



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la
communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Laboruntersuchungen an fünf ausgebauten Trägern der Auto- bahnbrücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“

**Étude expérimentale de cinq poutres prélevées sur le
pont autoroutier “Viadotto delle Cantine a Capolago”**

**Laboratory investigations on five beams removed from
the “Viadotto delle Cantine a Capolago” highway bridge**

**Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und
Forschungsanstalt, Dübendorf
Abteilung Ingenieur-Strukturen
C. Czaderski, dipl. Ing. FH/ETH/SIA**

**Forschungsauftrag AGB2001/485 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Vorwort

Zur Erhaltung der vorhandenen Bausubstanz in der Schweiz sind geeignete Zustanduntersuchungen und auch taugliche Verstärkungsmethoden notwendig. Im Rahmen des vorliegenden Projektes konnten fünf Brückenträger, die aus einer Autobahnbrücke ausgebaut und an die Empa geliefert worden waren, genutzt werden um einerseits eine teilweise zerstörende Prüfmethode zur Ermittlung der Vorspannung von Spanngliedern und andererseits um nachträgliche Verstärkungen aus kohlefaser - verstärktem Kunststoff (CFK) im Rahmen von Grossversuchen zu untersuchen.

Dem Kanton Tessin, der die Brückenträger zur Verfügung gestellt hat und das vorliegende Projekt objektbezogen finanziert hat, sei herzlich gedankt.

Dank gebührt auch der Begleitkommission C der Arbeitsgruppe Brückenforschung, die das Projekt wohlwollend begleitet hat.

Die sehr aufwendigen Grossversuche wurden in der Prüfhalle der Empa in Dübendorf durchgeführt. Herzlichen Dank dem Bauhallenchef Herr Heinrich Lippuner und seinen Mitarbeitern für deren grossen Einsatz. Ebenfalls Dank gebührt der Foto- und Videogruppe von Herrn Martin Bosshard und Herrn Enzo Cattarin von der Empa Abteilung Elektronik/Messtechnik der die elektronischen Messungen durchgeführt hat.

Dübendorf, November 2006

C. Czaderski
Projektleiter

und

Prof. Dr. M. Motavalli
Abteilungsleiter
Abteilung Ingenieur-Strukturen

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
Inhaltsverzeichnis	3
Zusammenfassung	5
Résumé	7
Summary	9
1 Einleitung	11
1.1 Besonderheit der Träger	12
2 Brücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“	13
2.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchsträger	16
3 Materialuntersuchungen, Ermittlung Spannkraft	19
3.1 Spannglied 119 to	19
3.1.1 Resultate der Zugversuche	19
3.1.2 Korrosion	20
3.2 Spannbettdrähte	22
3.2.1 Zugversuche	22
3.3 Schlanke Bewehrung	23
3.3.1 Konstruktive Längsbewehrungsweisen an der Unterseite der Träger	23
3.3.2 Bügel im Steg	24
3.4 Betonuntersuchungen	26
3.4.1 Vergleich der Ergebnisse mit den Angaben auf den Originalplänen	28
3.5 Spannkraftmessungen	30
3.5.1 Methode	30
3.5.2 Ergebnisse	33
3.6 Abschätzung der Spannkraftverluste und Vergleich mit den Messungen	38
3.6.1 Reibung	38
3.6.2 Kriechen	40
3.6.3 Schwinden	40
3.6.4 Relaxation	41
3.6.5 Ständige Betonstauchungen im Bauwerk	41
3.6.6 Betonstauchungen im abgeschnittenen Versuchsträger	42
3.6.7 Sondierstelle 1 (unteres Spannglied)	44
3.6.8 Sondierstelle 3 (unteres Spannglied)	45
3.6.9 Sondierstelle 2 (unteres Spannglied)	46
3.6.10 Sondierstelle 4 und 5 (Spannbettdrähte)	48
3.6.11 Zusammenfassung und Beurteilung	49
3.7 Schlussfolgerungen aus den Materialuntersuchungen	50
4 Biegeverstärkung mit schlaffen und vorgespannten CFK-Lamellen	51
4.1 Übersicht	51
4.1.1 Effekt schlaffe und vorgespannte Verstärkung mit CFK-Lamellen	51
4.1.2 Verstärkung/Instandsetzung eines geschädigten Trägers	51
4.2 Versuchs- und Messeinrichtungen	52
4.3 Verstärkung mit CFK-Lamellen	55
4.3.1 Träger 4, verstärkt mit schlaffen CFK-Lamellen	55
4.3.2 Referenzträger 3, unverstärkt	56

4.3.3	Träger 2, verstärkt mit gespannten CFK-Lamellen	57
4.3.4	Träger 5, Verstärkung eines geschädigten Trägers	58
4.4	Statische Belastung	60
4.5	Resultate Träger 2 bis 4 und Diskussion	62
4.5.1	Durchbiegungen	62
4.5.2	Bruchvorgang und Brucharten	63
4.5.3	Dehnungen/Stauchungen, manuelle Messungen mit Deformetern	67
4.5.4	Dehnungsmessungen auf den vorgespannten CFK-Lamellen	69
4.5.5	Schubspannungen, berechnet aus den Deformeter - Messungen	70
4.5.6	Dehnungen/Stauchungen, elektronische Messungen mit DMS	75
4.5.7	Erkenntnisse und Folgerungen aus den Versuchen Träger 2 bis 4	76
4.6	Resultate Träger 5 und Diskussion	79
4.6.1	Durchbiegungen	79
4.6.2	Bruchvorgang und Brucharten	80
4.6.3	Dehnungen/Stauchungen, manuelle Messungen mit Deformetern	82
4.6.4	Dehnungen/Stauchungen, elektronische Messungen mit DMS	84
4.6.5	Erkenntnisse und Folgerungen aus den Versuchen Träger 3 und 5	88
5	Vergleich mit verschiedenen Bemessungsansätzen	89
5.1	Allgemeines	89
5.2	SIA166 (2004): Klebebewehrungen [5]	90
5.2.1	Maximale Verankerungskraft	90
5.2.2	Begrenzung Zugkraftänderung	92
5.2.3	Maximale Zugkraft in den Lamellen	92
5.3	ACI Richtlinie [6]	93
5.4	FRP Strengthened RC Structures, Teng et. all [7]	94
5.4.1	Delamination bei Biege- und Schubrisen	94
5.4.2	Delamination am Lamellenende	95
5.5	<i>fib</i> Bulletin 14 [8]	95
5.5.1	Ansatz 1: Limitierung der Dehnung und Verankerungskraft	95
5.5.2	Ansatz 2: Nachweis der Zugkraftdeckungslinie	96
5.5.3	Ansatz 3: Verankerungsnachweis und Limitierung der Schubspannung zwischen Lamelle und Beton	96
5.6	TR55 „Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, [9]	97
5.6.1	Maximale Verankerungskraft	97
5.6.2	Begrenzung Schubspannung	97
5.6.3	Maximale Dehnung in den Lamellen	97
5.7	Zusammenstellung	98
5.8	“FRP Strengthening of Existing Concrete Structures - Design Guidelines” von Björn Täljsten [10]	99
5.8.1	Kontrolle der Schub- und Normalspannungen an Lamellenende	99
5.9	Schlussfolgerungen aus dem Vergleich verschiedener Bemessungsansätze mit den Versuchen	101
6	Zusammenstellung der wichtigsten Erkenntnisse	103
7	Ausblick	105
8	Bisherige oder eingereichte Veröffentlichungen	107
9	Literaturverzeichnis	109

Zusammenfassung

Die vorliegende Forschungsarbeit besteht aus zwei verschiedenen Untersuchungen an Balken die einer Spannbetonbrücke bei deren Abbruch entnommen wurden.

Messung der Vorspannkraft mit einer teilweise zerstörenden Methode

Zur Beurteilung von bestehenden vorgespannten Strukturen wie Brücken muss neben Kenntnissen über die Materialeigenschaften unter anderem auch die effektive Vorspannkraft in den Spanngliedern bekannt sein. Im Rahmen dieses Projektes wurde an einem alten Brückenträger, der intern mit zwei Spanngliedern, bestehend aus Paralleldrahtbündeln und mehreren Spannbettdrähten vorgespannt war, die Vorspannkraft örtlich mit Hilfe einer teilweise zerstörenden Prüfmethode ermittelt. Die Prüfmethode wird vorgestellt und diskutiert.

Untersuchung der Verstärkung mit Lamellen aus kohlefaser - verstärktem Kunststoff

Stellt man fest, dass bestehende Strukturen wie Brücken oder Gebäude verstärkt werden müssen, weil sie zum Beispiel in einem schlechten Zustand sind oder weil neue höhere Lasten vorhanden sind, bietet sich das Material kohlefaser - verstärkter Kunststoff (CFK) an. Dieses Material hat den Vorteil, dass es sehr leicht ist und von Hand appliziert werden kann. Auch hat es eine sehr grosse Zugfestigkeit in Längsrichtung und eine hohe Ermüdungsfestigkeit.

Eine Vorspannung der CFK-Lamellen hat verschiedene Vorteile, so kann das Material besser ausgenutzt werden und das Gebrauchstauglichkeits-, Ermüdungs- und Tragsicherheitsverhalten des verstärkten Bauteils kann verbessert werden. Die Empa Methode zur Verankerung der Lamellen wird im Rahmen dieses Projektes untersucht und beurteilt.

Es wurden drei Grossversuche mit 17 m langen Brückenträgern durchgeführt. Die Träger wurden statisch bis zum Bruch belastet. Ein Träger war an Trägerunterseite mit *schlaffen* CFK-Lamellen, ein anderer Träger war mit *vorgespannten* CFK-Lamellen verstärkt. Aus Vergleichsgründen wurde auch noch ein unverstärkter Träger geprüft.

In einem weiteren Grossversuch mit einem Brückenträger wurde eine kombinierte Verstärkung von kurzen vorgespannten und langen schlaffen CFK-Lamellen erprobt. Ein Spannglied wurde vorgängig geschädigt. Die kurzen vorgespannten CFK-Lamellen wurden wie ein Heftpflaster über die geschädigte Stelle appliziert. Sie dienten zur Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit. Die langen CFK-Lamellen dienten zur Aufrechterhaltung der Tragsicherheit.

Zur Bemessung von nachträglichen Biegeverstärkungen mit CFK-Lamellen gibt es verschiedene Bemessungsempfehlungen. Die Bemessung einer nachträglichen Verstärkung von vorgespannten Betonträgern mit veränderlichem Biegegewiderstand durch den Verlauf der Spannglieder und noch mit variabler Vorspannkraft sowie mit Diskontinuitäten wie Fugen ist aber sehr komplex. Eine Verstärkung solcher Systeme sollte durch den verantwortlichen Ingenieur

mit grosser Sorgfalt geplant werden. Die Erfahrungen im Rahmen dieses Projektes stellen eine gute Grundlage dafür dar. Vorschläge zur Ergänzung der Vornorm SIA 166 „Klebebewehrung“ werden präsentiert.

Résumé

Le présent travail de recherche a consisté à effectuer deux types d'études sur des poutres prélevées sur un pont en béton précontraint lors de sa démolition.

Mesure de la force de précontrainte avec une méthode semi destructive

L'évaluation des structures précontraintes existantes présuppose, outre la connaissance des caractéristiques des matériaux, entre autres aussi celle de la force de précontrainte effective des câbles. Dans ce projet, on a déterminé localement, à l'aide d'une méthode semi destructive, la force de précontrainte dans une poutre de pont précontrainte intérieurement avec deux câbles à fils parallèles et plusieurs lits de fils. La méthode est présentée et discutée.

Etude du renforcement avec des bandes de composite en polymère et fibres de carbone

Lorsqu'on constate que des structures existantes telles que des ponts ou des immeubles doivent être renforcées, par exemple parce qu'elles sont en mauvais état ou qu'elles doivent supporter des charges plus élevées, il est possible d'avoir recours aux matières plastiques renforcées de fibres de carbone (PRFC). Ce matériau présente l'avantage d'être très léger et de pouvoir être posé manuellement. Il possède aussi une très forte résistance à la traction longitudinale et une résistance à la fatigue élevée.

La précontrainte des bandes de fibres de PRFC présente plusieurs avantages; elle permet de mieux utiliser la résistance mécanique de ce matériau et d'améliorer l'aptitude au service ainsi que le comportement à la fatigue et la sécurité structurale de l'ouvrage renforcé. La méthode d'ancrage des bandes de fibres développée par l'Empa a été examinée et évaluée dans ce projet.

Trois essais à grande échelle avec des poutres de ponts d'une longueur de 17 m ont été réalisés. Ces poutres ont été soumises à une charge statique jusqu'à rupture. Une de ces poutres était renforcée à l'aide de bandes de fibres de PRFC sans précontrainte, une autre à l'aide de bandes de fibres de PRFC précontraintes et la troisième, non renforcée, servait de référence.

Dans un essai supplémentaire, une poutre a été testée avec un renforcement combiné de courtes lamelles de PRFC précontraintes et de longues bandes de fibres de PRC sans précontrainte. Un des câbles de précontrainte interne avait été endommagé au préalable. Les bandes de fibres courtes de PRFC précontraintes avaient été appliquées à la manière d'un pansement adhésif sur l'endroit endommagé et servaient au rétablissement de l'aptitude au service alors que les longues bandes de fibres de PRFC servaient au maintien de la sécurité structurale.

