere Schädigung als beim ersten Versuchskörper erlitten haben, da der horizontale Versatz in der Fuge nur 2 bis 3 cm betrug. Auch die induktiven Wegaufnehmer bestätigten diese Annahme. Auf der Vorderseite des Versuchskörpers war ersichtlich, dass der Schubriss mit immer flach werdender Neigung bis zur oberen Randfaser reichte, was bedeuten würde, dass keine Betondruckzone mehr vorhanden wäre. Dies lässt sich aber durch die Schrägstellung des Querträgers und eine dadurch entstandene unsymmetrische Belastung gegen Ende des Versuchs erklären, da auf der Rückseite eine Druckzone vorhanden war. Die Dübelrisse traten im Gegensatz zu VK1 erst bei Erreichen der Maximallast auf. Bei VK2 wurde auf ein vollständiges Zerstören des Versuchskörpers verzichtet. Die primäre Versagensursache wäre dieselbe wie bei VK1 gewesen.

Neben den Schubrissen entstanden bei beiden Versuchskörpern auch eine Vielzahl von Biegerissen, deren Rissweiten sich mit $w_k = 0,25$ mm aber in Grenzen hielten. Die Rissabstände waren aufgrund der risseverteilenden Wirkung der Bewehrung relativ klein. Sie bewegten sich in einem Bereich von 10 bis 15 cm.

6.3.3 Auswertung und Interpretation der vorgespannten Versuchskörper

Da beide vorgespannten Versuchskörper dieselben Versuchsparameter besitzen, werden hier nur die wesentlichsten Versuchsergebnisse näher erläutert.

6.3.3.1 Belastungsgeschichte

Wie in Abbildung 6.29 ersichtlich, wurde die Belastung beim statischen Versuch der vorgespannten Versuchskörper ebenso stufenweise aufgebracht. Nach jeder Laststufe wurden die entstandenen Risse und Rissweiten dokumentiert (siehe Anhang E). Die Pressenkraft wurde während der Dokumentation konstant gehalten. Während des Versuchs wurden die Laststufen jeweils nach dem Entstehen der Risse gewählt.

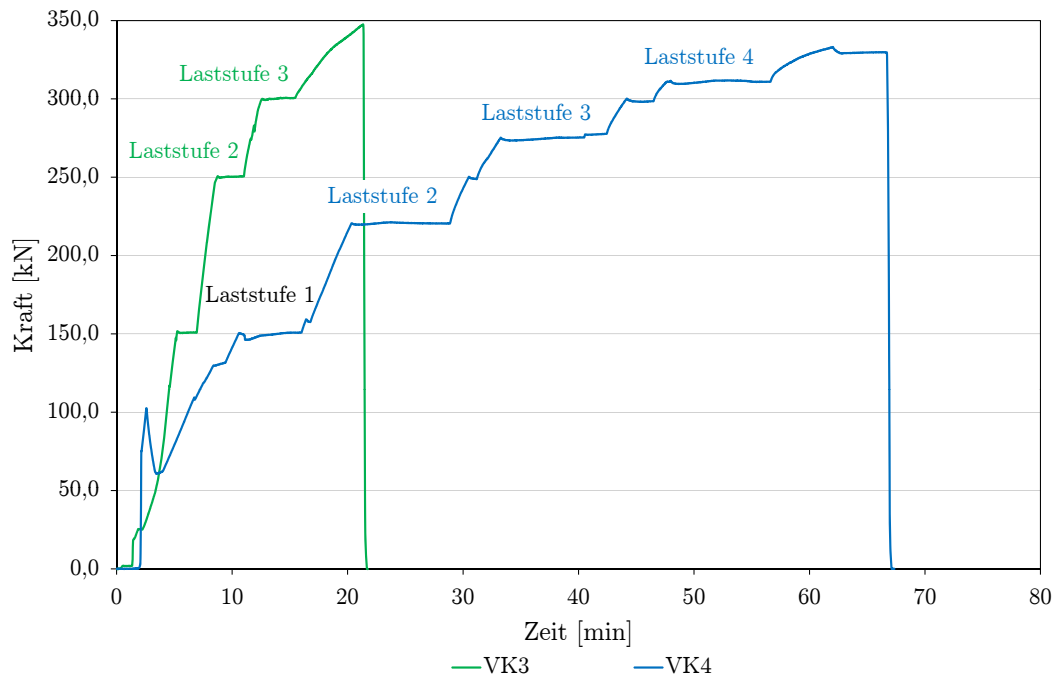


Abbildung 6.29: Belastungsgeschichte der vorgespannten Versuchskörper 3 und 4

6.3.3.2 Last- Verformungsbeziehung

Abbildung 6.30 zeigt das Last-Verformungsdiagramm des vorgespannten Versuchskörpers 3, welches aufgrund der ähnlichen Ergebnisse repräsentativ für beide Prüfkörper dient. Bis zu einer Kraft von $F = 322 \text{ kN}$ tritt die größte Verformung δ_{max} in Feldmitte auf. Ab dieser Kraft verformt sich der Träger an der Lasteinleitungstelle

stärker als in Feldmitte. Dies ist auf die abnehmende Biegesteifigkeit infolge der Rissbildung in Feldmitte zurückzuführen. Bei Maximallast $F_{max} = 347 \text{ kN}$ beträgt die maximale Verformung im Feld $\delta_{max,Feld} = 42,5 \text{ mm}$ und an der Lasteinleitungsstelle $\delta_{max,Kraft} = 46,2 \text{ mm}$.

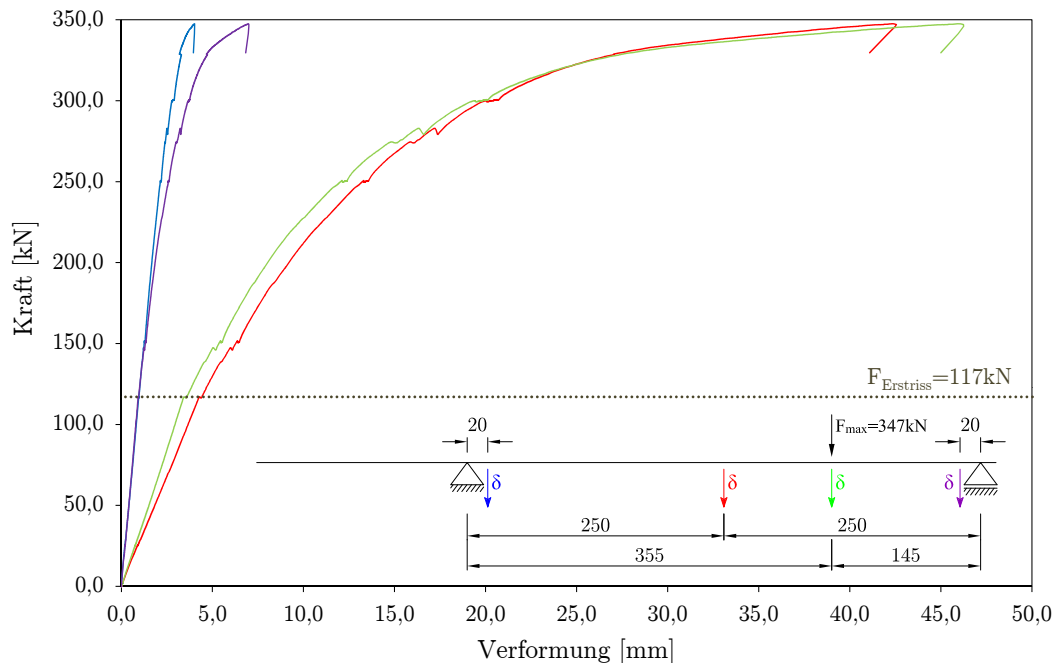


Abbildung 6.30: Last-Verformungsdiagramm - VK3

6.3.3.3 Rissbild

Die Abbildungen 6.31 u. 6.32 zeigen die Rissbilder der vorgespannten Versuchskörper 3 und 4. Infolge des dynamischen Versuchs entstanden bei den Versuchsträgern keine Risse. Die Versuchskörper befanden sich daher zu Beginn des statischen Versuchs im Zustand I. Sämtliche Risse, welche im Zuge des statischen Versuchs auftraten, waren Biegerisse. Es war auffällig, dass bei den ersten Laststufen die Risse im Neubeton nur bis zur Grenzfläche zwischen Alt- und Aufbetonschicht gingen. Erst ab einer Kraft von $F = 250 \text{ kN}$ (VK3) bzw. $F = 275 \text{ kN}$ (VK4) begann auch der Altbetonkörper zu reißen. Dies lässt sich durch die wesentlich höheren Materialkennwerte der Altbetonschicht erklären. Bei beiden Versuchskörpern betrug die maximale Rissweite bei Maximallast $w_{k,max} = 5 \text{ mm}$. Die Versuchskörper wurden nicht bis zur Bruchlast belastet, sondern bei Erreichen eines Fließplateaus beendet. Bei beiden Prüfkörpern war eine Schädigung der Verbundfuge erkennbar, welche jedoch bei Versuchskörper 4 deutlich massiver ausfiel. Dort öffnete sich die Verbundfuge im Bereich von $+1,7 \text{ m}$

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSAUSWERTUNG

bis +2,85 m bis zu einer Rissweite von $w_{k,max,Fuge} = 2\text{ mm}$. Dies hatte auch zur Folge, dass die Biegerisse im Bereich der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton einen merklichen Versatz erfuhren.

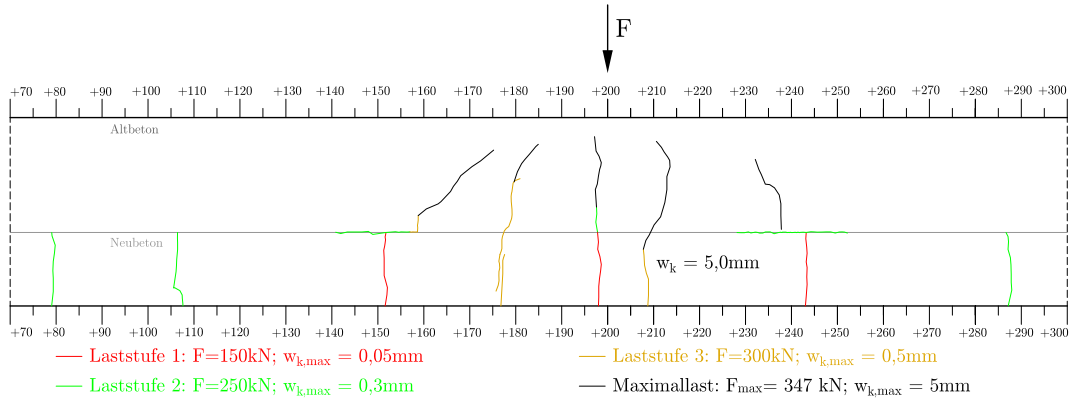


Abbildung 6.31: Rissbild VK3

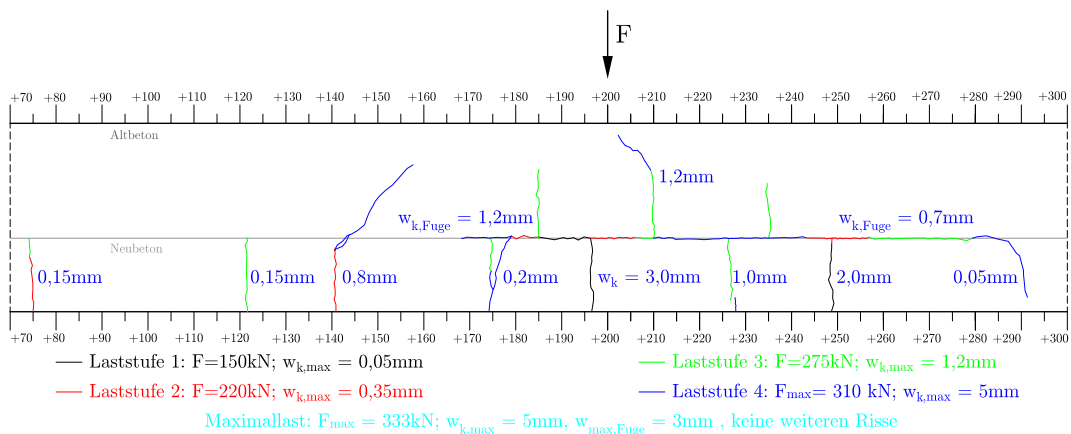


Abbildung 6.32: Rissbild VK4

6.3.3.4 Verschiebung entlang der Verbundfuge

Es werden nur die Ergebnisse des Versuchskörpers 4 grafisch ausgewertet, da bei ihm eine deutlich größere Schädigung der Verbundfuge auftrat (Abbildung 6.32).

Horizontale Relativverschiebungen

Die horizontalen Wegaufnehmer W2 und W3 liegen im Bereich der Öffnung der Verbundfuge (siehe Abbildung 6.32). Wie bereits mehrfach erwähnt, werden die

Verzerrungen infolge der Biegebeanspruchung und die Zunahme der Rissweiten ebenso messtechnisch erfasst. Interessanterweise besitzen die Werte von W2 und W3 unterschiedliche Vorzeichen (Abbildung 6.33). Dies lässt sich dadurch erklären, dass der Wegaufnehmer W3 genau beim größten Biegeriss an der Lasteinleitungsstelle angebracht war und die damit gemessenen Werte in den negativen Bereich wanderten. Ab einer Kraft von $F = 110 \text{ kN}$ begann der Wegaufnehmer W3 horizontale Verschiebungen zu messen. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass bei dieser Kraft der erste Riss aufgetreten ist. Im weiteren Verlauf ist eine kontinuierliche Zunahme der Rissweite erkennbar.

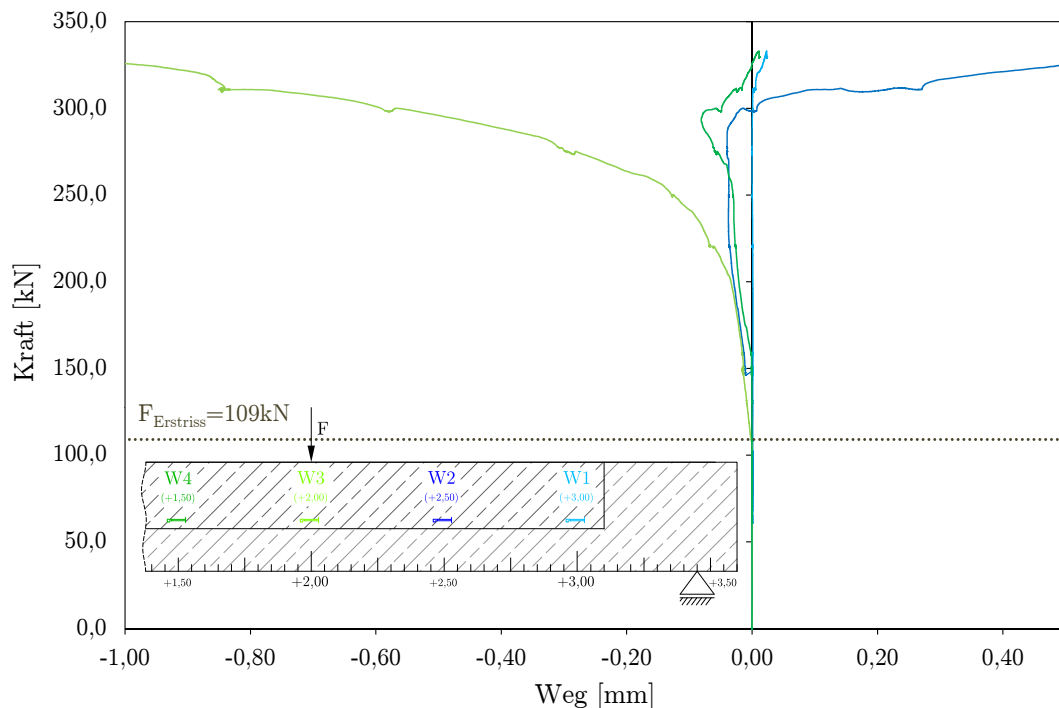


Abbildung 6.33: Horizontale Verschiebungen - VK4

Laut Rissbild (Abbildung 6.32) kam es bei einer Laststufe von $F = 220 \text{ kN}$ im Einflussbereich des horizontalen Wegaufnehmers W2 zu einer Öffnung der Verbundfuge. Dieses Ereignis kann anhand der gemessenen horizontalen Wege jedoch nicht bestätigt werden. Erst ab einer Last von $F = 300 \text{ kN}$ ist eine rapide Zunahme der Verschiebungen zu erkennen. Zuvor ist der Verlauf im negativen Bereich, was auf die Messung der Dehnung infolge der Biegebeanspruchung zurückzuführen ist. Der maximal gemessene Weg betrug bei Maximallast $u_{\text{max,hor,W2}} = 0,65 \text{ mm}$. Es kann davon ausgegangen werden, dass diese Verschiebung aufgrund der Öffnung der Verbundfuge entstand.

Die induktiven Wegaufnehmer W1 und W4 waren nicht im Bereich der Schädigung der Verbundfuge bzw. der Biegerisse und zeigten daher nur geringe Horizontalverschiebungen an.

Bei Versuchskörper 3 kam es nur zu einer minimalen Öffnung der Verbundfuge (Abbildung 6.31). Die gemessenen horizontalen Verschiebungen erreichten dabei nur einen Bruchteil von jener des Versuchskörpers 4 und werden daher nicht näher betrachtet.

Vertikale Relativverschiebungen

Die Verläufe von den Wegaufnehmern W6, W7 und W8 in Abbildung 6.34 zeigen die Rissöffnung der Verbundfuge während des statischen Versuchs.

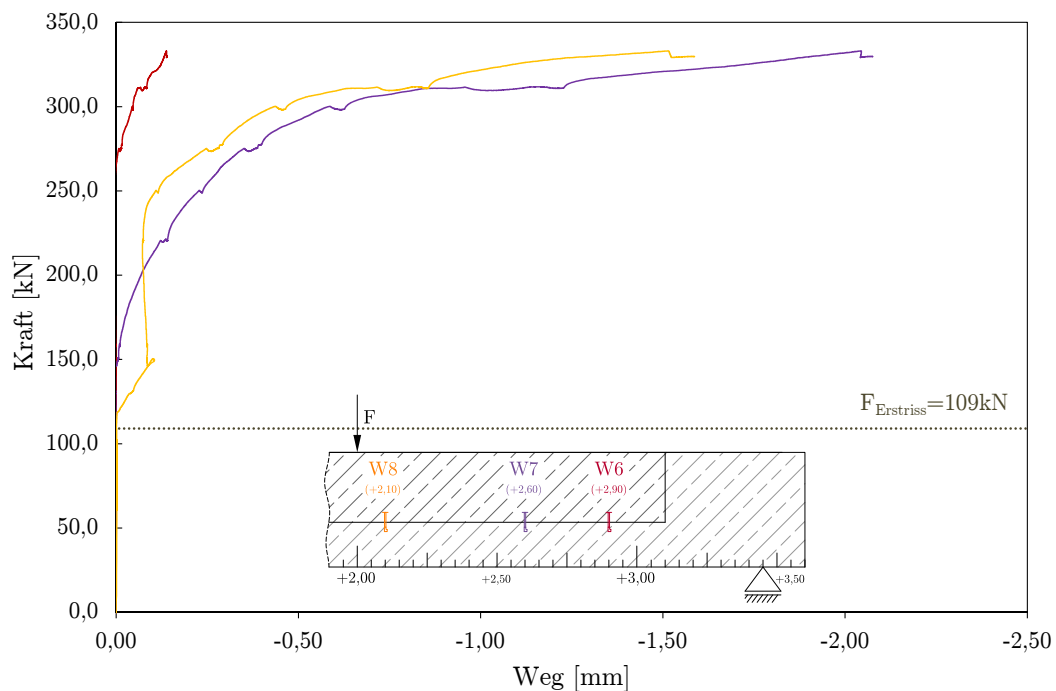


Abbildung 6.34: Vertikale Verschiebungen - VK4

Die Verläufe der Vertikalverschiebungen können gut mit den in Abschnitt 2.1 beschriebenen Tragmechanismen zwischen Alt- und Neubetonschicht erklärt werden. Die Schädigung der Verbundfuge begann ab einer Last von $F = 120 \text{ kN}$, also in etwa beim Lastniveau bei welchem die ersten Biegerisse auftraten. Ab dieser Last war der Tragmechanismus des Haftverbunds (Ädhasion) zwischen Alt- und Aufbetonschicht erschöpft. Danach war eine kontinuierliche Zunahme der Rissöffnung bis zu einer Kraft von $F = 300 \text{ kN}$ erkennbar. Dies kann durch den Widerstand der Rissreibung

entlang der Verbundfuge erklärt werden. Nach dieser Laststufe konnte eine massive Öffnung der Verbundfuge wahrgenommen werden, da auch die Tragreserven infolge der Rissreibung erreicht wurden. Die dabei maximal gemessene Vertikalverschiebung betrug an der Stelle $x = +2,6 \text{ m}$ (W7) $u_{max,vert} = 2 \text{ mm}$. Im Randbereich $x = +2,9 \text{ m}$ (W6) kam es nur zu einem minimalen Ablösen in der Grenzfläche.

6.3.3.5 Verzerrungen und Krümmungen

Abbildung 6.35 zeigt die gemessenen Verzerrungen im Verhältnis zum Biegemoment von VK 3 repräsentativ für beide vorgespannten Versuchskörper. Bei der Ermittlung der Verzerrungen und Krümmungen wurde das Eigengewicht des Trägers und des Versuchsaufbaus, welche bereits vor der Durchführung des statischen Versuchs wirkten, berücksichtigt. Die Verzerrungszustände, welche infolge der Vorspannung und der parabelförmigen Spanngliedführung eingebracht wurden, sind in Abbildung 6.35 nicht dargestellt.

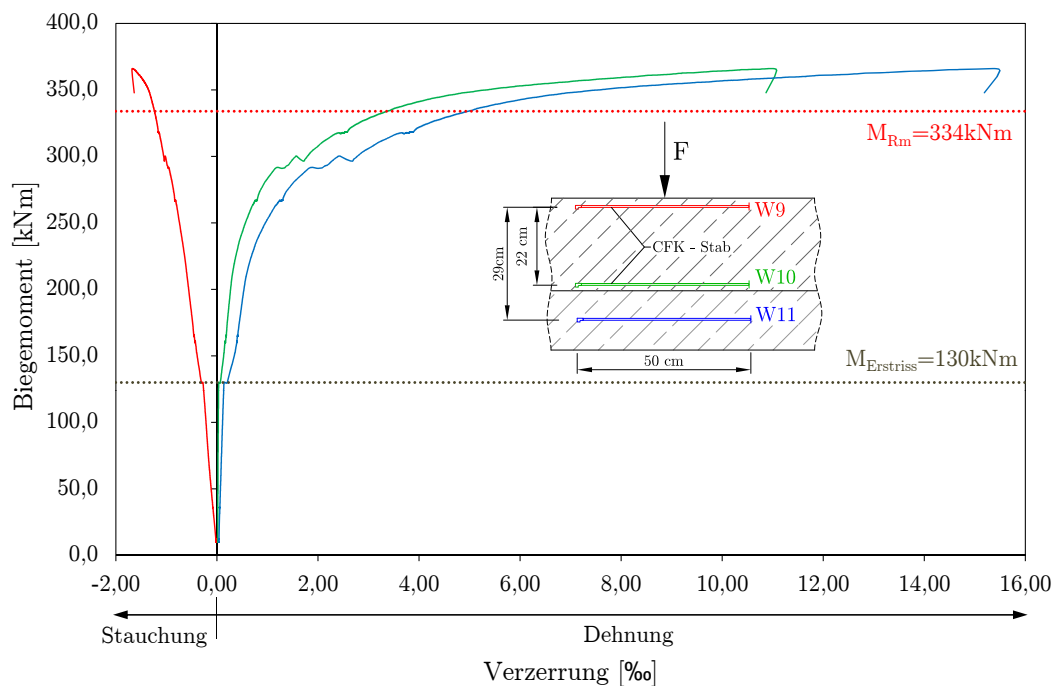


Abbildung 6.35: Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK3

Anhand der Verzerrungsverläufe ist ersichtlich, dass es bei einem Biegemoment von $M_{Erstriss,VK3} = 130,2 \text{ kNm}$ bzw. $M_{Erstriss,VK4} = 122,5 \text{ kNm}$ zum Erstriss kam. Dieser äußerte sich in einer Zunahme der Verzerrungen bei gleichbleibender Belastung. Die Stauchung betrug dabei im Druckbereich $\varepsilon_{c,VK3} = 0,284 \text{ ‰}$ bzw. $\varepsilon_{c,VK4} =$

0,275‰. Der Verlauf der Stauchung im Druckbereich wies auch noch nach der Erstrissbildung einen relativ linearen Verlauf auf. Dies lässt den Schluss zu, dass die Betondruckzone während des statischen Versuchs intakt blieb. Die maximale Stauchung betrug im oberen Randbereich $\varepsilon_{c,u,VK3} = 1,67‰$ bzw. $\varepsilon_{c,u,VK4} = 1,44‰$ bei einem aufgetretenen Biegemoment von $M_{max,VK3} = 366 \text{ kNm}$ bzw. $M_{max,VK4} = 352 \text{ kNm}$. Die relativ geringen Stauchungen sind den hohen Materialkennwerten der Altbetonschicht zuzuschreiben.

Die blaue Kurve (Abbildung 6.35) zeigt die Dehnung auf Höhe des Spannglieds. Der Verlauf ist bis zum ersten Riss linear. Danach weist er eine Nichtlinearität infolge der zunehmenden Rissbildung auf. Das Spannglied erfährt bereits durch das Vorspannen vor dem statischen Versuch eine Dehnung, welche in Abbildung 6.35 nicht dargestellt wird. Diese sogenannte Vordehnung des Spannglieds betrug $\varepsilon_{p0} = 5,1‰$ an der Stelle $x = 2,00 \text{ m}$. Ab einer Dehnung von $\varepsilon_{py} = 8,3‰$ beginnt der Spannstahl zu fließen. Der Spannstahl besaß somit für den statischen Versuch noch eine Dehnungsreserve von ca. $\varepsilon_p^{(1)} = 3,2‰$. Diese wurde bei weitem erschöpft, da die gemessene maximale Dehnung auf Höhe des Spannglieds $\varepsilon_{p,max,VK3} = 15,4‰$ bzw. $\varepsilon_{p,max,VK4} = 12,7‰$ erreichte. Es war ein deutliches Fließen des Spannstahls erkennbar, welches sich in einem ausgeprägten Fließplateau widerspiegelte.

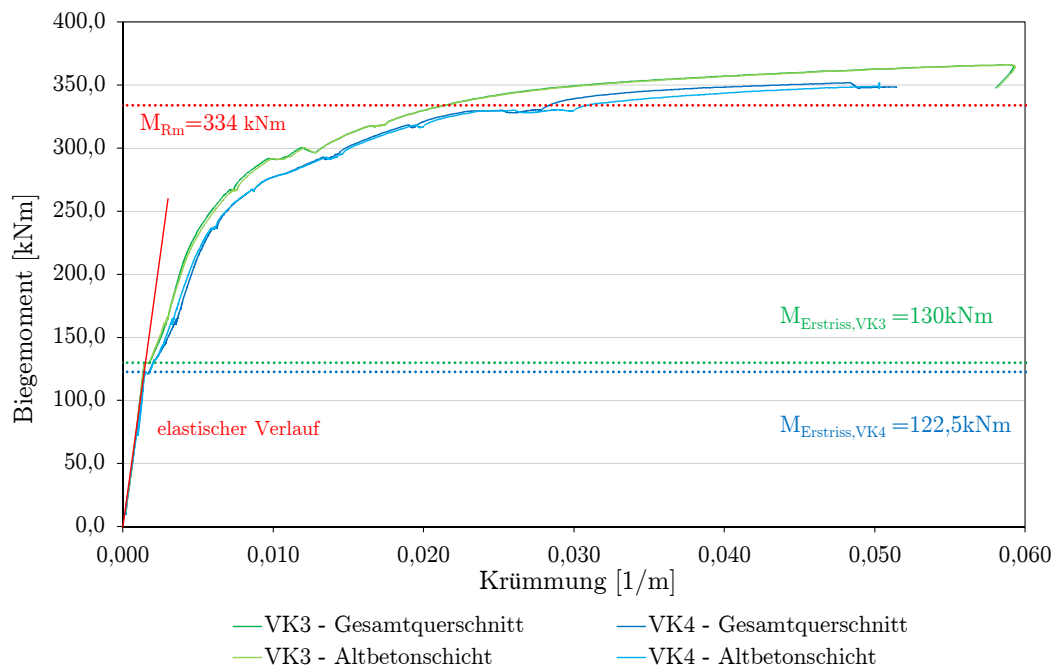


Abbildung 6.36: Krümmung des Querschnitts der vorgespannten Versuchskörper 3 und 4

Abbildung 6.36 stellt die Momenten-Krümmungsbeziehung der vorgespannten Versuchsträger dar. Aufgrund des linear-elastischen Verlaufs bis zum Erstriss ist es möglich, die Biegesteifigkeit EI_I im ungerissenen Zustand mit Hilfe der konstitutiven Beziehung $\kappa(x) = \frac{M(x)}{EI(x)}$ rückzurechnen. Tabelle 6.4 zeigt den Vergleich zwischen analytischer und rückgerechneter Biegesteifigkeit im Zustand I.

Tabelle 6.4: Biegesteifigkeit EI_I im Zustand I

	Versuch [kNcm ²]	analytisch	
		Verbundstab [kNcm ²]	homogener Q. [kNcm ²]
VK1	$9,80 \cdot 10^8$	$11,66 \cdot 10^8$	$11,43 \cdot 10^8$
VK2	$8,77 \cdot 10^8$	$11,66 \cdot 10^8$	$11,43 \cdot 10^8$

Der analytisch ermittelte Wert mit Berücksichtigung des Spannstahls ergibt eine höhere Biegesteifigkeit als jene aus dem Versuch ermittelte.

Nach dem Erstriss ist ein merklicher Abfall der Biegesteifigkeit erkennbar. Es stellt sich jedoch wieder eine konstante Biegesteifigkeit EI_{II} im gerissenen Zustand ein. Die Biegesteifigkeit EI_{II} im Zustand II beträgt noch etwa rund 1/3 der Biegesteifigkeit EI_I im ungerissenen Zustand. Die maximale Krümmung betrug bei Maximallast $\kappa_{max,VK3} = 0,059 \frac{1}{m}$ bzw. $\kappa_{max,VK4} = 0,048 \frac{1}{m}$.

Der Krümmungsverlauf des Gesamtquerschnitts und der Altbetonschicht sind bei Versuchskörper 3 nahezu ident, woraus man schließen kann, dass sich der Versuchsträger während des gesamten statischen Versuchs monolithisch verhielt. Bei Versuchskörper 4 kam es zu einem Ablösen der Neubetonschicht vom Altbeton. Dies ist auch in der Momenten-Krümmungsbeziehung ersichtlich, da die Verläufe des Gesamtquerschnitts und der Altbetonschicht ab einem Biegemoment von $M = 330 \text{ kN}$ leicht auseinanderdriften.

6.3.3.6 Schnittgrößen

Abbildung 6.37 zeigt das statische System, welches den statischen Versuchen der vorgespannten Prüfkörper zugrunde liegt.

6 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND VERSUCHSAUSWERTUNG

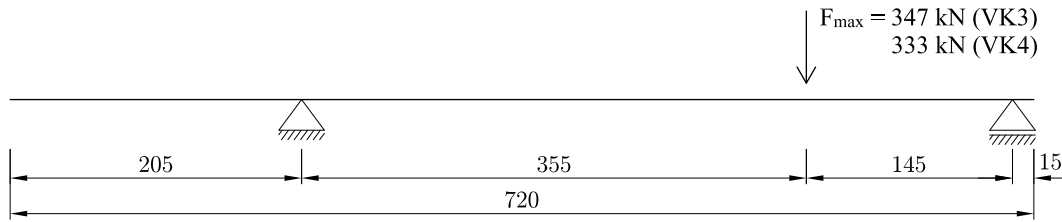


Abbildung 6.37: Statisches System

Der Versuchsaufbau (Anhang C) war bei beiden Versuchen identisch. Die maximale Belastung betrug bei Versuchskörper 3 $F_{max, VK3} = 347 \text{ kN}$ bzw. bei Versuchskörper 4 $F_{max, VK4} = 333 \text{ kN}$.

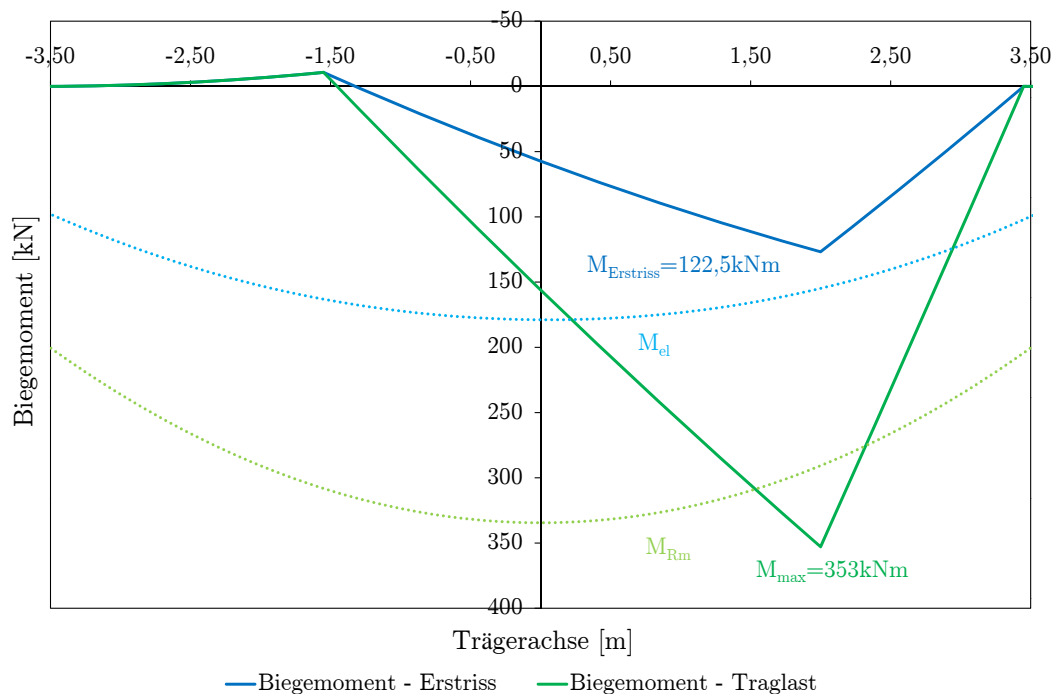


Abbildung 6.38: Momentenverlauf

Die Abbildungen 6.38, 6.39 u. 6.40 zeigen die Schnittgrößenverläufe des vorgespannten Versuchskörpers 4. Da die Belastung und die Ergebnisse beider Versuchskörper sehr ähnlich waren, wird auf eine Darstellung der Ergebnisse von VK3 verzichtet.

Wie in Abbildung 6.38 ersichtlich, übersteigt das an der Lasteinleitungsstelle $x = +2,0 \text{ m}$ maximal aufgetretene Biegemoment $M_{max} = 353 \text{ kNm}$ den Querschnittswiderstand für Momentenbeanspruchung $M_{Rm} = 290,7 \text{ kNm}$ deutlich. Der parabelförmige Verlauf des Momentenwiderstands M_{Rm} über die Trägerachse ist im parabelförmigen Spanngliedverlauf begründet. Da das Spannglied an jeder Stelle in einer

anderen Höhe liegt, ändert sich dementsprechend auch der Querschnittswiderstand für Momentenbeanspruchung M_{Rm} über die Trägerlänge. Der maximale Momentenwiderstand $M_{Rm,max}$ tritt in Feldmitte auf, da sich dort der Scheitel des parabelförmigen Spanngliedverlaufs befindet und das Spannglied somit dort den größten Hebelsarm aufweist.

Das in Abschnitt 5.2.5 analytisch ermittelte, elastische Grenzmoment von $M_{el} = 155$ kNm war etwas zu hoch angesetzt, da der erste Riss bereits bei einem Biegemoment von $M_{Erstriss} = 122,5$ kNm aufgetreten ist. Dies kann an der Überschätzung der Zugfestigkeit der Neubetonschicht und/oder des ideellen Trägheitsmoments liegen.

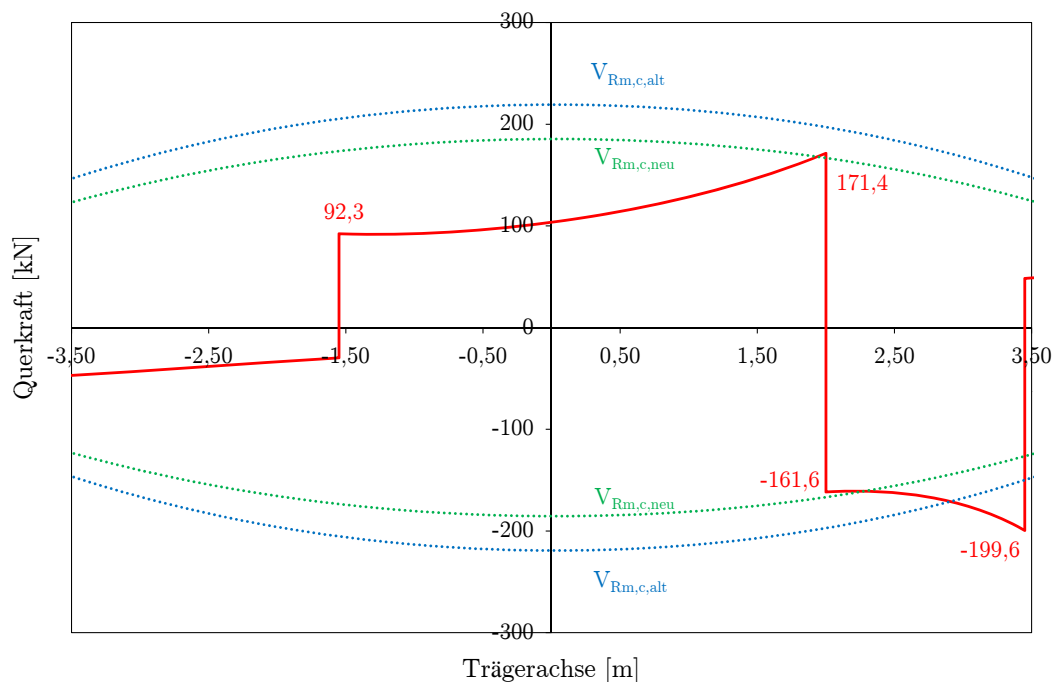


Abbildung 6.39: Querkraftverlauf

Der rote Verlauf in Abbildung 6.39 zeigt den resultierenden Querkraftverlauf des vorgespannten Versuchskörpers 4. Man kann erkennen, dass sich die Querkraft im Lasteinleitungsbereich in der Größenordnung des Querkraftwiderstands $V_{Rm,c,neu} = 167$ kN befindet. Der Querkraftwiderstand $V_{Rm,c,neu} = 197$ kN, welcher mit den Materialkennwerten der Altbetonschicht berechnet wurde, liegt deutlich über der einwirkenden Querkraft. Erst im Bereich des lastnahen Auflagers kommt es zu einer Überschreitung der Querkraftwiderstände. Hier konnten jedoch im Zuge des statischen Versuchs keine Schubrisse verzeichnet werden. Der parabelförmige Verlauf des Querkraftwiderstands V_{Rm} resultiert wie schon beim Momentenwiderstand aus der unterschiedlichen Höhe des Spannglieds. Abbildung 6.40 zeigt die einzelnen

Querkraftkomponenten, aus welchen sich der einwirkende Querkraftverlauf V_{Em} in Abbildung 6.39 zusammensetzt:

$$V_{Em} = V_{om} + V_{pm} + V_{tm}$$

- oranger Verlauf V_{om} : Dieser stammt von der statischen Belastung, welche über die gemessene Kraft in den drei Kraftmessdosen bestimmt wurde.
- roter Verlauf V_{pm} : Er beinhaltet die Querkraftkomponente der Vorspannung infolge der Neigung des parabelförmigen Spanngliedverlaufs.
- violetter Verlauf V_{tm} : Infolge der Momentenbeanspruchung kommt es zu einer Stahlzugkraft im Spann Stahl, welche aufgrund der Neigung des Spannglieds ebenfalls einen vertikalen Anteil liefert.

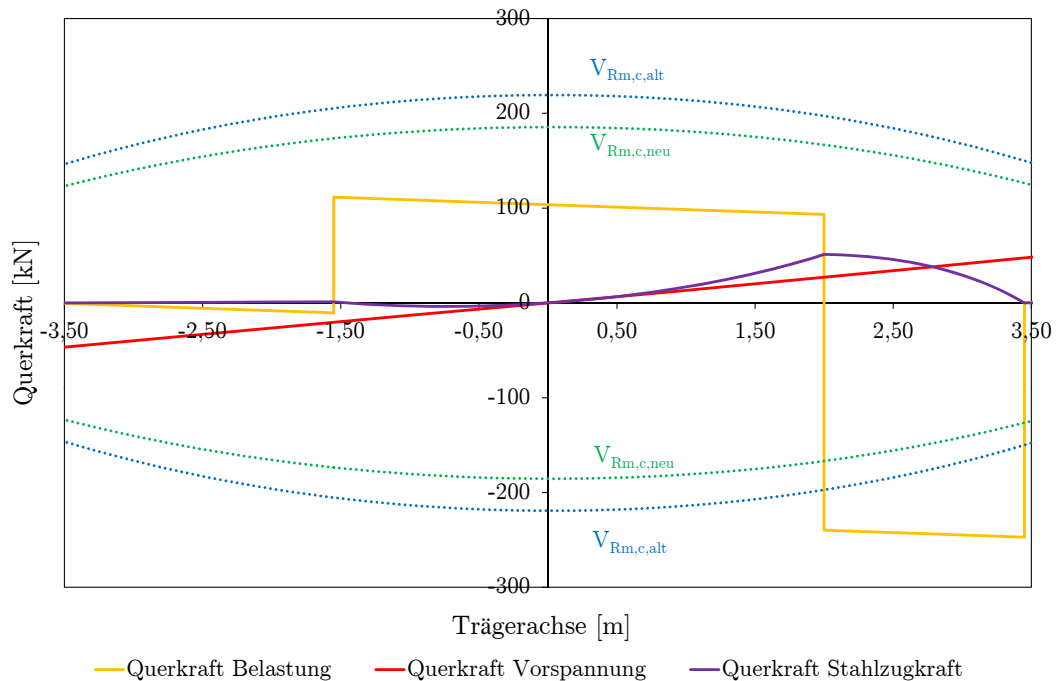


Abbildung 6.40: Querkraftverlauf der Einzelkomponenten

Wie in Abbildung 6.40 ersichtlich, würde ohne der positiven Wirkung der Vorspannung und der Stahlzugkraft der Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$ deutlich überschritten werden.

6.3.3.7 Versagensart

Das Ziel der statischen Versuche war es, den Versuchsträger durch einen passenden Versuchsaufbau einer erhöhten Querkraftbeanspruchung auszusetzen (Anhang C). Es

sollte auch besonderes Augenmerk auf das Zusammenwirken der Altbetonschicht mit der nachträglich aufgetragenen Neubeschicht gelegt werden. Es sei hier angemerkt, dass die vorgespannten Versuchsträger nicht komplett zerstört wurden. Der Versuch wurde bei Erreichen eines ausgeprägten Fließplateaus beendet.