Le dimensionnement à la flexion du renforcement au moyen de bandes de fibres de PRFC fait l'objet de diverses recommandations. Le dimensionnement d'un renforcement de poutres en béton précontraint possédant une résistance à la flexion variable du fait du tracé des câbles de

précontrainte et présentant de plus des forces de précontraintes variables ainsi que des discontinuités telles que des joints est toutefois très complexe. Le renforcement de tels ouvrages devrait faire l'objet d'une étude très soignée de la part de l'ingénieur responsable. Les expériences acquises dans le cadre de ce projet sont une bonne base pour de telles études. Des propositions en vue de compléter la prénorme SIA 166 «Armatures collées» dans ce sens sont présentées.

Summary

The presented research work consists of two different investigations on beams which were taken from a prestressed concrete bridge during their demolition.

Measurement of prestressing force with a partly destructive method

For the assessment of existing prestressed structures such as bridges, beside the knowledge of the material properties, amongst others, also the actual prestressing force in the tendons has to be known. Within the framework of this project, on an old bridge girder, which was internally post-tensioned with two tendons consisting of parallel wire bundles and several pre-tensioned wires, the force was locally measured by means of a partly destructive test method. The test method is introduced and discussed.

Investigation of post-strengthening using strips made of carbon fiber reinforced polymer

In the case that existing structures such as bridges or buildings have to be strengthened, because they are in bad condition or due to the existence of new higher loads, then, the use of carbon fibre reinforced polymer (CFRP) is a good possibility. This material has the advantage that it is very light and can be applied manually. Furthermore, it has high tensile strength in longitudinal direction and high fatigue strength.

Prestressing of the CFRP strips has different advantages. The material can be better utilized and the serviceability, fatigue and ultimate limit state behaviour of the strengthened structural member can be improved. The Empa method for the anchorage of the strips is investigated and evaluated in the framework of this project.

Three large-scale tests on 17 m long bridge girders were performed. The girders were statically loaded to failure. One girder was strengthened at the bottom side with *unstressed* CFRP strips, another girder was strengthened with *prestressed* CFRP strips. In addition, an un-strengthened girder was tested for comparison.

A further large-scale test on a bridge girder was performed, testing a combined strengthening of short prestressed and long unstressed CFRP strips. One tendon was preliminarily damaged. The short prestressed CFRP strips were applied at the damaged position like a plaster. They served to restore the serviceability. The long CFRP strips served to maintain the ultimate limit state.

Different design recommendations exist for the design of post flexural strengthening using CFRP strips. The design of post-strengthening of prestressed concrete girders with changing flexural resistance due to the tendons alignment, with variable prestressing force and with discontinuities such as joints, is very complex. The strengthening of such systems should be planned very carefully by the responsible engineer. The experiences in the framework of this

project provide a good basis for this. Proposals for the amendment of the prestandard SIA 166 “Externally bonded reinforcement” are presented.

1 Einleitung

Zur Beurteilung von bestehenden vorgespannten Strukturen wie Brücken muss neben Kenntnissen über die Materialeigenschaften unter anderem auch die Vorspannkraft in den Spanngliedern bekannt sein. Üblicherweise wird sie mit bekannten Rechenverfahren zur Berücksichtigung der Vorspannverluste wie Reibung des Spanngliedes am Hüllrohr, Schwinden und Kriechen des Betons, Relaxation des Spannstahls und unter der Annahme der initialen Vorspannkraft berechnet. Will man aber die *wirklichen* Vorspannkraft im Bauwerk ermitteln, empfiehlt sich die in diesem Projekt ausführlich untersuchte teilweise zerstörende Prüfmethode.

Stellt man nun fest, dass die untersuchten bestehenden Strukturen wie Brücken oder Gebäude verstärkt werden müssen, weil sie zum Beispiel in einem schlechten Zustand sind oder weil neue höhere Lasten vorhanden sind, bietet sich das Material kohlefaser - verstärkter Kunststoff (CFK) an. Dieses Material hat den Vorteil, dass es sehr leicht ist und von Hand appliziert werden kann. Auch hat es eine sehr grosse Zugfestigkeit in Längsrichtung und eine hohe Ermüdungsfestigkeit. Die weltweit erste Anwendung im Bauwesen wurde im Jahre 1991 dank den Forschungsarbeiten der Empa an der Ibachbrücke bei Luzern durchgeführt [1]. Die Methode wird heute weltweit eingesetzt. Faserverstärkter Kunststoff mit Glas, Aramid oder Kohlenstoff wird nicht nur für Biegeverstärkungen eingesetzt, sondern auch z.B. für Schubverstärkung oder Stützenummwicklungen. Die hauptsächliche Anwendung, weltweit gesehen, ist wohl die Erdbebenverstärkung.

Eine Vorspannung der Lamellen hat verschiedene Vorteile, so kann das Material besser ausgenutzt werden und das Gebrauchstauglichkeits- Ermüdungs- und Tragsicherheitsverhalten des verstärkten Bauteils kann verbessert werden. Die Empa Methode zur Verankerung der Lamellen wird im Rahmen dieses Projektes untersucht und beurteilt.

In den Jahren 2003 und 2004 wurde im Kanton Tessin der Oberbau der Autobahnbrücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“ der A2 ersetzt. Dies gab der Empa die günstige Gelegenheit einige der Brückenträger ins Labor zu „retten“ und einige Untersuchungen an diesen alten Trägern durchzuführen.

Insgesamt wurden 10 Träger entnommen. Fünf Stück wurden nach Lausanne an die EPFL und fünf an die Empa in Dübendorf transportiert. Zu den Untersuchungen an der EPFL siehe den Bericht des Astraprojektes AGB 2001/486 „Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres préfabriquées à âme mince“.

Wie im Projektantrag beschrieben, umfassen die im vorliegenden Bericht dargestellten Untersuchungen der Empa folgende Themen:

- Ermittlung der Spannung in Spanngliedern mittels einer teilweise zerstörenden Prüfmethode
- Bemessung einer CFK – Biegeverstärkung mit verschiedenen Bemessungsansätzen und Vergleich mit Versuchsergebnissen
- Vergleich einer CFK – Biegeverstärkung einerseits *schlaff* und andererseits *vorgespannt* aufgeklebt
- Verstärkung eines geschädigten Trägers mit vorgespannten CFK-Lamellen

Tabelle 1 kann eine Übersicht der Untersuchungen an den fünf Versuchsträgern entnommen werden.

Bezeichnung	Untersuchung
Träger 1	Materialuntersuchungen Spannungsmessung in Spanngliedern und Spannbettdrähten
Träger 2	verstärkt mit vorgespannten CFK-Lamellen
Träger 3	Referenzträger
Träger 4	verstärkt mit schlaff aufgeklebten CFK Lamellen
Träger 5	Verstärkung eines geschädigten Trägers

Tabelle 1: Übersicht der Untersuchungen an den fünf Trägern

1.1 Besonderheit der Träger

Die Träger haben in der Mitte eine Fuge und somit an dieser Stelle eine Diskontinuität. Diese Diskontinuität des Biegegewiderstandes beeinflusst das Tragverhalten der Träger. Die Versuchsergebnisse sind deshalb auf diesem Hintergrund zu interpretieren. Ausserdem ist zu beachten, dass es sich bei der vorliegenden Arbeit um Einzelversuche handelt.

2 Brücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“

Die Autobahnbrücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“ der A2 steht im Kanton Tessin am Luganersee bei Capolago. Sie besteht aus je einer separaten Brücke für jede Fahrtrichtung. Die im Grundriss leicht gekrümmte Brücke läuft über 15 (Bergseite) bzw. 17 Felder mit jeweils 20 m Spannweite, siehe Abbildung 1.

Abbildung 2 und Abbildung 3 zeigen die Untersicht der Brücke. Die sechs nebeneinander liegenden Träger und der Querträger in Trägermitte sind ersichtlich.

Die Brücke wurde in den Jahren 1964-1966 erbaut. Die Eröffnung der Autobahn war im Jahr 1967.

Im Jahr 2003 wurde der Oberbau der Brücke Fahrtrichtung Süd und im Jahr 2004 der Brücke Fahrtrichtung Nord durch eine neue Spannbetonkonstruktion ersetzt. Die Stützen wurden teilweise wieder verwendet.

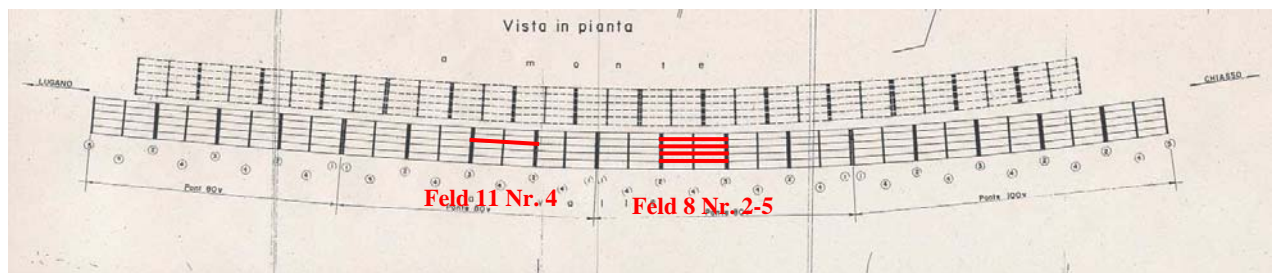


Abbildung 1: Situation der beiden Brücken „Viadotto delle Cantine a Capolago“



Abbildung 2: Untersicht der Brücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“



Abbildung 3: Untersicht der Brücke „Viadotto delle Cantine a Capolago“

Die Brücke bestand aus drei verschiedenen statischen Systemen, siehe Abbildung 4: Durchlaufträger mit 60 m, 80 m oder 100 m mit jeweils 20 m langen Feldern.

Tabelle 2 und Abbildung 1 können die Feld- und Trägernummer der fünf ausgebauten Brückenträger für die Empa entnommen werden. Es handelte sich jeweils um Träger der Mittelfelder aus vierfeldrigen Durchlaufträgern, siehe rote Markierung in Abbildung 4.

Bezeichnung	Aus Feldnummer	Trägernummer von links nach rechts, von Süden her gesehen
Träger 1 (4/8)	8	4
Träger 2 (4/11)	11	4
Träger 3 (2/8)	8	2
Träger 4 (5/8)	8	5
Träger 5 (3/8)	8	3

Tabelle 2: Übersicht der Herkunft der fünf Träger

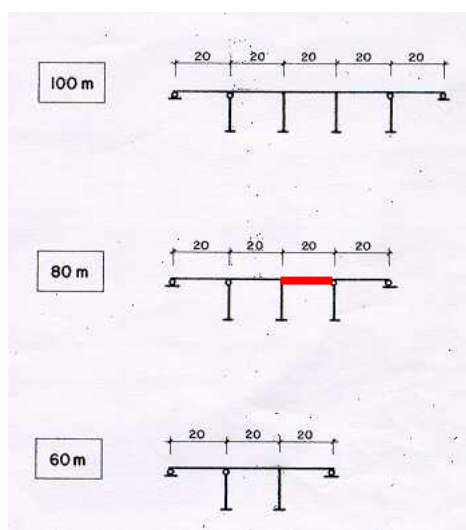


Abbildung 4: Übersicht der statischen Systeme der beiden Brücken

Die Brückenträger bestanden aus etwa 10 m langen im Spannbett hergestellten, vorgefertigten Elementen, die durch zwei Spannglieder mit jeweils 124 bzw. 119 Tonnen zusammenge-spannt waren (Empa-Träger mit 119 Tonnen Spannglieder), siehe Abbildung 5. Die Spannglieder verliefen entsprechend dem Biegemoment der Durchlaufträger. Die rote Markierung in Abbildung 5 zeigt den Ausschnitt der Versuchsträger die an die Empa geliefert wurden.

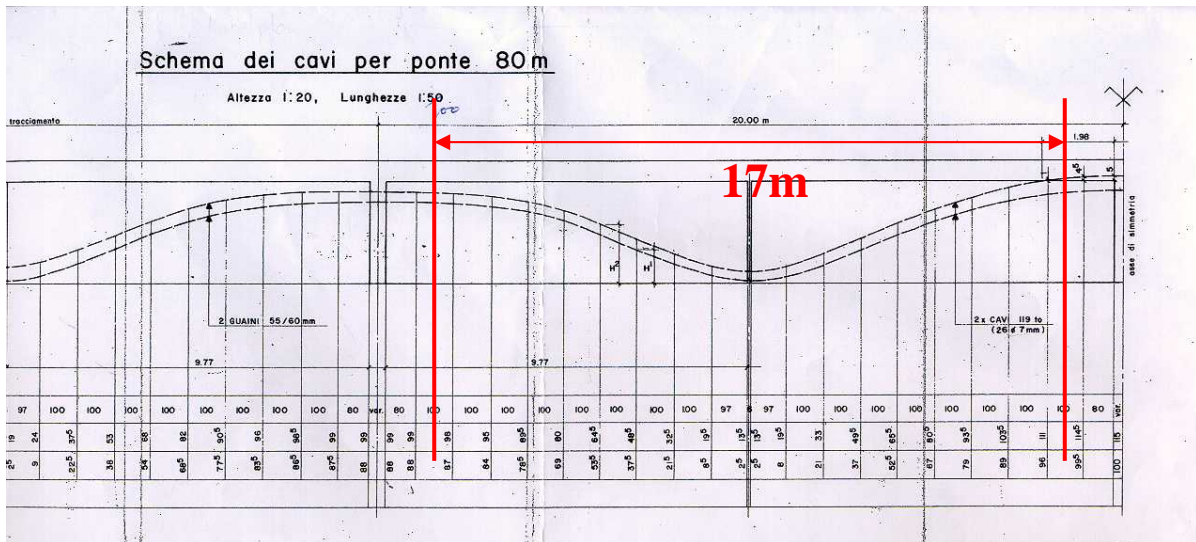


Abbildung 5: Spanntragleiste (Unterseite Hüllrohr)

In jedem Feld waren sechs Träger im Abstand von etwa 2.4 m angeordnet und eine Ortsbetonplatte von ca. 23 cm Stärke verband die Träger an der Oberseite, siehe Abbildung 6. Die Träger hatten im Bereich der Stützen eine Stegdicke von 45 cm, im Abstand von etwa 2 m verjüngte sich der Steg auf 12 cm. In Feldmitte war ein Querträger angeordnet, der vor Ort betoniert worden war. Die rote Markierung in Abbildung 6 zeigt das Prinzip des Herausschneidens der Versuchsträger aus der Brücke. Somit waren die Träger 17 m lang und 0.8 m breit.

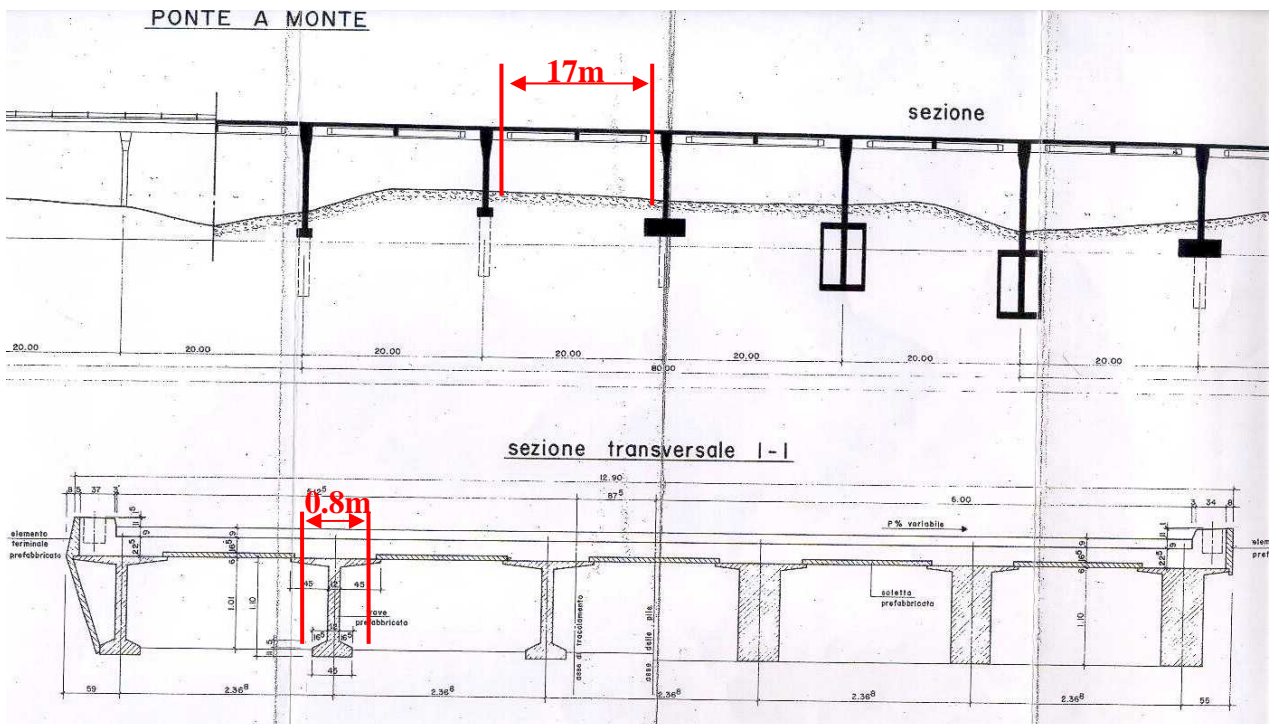


Abbildung 6: Prinzipielle Schnitte und somit Abmessungen der herausgeschnittenen Träger

Die Brückenträger wurden mit Lastwagen am 14. und 21. Juli 2003 an die EMPA geliefert, siehe Abbildung 7 und Abbildung 8.



Abbildung 7: Lastwagentransport eines Trägers



Abbildung 8: Ein Träger beim abladen

2.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchsträger

In Abbildung 11 und Abbildung 12 sind die nominellen Abmessungen der Versuchsträger gemäss den Plänen dargestellt. Die Träger waren überhöht, hatten einen Knick im Grundriss und die Flanschoberkante wies ein Quergefälle auf. Im Steg konnten hauptsächlich entlang der Spannglieder Risse beobachtet werden (Abbildung 9). Es handelte sich dabei vermutlich um Setzungs- und/oder Schwindrisse in der Herstellung der vorfabrizierten Teile. In Trägermitte hatten alle Träger einen Biegeriss an der Oberseite (Abbildung 10), was auf die Vorspannung der Spannglieder zurückzuführen ist. Am Trägerende waren die beiden Spannglieder durchgetrennt (Abbildung 13 und Abbildung 14). Durch das Injektionsgut war der Verbund aber gewährleistet. Abbildung 15 kann die Bewehrung entnommen werden. Als Grundlage dienen einerseits die Pläne und andererseits tatsächliche am Bauteil festgestellte Bewehrungen (die konstruktive Bewehrung im unteren Flansch ist vereinfacht dargestellt).



Abbildung 9: Risse im Steg beim Träger 5



Abbildung 10: Riss in Trägermitte an Oberseite vor der statischen Belastung beim Träger 4

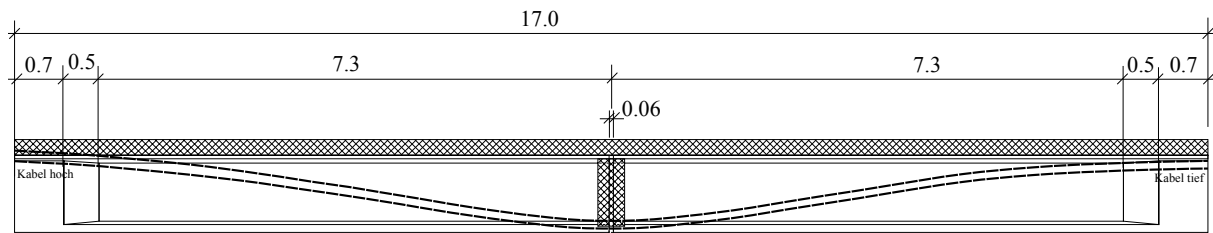


Abbildung 11: Abmessungen der Versuchsträger in Längsrichtung

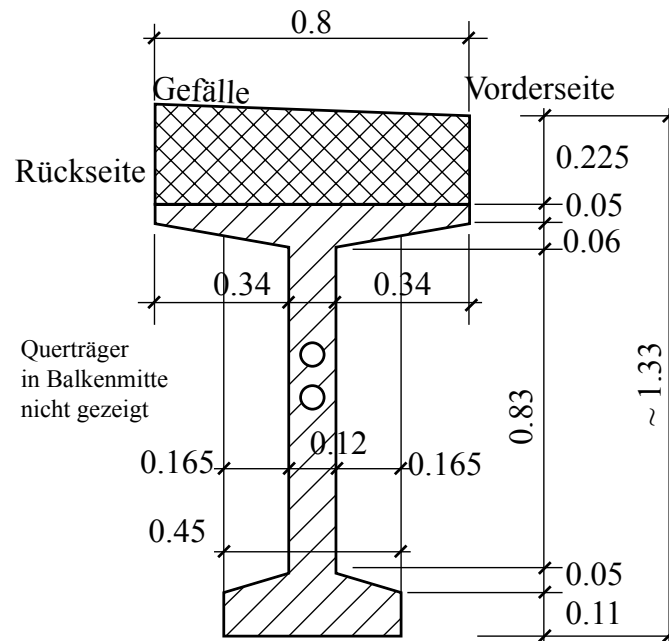


Abbildung 12: Abmessungen der Versuchsträger in Querrichtung (Gefälle bei Träger 2 in andere Richtung)



Abbildung 13: Trägerende des Trägers 1 mit den beiden Spannmitgliedern



Abbildung 14: Durchgetrenntes Spannmitglied am Trägerende, sichtbar sind die 26 Drähte, das Injektionsgut und das Hüllrohr (Träger 1)

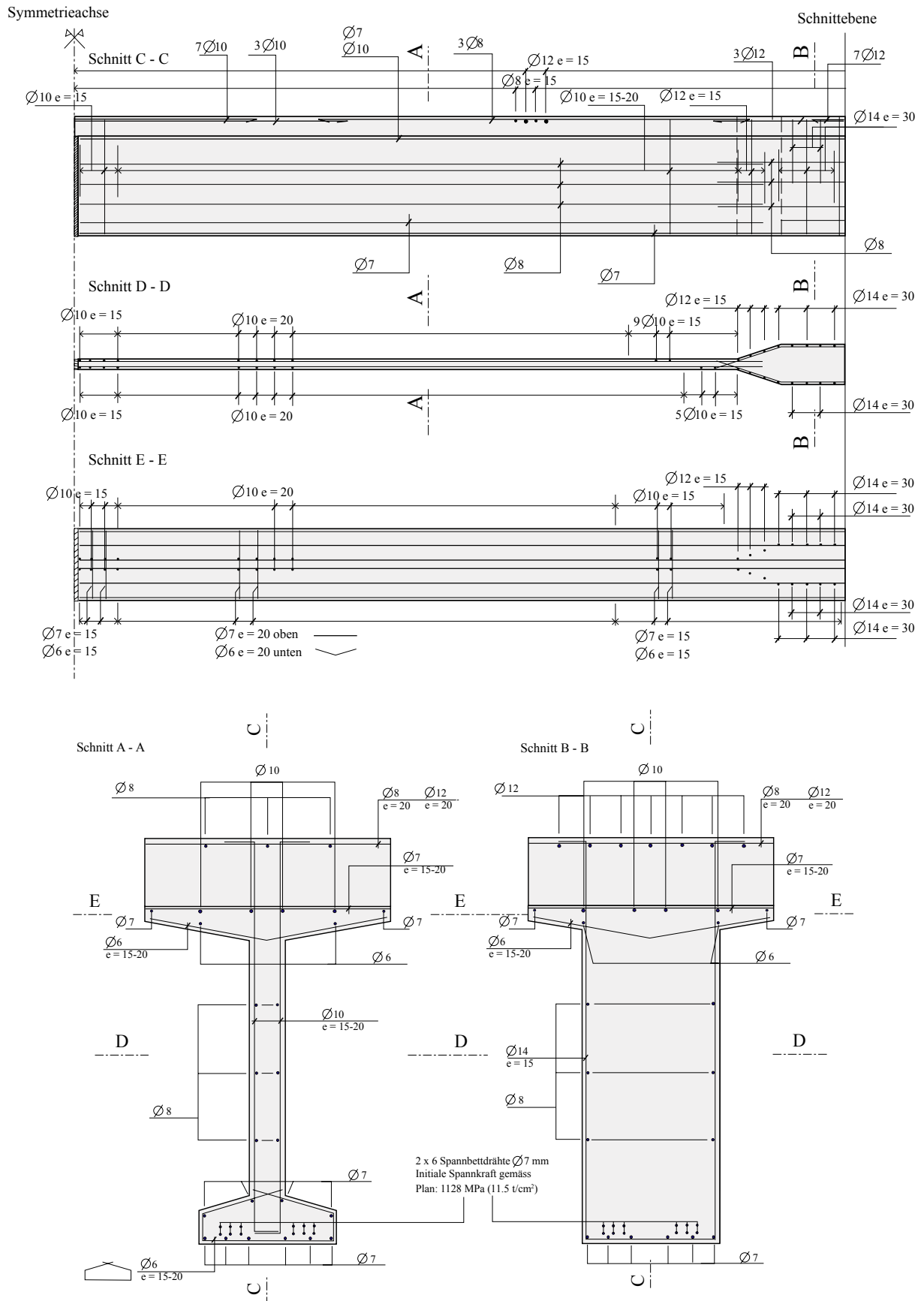


Abbildung 15: Bewehrung der Versuchsträger

3 Materialuntersuchungen, Ermittlung Spannkraft

Am ersten Versuchsträger wurden verschiedenste Untersuchungen zur Ermittlung der Materialeigenschaften der Spannglieder, der Bewehrung und des Betons durchgeführt. Auch wurde die noch vorhandene Vorspannkraft in den Spanngliedern und Spannbettdrähten an einzelnen Stellen ermittelt.