Die Abbildungen 6.41 (a) und (b) zeigen die vorgespannten Versuchskörper bei Maximallast $F_{max,VK3} = 347 \text{ kN}$ bzw. $F_{max,VK4} = 333 \text{ kN}$. Das Rissbild ist typisch für ein Biegeversagen: Der größte Biegeriss trat direkt unter der Lasteinleitungsstelle auf. Die maximale Rissweite betrug dabei bei beiden Versuchsträgern bei Versuchsende $w_{k,max} = 5 \text{ mm}$. Da die risseverteilende Wirkung einer Bewehrung fehlte, traten nur wenige, aber dafür größere Risse auf. Die Risse verlaufen, wie bei Biegeversagen üblich, alle zur Lasteinleitungsstelle. Aufgrund der stark streuenden Zugfestigkeit kam es zu keinen regelmäßigen Rissabständen. Sie bewegten sich in einem Bereich von 10 bis 25 cm. Die Biegerisse reichten bei den ersten, niederen Laststufen nur bis zur Grenze zwischen Alt- und Neubeschicht. Wie schon bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern kann dies auf die höheren Festigkeitswerte der Altbetonschicht zurückgeführt werden.



Abbildung 6.41: Versagensart : (a) VK3: Biegerisse (b) VK4: Biegerisse u. Risse entlang der Verbundfuge

Bei Versuchskörper 3 kam es im Zuge des statischen Versuchs nur zu einer minimalen Schädigung der Verbundfuge: Es kam zu keinem Ablösen der Neubeschicht. Des Weiteren erfuhren die Biegerisse an der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton keinen horizontalen Versatz. Die maximale Rissweite in der Verbundfuge betrug zu Versuchsende lediglich $w_{k,Fuge,max,VK3} = 0,05 \text{ mm}$. Es kann also davon ausgegangen werden, dass sich der Versuchsträger 3 während des gesamten statischen Versuchs monolithisch verhielt. Im Gegensatz dazu kam es bei Versuchskörper 4 zu einer

massiven Schädigung der Verbundfuge: Bereits ab einer Belastung von $F = 120 \text{ kN}$ kam es zu einem Öffnen der Verbundfuge, welches im Laufe des statischen Versuchs immer deutlicher wurde. Dies führte in weiterer Folge auch dazu, dass die Biegerisse an der Grenzfläche zwischen neuem und altem Beton einen merklichen, horizontalen Versatz erfuhren (Abbildung 6.32 bzw. Anhang E). Der Riss erstreckte sich im Bereich von $+1,7 \text{ m}$ bis $+2,85 \text{ m}$ und seine maximale Rissweite betrug bei Maximallast $w_{k,Fuge,max,VK4} = 2 \text{ mm}$.

Da die Versuchsträger nicht zu Bruch gefahren wurden, kann über die tatsächliche Versagensform nur schwer eine Aussage getroffen werden. Die Betondruckzone wies am Ende des Versuchs bei beiden Versuchskörpern noch keine Schädigung auf. Der Spannstahl kam zwar bereits deutlich ins Fließen, die Bruchdehnung des Spannstahls von ungefähr $\varepsilon_{p,u} = 60 \text{ ‰}$ wurde aber bei weitem noch nicht erreicht (siehe Abschnitt 6.3.3.5).

7 Numerische Untersuchung

Mit Hilfe der nichtlinearen Finiten-Elemente-Methode werden numerische Berechnungen angestellt, um die in Kapitel 6 angeführten Ergebnisse der statischen Versuche verifizieren zu können. Hierbei kommt die Software *ATENA Science* zur Anwendung.

Das primäre Ziel der numerischen Untersuchung ist es, die unterschiedlichen Versagensformen der vorgespannten bzw. schlaff bewehrten Versuchskörper widerzuspiegeln. Sie soll auch dazu dienen mehr über die auftretenden Schubspannungen in der Verbundfuge zu erfahren. Des Weiteren sind die Spannungen in der Bewehrung bzw. des Spannkabels von Interesse. Ein Versagen bzw. eine Schädigung der Verbundfuge kann nicht simuliert werden, da über das Tragvermögen der Grenzschicht zwischen neuem und altem Beton im Allgemeinen zu wenig bekannt ist. Da die vier Versuchskörper im Bezug auf das Tragverhalten der Verbundfuge kein eindeutiges Ergebnis lieferten, wurde bewusst auf die Verwendung von Interfaceelementen verzichtet. Das Berechnungsmodell geht daher von einem starren Verbund aus, welcher dadurch gekennzeichnet ist, dass in der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton keine Relativverschiebungen auftreten. Eine Rissbildung entlang der Fuge kann somit nicht simuliert werden.

7.1 Preprocessing

7.1.1 Material

Die nachfolgenden Tabellen 7.1, 7.2, 7.3 und 7.4 geben Auskunft über die verwendeten Materialparameter bei der numerischen Berechnung. Die Materialkennwerte der Aufbetonschicht stammen von der ÖNORM EN 1992-1-1 [24] für die Betongüte C35/45. Es wurde lediglich die Zugfestigkeit kleiner angesetzt. Bei der Altbetonschicht hielt man sich an die durchgeführten Materialprüfungen der VÖZ (siehe Tabelle 4.3). Die fehlenden Parameter wurden in Anlehnung an [9] angenommen. Die Edelstahlbewehrung besitzt in etwa dieselben Materialparameter wie ein Betonstahl

7 NUMERISCHE UNTERSUCHUNG

BSt500. Dementsprechend wurden auch seine Werte festgelegt. Die Kennwerte des Spannkabels wurden dem Prüfzeugnis entnommen.

Tabelle 7.1: Materialparameter für die Aufbetonschicht

Bezeichnung	Abkürzung	Einheit	Wert
Materialtyp	-	-	CC3DNonLinCementitious2
Elastizitätsmodul	E	MPa	34000
Querdehnzahl	ν	-	0,2
Zugfestigkeit	f_t	MPa	3
Druckfestigkeit	f_c	MPa	43
Bruchenergie	G_F	MN/m	$7,5 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 7.2: Materialparameter für die Altbetonschicht

Bezeichnung	Abkürzung	Einheit	Wert
Materialtyp	-	-	CC3DNonLinCementitious2
Elastizitätsmodul	E	MPa	42500
Querdehnzahl	ν	-	0,2
Zugfestigkeit	f_t	MPa	5
Druckfestigkeit	f_c	MPa	93,2
Bruchenergie	G_F	MN/m	$1,125 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 7.3: Materialparameter für die Edelstahlbewehrung

Bezeichnung	Abkürzung	Einheit	Wert
Materialtyp	-	-	CCReinforcement
Elastizitätsmodul	E	MPa	200000
Fließspannung	σ_y	MPa	500

Tabelle 7.4: Materialparameter für den Spannstahl

Bezeichnung	Abkürzung	Einheit	Wert
Materialtyp	-	-	CCReinforcement
Elastizitätsmodul	E	MPa	192000
Fließspannung	σ_y	MPa	1770

7.1.2 Modell

Aufgrund der Symmetrie aller vier Versuchskörper, wurde ein zweidimensionales Rechenmodell gewählt, welchem ein ebener Spannungszustand zugrunde liegt. Die Belastung wurde schrittweise (*Steps*) weggesteuert aufgebracht. Es wurden folgende Effekte bei der Simulation berücksichtigt:

- Bewehrung: Die Lage der Bewehrung wurde exakt nach den Bewehrungsplänen (Anhang B) eingegeben. Die Arbeitslinie wurde bilinear angenommen.
- Vorspannung: Sie wird durch Aufbringen einer Dehnung eines Bewehrungsstabs berücksichtigt, welcher die Materialeigenschaften eines Spannkabels besitzt. Die Spanngliedverluste wurden analytisch berechnet und bei der Vordehnung (*Initial Strain*) des Spannstahls abgezogen.
- Nichtlineares Materialverhalten von Beton
- Rissbildung des Betons

In der numerischen Berechnung wurde auf die Berücksichtigung folgender Effekte verzichtet:

- zeitabhängiges Materialverhalten: Kriechen und Schwinden
- Tension-stiffening
- Verbund-Schlupf-Beziehung zwischen Bewehrung und Beton bzw. Kunststoffhüllrohr und Beton. Es wird somit von einem perfekten Verbund ausgegangen.
- Interfacelemente zwischen Alt- und Neubeton

Näheres zu den einzelnen Effekten und deren zugrundegelegten Modellen kann [10] entnommen werden und wird an dieser Stelle nicht näher erläutert.

7.1.3 Netz

Abbildung 7.1 zeigt aus Symmetriegründen lediglich das Finite-Elemente-Modell des halben Versuchsträgers.

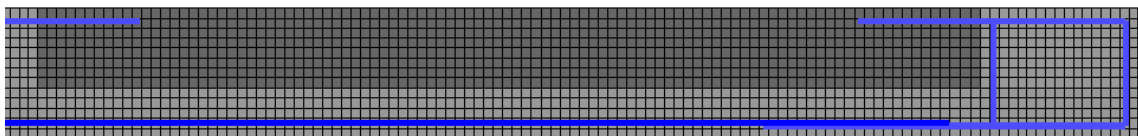


Abbildung 7.1: 2D-Modell und FE-Netz des halben Versuchsträgers

Tabelle 7.5 zeigt die Daten zum Finiten-Elemente-Netz. Es wurde ein relativ feines Netz mit einer Elementgröße von 0,03 m gewählt. Wie in Abbildung 7.1 ersichtlich kamen quadratische Elemente zur Anwendung. Die Bewehrungsstäbe wurde als 1-D Elemente diskretisiert.

Tabelle 7.5: Netzparameter

Finite-Elemente:	
Beton	3120 CCIsoQuad4_2D
Bewehrung	35 CCIsoTruss2_2D

Tabelle 7.6: Lösungsparameter

Lösungsmethode	Newton-Raphson
Berechnung Steifigkeitsmatrix	jede Iteration
Anzahl der Iterationen	60
Fehlertoleranz	0,01

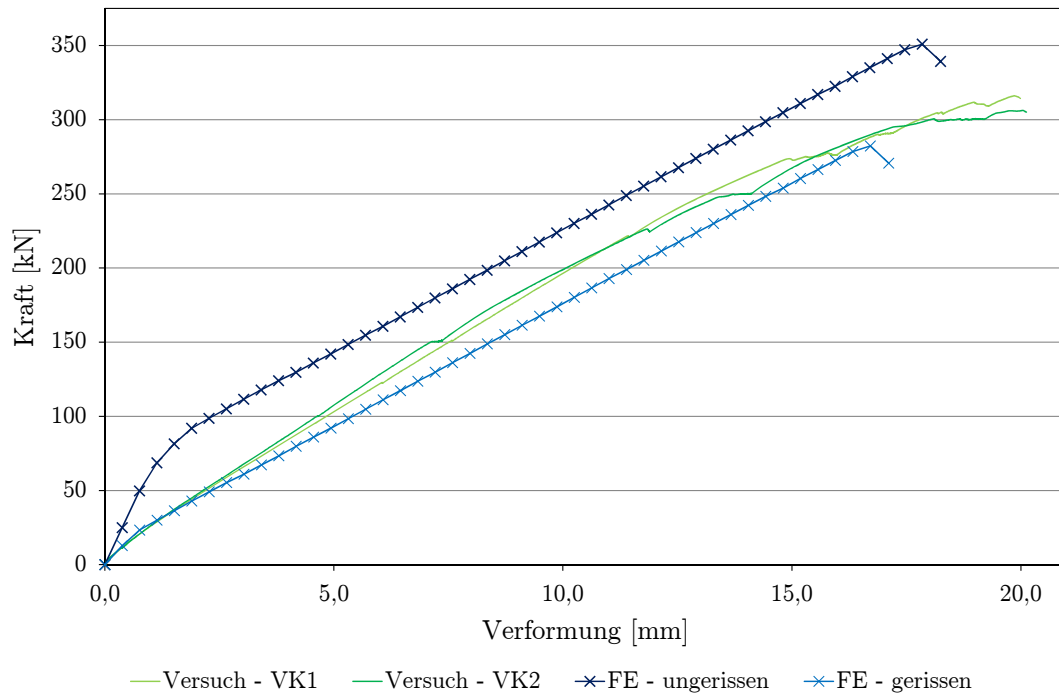
7.2 Postprocessing

7.2.1 Ergebnisse der schlaff bewehrten Versuchskörper

7.2.1.1 Last-Verformungsbeziehung

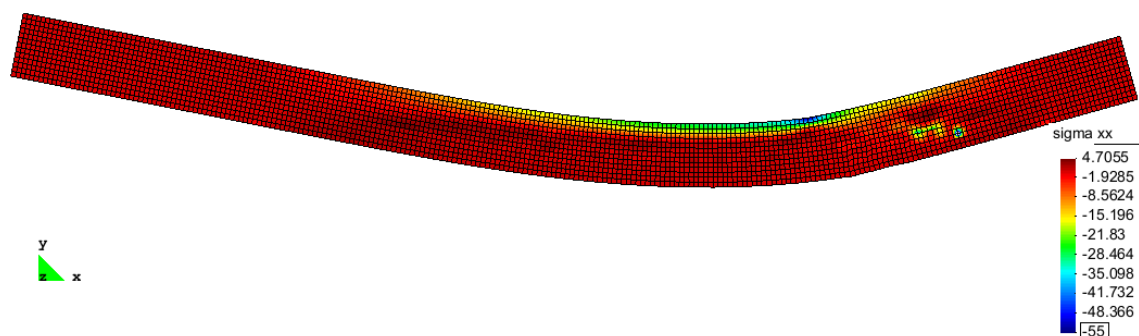
Abbildung 7.2 zeigt das Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle für die beiden schlaff bewehrten Versuchskörper sowie das Ergebnis der numerischen Berechnung. An dieser Stelle sei nochmals angemerkt, dass die statischen Versuche im Anschluss an die Ermüdungsversuche stattgefunden haben. Daher waren die schlaff bewehrten Versuchskörper aufgrund der dynamischen Belastung bereits zu Beginn des statischen Versuchs gerissen. Dies erkennt man am fehlenden linear-elastischen Bereich.

In der FE-Analyse befindet sich der Versuchskörper am Beginn der Berechnung noch im Zustand I. Ab einer Last von $F = 75$ kN treten die ersten Risse auf. Danach zeigt sich ein relativ linearer Verlauf bis zur Maximallast von $F = 350$ kN. Betrachtet man den Verlauf ohne den linear-elastischen Bereich (hellblauer Verlauf), so ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit dem experimentell ermittelten Verlauf.

Abbildung 7.2: Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle $x = +1,55 \text{ m}$

7.2.1.2 Verformte Struktur und Betonspannung

Abbildung 7.3 zeigt die verformte Struktur sowie die Betonspannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast. Die maximale Betondruckspannung in der oberen Randfaser erreichte dabei nicht die Druckfestigkeit $f_{cm,alt}$ des Altbetons. Die Betondruckzone blieb auch während des statischen Versuchs vollständig intakt. Die maximale Durchbiegung tritt nicht an der Lasteinleitungsstelle auf, sondern ca. 1 m links versetzt. Dies konnte auch bei den Versuchen beobachtet werden.

Abbildung 7.3: Verformte Struktur und Spannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast

7.2.1.3 Spannung in der Bewehrung

In Abbildung 7.4 ist die Spannung σ_{xx} der Edelstahlbewehrung bei Bruchlast dargestellt. An der Lasteinleitungsstelle $x = 1,55\text{ m}$ beträgt die Spannung in der Bewehrung $\sigma_s = 515\text{ N/mm}^2$ und übersteigt somit knapp die Fließspannung von $\sigma_y = 500\text{ N/mm}^2$.

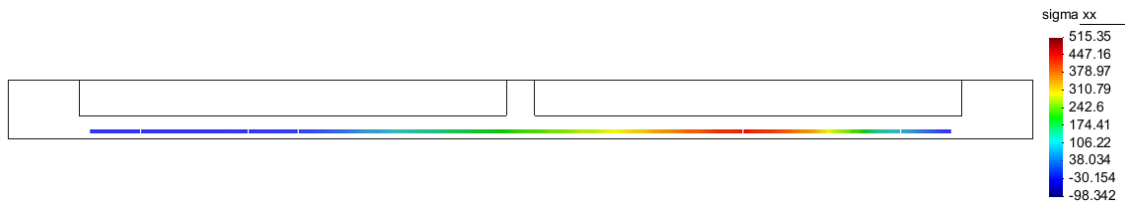


Abbildung 7.4: Spannung σ_{xx} in Längsrichtung der Edelstahlbewehrung

7.2.1.4 Schubspannung in der Verbundfuge

In Abbildung 7.5 sind die Schubspannungsverläufe entlang der Verbundfuge bei verschiedenen Laststufen ersichtlich.

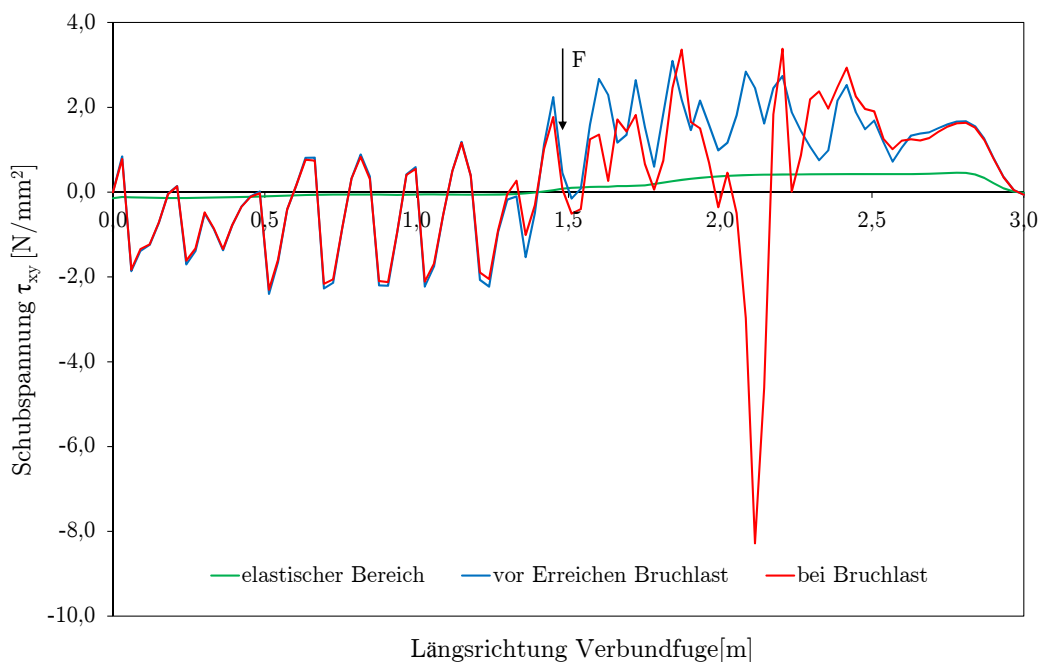


Abbildung 7.5: Schubspannung τ_{xy} in der Verbundfuge

Der grüne Verlauf zeigt die Schubspannung τ_{xy} in der Grenzfläche zwischen neuem und altem Beton im linear-elastischen Bereich. Wie erwartet tritt ein linearer Verlauf

auf. Der hellblaue Verlauf stellt den Schubspannungsverlauf kurz vor Erreichen der Bruchlast dar. Infolge der zunehmenden Rissbildung kommt es zu Spannungsspitzen entlang der Rissufer. Bei Bruchlast führt eine solche Spannungsspitze an der Stelle $x = 2,2 \text{ m}$ zu einem plötzlich auftretenden Schubversagen des Versuchsträgers.

7.2.1.5 Versagensform

In den Abbildungen 7.6 (a) und (b) sind die Rissweiten kurz vor und während der Bruchlast dargestellt.

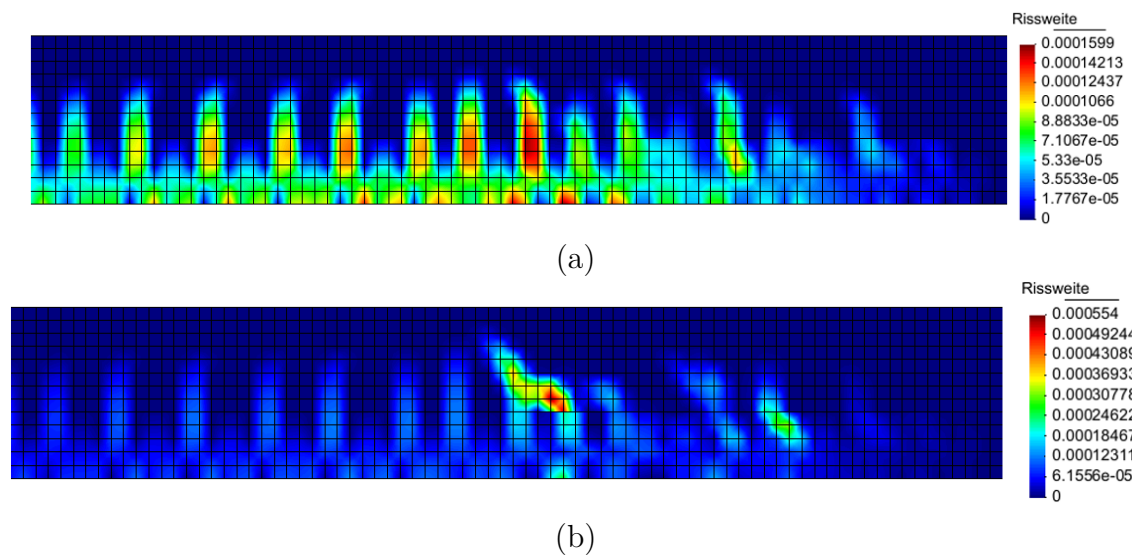


Abbildung 7.6: Rissweite: (a) kurz vor Erreichen Bruchlast (b) bei Bruchlast

Kurz vor dem Versagen sind nur Biegerisse mit einer sehr geringen Rissweite erkennbar (Abbildung 7.6 (a)). Wie auch beim statischen Versuch der schlaff bewehrten Versuchskörper tritt in der FE-Berechnung ein Schubriss auf, welcher zu einem rasch eintretenden Versagen führt (Abbildung 7.6 (a)). Die im Versuch aufgetretenen Dübelrisse konnten nicht simuliert werden, da hierzu eine Verbund-Schlupf-Beziehung zwischen Beton und Bewehrung definiert werden hätte müssen.

7.2.2 Ergebnisse der vorgespannten Versuchskörper

7.2.2.1 Last-Verformungsbeziehung

Abbildung 7.7 zeigt das Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle für die beiden vorgespannten Versuchskörper sowie das Ergebnis der FE-Analyse.