Die Versuche zur Ermittlung der Materialeigenschaften der Spanndrähte und Bewehrungen wurde von der ehemaligen Empa-Abteilung 121, Festigkeit und Technologie (heute Abteilung 117, Materials and Engineering) durchgeführt. Die Betoneigenschaften wurden an Bohrker-
nen von der Empa-Abteilung 135, Beton / Bauchemie ermittelt.

3.1 Spannglied 119 to

Gemäss dem alten Plan (siehe Abbildung 5) handelt es sich bei den beiden Spanngliedern um 119 to Spannglieder bestehend aus 26 nicht profilierten Drähten mit Durchmessern von 7 mm. Es wurden Ankerköpfe des Typs M125 der Firma VSL verwendet.

Es werden folgende Annahmen getroffen:

Querschnittsfläche	$A_p =$	1000.6 mm ²
Elastizitätsmodul	$E_p =$	205 GPa
Nominelle Vorspannkraft		119 to
Nominelle Vorspannkraft		1167.4 kN
Nominelle Vorspannung	$\sigma_{p0} =$	1166.7 MPa
Nominelle Zugfestigkeit	$f_{pk} =$	1670 MPa
Nomineller Vorspanngrad	$\sigma_{p0} / f_{pk} =$	69.9%
Nominelle Dehnung	$\varepsilon_{p0} = \sigma_{p0} / E_p =$	5.69‰

Tabelle 3: Annahmen pro Spannglied

3.1.1 Resultate der Zugversuche

Um Angaben zu den Materialeigenschaften der Drähte zu erhalten, wurden Zugversuche an Drähten durchgeführt, die den Sondierstellen 1, 2 und 3 (siehe Abbildung 38 auf der Seite 32) entnommen worden waren. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4 dargestellt.

Probe	Nenn- durchmesser mm	Fliessgrenze $f_{p0.1}$ MPa	Zugfestigkeit f_p MPa	Verhältnis $f_p / f_{p0.2}$ -	Dehnung bei Höchstlast ϵ_u %
D 1.2*	7	1466	1804	1.16	5.5
D 1.17	7	1400	1789	1.16	5.4
D 2.4	7	1457	1774	1.16	5.0
D 2.5	7	1433	1787	1.18	5.2
D 2.6	7	1555	1857	1.14	4.7
D 2.8	7	1427	1769	1.18	5.7
D 3.10	7	1381	1743	1.16	5.2
D 3.25	7	1472	1798	1.15	4.6
Mittelwerte	7	1449	1790	1.16	5.2

Tabelle 4: Zusammenstellung der Resultate der Zugversuche an Drähten des Spannglieds

* Bruch bei oberflächlichen Kerben

3.1.2 Korrosion

Der grösste Teil der Drähte der Sondierstellen 1 bis 5 des Trägers 1 sowie diejenigen entnommen in Trägermitte aus dem Träger 5 wurden von der Empa Abteilung „Korrosion und Werkstoffintegrität“ im März 2006 in korrosionschemischer Hinsicht beurteilt.

Generell konnten bei den Drähten der Sondierstellen 1 bis 3 und Träger 5 im Bereich der Kontaktflächen der Drähte Rostkrustenspuren (Abbildung 16) mit verschiedenen starken Materialabträgen (Abbildung 17 und Abbildung 18) beobachtet werden. An den Kontaktstellen der Drähte ist Wasser durch kapillare Kräfte festgehalten worden, was zur Korrosion geführt hat.

Die Spannbettdrähte aus Sondierstellen 4 und 5 zeigten dagegen nur einige leichte, unbedeutende Rostpunkte und Flecken und keine bemerkenswerten Materialabträge.

Die Drähte der Sondierstelle 2 (und auch diejenigen des Trägers 5) zeigten deutlich stärkere *oberflächliche* Korrosionsspuren als die Drähte der Sondierstellen 1 und 3. Als eine mögliche Ursache könnte die grössere Feuchtigkeit beim Spanngliedtiefpunkt vor dem Injizieren in Frage kommen.

Hinweise auf Zersetzungsprodukte eines allenfalls als temporären Korrosionsschutz verwendeten Dampfphasen-Inhibitors konnten nicht gefunden werden. Auch waren keine Einflüsse von Chloriden (z.B. von eingedrunenem Tausalz) auf den Korrosionsprozess nachweisbar.

Die beobachteten Korrosionsprozesse dürften hauptsächlich im Zeitraum zwischen der Verlegung der Spannglieder bis zur Injektion erfolgt sein.

Generell kann festgestellt werden, dass der abgelaufene Korrosionsangriff noch unbedeutend war und keine Hinweise auf Spannungsriss- oder Reibkorrosion festgestellt werden konnten.



Abbildung 16: Detailansicht eines Drahtes mit 2 mm Rostkrustenspur



Abbildung 17: Drahtoberfläche nach teilweiser chemischer Entfernung der axial verlaufenden Rostkruste, deutlich sichtbar der Materialabtrag entlang der Rostkruste (Draht aus Sondierstelle 1)

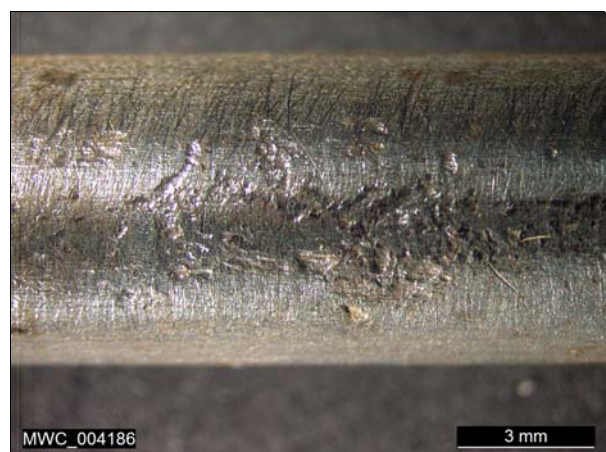


Abbildung 18: Drahtoberfläche nach chemischer Entfernung der Korrosionsprodukte im Bereich von fleckigen Rostkrusten (Draht aus Sondierstelle 2)

3.2 Spannbettdrähte

Gemäss dem alten Plan wurden in den vorfabrizierten Teilen 12 Spannbettdrähte mit einem Durchmesser von 7 mm eingelegt. Die Vorspannung sollte 11.5 t/cm^2 ($1128 \text{ MPa} \rightarrow 5.50\%$), siehe Abbildung 19, betragen. Mit einer angenommenen nominellen Zugfestigkeit von 1670 MPa würde dies einem Vorspanngrad von 68% entsprechen.

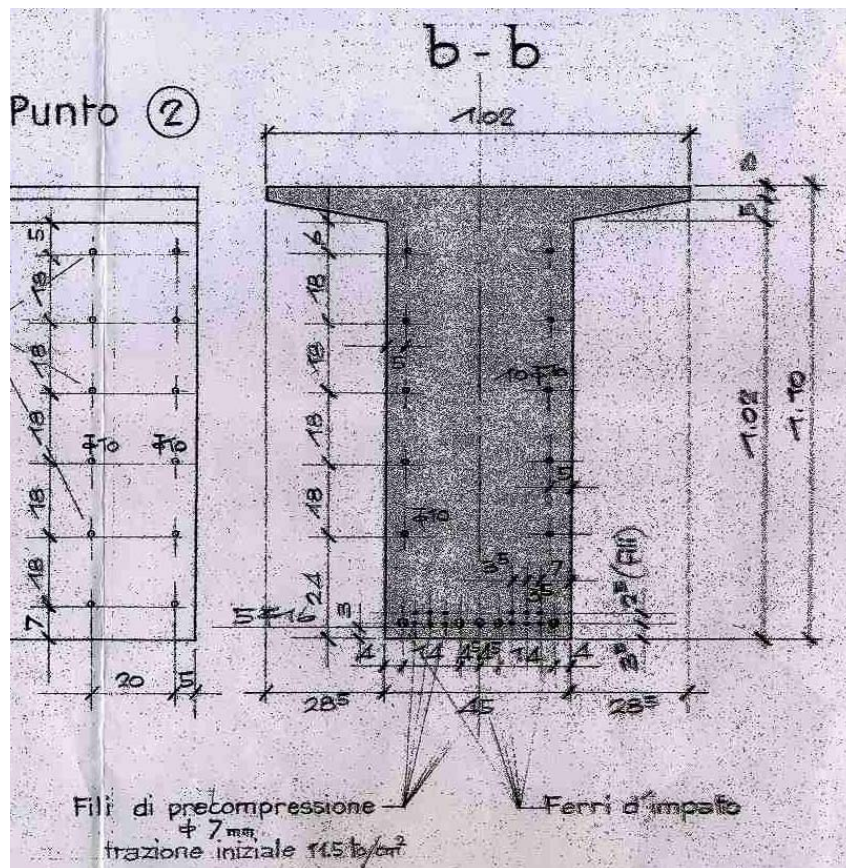


Abbildung 19: Planausschnitt

3.2.1 Zugversuche

Um Angaben zu den Materialeigenschaften der Drähte zu erhalten, wurden Zugversuche an vier Drähten durchgeführt, die den Sondierstelle 4 und 5 (siehe Abbildung 38) entnommen worden waren. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 dargestellt.

Probe	Nenn- durchmes- ser mm	Fließgrenze $f_{p0.1}$ MPa	Zugfestigkeit f_p MPa	Verhältnis $f_p / f_{p0.2}$ -	Dehnung bei Höchstlast ϵ_u %
D 4.1	7	1373	1686	1.15	3.8
D 4.10	7	1470	1692	1.11	3.6

D 5.12	7	1447	1763	1.13	4.5
D 5.3*	7	1206	1751	1.13	2.3
Mittelwerte	7	1374	1723	1.13	3.6

Tabelle 5: Zusammenstellung der Resultate der Zugversuche der Spannbettdrähte

*Bruch im Bereich der Einspannung bei Entnahmekerbe

3.3 Schlaffe Bewehrung

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften der schlaffen Bewehrung, wurden dem Versuchsträger Proben entnommen, siehe Abbildung 20 und Abbildung 21, und auch wieder Zugversuche durchgeführt.

3.3.1 Konstruktive Längsbewehrungseisen an der Unterseite der Träger

Probe (Q=mit Querdraht)	Nenn- durchmesser mm	Fliessgrenze $f_{s0.2}$ MPa	Zugfestigkeit f_t MPa	Verhältnis $f_t / f_{s0.2}$ -	Dehnung bei Höchstlast ϵ_u %
4.1	8	570	644	1.13	2.7
4.3	8	626	731	1.17	5.2
4.5	7	639	705	1.10	2.5
4.7_Q	7	620	684	1.10	3.1
5.22_Q	8	618	671	1.09	3.1
5.5	8	625	703	1.12	4.3
5.61	7	625	657	1.05	2.6
5.71	7	618	661	1.07	4.1
5.91	7	628	657	1.05	3.2
Mittelwerte		619	679	1.10	3.4

Tabelle 6: Zusammenstellung der Resultate der Zugversuche der konstruktiven Bewehrung

In Tabelle 6 sind die Resultate der Zugversuche dargestellt. Siehe dazu auch Abbildung 20. Bemerkung zu den Zugversuchen: Es wurden nur diejenigen Werte dargestellt, die beim Zugversuch duktile Brüche zeigten. Bei vielen Versuchen traten die Brüche bei Entnahmekerben, Querdraht-Schweissungen oder in den Einspannbacken auf. Es wurden insgesamt 22 Zugversuche an Bewehrungseisen aus den Sondierstellen 4 und 5 durchgeführt, wobei 9 Versuche duktile Brüche aufwiesen. Teilweise wurden aus einem Bewehrungseisen zwei Probekörper geschnitten.



Abbildung 20: Aufgespitzter unterer Flansch mit konstruktiver Bewehrung und Spannbettdrähten



Abbildung 21: Herausspitzten der Bügelbewehrung

3.3.2 Bügel im Steg

Die Bügel im Steg sollten gemäss Plan (Abbildung 22) geschlossen sein, was aber nicht der Fall war, siehe Abbildung 23. Siehe auch Kapitel 2.1.

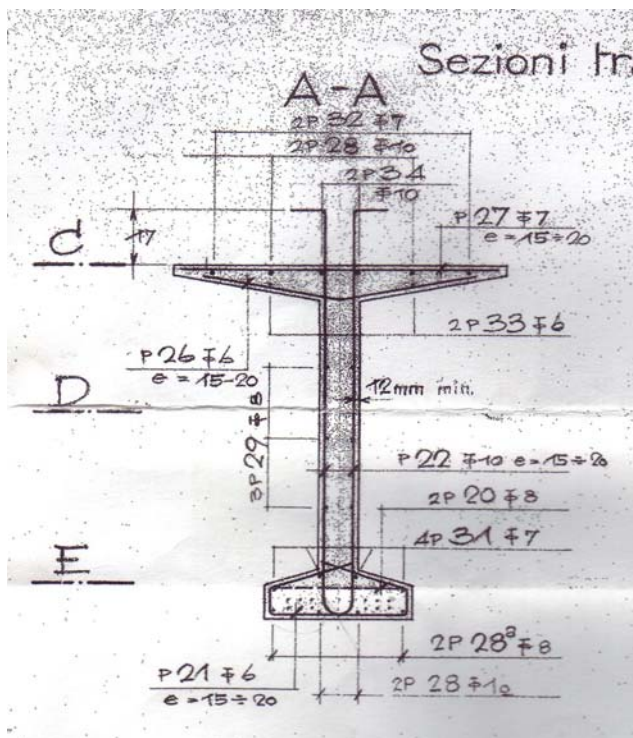


Abbildung 22: Planausschnitt mit Bewehrung des vorgefertigten Trägers



Abbildung 23: Bügel an Trägerunterseite beim Träger 1

In Tabelle 7 sind die Resultate der Zugversuche dargestellt. Siehe dazu auch Abbildung 21. Bemerkung zu den Zugversuchen: Trotz der Querdraht-Schweissungen zeigten alle Zugversuch duktile Brüche. Es wurden insgesamt 10 Zugversuche an fünf Bewehrungsseisen aus dem Steg von Träger 1 durchgeführt. Ein Versuchsergebnis (5.2_Q) wurde nicht berücksichtigt, da der Bruch im Übergang zur Querdraht-Schweissung auftrat. Aus einem Bewehrungsseisen wurden jeweils zwei Probekörper geschnitten.

Probe <small>(Q=mit Querdraht)</small>	Nenn- durchmesser mm	Fliessgrenze $f_{s0.2}$ MPa	Zugfestigkeit f_t MPa	Verhältnis $f_t / f_{s0.2}$ -	Dehnung bei Höchstlast ϵ_u %
1.1	10	562	600	1.07	1.3
1.2_Q	10	572	625	1.09	4.5
2.1	10	698	735	1.05	2.7
2.2_Q	10	677	719	1.06	2.8
3.1	10	582	634	1.09	4.5
3.2_Q	10	551	585	1.06	1.9
4.1	10	571	605	1.06	2.0
4.2_Q	10	587	644	1.10	4.3
5.1	10	567	595	1.05	1.0
Mittelwer- te	10	596	638	1.07	2.8

Tabelle 7: Zusammenstellung der Resultate der Zugversuche der Bügel

Die Dehnungen bei Höchstlast sind gering. Die hohen Fließgrenzen deuten darauf hin, dass Sie durch die Kaltverformung (ziehen) beim Herstellprozess und nicht durch Versprödung wegen Alterung entstanden sind. Für eine gesicherte Aussage müsste aber die chemische Zusammensetzung (Si und Al-Gehalt) oder eine Stickstoffanalyse durchgeführt werden. Im Mittel wird der geforderte Minimalwert von 2.5% der aktuellen Norm 262 für kaltverformten Betonstahl B500A aber erreicht.

3.4 Betonuntersuchungen

Zur Ermittlung der Betonfestigkeiten wurden dem Versuchsträger 1 an verschiedenen Stellen Bohrkernentnahmen, siehe Abbildung 24 und Abbildung 25. Eine Übersicht der Bohrkernentnahmestellen und deren Bezeichnungen kann Abbildung 26 entnommen werden. Der Durchmesser der Bohrkernentnahmen betrug 50 mm, die Höhe der Prüfkörper wurde entsprechend der zu ermittelnden Eigenschaft und der vorhandenen Bohrkernlänge gewählt: Würfeldruckfestigkeit (ca. 50 mm), Elastizitätsmodul (ca. 116-123 oder ca. 150 mm), Zugfestigkeit (ca. 115-150 mm), Haftzugfestigkeit (ca. 23-27 mm). Die Resultate sind in Abbildung 27 dargestellt. Aus diesen Resultaten können mit bekannten Beziehungen weitere Betoneigenschaften wie z.B. die Zylinderdruckfestigkeit ermittelt werden. In Abbildung 28 sind die Betoneigenschaften des Ortsbetons und in Abbildung 29 des vorgefertigten Betons zusammengestellt. An den Trägern 2 bis 5 wurden keine Betonuntersuchungen vorgenommen. Es wird von einer ähnlichen Betonqualität ausgegangen.



Abbildung 24: Bohrkerntnahme im Steg



Abbildung 25: Bohrkerntnahme im Flansch

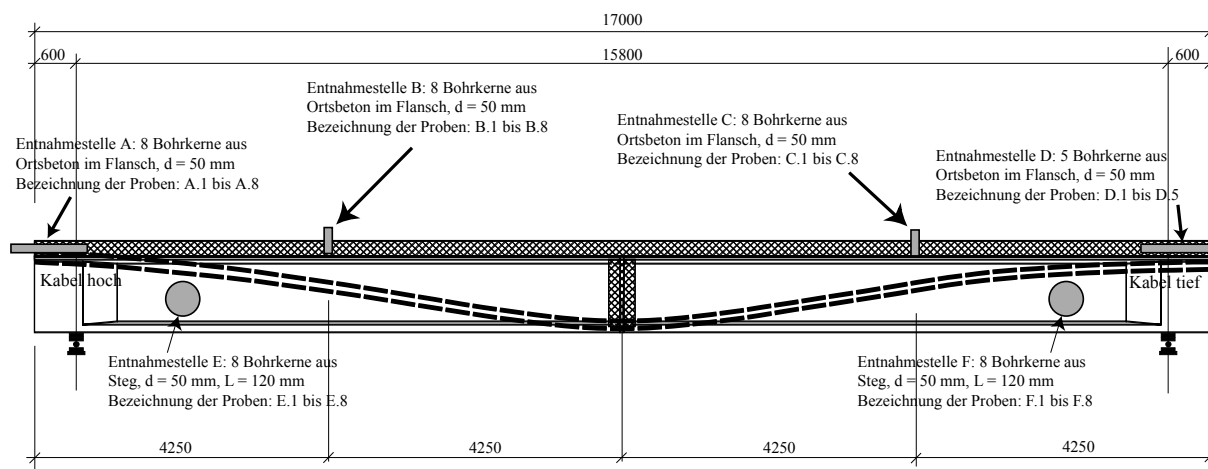


Abbildung 26: Übersicht der Bohrkerntnahmestellen für die Betonuntersuchungen

Zusammenstellung der Materialprüfungen an Bohrkernen aus Träger 1								
Würfeldruckfestigkeit			Zugfestigkeit			Elastizitätsmodul		
A1.1	54.27		A1	3.09		A6	28375	
A1.2	57.59		A2	1.91			28718	
A2.1	36.91		A3	1.83			28741	
A2.2	40.48		A4	3.02		A7	36122	
A3	54.95		A5	2.93	2.56		35987	
A4	59.52		B1	2.66			35891	
A5	54.33	51.15	B2	1.56		A8	36985	
B1.1	53.52		B3	2.54			36228	
B1.2	62.74		B4	2.04			35639	
B2.1	55.59		B5	1.49	2.06	B6	33112	
B2.2	55.1		C1	2.45			32946	
B3.1	56.58		C2	1.63			32716	
B3.2	49.12		C3	2.59		B7	31052	
B4.1	41.17		C4	2.65			31866	
B4.2	51.28		C5	1.66	2.20		32061	
B5.1	48.24		D1	2.89		B8	28436	
B5.2	58.09	53.14	D2	2.54			29686	
C1.1	49.41		D3	3.61			30178	
C1.2	50.49		D4	1.85		C6	31702	
C2	64.64		D5	2.22	2.62		31684	
C3.1	59.96		Mittelwert	2.4			31403	
C3.2	54.86					C7	33960	
C4	51.87		E1	2.65			33835	
C5	62.06	56.18	E2	2.05			33610	
D1.1	42.31		E3	2.36		C8	33223	
D1.2	49.45		E4	2.68			33551	
D2.1	49.36		E5	2.84	2.52		33898	
D2.2	41.82		F1	3.29		Mittelwert	32652	
D3	52.44		F2	3.45				
D4.1	58.2		F3	3.26				
D4.2	53.28		F4	3.17				
D5	45.1	49.00	F5	2.62	3.16	E6	33522	
Mittelwert	52.3		Mittelwert	2.8			34482	
E1	54.92						34721	
E2	57.98					E7	34091	
E3	49.21		Haftzugfestigkeit				34537	
E4	59.33		E1.1	3.62		E8	39207	
E5	56.38	55.56	E1.2	4.5			39140	
F1	56.92		E2.1	3.44			38846	
F2	53.62		E2.2	3.54		F6	42204	
F4	55.57		E3.1	3.25			41222	
F5	58.92	56.26	E3.2	4.13			41052	
Mittelwert	55.9		E4.1	2.8		F7	46143	
			E4.2	3.57			44317	
			E5.1	4.31			42602	
			E5.2	3.73	3.69	F8	34330	
			F1.1	4.2			34818	
			F1.2	4.82			35283	
			F2	4.24		Mittelwert	38084	
			F3.1	3.65				
			F3.2	3.26				
			F4.1	4.06				
			F4.2	4.24				
			F5	3.99	4.06			
			Mittelwert	3.9				

Abbildung 27: Resultate der Bohrkernprüfungen

Beton der Ortsbetonplatte, Bohrkerne A bis D			
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$	=	52.3	MPa
Zylinderdruckfestigkeit f_c	=	41.9	MPa
$f_c = 0.8 \cdot f_{c,cube}$			
Schubspannung τ_c	=	1.94	MPa
$\tau_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c}$			
(SIA 262 2.3.2.4)			
Zugfestigkeit f_{ct}	=	3.62	MPa
$f_{ct} = 0.3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}}$			
(SIA D0182, SIA 262 Tabelle 3)			
Elastizitätsmodul E_c	=	34'724 41'669	gemessen: 32652 * MPa
$E_c = 10000 - 12000 \cdot f_c^{\frac{1}{3}}$			
(SIA 262, 10000-12000 für Alluvialkies)			
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ nach 28 Tagen		41.2	Vorgabe auf Originalplan: 30 MPa (300 kg/cm ²)
$f_{c,cube28Tage} = \frac{f_{c,cube}}{1.27}$			
(fib Bulletin 1, July 1999, Eq. (3.1.-12b))			
(Annahmen: 38 Jahre, normal erhärtender Zement)			

Abbildung 28: Zusammenstellung der Betoneigenschaften des Ortsbetons

*Der leicht tiefere Elastizitätsmodul könnte durch im Kanton Tessin vorhandene glimmerhaltige Zuschlagstoffe resultieren.

3.4.1 Vergleich der Ergebnisse mit den Angaben auf den Originalplänen

Die Rückrechnung der Würfeldruckfestigkeit des vorgefertigten Betons ergibt einen 28 Tages Wert von 44 MPa, siehe Abbildung 29. Gemäss den Angaben auf dem Originalplan sollte der Beton eine Festigkeit von $\beta_{28d} \geq 450 \text{ kg/cm}^2$ aufweisen, was somit gut übereinstimmt. In der alten Norm SIA 162 aus dem Jahre 1956 war der geforderte Wert ein Mittelwert. Der Vergleich der Festigkeit des Ortsbetons mit der Angabe auf dem Originalplan zeigt, dass der effektive Beton etwas besser war als gefordert, siehe Abbildung 28.

Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des vorgefertigten Betons nach 28 Tagen kann wie folgt bestimmt werden: $f_{cm28Tage} = 0.8 f_{c,cube28Tage} \approx 35 \text{ MPa}$. Die Klassierung nach heutiger Betonnorm wäre also zwischen C25/30 und C30/37.

Beton der vorfabrizierten Betonträger, Bohrkerne E und F			
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$	=	55.9	MPa
Zylinderdruckfestigkeit f_c	=	44.7	MPa
$f_c = 0.8 \cdot f_{c,cube}$			
Schubspannung τ_c	=	2.01	MPa
$\tau_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c}$			
(SIA 262 2.3.2.4)			
Zugfestigkeit f_{ct}	=	3.78	MPa
$f_{ct} = 0.3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}}$			
(SIA D0182, SIA 262 Tabelle 3)			
			zentrische Zugfestigkeit gemessen:
			2.8
Elastizitätsmodul E_c	=	35'489 42'587	MPa
$E_c = 10000 - 12000 \cdot f_c^{\frac{1}{3}}$			
(SIA 262, 10000-12000 für Alluvialkies)			
			gemessen:
			38084
Haftzugfestigkeit f_{ctH}	=		3.9 MPa
			gemessen:
			3.9
Bruchenergie Betonoberfläche G_{Fb}	=	0.48	N/mm
$G_{Fb} = \frac{1}{8} f_{ctH}$			
(SIA166, Formel (14))			
Aufnehmbare Schubspannung Betonoberfläche τ_{10}	=	5.14	MPa
$\tau_{10} = \frac{4}{3} f_{ctH}$			
(SIA166, Formel (15))			
Verankerungslänge l_{b0}	=	133.54	mm
$l_{b0} = \frac{\pi}{2} \sqrt{2 \cdot \frac{G_{Fb} \cdot E_I \cdot t_I}{\tau_{10}^2}}$			
EI= 165000 tI= 1.2			
(SIA166, Formel (10))			
Maximal verankerbare Zugkraft $F_{b0,R}$	=	21835	N
$F_{b0,R} = b_I \cdot \sqrt{2 \cdot G_{Fb} \cdot E_I \cdot t_I}$			
bI= 50			
(SIA166, Formel (11))			
Lamellengrenzschubspannung $\tau_{l,lim}$	=	5.01	MPa
$\tau_{l,lim} = 2.5 \cdot \tau_c$			
(SIA166, Formel (32))			
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ nach 28 Tagen	=	44.0	MPa
$f_{c,cube28Tage} = \frac{f_{c,cube}}{1.27}$			
(fib Bulletin 1, July 1999, Eq. (3.1.-12b))			
(Annahmen: 38 Jahre, normal erhärtender Zement)			
			Vorgabe auf Originalplan: 45 MPa (450 kg/cm ²)

Abbildung 29: Zusammenstellung der Betoneigenschaften des vorfabrizierten Betonträgers

3.5 Spannkraftmessungen

3.5.1 Methode

Die noch im Spannglied vorhandene Vorspannkraft wurde mit einer teilweise zerstörenden Prüfmethode ermittelt. Auf einer kurzen Strecke werden einzelne Spanndrähte durchgetrennt. Diese Prüfmethode kann auch bei bestehenden Bauwerken verwendet werden, wenn die Tragfähigkeit nach der Durchtrennung noch gewährleistet ist.