Der exakte Verlauf der statischen Versuche konnte dabei nicht ganz widerspiegelt werden. Der Erstriss trat bei der Simulation erst ab einer Kraft von $F = 170 \text{ kN}$ ein. Dies kann eventuell darauf zurückgeführt werden, dass die Zugfestigkeit der Aufbetonschicht bzw. die Höhe der Vorspannkraft zu hoch angesetzt wurde. Die berechnete Neigung des linear-elastischen Bereichs ist deutlich steiler als jene aus den statischen Versuchen. Die Neigung ist abhängig von der Biegesteifigkeit EI des Neu- und Altbetons. Dies lässt den Schluss zu, dass die verwendeten Elastizitätsmodule zu hoch waren. Des Weiteren war es nicht möglich die Maximalkraft aus den Versuchen zu erreichen. Die numerische Berechnung ergab auch ein viel ausgeprägteres Fließplateau als jenes in den Versuchen.

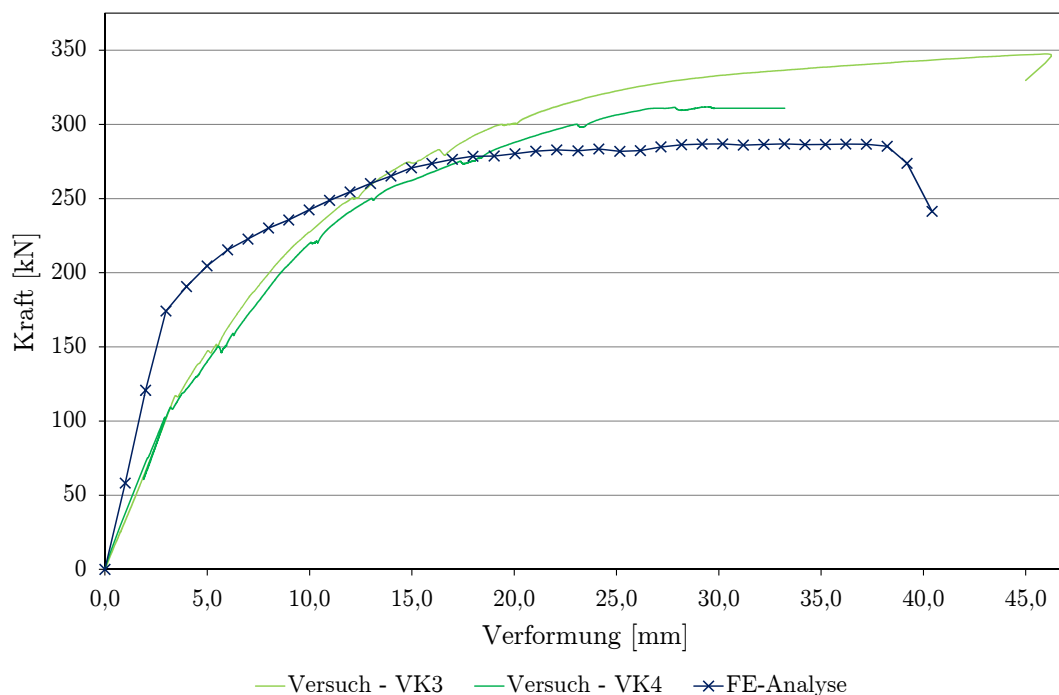


Abbildung 7.7: Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle $x = +1,55 \text{ m}$

7.2.2.2 Verformte Struktur und Betonspannung

Abbildung 7.8 zeigt die verformte Struktur sowie die Betonspannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast. Die maximale Betondruckspannung in der oberen Randfaser blieb dabei unter der Druckfestigkeit $f_{cm,alt}$ des Altbetons, wodurch es zu keiner Rissbildung in der Druckzone kam. Es kann daher angenommen werden, dass ein Versagen der Druckzone nicht als primäre Versagensursache bei den vorgespannten Versuchskörpern auszumachen gewesen wäre.

Im Gegensatz zu den schlaff bewehrten Versuchskörpern trat bei den vorgespannten

Prüfkörpern die maximale Durchbiegung in der FE-Analyse an der Lasteinleitungsstelle auf. Dies korreliert auch mit den Messdaten aus den statischen Versuchen. Erklärt werden kann dies, durch die fehlende risseverteilende Längsbewehrung bei den vorgespannten Versuchskörpern. Dadurch entstanden zwar weniger, dafür aber größere Risse, welche sich an der Lasteinleitungsstelle konzentrierten (siehe Abbildung 7.11 (a) und (b)) .

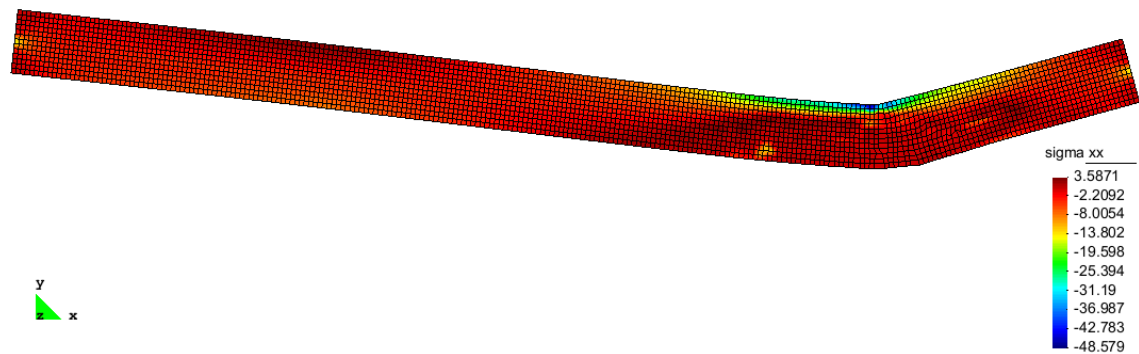


Abbildung 7.8: Verformte Struktur und Spannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast

7.2.2.3 Spannung im Spannstahl

In Abbildung 7.9 ist die Spannung σ_{xx} des Spannstahls bei Bruchlast dargestellt. An der Lasteinleitungsstelle $x = 1,55 \text{ m}$ beträgt die Spannung im Spannstahl $\sigma_s = 1733,6 \text{ N/mm}^2$ und liegt im Bereich der Fließspannung. Dies entspricht den Ergebnissen aus den statischen Versuchen. Dort konnte durch die Messung der Dehnung auf Höhe des Spannglieds festgestellt werden, dass die Fließdehnung des Spannstahls deutlich überschritten wurde.

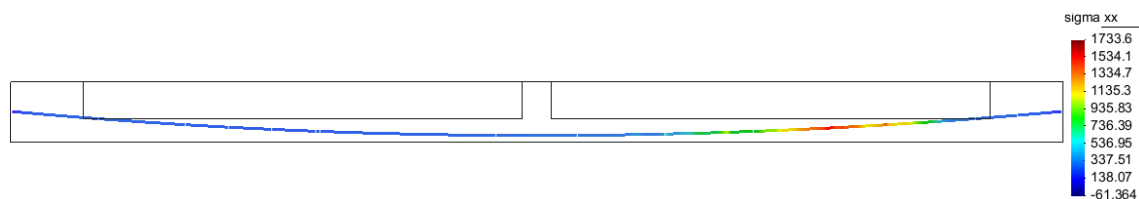


Abbildung 7.9: Spannung σ_{xx} in Längsrichtung der Edelstahlbewehrung

7.2.2.4 Schubspannung in der Verbundfuge

Die linear-elastischen Schubspannungen sind aufgrund der Vorspannung höher als bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern. Infolge der Rissbildung kommt es auch

7 NUMERISCHE UNTERSUCHUNG

hier zu Spannungsspitzen entlang der Rissufer. Im Gegensatz zu Abschnitt 7.2.1.4 erreichen die Schubspannungsspitzen jedoch nicht die Höhe des Querkraftwiderstands.

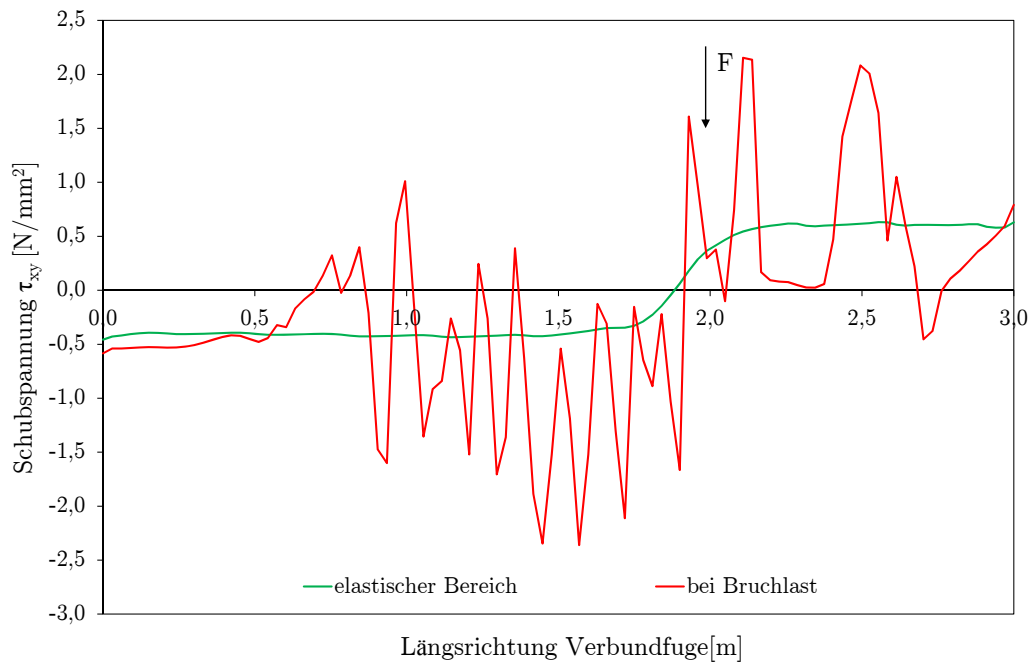


Abbildung 7.10: Schubspannung τ_{xy} in der Verbundfuge

7.2.2.5 Versagensform

In den Abbildungen 7.11 (a) und (b) sind die Rissweiten kurz vor und während der Bruchlast dargestellt.

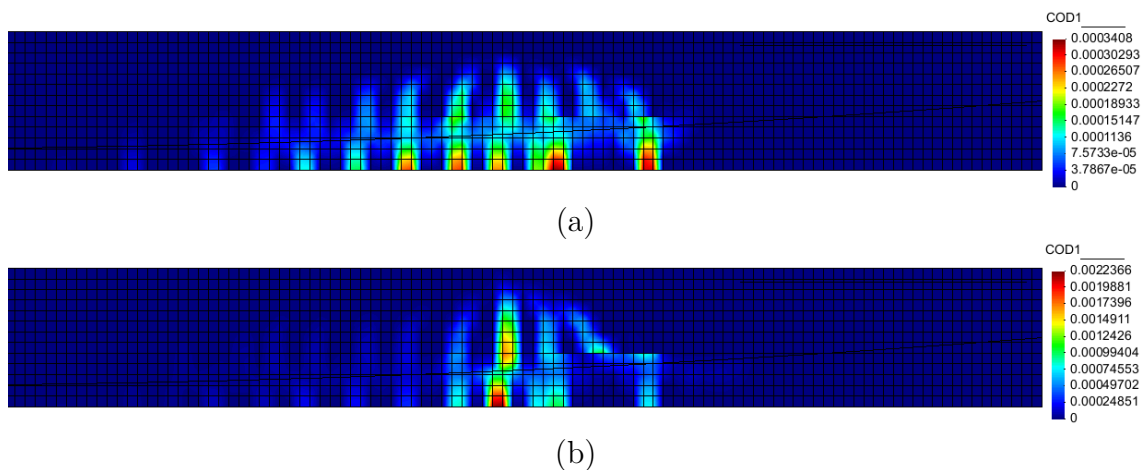


Abbildung 7.11: Rissweite: (a) kurz vor Erreichen der Bruchlast (b) bei Bruchlast

Kurz vor Erreichen der Bruchlast sind einige Biegerisse in der Nähe der Lasteinleitungsstelle erkennbar. Sie weisen jedoch eine sehr geringe Rissweite auf. Bei Maximallast erfährt der Biegeriss direkt unter der Einleitungsstelle die maximale Rissöffnung. Es handelt sich daher um ein Biegeversagen. Dies stimmt auch sehr gut mit den Ergebnissen des statischen Versuchs überein. Wie zu Beginn bereits erwähnt, konnte ein Versagen der Verbundfläche, wie sie bei Versuchskörper 4 auftrat, nicht simuliert werden, da im Rechenmodell von einem starren Verbund ausgegangen wurde.

8 Zusammenfassung

Aufgrund der ständig anwachsenden Verkehrs- und Ausbaulasten wird es immer öfter notwendig, eine Brücke nachträglich zu verstärken. Diesbezüglich besitzt der planende Ingenieur eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Auswahl. Eine sehr häufig angewendete Sanierungsvariante von Brückentragwerken stellt das nachträgliche Aufbringen einer statisch mitwirkenden Neubetonschicht dar. In den meisten Fällen wird diese Aufbetonschicht mit dem Altbeton verdübelt, wodurch ein erheblicher wirtschaftlicher und bautechnischer Aufwand entsteht.

Die zu Beginn angeführte Literaturstudie befasst sich einerseits mit den Tragmechanismen, welche für die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge verantwortlich sind, und andererseits mit den Zwangsspannungen, welche aufgrund des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens des Alt- und Neubetons entstehen. Neben theoretischen Überlegungen werden auch Ergebnisse bereits durchgeführter Versuche erläutert.

Um mehr über das Tragverhalten zwischen neuem und altem Beton zu erfahren, wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Wien dynamische und statische Großversuche durchgeführt. Hierfür wurde auf 50 Jahre alten Betonplatten, welche im Zuge des Abbruchs einer bestehenden Brücke (Baron Schwarz-Park Brücke, 1962, B150 Salzburg Nord) verfügbar wurden, eine statisch mitwirkende Neubetonschicht aufgebracht. Die Versuchsreihe beinhaltete vier Versuchsträger, welche eine Länge von 7,2 m aufwiesen. Die zugbeanspruchte Neubetonschicht von je zwei Prüfkörpern wurde entweder mittels Vorspannung oder Edelstahlbewehrung ausgeführt. Bei einem schlaff bewehrten Versuchskörper wurde durch nachträgliches Einschneiden die Verbundfläche nachträglich reduziert, um somit die Schubbeanspruchung der Fuge zu erhöhen. Bei sämtlichen Versuchskörpern wurde auf eine Verdübelung der Verbundfuge verzichtet.

Bei den dynamischen Versuchen kam es sowohl bei den schlaff bewehrten als auch bei den vorgespannten Versuchskörpern zu keinem Ablösen der nachträglich aufgetragenen Neubetonschicht vom Altbetonkörper. Die zwei Millionen Lastwechsel

führten somit zu keinem Überschreiten des Haftverbunds in der Grenzfläche zwischen neuem und altem Beton. Auch die Erhöhung der Schubbeanspruchung der Fuge durch Reduktion der Verbundfläche bei Versuchskörper 2 änderte an dieser Tatsache nichts. Eine Ermüdung der Verbundfuge konnte bei sämtlichen Versuchskörpern somit nicht festgestellt werden. Die vorgespannten Versuchskörper blieben infolge des Ermüdungsversuchs ungerissen. Die schlaff bewehrten Versuchskörper wiesen hingegen bereits vor Beginn des Schwingvorgangs Biegerisse auf. Infolge der dynamischen Belastung kam es erwartungsgemäß zu weiteren Biegerissen, wodurch die Frequenz im Laufe des Versuchs kontinuierlich sank.

Die im Anschluss an die Ermüdungsversuche durchgeführten statischen Versuche ließen im Hinblick auf das Tragverhalten zwischen Alt- und Neubeton deutlich mehr Rückschlüsse zu. Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern kam es aufgrund der erhöhten Querkraftbeanspruchung, welche durch einen passend gewählten Versuchsaufbau erzielt wurde, zu einem Biegeschubversagen. Bei dem schlaff bewehrten Versuchskörper 1 (gesamte Verbundfläche) erfuhr der Schubriss an der Grenzschicht zwischen neuem und altem Beton einen horizontalen Versatz von ca. 20 cm. Im Bereich zwischen der Lasteinleitungstelle und dem lastnahen Auflager kam es auch zu einem deutlichen Ablösen der Neubetonschicht. Interessanterweise wies der schlaff bewehrte Versuchskörper 2, obwohl er aufgrund der schmäleren Verbundfläche einer höheren Schubbeanspruchung ausgesetzt war, eine geringere Schädigung der Verbundfuge auf. Der horizontale Versatz betrug nur wenige Zentimeter. Die gemessene Vertikalverschiebung in der Verbundfuge war beim nachträglich geschlitzten Versuchskörper (VK2) deutlich geringer als bei jenem mit voller Verbundfläche (VK1).

Bei den vorgespannten Versuchskörpern zeigte sich im Bezug auf die Versagensart ein völlig anderes Ergebnis als bei den schlaff bewehrten Prüfkörpern. Aufgrund der positiven Wirkung der Vorspannung konnte kein Querkraftversagen erzielt werden. Wegen der fehlenden Längsbewehrung kam es zu wenigen, aber dafür größeren Biegerissen. Betrachtet man die Tragfähigkeit der Verbundfuge, so zeigt sich, dass die beiden mit Vorspannung ausgeführten Versuchskörper völlig unterschiedliche Ergebnisse lieferten. Bei Versuchskörper 3 traten im Großen und Ganzen keine Relativverschiebungen in der Verbundfuge auf. Die Biegerisse erfuhren an der Grenze zwischen Alt- und Neubeton keinen horizontalen Versatz. Es kann somit von einem starren Verbund gesprochen werden. Im Gegensatz dazu kam es bei Versuchsträger 4 bereits bei einer Kraft von $F = 120 \text{ kN}$ zum Überschreiten des Haftverbunds und somit zur Öffnung der Verbundfuge. Bis zu einer Last von $F = 300 \text{ kN}$ kam es zu einer kontinuierlichen Zunahme der vertikalen Relativverschiebung, welche dem

Tragverhalten der Rissreibung zugeschrieben werden kann. Bei Versuchsende betrug die Öffnung des horizontalen Risses entlang der Verbundfuge $w_{k,max,Fuge} = 2\text{ mm}$.

Mit der am Ende der Arbeit durchgeführten numerischen Simulation konnten die Ergebnisse aus den statischen Versuchen angemessen wiedergespiegelt werden. Wie auch in den Versuchen kam es bei der FE-Analyse bei den schlaff bewehrten Prüfkörpern zu einem Schubversagen bzw. bei den vorgespannten Versuchskörpern zu einem Biegeversagen. Es konnte auch bestätigt werden, dass die Betonspannungen in der Druckzone unterhalb der Druckfestigkeit des Altbetons blieben. Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass die Bewehrung bzw. der Spannstahl die Fließspannung erreicht haben.

Die dynamischen und statischen Versuche haben gezeigt, dass die Verwendung einer statisch mitwirkenden Aufbetonschicht ohne Verdübelung eine ernst zu nehmende Möglichkeit einer Brückenverstärkung darstellt. Bei den durchgeführten Versuchen konnte nicht festgestellt werden, dass ein Versagen der Verbundfuge als primäre Schadensursache verantwortlich war. Lediglich bei dem vorgespannten Versuchskörper 4 kam es zu einer deutlicheren Schädigung der Verbundfuge. Jedoch blieb die Rissweite des Horizontalrisses in der Fuge deutlich unter jener des größten Biegerisses an der Lasteinleitungsstelle.