Das Vorgehen war wie folgt, siehe dazu auch die Abbildung 30 bis Abbildung 37:

1. Mittels Sondierung (freispitzen) freilegen des Spanngliedes auf einer Länge in der Größenordnung von etwa 40-50 cm.
2. Sorgfältiges Entfernen des Hüllrohrs und Injektionsguts.
3. Aufkleben von Deformeter-Messbolzen auf die Drähte.
4. Durchtrennen der Drähte, wobei jeweils der Weg vorher und nachher gemessen wurde. Aus der Wegänderung ΔL und der Messlänge L des Deformeters wurde mit Gl. (1) die Dehnung, und mit dem Hook'schen Gesetz und der Annahme eines E – Moduls, die Spannung im Draht ermittelt.

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta L}{L} \quad (1)$$

ε_p	=	Dehnung im Draht vor dem Durchtrennen
ΔL	=	Wegänderung
L	=	Messlänge Deformeter



Abbildung 30: Aufspitzen einer Sondierstelle



Abbildung 31: geöffnete Sondierstelle mit sichtbarem Hüllrohr

Abbildung 31 zeigt, dass in dem Fall des Trägers 1 das ganze Spannglied freigelegt wurde. Bei Bauwerken wird natürlich nur eine minimale Öffnung gemacht, um das Bauwerk möglichst wenig zu stören, etwa so wie in Abbildung 39 bei einem anderen Träger gezeigt.



Abbildung 32: Versuchsträger Nr. 1 im Empa-Labor



Abbildung 33: Sondierstelle Nr. 2 an Trägerunterseite



Abbildung 34: Fixierung der Drähte mit einer Bride während dem Durchtrennen



Abbildung 35: Durchgetrennte Drähte



Abbildung 36: Boschschleifer mit einem Kugelhartmetallfrässtift zum Durchtrennen der Drähte



Abbildung 37: Größenvergleich des Kugelhartmetallfrässtifts

Die Drähte wurden jeweils für das Durchtrennen fixiert, Abbildung 34 und Abbildung 39, damit der Draht sich nur in Längsrichtung verschieben konnte. Für das Trennen wurde meistens ein Boschschleifer mit einem Kugelhartmetallfrässtift verwendet, Abbildung 36 und Abbildung 37.

Der Abbildung 38 kann die Lagerung des Versuchsträgers Nr. 1, die Anordnung der Sondierstellen und die Messstellen deren Ergebnisse nachfolgend dargestellt sind, entnommen werden. Bei diesem Versuchsträger wurden in jeder Sondierstelle alle Spanndrähte durchgetrennt. Dies war möglich, weil der Versuchsträger 1 zerstört werden durfte.

Die Ergebnisse liefern Erkenntnisse über die Streuung der Vorspannung der einzelnen Drähte im Querschnitt und allfällige Umlagerungseffekte auf die anderen Spanndrähte im Querschnitt.

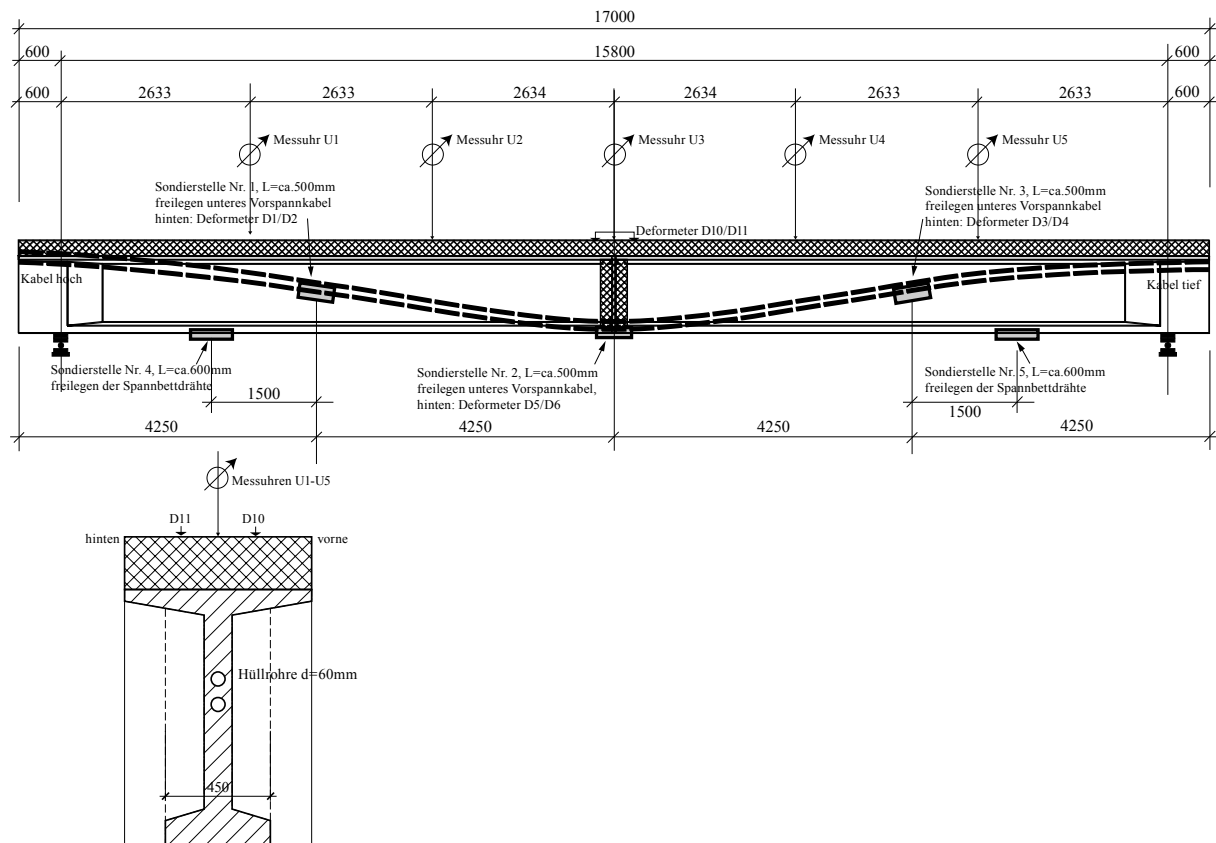


Abbildung 38: Übersicht der Sondierstellen 1 bis 5 für die Spannungsmessungen beim Träger 1 (4/8)



Abbildung 39: Sondierstelle bei Träger 5 zur Ermittlung der noch vorhandenen Vorspannung



Abbildung 40: Sondierstelle 4, freigelegte Spannbett-drähte

In Abbildung 41 ist die Sondierstelle, in denen jeweils nur zwei Drähte durchgetrennt wurden, in den Trägern 2 bis 5 eingetragen. Somit konnte über die vorhandene Spannkraft der anderen Träger auch eine Aussage gemacht werden.

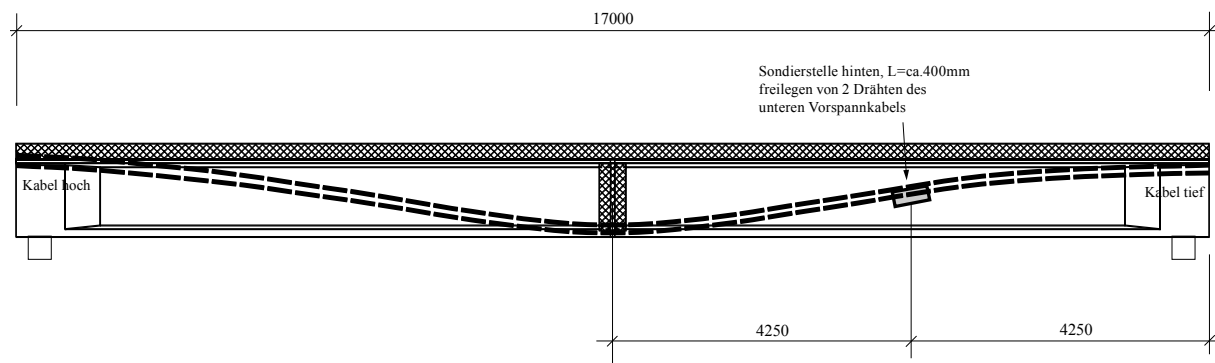


Abbildung 41: Sondierstelle 3 für die Spannungsmessungen bei den Trägern 2 bis 5

3.5.2 Ergebnisse

Eine Übersicht der Ergebnisse der Spannungsmessungen kann Tabelle 8 entnommen werden. In den anschliessenden Abbildungen sind für jede Sondierstelle die Einzelwerte der Drähte in Form von Säulendiagrammen dargestellt, siehe Abbildung 42 bis Abbildung 46. Es ist ersichtlich, dass die Streuung klein ist. Die Messungen in der Sondierstelle 2 haben eine grössere Streuung. Ein Grund dafür könnte die ausgeprägte Krümmung der Spanndrähte an der Entnahmestelle und die speziellen Verhältnisse an der Fuge sein. Diese speziellen Verhältnisse führen auch dazu, dass die Sondierstelle 2 unlogischerweise eine tiefere Vorspannung aufweist als die Sondierstelle 1 und 3. Diese Thematik wird später nochmals diskutiert.

Die Abbildung 47 bis Abbildung 49 zeigen die gemessenen Dehnungen in jeweils einem bestimmten Draht, während andere Drähte durchgetrennt wurden. Es ist ersichtlich, dass solange Drähte in anderen Sondierstellen getrennt wurden, keine ersichtliche Dehnungszunahme stattgefunden hat, sobald aber in der gleichen Sondierstelle Drähte getrennt wurden, wie z.B. in Abbildung 49 ab Schnitt 27, eine erkennbare Dehnungszunahme d.h. Umlagerung auftrat. In den Sondierstellen 1 und 3 waren es beides Mal etwa 0.25% Dehnungszunahme.

Abbildung 50 und Abbildung 51 zeigen den Verlauf der Trägerverformungen während der Schädigungsarbeiten. Die gesamten Arbeiten dauerten von September bis Dezember 2003, was auch die Abnahme der Temperatur erklärt. Aus den Abbildungen ist ersichtlich, dass durch die Schädigungen sich der Träger richtigerweise tendenziell nach unten verformte. Aus Abbildung 52 können die Veränderungen der Dehnungen an Balkenoberseite entnommen werden.

	Mittelwert der noch vorhandenen Dehnung	Standardabweichung	Spannung (E=205GPa)	Prozent der nominalen Zugfestigkeit
Spannglied 119 to gemäss Plan	5.69‰	-	1167 MPa	69.9%
Träger 1 (4/8), Spannglied 119 to:				
Sondierstelle 1	3.18‰	0.15‰*	652 MPa	39.0%
Sondierstelle 2	2.55‰	0.27‰*	523 MPa	31.3%
Sondierstelle 3	3.61‰	0.15‰*	740 MPa	44.3%
Träger 1 (4/8), Spannbettdrähte:				
Sondierstelle 4	4.07‰	0.14‰*	834 MPa	50.0%
Sondierstelle 5	3.46‰	0.24‰*	709 MPa	42.4%
Sondierstelle 3:				
Träger 2 (4/11)	3.47‰	0.23‰#	710 MPa	42.5%
Träger 3 (2/8)	3.66‰	0.29‰#	750 MPa	44.9%
Träger 4 (5/8)	3.59‰	0.02‰#	735 MPa	44.0%
Träger 5 (3/8)	3.54‰	0.45‰#	726 MPa	43.5%

Tabelle 8: Zusammenstellung der Spannungsmessungen (Standardabweichung der Grundgesamtheit*, Stichprobe#)

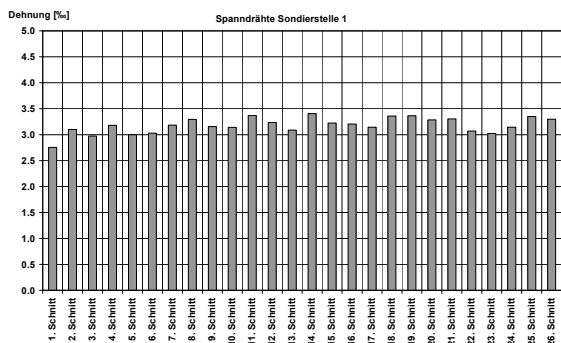


Abbildung 42: Spanndraht Dehnungen

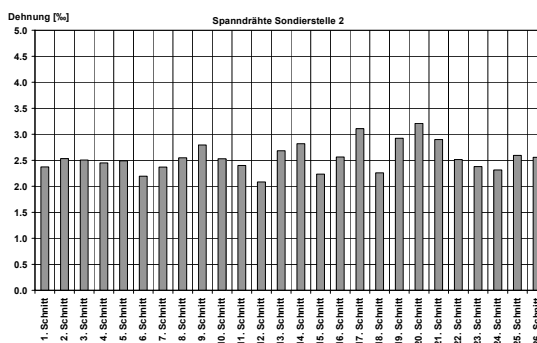


Abbildung 43: Spanndraht Dehnungen

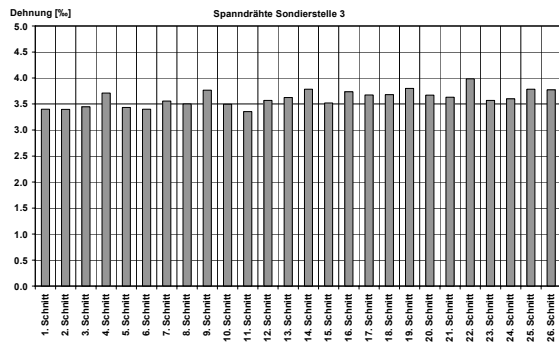


Abbildung 44: Spanndraht Dehnungen

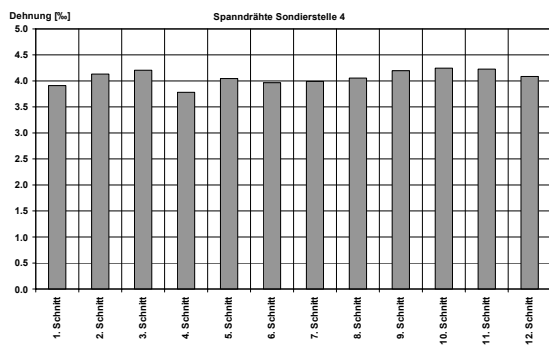


Abbildung 45: Spanndraht Dehnungen

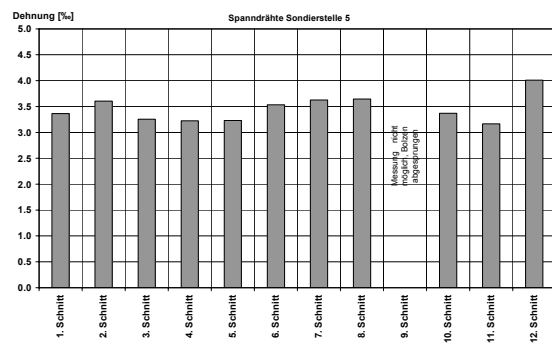


Abbildung 46: Spanndraht Dehnungen

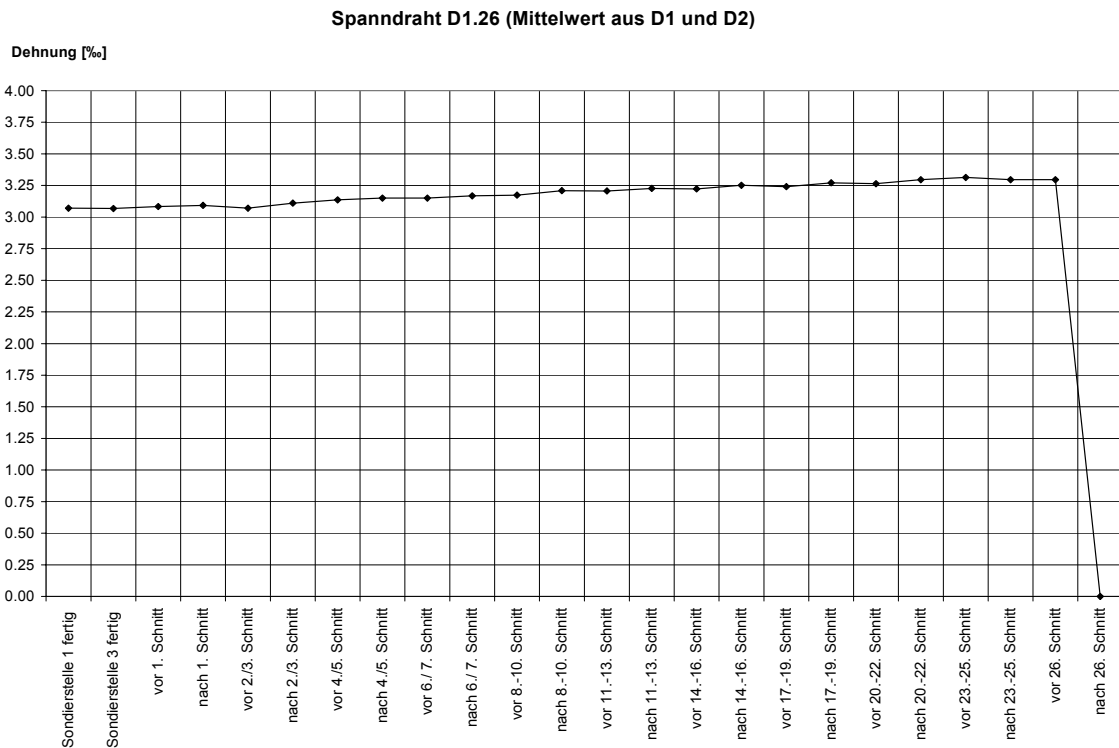


Abbildung 47: Veränderung der Dehnung des Spanndrahtes D1.26 während dem Trennen der anderen Drähte in der Sondierstelle 1

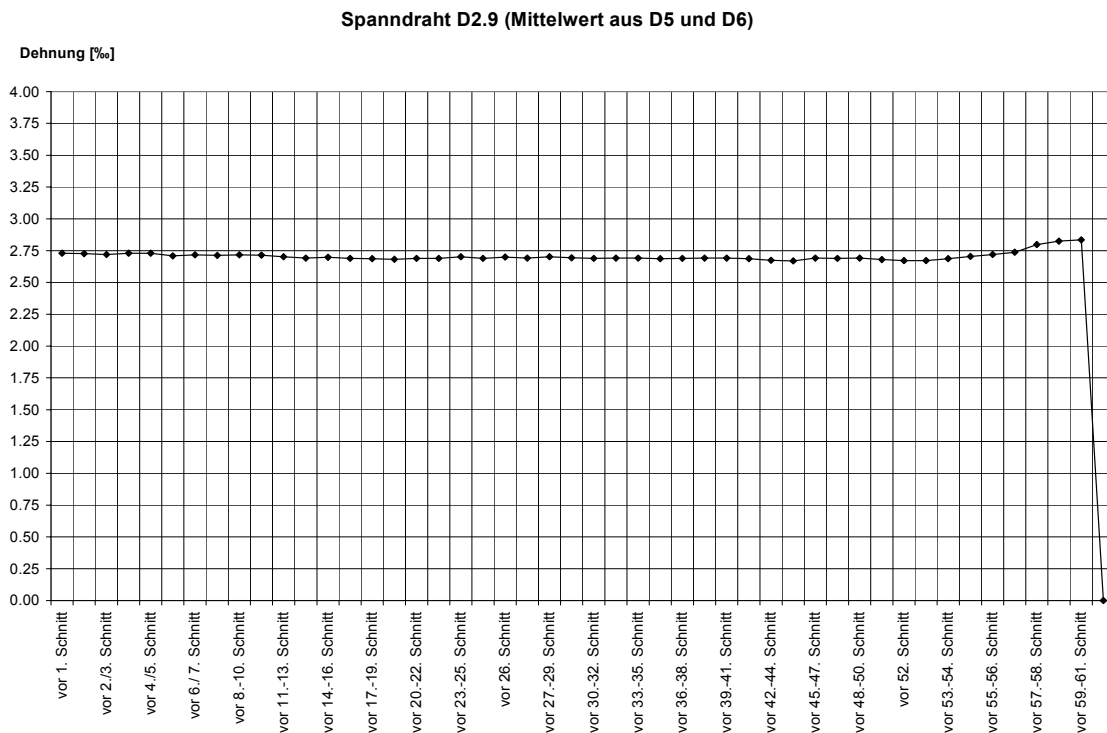


Abbildung 48: Veränderung der Dehnung des Spanndraht D2.9 während dem Trennen der anderen Drähte in der Sondierstelle 1, 3 und dann 2

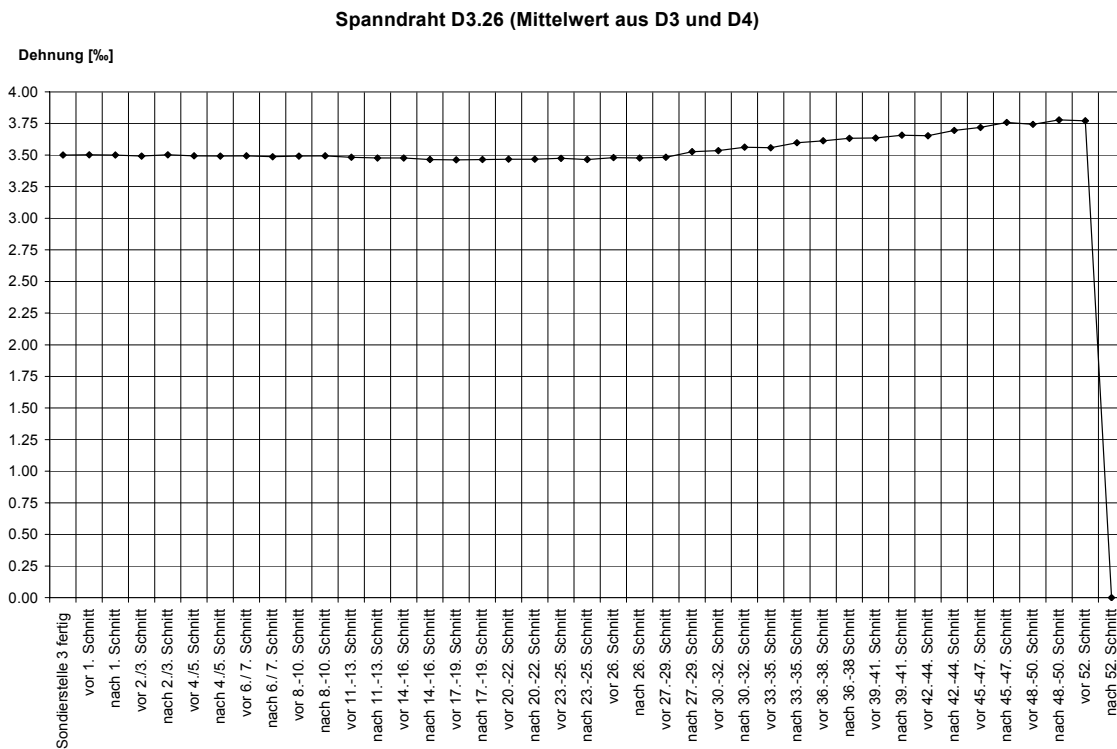


Abbildung 49: Veränderung der Dehnung des Spanndraht D3.26 während dem Trennen der anderen Drähte in der Sondierstelle 1 und 3

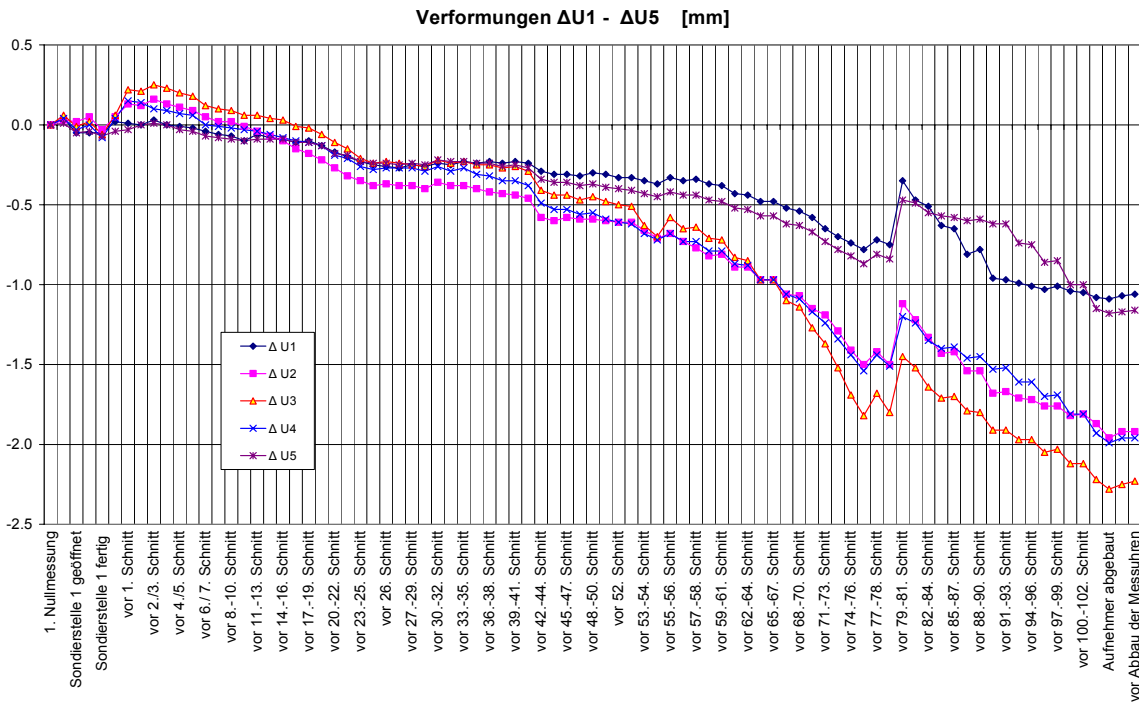


Abbildung 50: Veränderung der Durchbiegungen U1-U5 (siehe Abbildung 38) des Trägers Nr. 1 während der Trennarbeiten