Literaturverzeichnis

- [1] ACKERMANN, G. ; GATZSCH, R.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 7 u. 8 (1992), S. 165– 170 u. 145 – 148
- [2] ACKERMANN, G. ; RAUE, E. ; EBEL, L. ; SETZPFANDT, G.: Spannungsumlagerungen in Verbundquerschnitten aus Fertigteilen und Ortbeton statisch bestimmter Träger infolge Kriechen und Schwinden unter Berücksichtigung der Rißbildung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 431 (1992)
- [3] BERGER, J.: *Hochfrequente Dauerschwingversuche an Aufbetonschichten für Brückentragwerke- Analytische und Numerische Untersuchungen*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2008
- [4] BEUSHAUSEN, H.-D. ; ALEXANDER, M.: Spannungen durch Verformungsbehinderung in gebundenen Aufbetonen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), S. 394 – 401
- [5] BIRKELAND, P. W. ; BIRKELAND, H.W.: Connections in Precast Concrete Construction. In: *ACI Journal* 63 (1966), S. 345 – 368
- [6] BISCHOF, C. ; POSSART, W.: *Adhäsion: theoretische und experimentelle Grundlagen*. Akademie Verlag, 1983
- [7] BLESSENOHL, B.: *Zur numerischen Berechnung der Auswirkungen des Kriechens und Schwindens auf Betonverbundtragwerke: Grundlagen und Algorithmen für die EDV*, TH-Aachen, Diss., 1990
- [8] BROCKMANN, G.: Arbeitsfugen in Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 3 (1973), S. 65 – 69
- [9] CERVENKA, J. ; JENDELE, L.: *ATENA Program Documentation Part 6 - ATENA Input File Format*. Prag, 15. März 2011
- [10] CERVENKA, V. ; JENDELE, L. ; CERVENKA, J.: *ATENA Program Documentation Part 1 - Theory*. Prag, 22. März 2010

LITERATURVERZEICHNIS

- [11] DASCHNER, F. ; KUPFER, H.: Literaturstudie zur Schubsicherung bei nachträglich ergänzten Querschnitten. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 372 (1986)
- [12] FREY, J. ; TROST, H.: Zur Berechnung von teilweise vorgespannten Betontragwerken im Gebrauchszustand. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 78 (1983), S. 302 – 308
- [13] H. HARTL ET AL.: Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten - Teil: Numerische Untersuchungen; Forschungsbericht über das Straßenforschungsvorhaben 3.287 / Labor für Konstruktiven Ingenieurbau - TU Graz. 2006. – Forschungsbericht
- [14] HANSON, N.W.: Precast-Prestressed Concrete Bridges, Horizontal Shear Connections. In: *Journal of the PCA (portland cement ass.), Research and Development Laboratories* 2 (1960), S. 38 – 58
- [15] KAUFMANN, N.: Das Sandflächenverfahren. In: *Straßenbautechnik* 24 (1971), Nr. 3
- [16] KOLLEGER, J.: *Skriptum zur Vorlesung "Betonbau 1"*. Oktober 2008
- [17] LINDIG, V.: *Numerische Simulation, Strukturanalyse und Bemessung von Stahlbeton-Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes von Grenzflächen in Fugen*. Shaker Verlag, 2005
- [18] MACHT, J.: Betonfahrbahnen auf Brücken in Verbund mit dem Tragwerk. In: *Betonstraßen* (2007), S. 28 – 31
- [19] MANG, H. ; HOFSTETTER, G.: *Festigkeitslehre*. 2.Auflage. Springer Wien New York, 2004
- [20] MAST, R.: Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections. In: *ASCE, Journal of the Astructural Devision* 94 (1968), S. 1485 – 1504
- [21] MENN, C. ; BRENNI, P. ; KELLER, Th. ; PELLEGRINELLI, L.: Verbindung von altem und neuem Beton / Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. 1992. – Forschungsbericht
- [22] NISSEN, I.: *Rissverzahnung des Betons - Gegenseitige Rissuferverschiebungen und übertragene Kräfte*, Technische Universität München, Diss., 1987
- [23] ÖNORM B 3303: *Betonprüfung, Ausgabe: 2002-09-01*
- [24] ÖNORM EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. November 2005

LITERATURVERZEICHNIS

- [25] ÖNORM EN 1992-2: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. September 2007
- [26] RANDL, N.: *Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten*, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Diss., 1997
- [27] RANDL, N. ; WICKE, M.: Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (2000), S. 461 – 473
- [28] REINECKE, R.: *Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen*, Technische Universität München, Diss., 2004
- [29] RVS 15.02.34: *Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten*. FSV, Ausgabe 2011. – Wien
- [30] SASSE, H. R.: Die Adhäsion zwischen Estrich und Beton. In: *Industriefussböden* (1987), S. 47 – 56
- [31] SCHÄFER, H.G. ; BLOCK, K. ; DRELL, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 456 (1996), S. 75 – 93
- [32] SENDER, C. ; HENKE, V.: Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgetragene Aufbetonschicht / Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein. 2009. – Forschungsbericht

Abbildungsverzeichnis

1.1	Unterschiedliche Deckenaufbauten auf Brücken: (a) Üblicher Deckenaufbau [18] (b) Neuartiger Deckenaufbau	1
1.2	Einfluss des statischen Systems auf die Beanspruchung des Aufbetons: (a) Einfache Platte - Druckbeanspruchung (b) Eingespannte Platte, Rahmen, Durchlaufträger - Zug- und Druckbeanspruchung	2
2.1	Tragverhalten von nachtraglichverstarkten Stahlbetonteilen: (a) starrer Verbund (b) verschieblicher Verbund	5
2.2	Modell zur Schubreibungstheorie nach [5]	6
2.3	Schematische Darstellung der Schubspannung in der Verbundfuge in Abhängigkeit der Relativverschiebung w	7
2.4	Haupttypen der chemischen Bindung [28]	8
2.5	Oberflächenrauheit und mikroskopische Verzahnung [30]	10
2.6	Randwinkel zwischen Flüssigkeit und festem Substrat [28]	10
2.7	Schematische Darstellung der unterschiedlichen Versuchsversionen bei verschiedenen Dehnsteifigkeitsmaen nach <i>Nissen</i> [22]	11
2.8	Probekorporentnahme (links) und Versuchsaufbau des zentrischen Zugversuchs (rechts) [31]	13
2.9	Schematische Darstellung des Scherversuchs nach <i>Brockmann</i> [8]	14
2.10	Schematische Darstellung der verwendeten Versuchskörper [28]	14
2.11	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Scherversuche nach <i>Hanson</i> [14]	15
2.12	Ergebnisse der Scherversuche nach <i>Hanson</i> [14]	16
2.13	Schematische Darstellung der Schubversuche nach <i>Randl</i> [26]	16
2.14	Verzahnung Fugenausbildung [24]	19
2.15	Darstellung der numerisch untersuchten Versuchskörper [13]	23

2.16	Schematische Darstellung (nicht maßstabsgetreu) der Testkörper [4]: (a) Testkörper A, Abmessung und Anordnung der Messplatten (b) Testkörper B mit Anordnung der Messplatten für Verformungsmes- sungen im Aufbeton	24
2.17	Schematische Darstellung der Annahmen bestehender analytischer Modelle für Schwindspannungen in nachträglich ergänzten Aufbetonen [4]	25
3.1	Aus zwei verschiedenen Werkstoffen (z.B.: 2 verschiedene Betone) be- stehender Verbundstab mit rechteckigem Querschnitt: (a) Querschnitt, (b) Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge N, (c) Dehnungs- und Spannungsverlauf infolge M_η , (d) fiktiver homogener Querschnitt [19]	27
3.2	Berechnung der Spannungen im Zustand II	29
3.3	Einmassenschwinger	30
3.4	Biegeschwingung eines Einfeldträgers	31
3.5	Sinusförmig verteilte Linienlast bei einem Einfeldträger[19]	32
4.1	50 Jahre alte Betonplatten von der Baron Schwarz-Park Brücke (1962)	33
4.2	Betonieren der vorgespannten Versuchskörper	34
4.3	Versuchsaufbau	37
5.1	Querschnitt der schlaff bewehrten Versuchskörper VK1 und VK2 . . .	40
5.2	Querschnitt der vorgespannten Versuchskörper	46
5.3	Spanngliedführung und statisches System (Darstellung doppelt überhöht)	48
6.1	Messpunkte der Dehnungsmessung (Darstellung doppelt überhöht) . .	54
6.2	Zeitlicher Verlauf der Dehnung in Feldmitte am unteren Rand der Neubetonschicht	55
6.3	Zeitlicher Verlauf der Verzerrung im Randbereich an der Oberseite des Altbetons	57
6.4	Frequenzverlauf aller Versuchskörper während des dynamischen Versuchs	58
6.5	Vertikale Verformung aller Versuchskörper in Feldmitte	60
6.6	Horizontale Relativverschiebung an der Stelle $x = 1,0\text{ m}$	61
6.7	Horizontale Relativverschiebung an der Stelle $x=3,0\text{ m}$	62
6.8	Vertikale Relativverschiebung in der Verbundfuge am Randbereich ($x=3,00\text{ m}$)	63
6.9	Vertikale Relativverschiebung in der Verbundfuge in Feldmitte ($x=0,30\text{ m}$)	63

6.10	Verzerrungsverläufe der verschiedenen Messstellen während des Schwingvorganges - VK2	64
6.11	Verzerrungsverläufe der verschiedenen Messstellen während des Schwingvorganges - VK3	65
6.12	Verhältnis der Krümmungen der Altbetonschicht zum Gesamtquerschnitt - VK1	66
6.13	Belastungsgeschichte der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2 .	67
6.14	Last-Verformungsdiagramm - VK1	68
6.15	Ausschnitt des Rissbilds - VK1	69
6.16	Ausschnitt des Rissbilds - VK2	70
6.17	Horizontale Verschiebungen - VK1	71
6.18	Horizontale Verschiebungen - VK2	71
6.19	Vertikale Verschiebungen - VK1	73
6.20	Vertikale Verschiebungen - VK2	73
6.21	Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK1	74
6.22	Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK2	75
6.23	Krümmung des Querschnitts der schlaff bewehrten Versuchskörper 1 und 2	76
6.24	Statisches System	77
6.25	Momentenverlauf	77
6.26	Querkraftverlauf	78
6.27	Versagensart - Biegeschubbruch VK1: (a) kurz vor Bruchlast (b) Bruch	79
6.28	Versagensart - Biegeschubbruch VK2: (a) kurz vor Bruchlast (b) Bruch	80
6.29	Belastungsgeschichte der vorgespannten Versuchskörper 3 und 4 . . .	81
6.30	Last-Verformungsdiagramm - VK3	82
6.31	Rissbild VK3	83
6.32	Rissbild VK4	83
6.33	Horizontale Verschiebungen - VK4	84
6.34	Vertikale Verschiebungen - VK4	85
6.35	Biegemoment-Verzerrungsbeziehung - VK3	86
6.36	Krümmung des Querschnitts der vorgespannten Versuchskörper 3 und 4	87
6.37	Statisches System	89
6.38	Momentenverlauf	89
6.39	Querkraftverlauf	90
6.40	Querkraftverlauf der Einzelkomponenten	91
6.41	Versagensart : (a) VK3: Biegerisse (b) VK4: Biegerisse u. Risse entlang der Verbundfuge	92

7.1	2D-Modell und FE-Netz des halben Versuchsträgers	96
7.2	Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle $x = +1,55 m$	98
7.3	Verformte Struktur und Spannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast	98
7.4	Spannung σ_{xx} in Längsrichtung der Edelstahlbewehrung	99
7.5	Schubspannung τ_{xy} in der Verbundfuge	99
7.6	Rissweite: (a) kurz vor Erreichen Bruchlast (b) bei Bruchlast	100
7.7	Last-Verformungsdiagramm an der Lasteinleitungsstelle $x = +1,55 m$	101
7.8	Verformte Struktur und Spannung σ_{xx} in Trägerlängsrichtung bei Maximallast	102
7.9	Spannung σ_{xx} in Längsrichtung der Edelstahlbewehrung	102
7.10	Schubspannung τ_{xy} in der Verbundfuge	103
7.11	Rissweite: (a) kurz vor Erreichen der Bruchlast (b) bei Bruchlast . .	103
A.1	Materialprüfung nach erstem Tag	117
A.2	Materialprüfung nach 6. Tag	118
B.1	Bewehrungsplan VK1	120
B.2	Bewehrungsplan VK2	121
B.3	Bewehrungsplan VK3 und 4	122
C.1	Versuchsaufbau dynamischer Versuch	124
C.2	Versuchsaufbau statischer Versuch VK1	125
C.3	Versuchsaufbau statischer Versuch VK2	126
C.4	Versuchsaufbau statischer Versuch VK3 und 4	127
D.1	Anordnung der Messtechnik bei dynamischen Versuch VK1	129
D.2	Anordnung der Messtechnik bei dynamischen Versuch VK2, 3 und 4 .	130
D.3	Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK1	131
D.4	Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK2	132
D.5	Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK3	133
D.6	Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK4	134
E.1	Rissbild VK1	136
E.2	Rissbild VK2	137
E.3	Rissbild VK3	138
E.4	Rissbild VK4	139

Tabellenverzeichnis

2.1	Rauhigkeits- und Festigkeitsabminderungsbeiwerte der EN 1992-1-1 . . .	19
4.1	Versuchsparameter	35
4.2	Materialkennwerte des Aufbetons C35/45	36
4.3	Materialkennwerte des Altbetons	36
5.1	Berechnungsparameter für die Ermittlung der Querschnittswerte . . .	40
5.2	Querschnittswerte Zustand I bei Berücksichtigung des Verbundstabs .	41
5.3	Querschnittswerte im Zustand II	42
5.4	Bestimmung der Eigenfrequenz für Zustand I und II	45
5.5	Berechnungsparameter für die Ermittlung der Querschnittswerte in Feldmitte	47
5.6	Querschnittswerte für Feldmitte	47
5.7	Zusammenfassung der Vorspannverluste und der effektiven Vorspann- kräfte	48
5.8	Bestimmung der Eigenfrequenz für Zustand I	51
6.1	Ergebnisse der Beschleunigungsmessung	59
6.2	Maximale vertikale Verformung in Feldmitte während der Oberlast (Wegaufnehmer S2 und S3) und Dauer des Schwingvorgangs	60
6.3	Biegesteifigkeit EI_{II} im Zustand II	76
6.4	Biegesteifigkeit EI_I im Zustand I	88
7.1	Materialparameter für die Aufbetonschicht	95
7.2	Materialparameter für die Altbetonschicht	95
7.3	Materialparameter für die Edelstahlbewehrung	95
7.4	Materialparameter für den Spannstahl	95
7.5	Netzparameter	97
7.6	Lösungsparameter	97

A Materialprüfung Beton

FRISCH- u. FESTBETONPRÜFUNG (Schwertteile)

Gunskirchen, 2.2.07

Rymarczyk

Abteilung: Labor

Werk: <input checked="" type="checkbox"/> GSK <input type="checkbox"/> HZGB <input type="checkbox"/> WRN <input type="checkbox"/> GWD <input type="checkbox"/> VK <input type="checkbox"/> VI										
<input type="checkbox"/> Gars <input type="checkbox"/> WLD <input type="checkbox"/> RDF										
Charge Nr.	669692									
<input type="checkbox"/> Erstprüfung <input checked="" type="checkbox"/> Konformitätsprüfung <input type="checkbox"/> Identitätsprüfung <input type="checkbox"/> Fremdüberwachung										
Angaben										
Abnehmer:	Versuch mit TU Wien				Entnahme am:	16.12.10	08:35			
Baustelle:					Entnahmeort:	Werk				
Bauteil:										
Waren Nr.	153	C35/45 - B4 - F45 GK 16					max. W/B:			
Besondere Eigenschaften:										
<input checked="" type="checkbox"/> Werksgemisch <input type="checkbox"/> Transportbeton Fa.										
Bindemittelart / Güte / Werk	CEM II 42,5R			Kirchdorfer	Bindemittelmenge:					kg/m ³
Zuschlagart / Werk:	RKI 0/4, RKI 4/8, RKI 8/16			Treul & Co.	Sieblinie:					
Zusatzstoffart / Werk:	----									
Zusatzmittelart / Werk:	----									
Zusatzmittelart / Werk:	Glenium ACE 430			BASF % v. Bindemittel =					g/m ³
Zusammensetzung für ...1.... m ³ Beton in kg (tatsächliche Einwaagemengen)										
Körnung	0/4	4/8	8/16	16 / 22	0 / 16	Bindemittel	Wasser	Zusätze	Ges.Masse	
Anteile in M.-%						B'	W'		M'	
Anteile trocken kg	880	392	683	0			157	0		
Anteile feucht kg	924	396	690	0	0	377	104	1,78	2493	
Frisch- und Festbetonprüfung										
Probekörperart	Würfel 15/15				Konsistenz	53cm				
Lfd. Nr.	295				Luftporengehalt	Vol.-%				
Rüttelzeit sec.					Temperatur T Beton	11	°C, T Luft	-3 °C		
Beton + Fc kg	24,106				Frischbetonrohddichte δ Fb	2437				
Formmass kg	4,61				Tatsächlicher Bindemittelgehalt (über Rohdichte)					
Betonmass kg	19,50				$B = \frac{B' \times \delta FB}{\text{Ges.Masse } M'} = 369\text{kg}$					
Rohddichte einzeln	2437									
kg/m ³ Mittel	2437									
Lagerung Alter	23:30 Std.	23:30 Std.	23:30 Std.	Wassergehalt und W/B - Wert			Uhrzeit	09:10		
Uhr Zeit	08:05 Uhr	08:05 Uhr	08:05 Uhr							
Prüfdatum	17.12.10	17.12.10	17.12.10	Teller feucht (Tf)			28	g		
Würfel-Bezeich	A	B	C	Frischbetonprobe B (FR)			2000	g		
Betonmass kg	8,170	8,186	8,237	Teller und Frischbeton feucht (Mf)			2028	g		
Abmessun a (Ø)	15	15	15	Teller und Frischbeton trocken (Mtr)			1890	g		
in cm b	15	15	15	Teller trocken (Ttr)			28	g		
h	15	15	15	Wassergehalt der Probe (WP)			6,90%			
Volumen dm ³	3,375	3,375	3,375	Wassergehalt des Betons:						
Rohddichte einzeln	2421	2425	2441	$W = \frac{\delta FB}{B (FR)} * WP = 168$						
kg/m ³ Mittel	2429			$W = \frac{168}{369} = 0,46$						
Druckfläche cm ²	225	225	225							
Bruchlast kN	400	390	420							
Druckfestig ¹⁾ einzeln	17,78	17,33	18,67							
N/mm ² Mittel	18									
1) Druckfestigkeit [N/mm ²] = 10 * $\frac{\text{Bruchlast [kN]}}{\text{Druckfläche [cm}^2\text{]}}$				Bemerkung: Kaltwasser						
Gunskirchen		17.12.2010		Humer						
Ort		Datum:		Unterschrift						

Abbildung A.1: Materialprüfung nach erstem Tag

FRISCH- u. FESTBETONPRÜFUNG (Schwertteile)

Gunskirchen, 2.2.07

Rymarczyk

Abteilung: Labor

Werk: <input checked="" type="checkbox"/> GSK <input type="checkbox"/> HZGB <input type="checkbox"/> WRN <input type="checkbox"/> GWD <input type="checkbox"/> VK <input type="checkbox"/> VI										
<input type="checkbox"/> Gars <input type="checkbox"/> WLD <input type="checkbox"/> RDF										
Charge Nr.	669692									
<input type="checkbox"/> Erstprüfung <input checked="" type="checkbox"/> Konformitätsprüfung <input type="checkbox"/> Identitätsprüfung <input type="checkbox"/> Fremdüberwachung										
Angaben										
Abnehmer:	Versuch mit TU Wien					Entnahme am:	16.12.10	08:35		
Baustelle:						Entnahmeort:	Werk			
Bauteil:										
Waren Nr.	153	C35/45 - B4 - F45 GK 16					max. W/B:			
Besondere Eigenschaften:										
<input checked="" type="checkbox"/> Werksgemisch <input type="checkbox"/> Transportbeton Fa.										
Bindemittelart / Güte / Werk	CEM II 42,5R		Kirchdorfer		Bindemittelmenge: kg/m ³					
Zuschlagart / Werk:	RKI 0/4, RKI 4/8, RKI 8/16		Traul & Co.		Sieblinie:					
Zusatzstoffart / Werk:	----			 % v. Bindemittel = g/m ³					
Zusatzmittelart / Werk:	----			 % v. Bindemittel = g/m ³					
Zusatzmittelart / Werk:	Glenium ACE 430		BASF							
Zusammensetzung für ...1.... m ³ Beton in kg (tatsächliche Einwaagemengen)										
Körnung	0/4	4/8	8/16	16 / 22	0 / 16	Bindemittel	Wasser	Zusätze	Ges.Masse	
Anteile in M.-%						B'	W'		M'	
Anteile trocken kg	880	392	683	0			157	0		
Anteile feucht kg	924	396	690	0	0	377	104	1,78	2493	
Frisch- und Festbetonprüfung										
Probekörperart	Würfel 15/15				Konsistenz	53cm				
Lfd. Nr.	295				Luftporengehalt	Vol.-%				
Rüttelzeit sec.					Temperatur T Beton	11	°C, T Luft	-3		
Beton + Fc kg	24,106				Frischbetonrohndichte δ Fb	2437				
Formmass kg	4,61				Tatsächlicher Bindemittelgehalt (über Rohdichte)					
Betonmass kg	19,50				$B = \frac{B' \times \delta FB}{\text{Ges.Masse } M'} = 369\text{kg}$					
Rohdichte einzeln	2437									
kg/m ³ Mittel	2437									
Lagerung Alter	142:55 Std.	142:55 Std.	142:55 Std.	Wassergehalt und W/B - Wert			Uhrzeit	09:10		
Uhr Zeit	07:30 Uhr	07:30 Uhr	07:30 Uhr							
Prüfdatum	22.12.10	22.12.10	22.12.10	Teller feucht (Tf)			28		g	
Würfel-Bezeich	A	B	C	Frischbetonprobe B (FR)			2000		g	
Betonmass kg	8,144	8,139	8,115	Teller und Frischbeton feucht (Mf)			2028		g	
Abmessun a (Ø)	15	15	15	Teller und Frischbeton trocken (Mtr)			1890		g	
in cm b	15	15	15	Teller trocken (Ttr)			28		g	
h	15	15	15	Wassergehalt der Probe (WP)			6,90%			
Volumen dm ³	3,375	3,375	3,375	Wassergehalt des Betons:						
Rohdichte einzeln	2413	2412	2404	$W = \frac{\delta FB}{B (FR)} * WP = 168$						
kg/m ³ Mittel	2410			$W = \frac{168}{369} = 0,46$						
Druckfläche cm ²	225	225	225							
Bruchlast kN	960	1100	1020							
Druckfestigk einzeln	42,67	48,89	45,33							
N/mm ² Mittel	46									
<p>1) Druckfestigkeit [N/mm²] = 10 * $\frac{\text{Bruchlast [kN]}}{\text{Druckfläche [cm}^2\text{]}}$ Bemerkung: Kaltwasser</p> <p style="text-align: center;">Gunskirchen 22.12.2010 Humer Ort Datum: Unterschrift</p>										

Abbildung A.2: Materialprüfung nach 6. Tag

B Bewehrungspläne

B BEWEHRUNGSPLÄNE

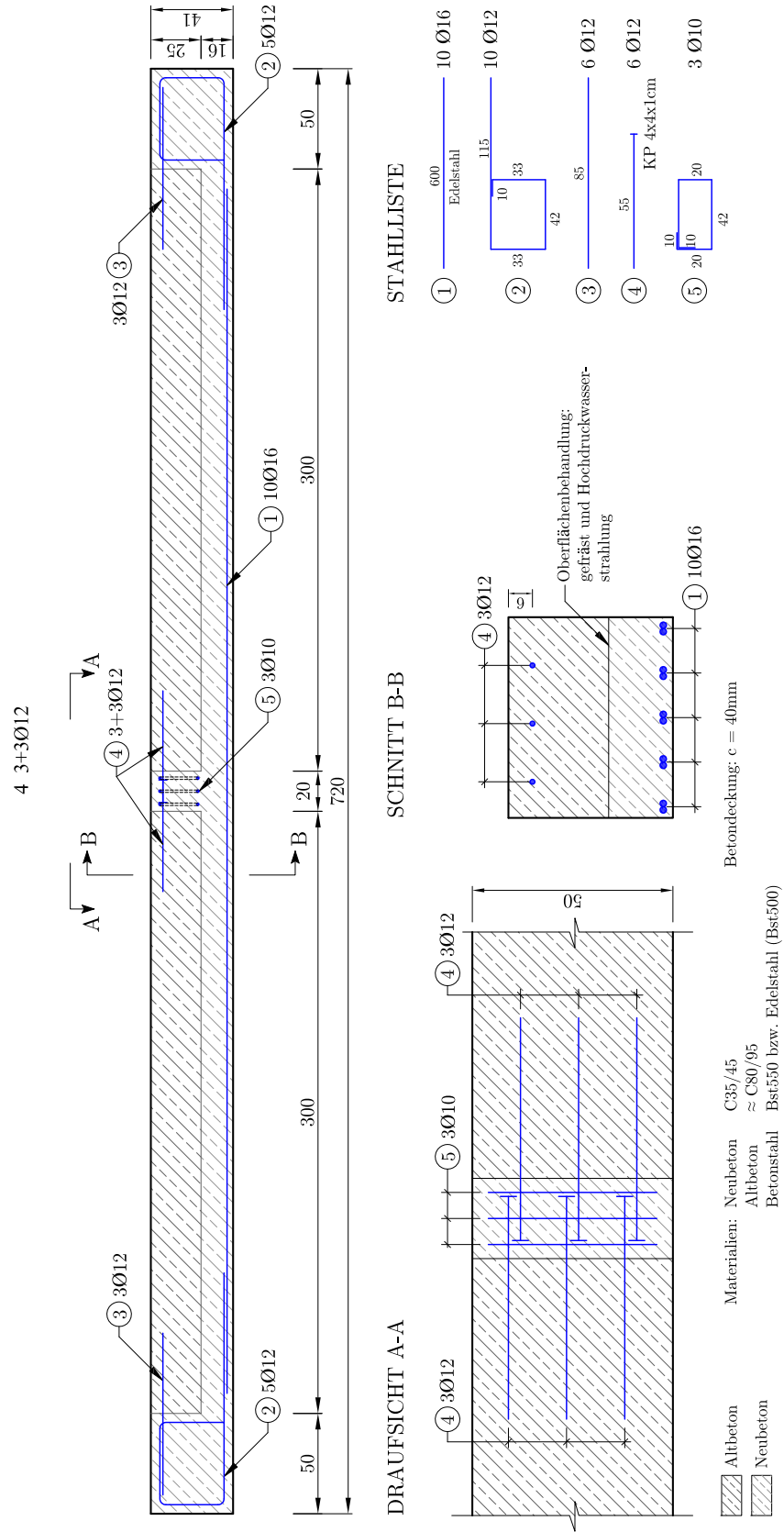


Abbildung B.1: Bewehrungsplan VK1

B BEWEHRUNGSPLÄNE

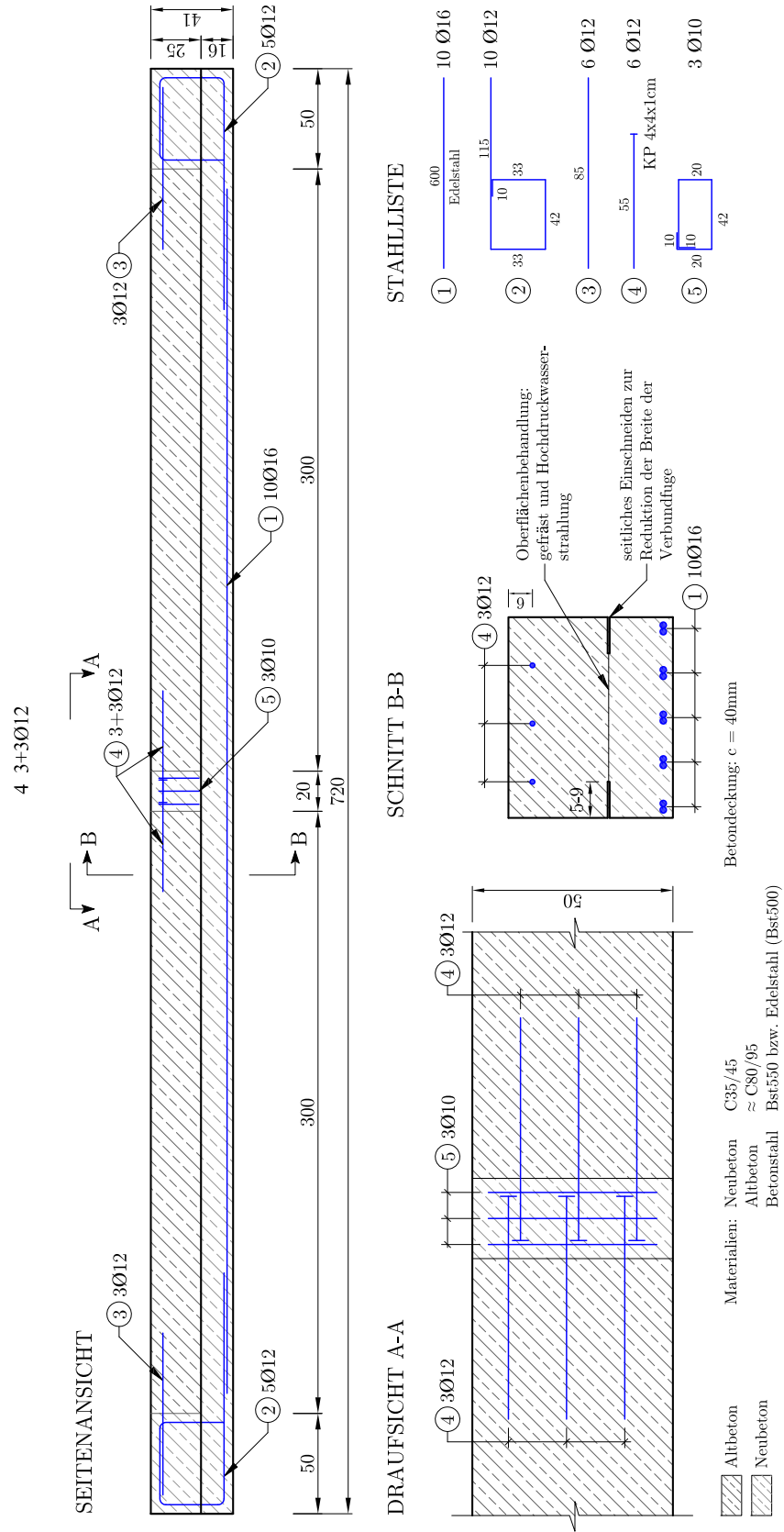


Abbildung B.2: Bewehrungsplan VK2

B BEWEHRUNGSPLÄNE

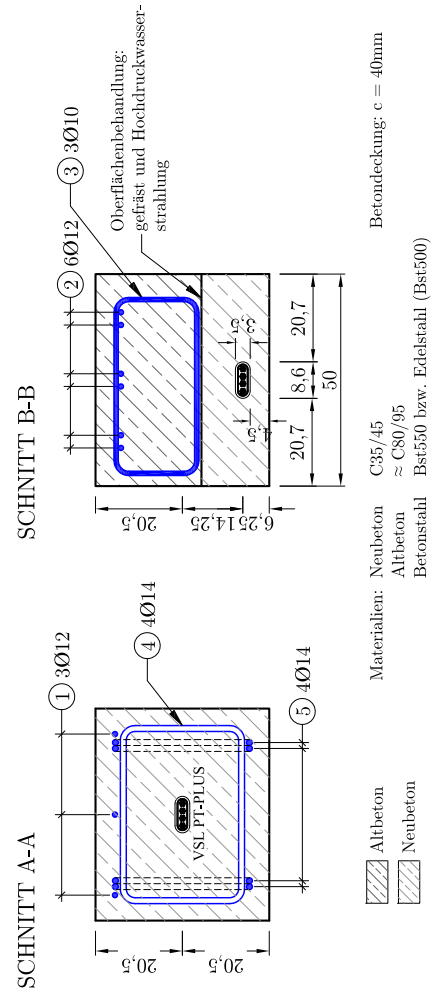
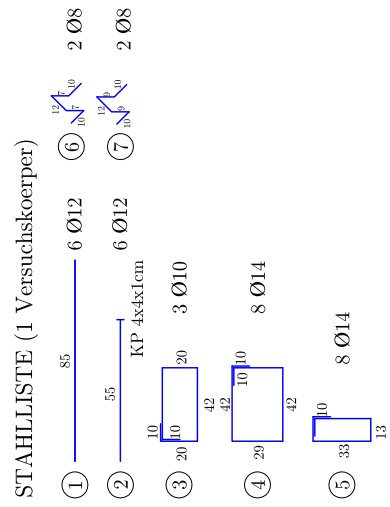
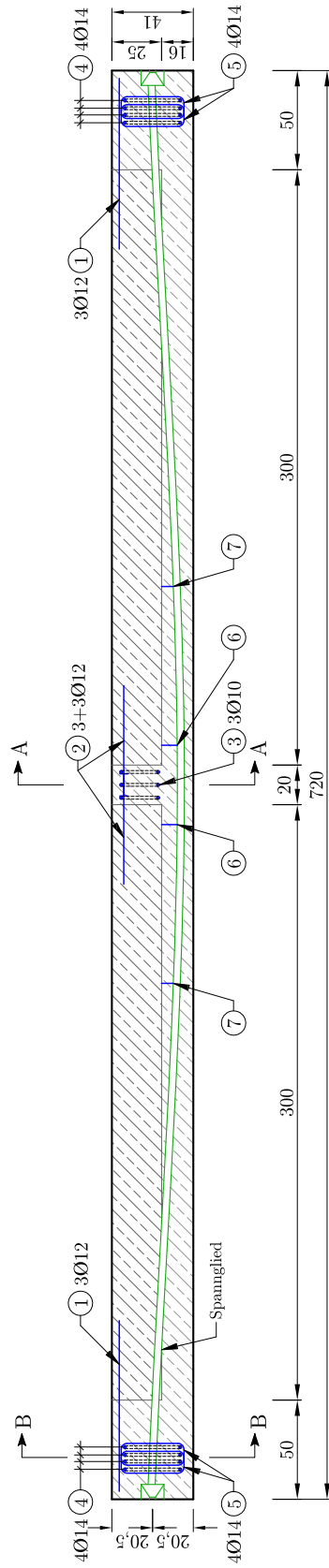


Abbildung B.3: Bewehrungsplan VK3 und 4

C Versuchsaufbauten

C VERSUCHSAUFBAUTEN

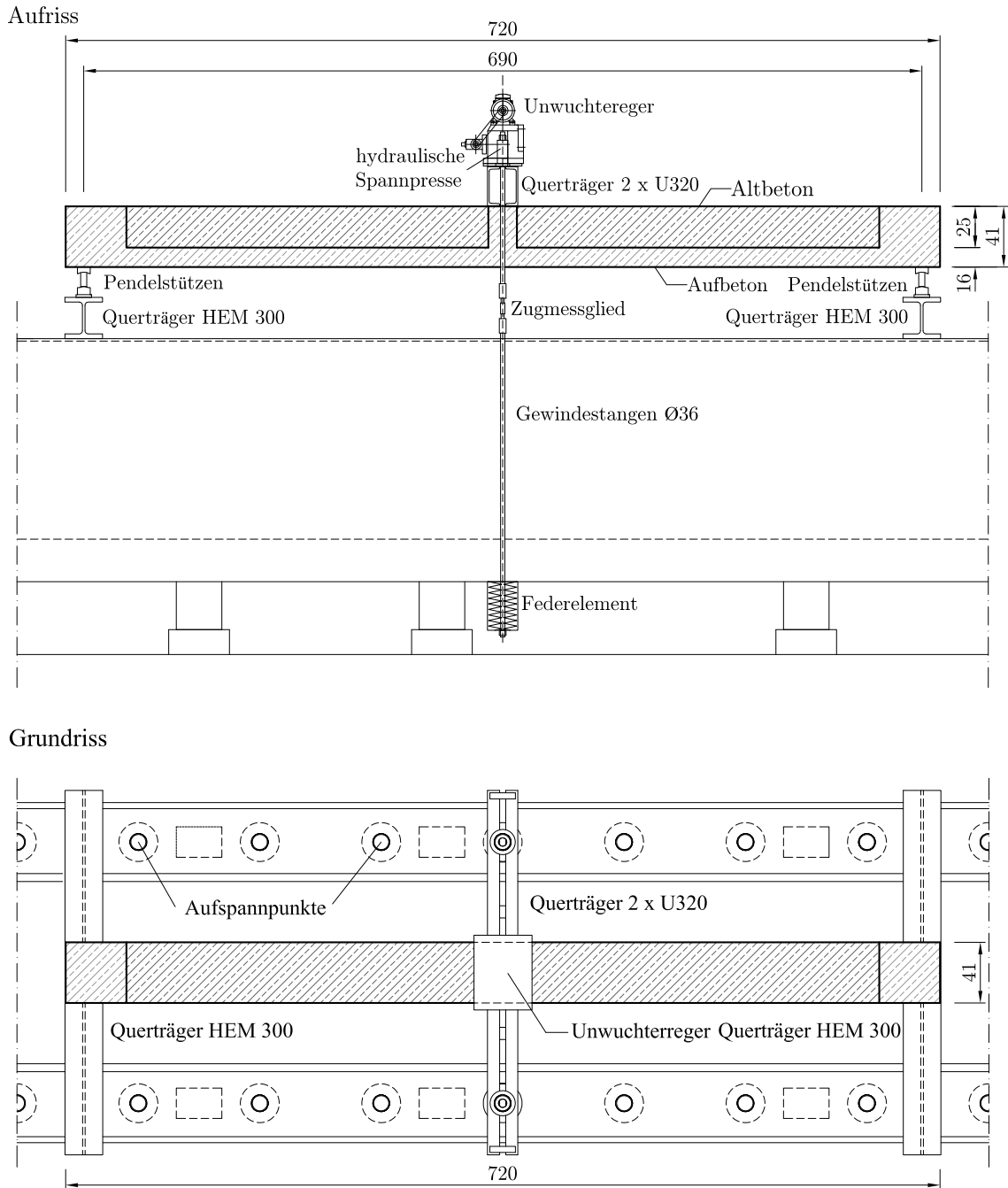
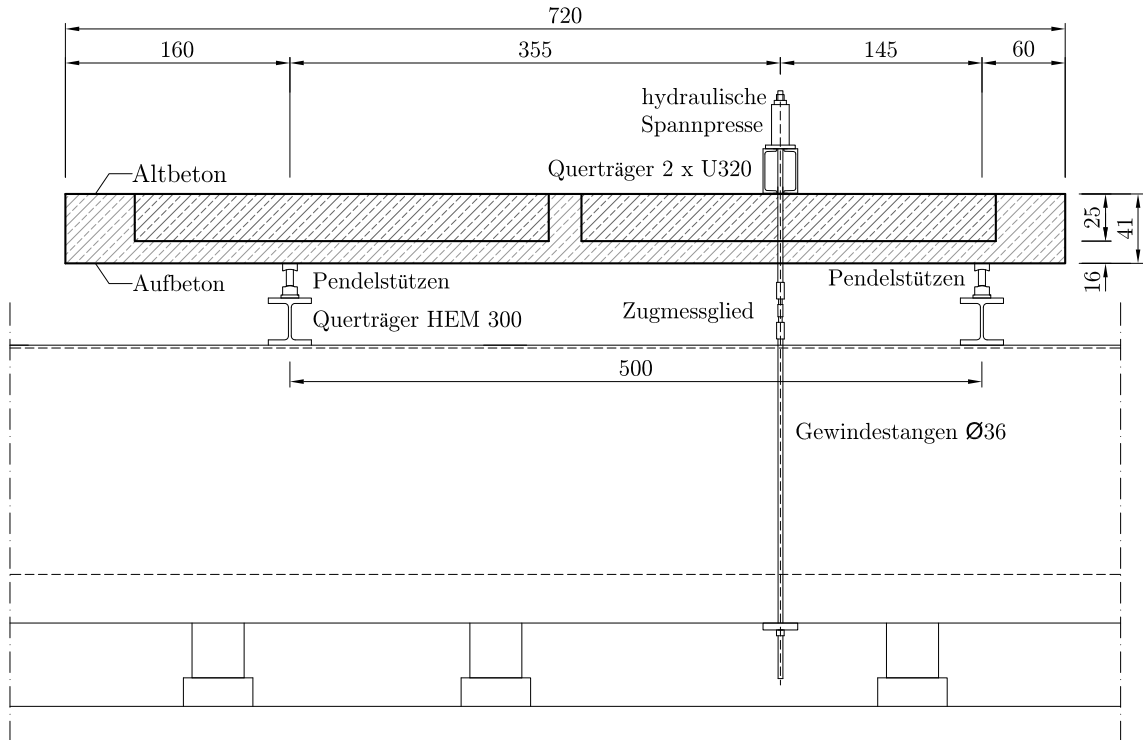


Abbildung C.1: Versuchsaufbau dynamischer Versuch

C VERSUCHSAUFBAUTEN

Aufriss



Grundriss

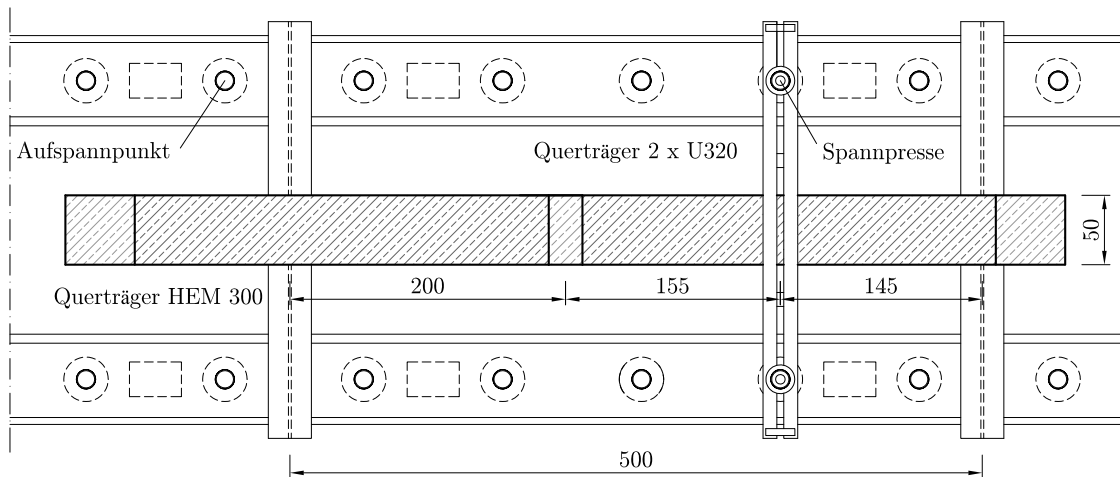
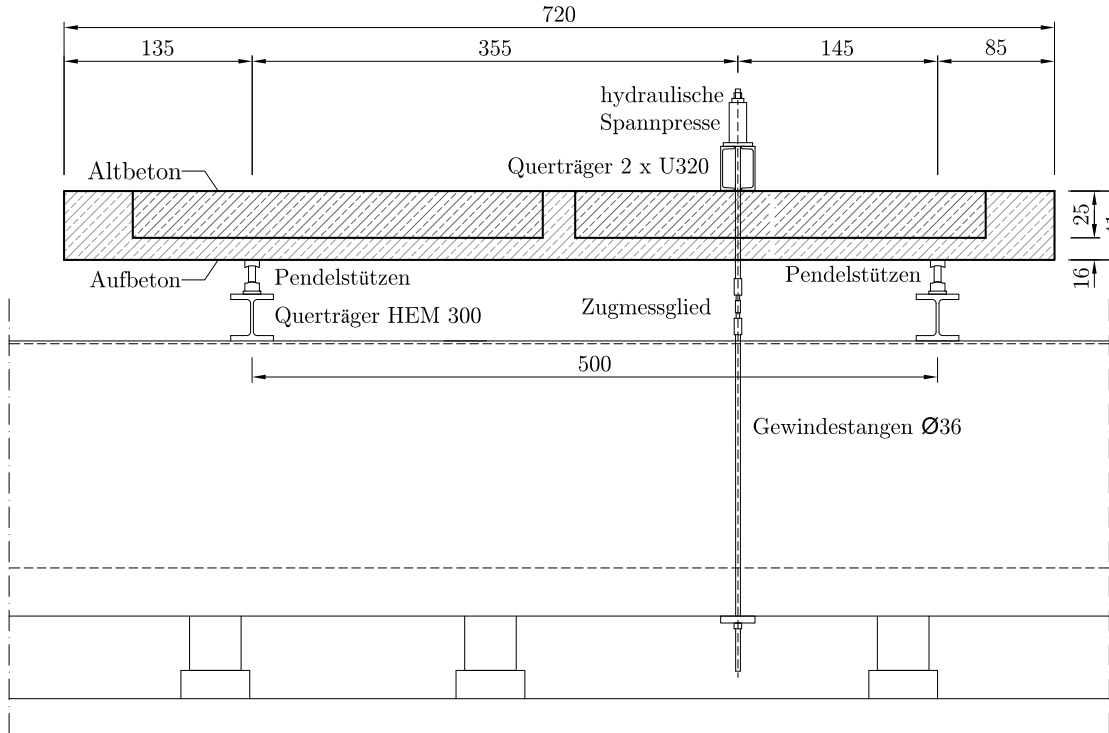


Abbildung C.2: Versuchsaufbau statischer Versuch VK1

C VERSUCHSAUFBAUTEN

Aufriss



Grundriss

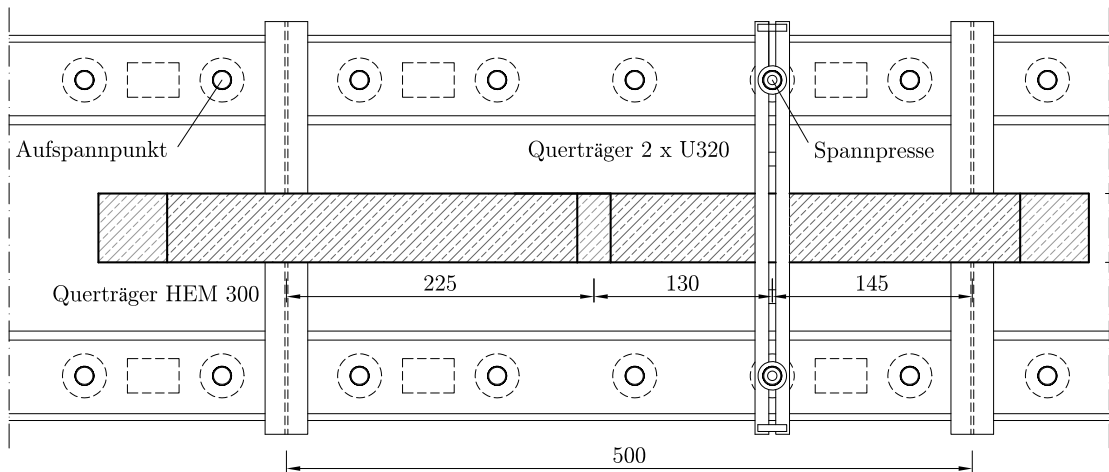
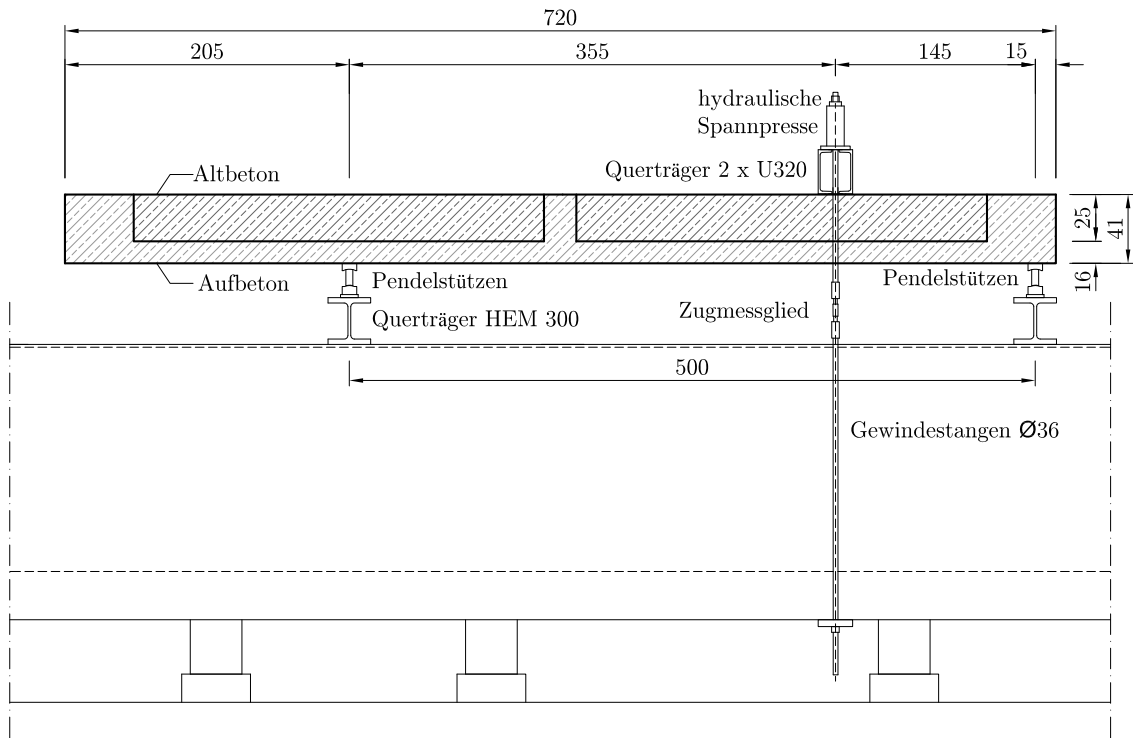


Abbildung C.3: Versuchsaufbau statischer Versuch VK2

C VERSUCHSAUFBAUTEN

Aufriss



Grundriss

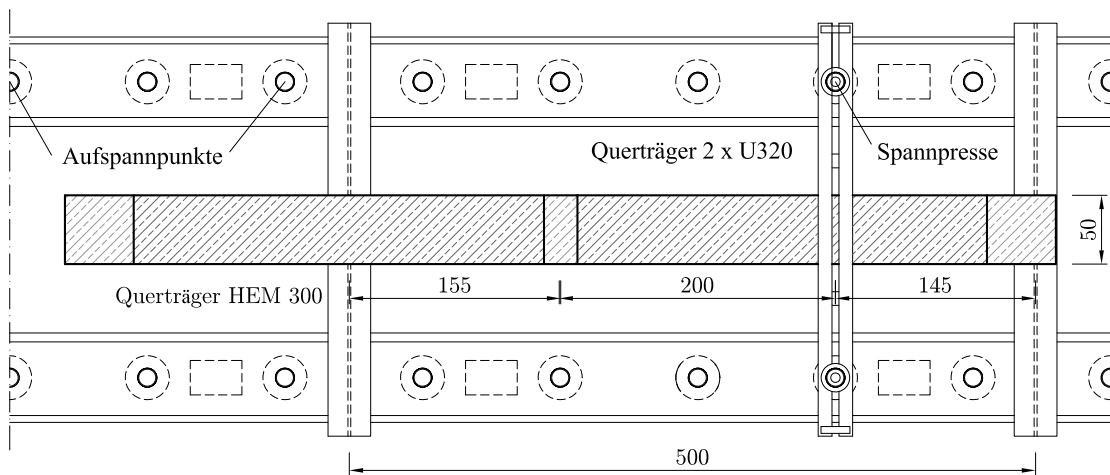


Abbildung C.4: Versuchsaufbau statischer Versuch VK3 und 4

D Anordnung der Messtechnik

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

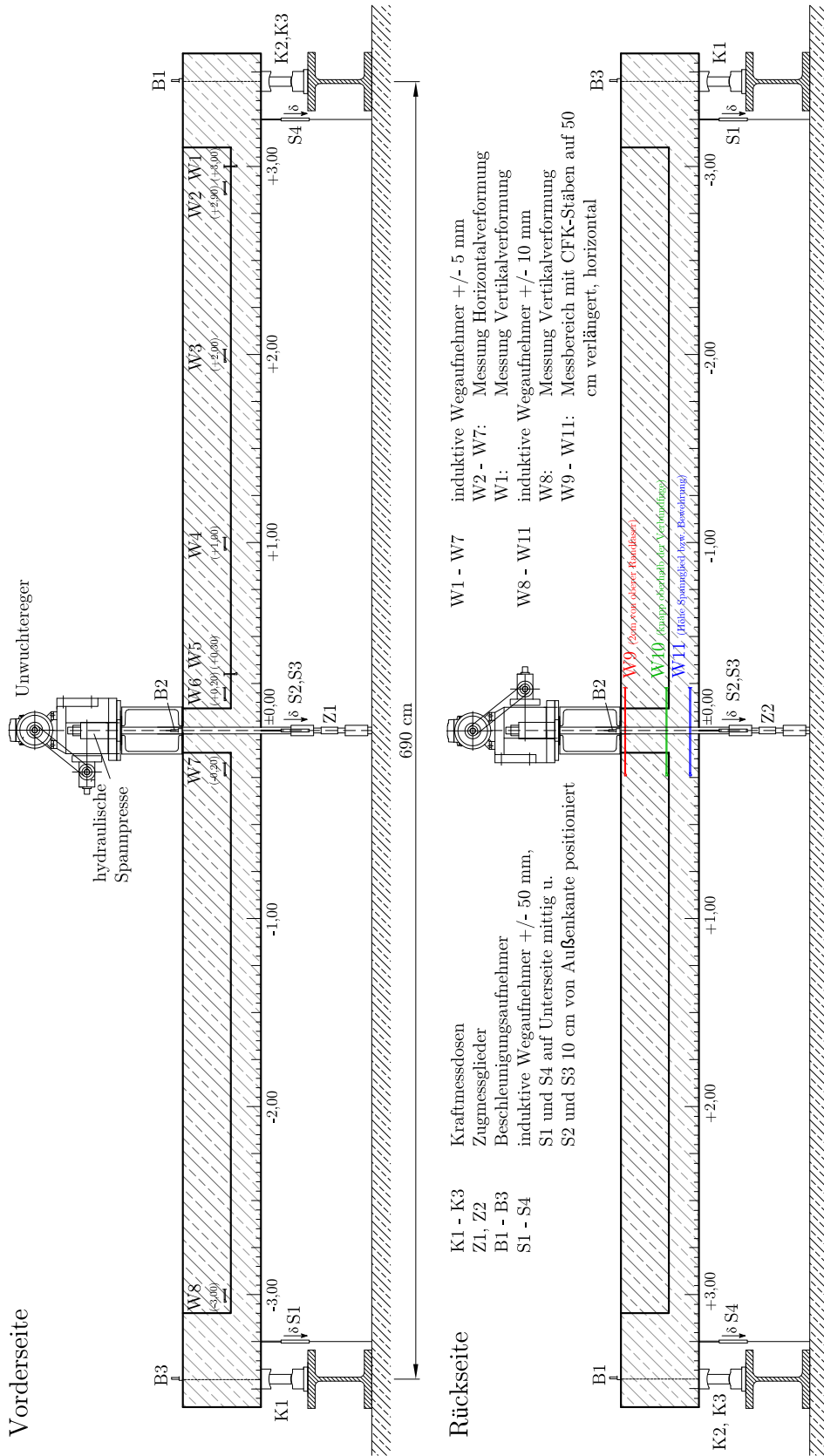


Abbildung D.1: Anordnung der Messtechnik bei dynamischen Versuch VK1

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

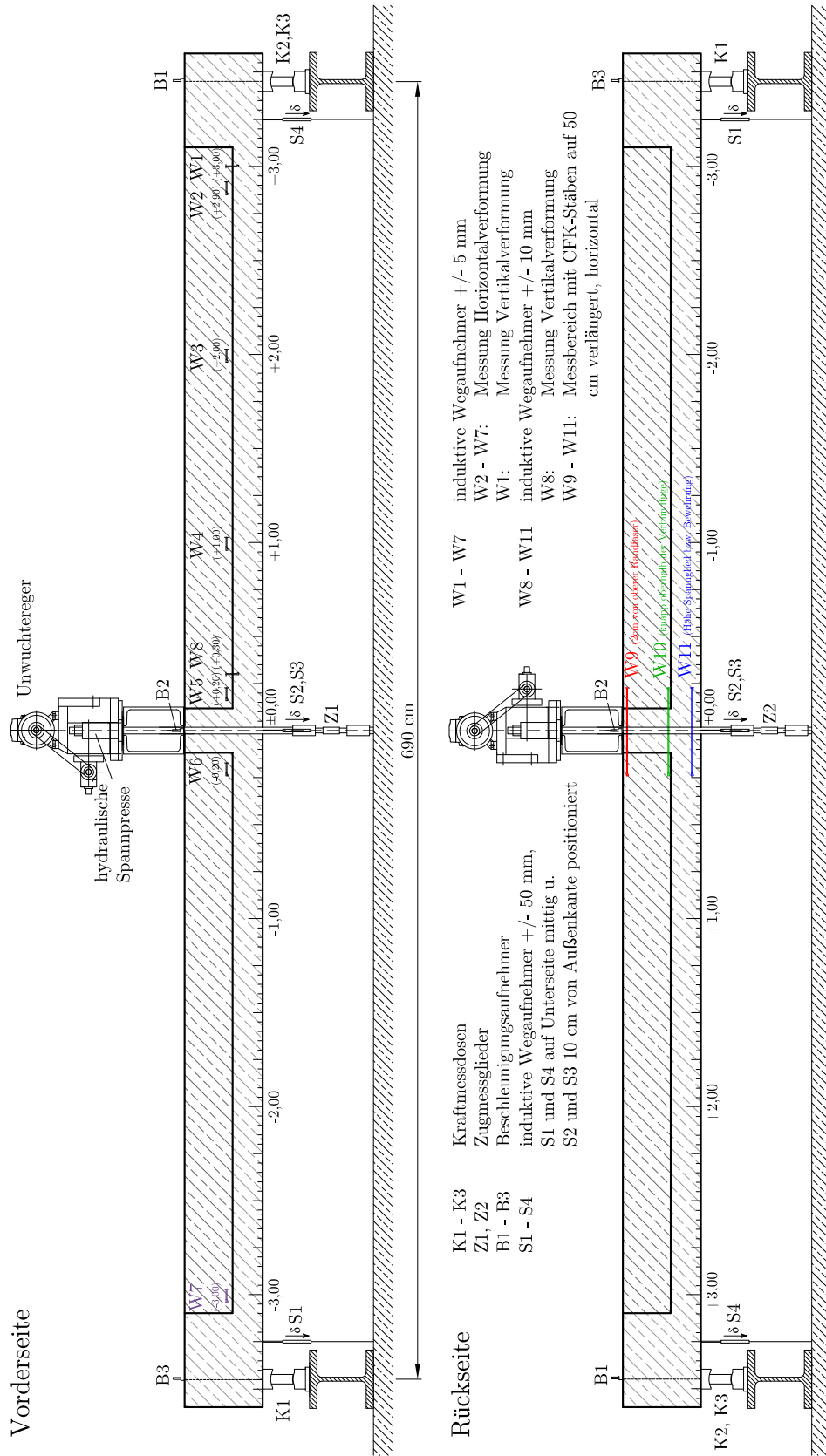


Abbildung D.2: Anordnung der Messtechnik bei dynamischen Versuch VK2, 3 und 4

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

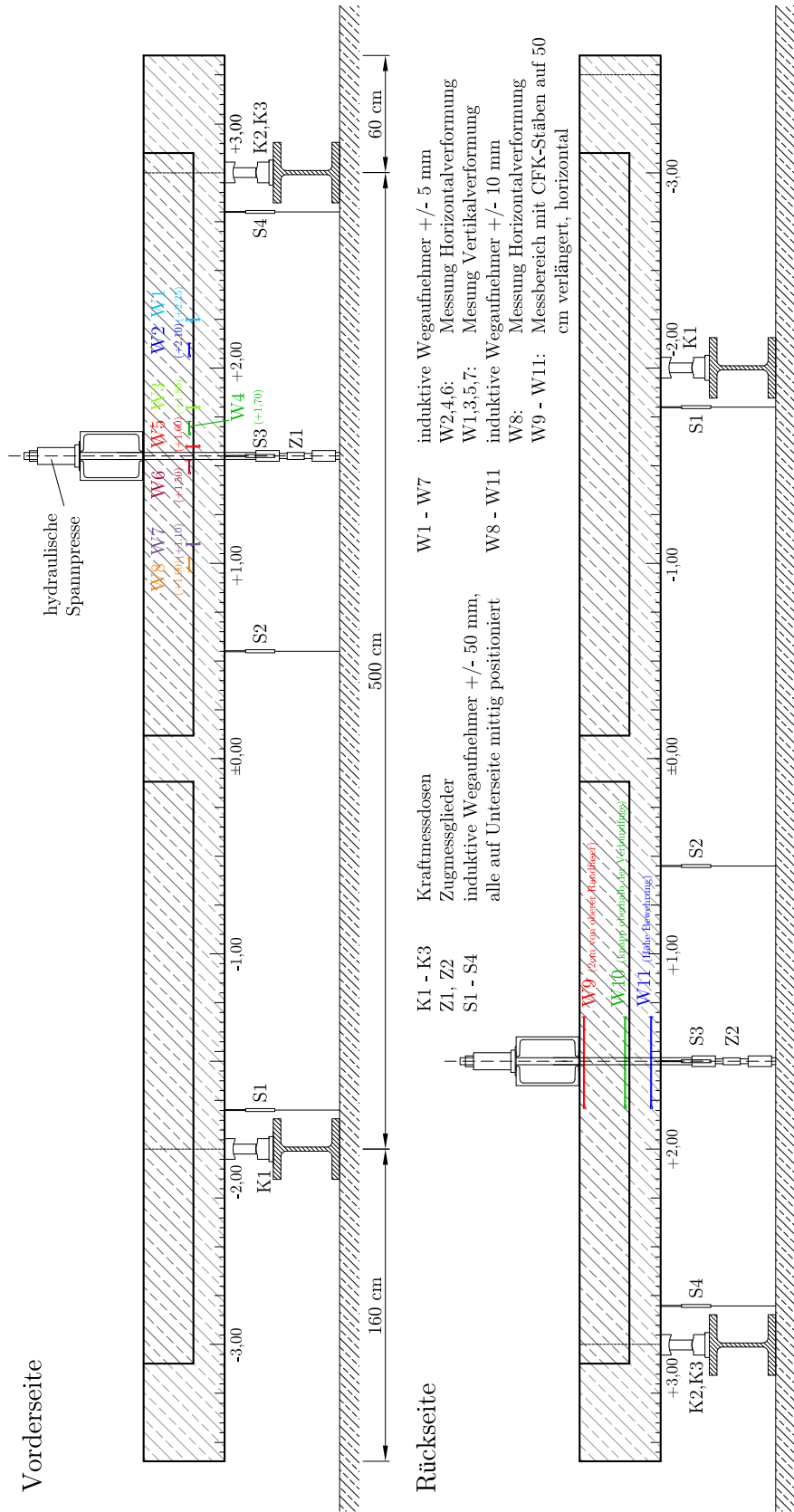


Abbildung D.3: Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK1

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

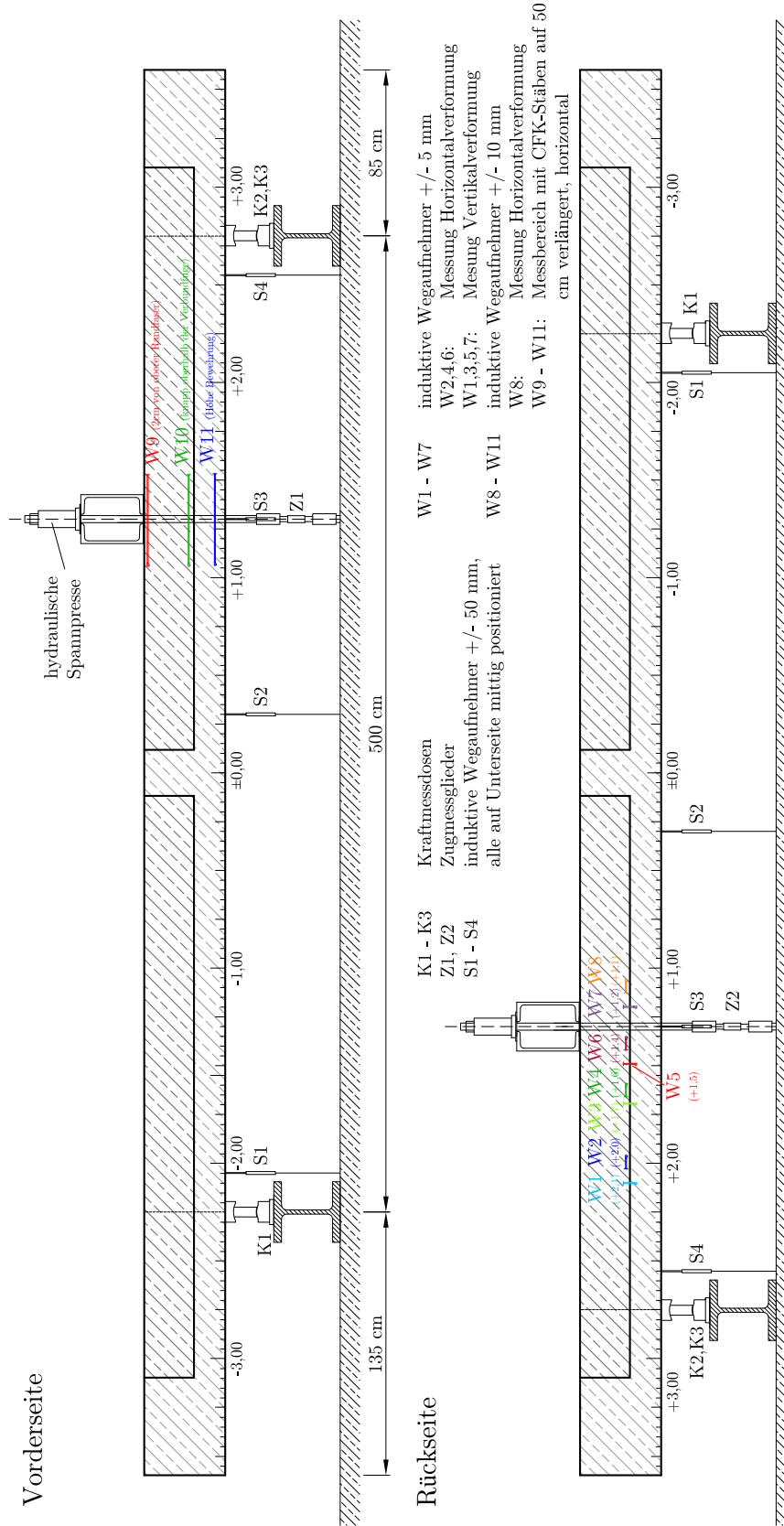


Abbildung D.4: Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK2

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

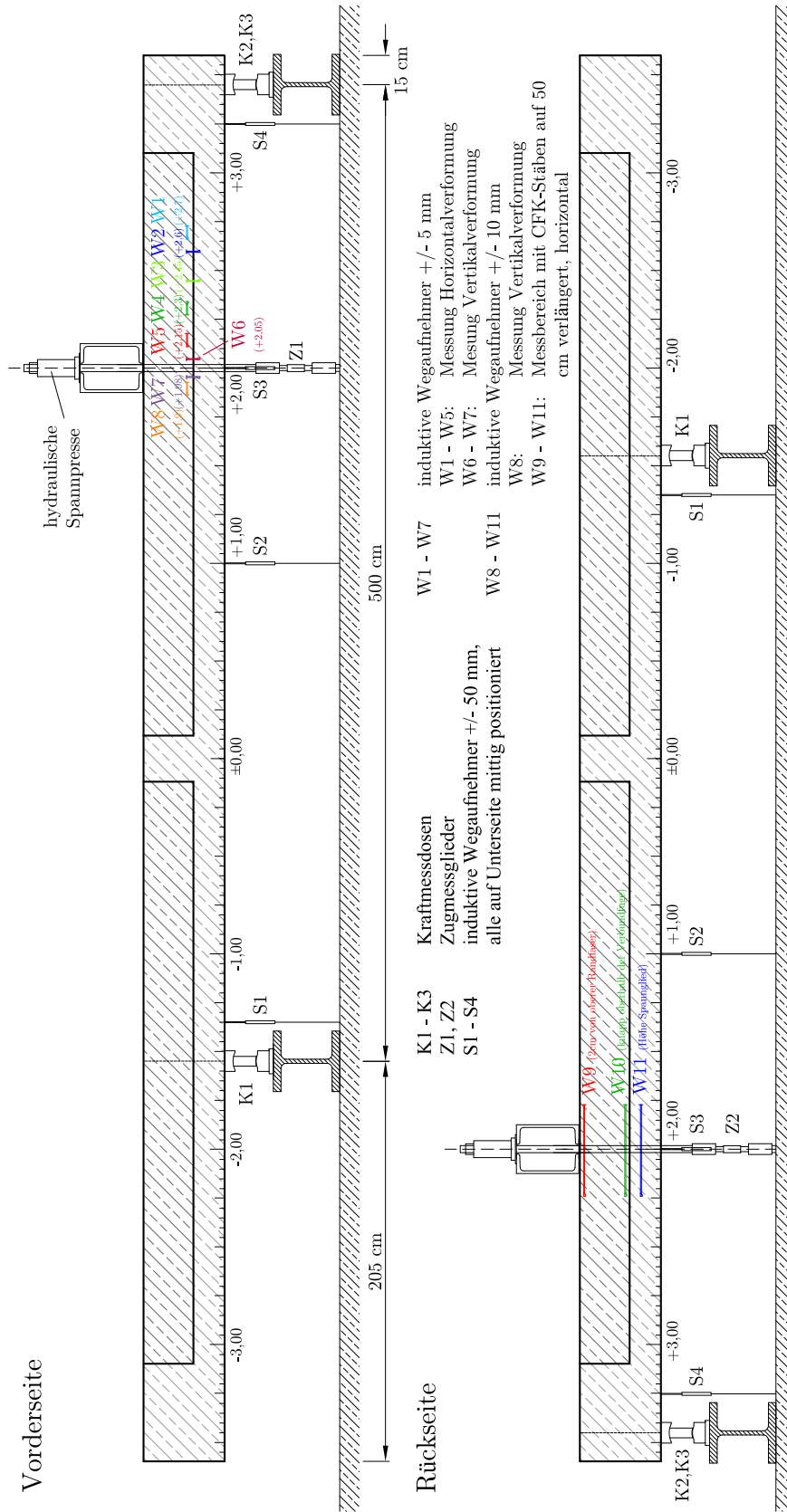


Abbildung D.5: Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK3

D ANORDNUNG DER MESSTECHNIK

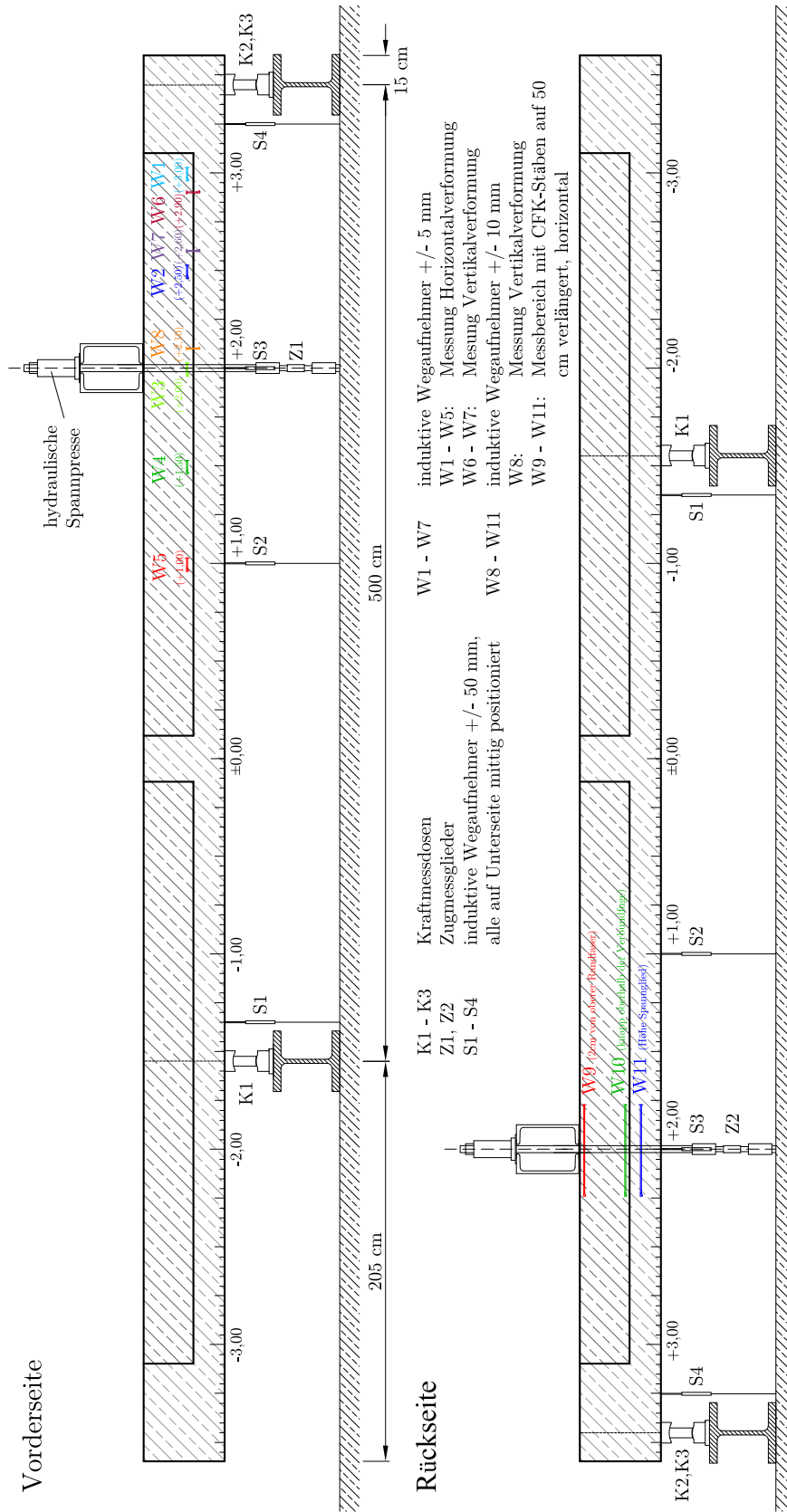


Abbildung D.6: Anordnung der Messtechnik bei statischen Versuch VK4

E Rissbilder

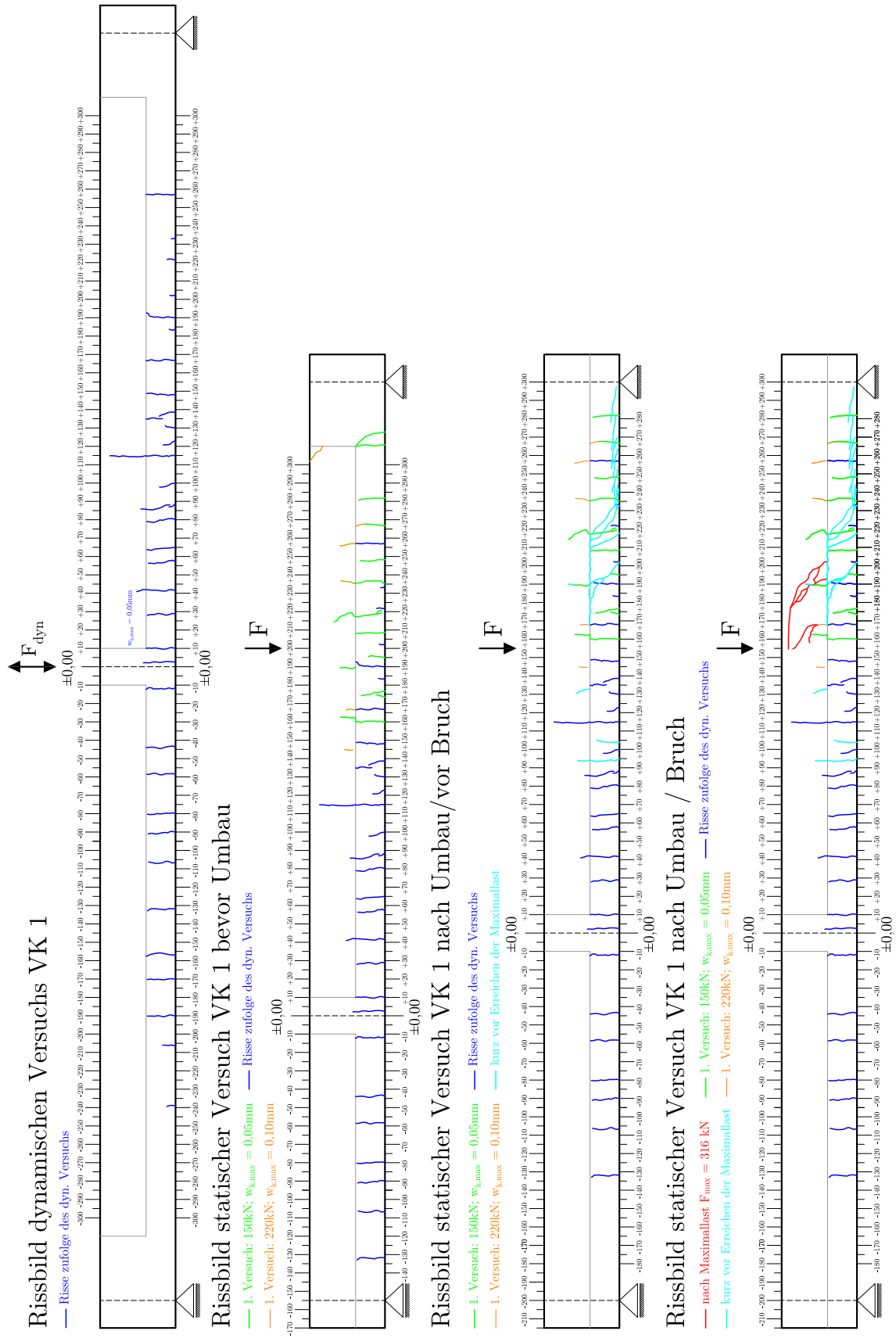


Abbildung E.1: Rissbild VK1

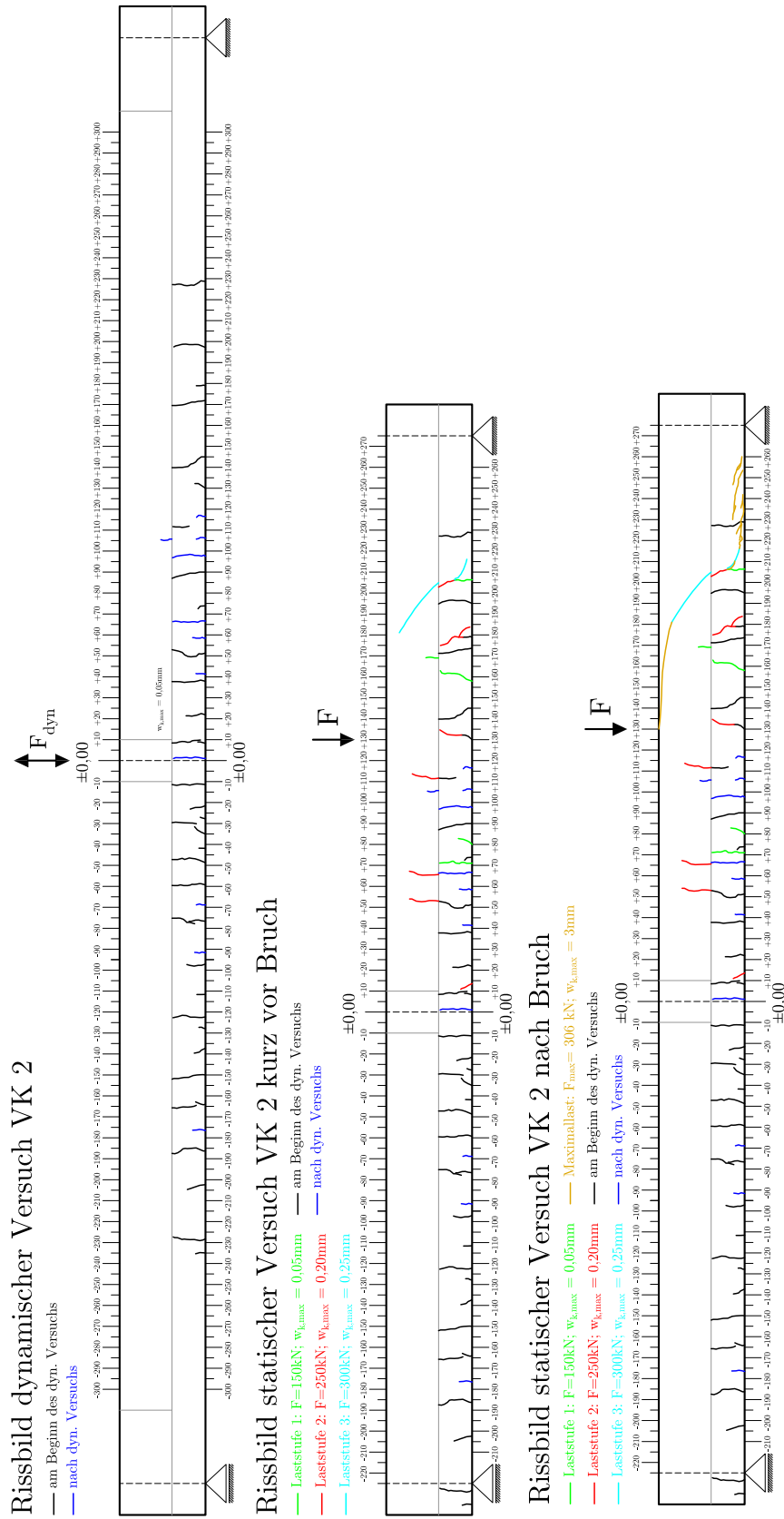


Abbildung E.2: Rissbild VK2

Rissbild statischer Versuch VK 3 - Laststufen

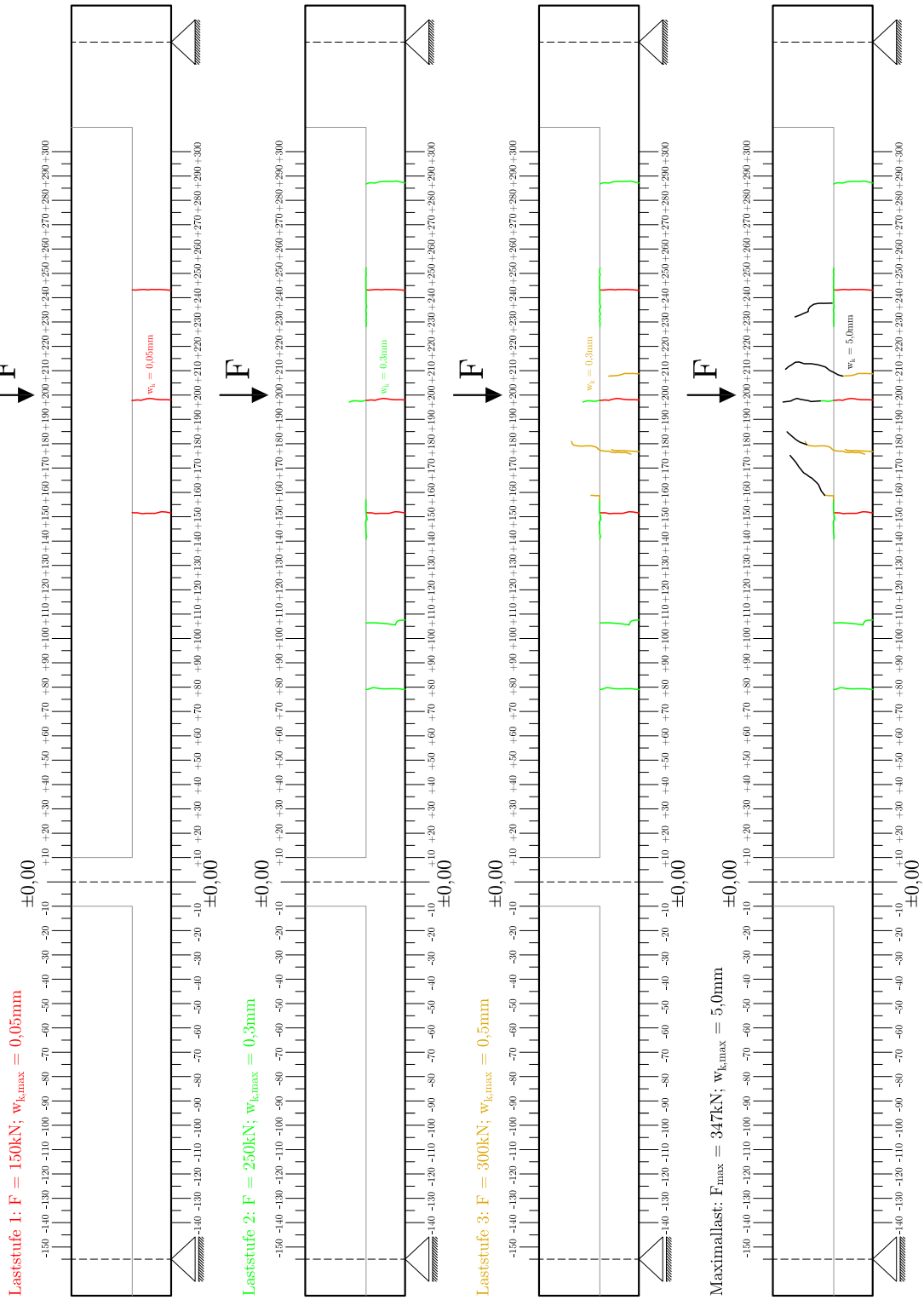


Abbildung E.3: Rissbild VK3

Rissbild statischer Versuch VK 4 - Laststufen

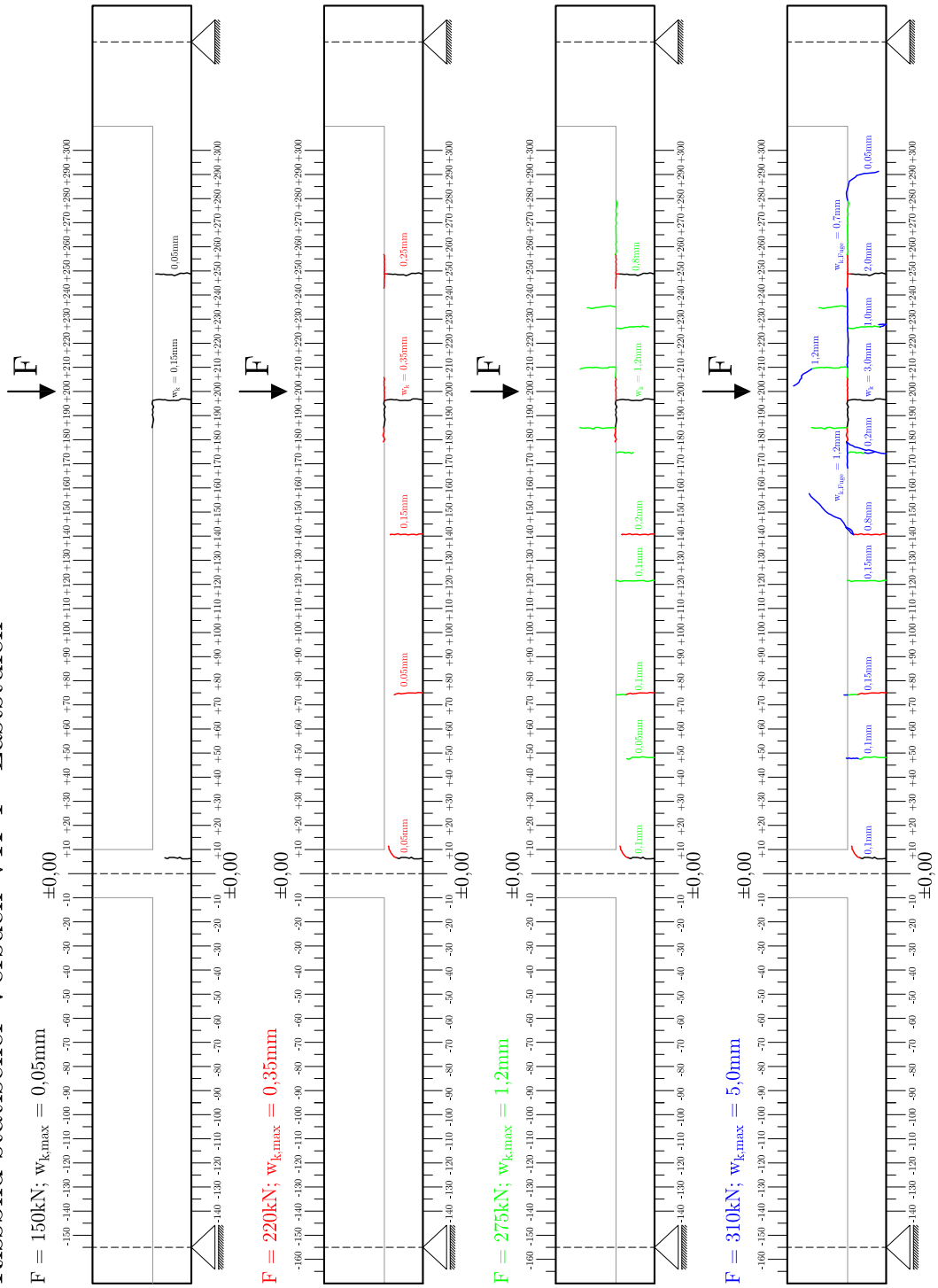


Abbildung E.4: Rissbild VK4