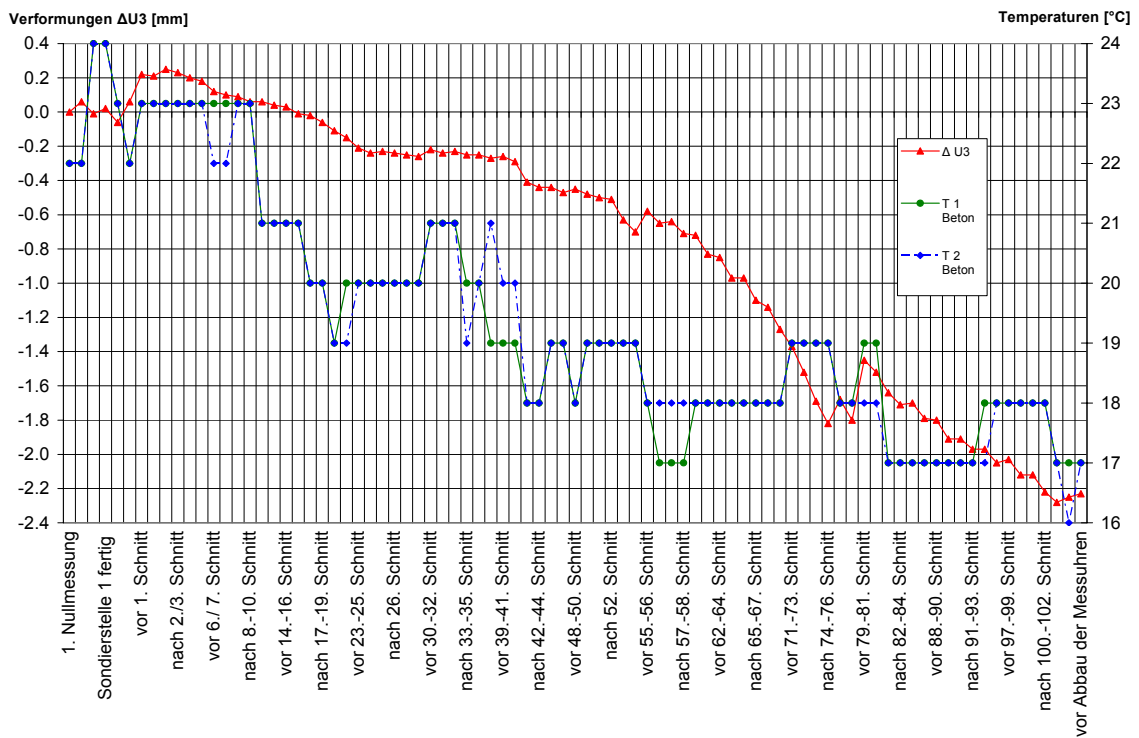


Abbildung 51: Veränderung der Mittendurchbiegung des Trägers Nr. 1 während der Trennarbeiten und zugehörige Betontemperaturen

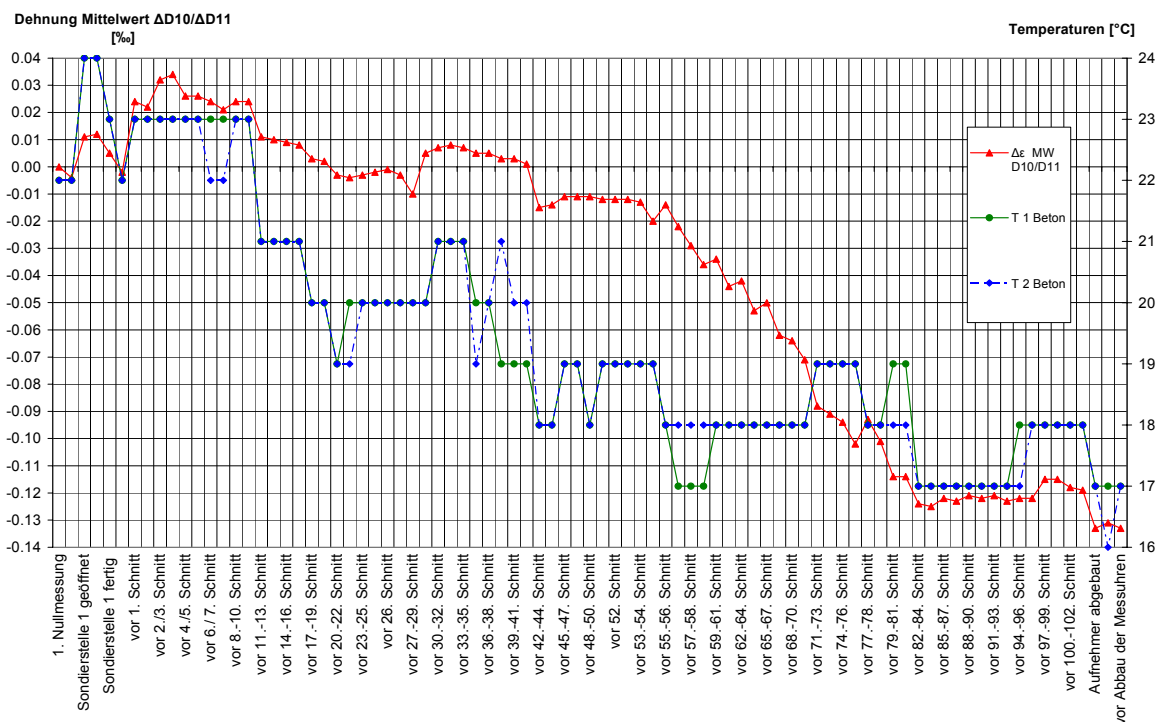


Abbildung 52: Veränderung der Betondehnung D10/D11 (siehe Abbildung 38) des Trägers Nr. 1 und zugehörige Betontemperaturen

3.6 Abschätzung der Spannkraftverluste und Vergleich mit den Messungen

Die Kräfte im Spannglied zur Zeit $t=0$ variieren wegen der Reibung entsprechend der Lage im Träger. In Tabelle 9 sind die berechneten Werte für die drei Sondierstellen dargestellt. Weiter reduzieren sich die Kräfte im Spannglied bis zur Zeit $t=\infty$ wegen Betonkriechen und -schwinden, sowie durch Spannstahlrelaxation, siehe dazu die nachfolgenden Kapitel.

3.6.1 Reibung

Mit den angenommenen Werten

- Reibungsbeiwert $\mu = 0.20$
- ungewollte Umlenkungen pro Längeneinheit $\Delta\varphi = 0.005$

ergeben sich rechnerisch nachfolgend dargestellte Kräfte und entsprechende Dehnungen in den Sondierstellen zur Zeit $t=0$. Zur Lage der Sondierstellen siehe auch Abbildung 38 auf der Seite 32.

Es wurden folgende Annahmen getroffen:

- die Spannglieder wurde bei der Verankerung gemäss den Angaben auf dem Plan (siehe Tabelle 3 auf Seite 19) vorgespannt
- die Spannglieder wurde gleichzeitig an beiden Seiten des vierfeldrigen Trägers gespannt (es wurde deshalb mit einem symmetrischen zweifeldrigen Trägers gerechnet)
- das Spannglied wurde nicht überspannt

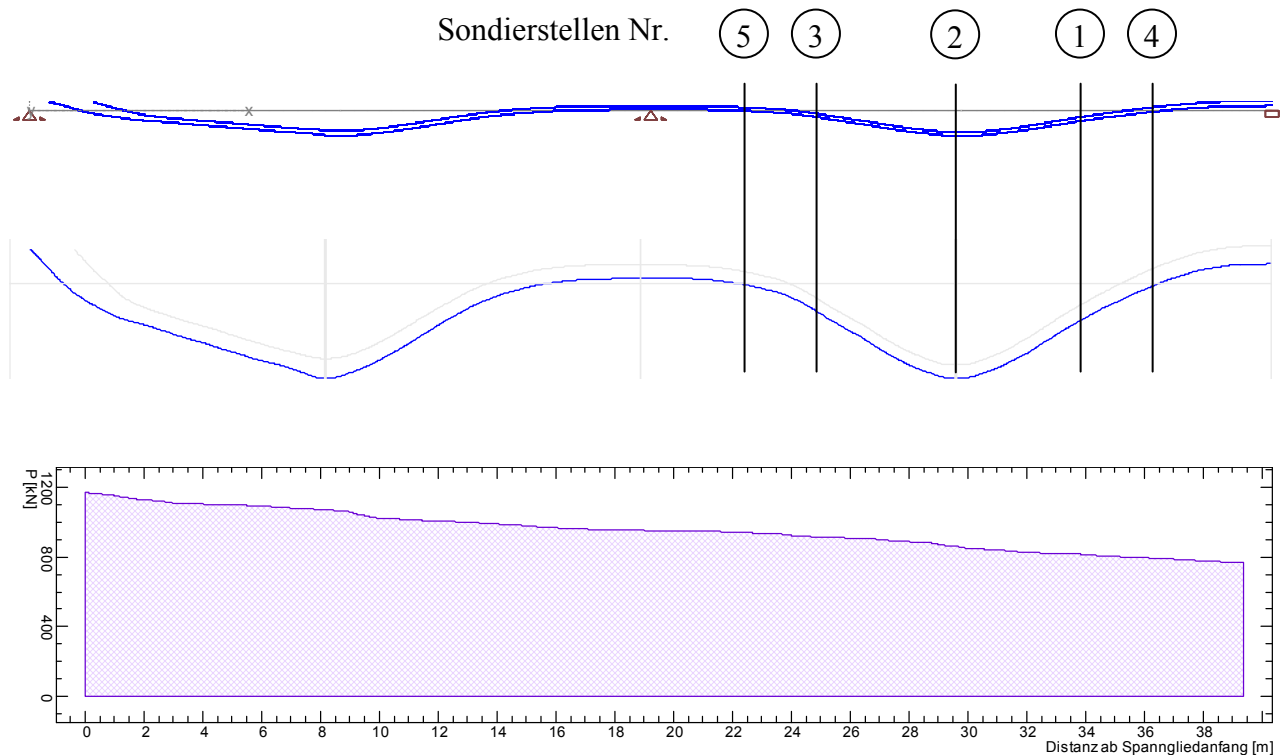


Abbildung 53: Verlauf der Spanngliedkraft in zwei Feldern des vierfeldrigen Durchlaufträgers, angenäherte Modellierung aufgrund der Pläne, Berechnung mit Software STATIK5 der Firma Cubus

	Länge Spannglied m	Reibungsverlust %	Kraft im Spann- glied kN	Dehnung im Spann- glied ‰
Verankerung	0	100	1167.4	5.69
Sondierstelle 3	25.10	78	911.8	4.45
Sondierstelle 2	29.35	74	863.7	4.21
Sondierstelle 1	33.60	70	816.0	3.98

Tabelle 9: Zusammenstellung der Spanngliedkräfte des unteren Spannglieds zum Zeitpunkt $t = 0$

Gemäss SIA 262 [2] hängen die Langzeitverluste aus Schwinden und Kriechen von den folgenden Einflüssen ab:

- Umgebungsfeuchte (ist unbekannt, Annahme generell: 60%)
- Bauteilabmessung (wird mit $h_0 = 2A_c/u$ berücksichtigt, für den Cantineträger gilt $h_0 = 2 \cdot 0.45 / 4.7 = 0.19$ m, oder Stegdicke $h_0 = 120$ mm)
- Betonfestigkeit

Das Kriechen wird zusätzlich durch

- Hydratationsgrad des Zements bei Einwirkungsbeginn
- Dauer und Intensität der Einwirkung

beeinflusst.

3.6.2 Kriechen

Gemäss SIA 262 Art. 3.1.2.5 kann die Kriechverformung wie folgt abgeschätzt werden (die Gleichungsnummern entsprechen derjenigen aus der Norm):

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} \quad (12)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fc} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(t-t_0) \quad (13)$$

$\varepsilon_{cc}(t)$ = Kriechdehnung des Betons zur Zeit t

$\varepsilon_{c,el}$ = elastische Betondehnung

φ_{RH} = Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit

β_{fc} = Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit

$\beta(t_0)$ = Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Einwirkungsbeginn

$\beta(t-t_0)$ = Beiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer

3.6.3 Schwinden

Gemäss SIA 262 Art. 3.1.2.5 kann die Schwindverformung wie folgt abgeschätzt werden (die Gleichungsnummer entspricht derjenigen aus der Norm):

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot \beta(t-t_s) \quad (15)$$

$\varepsilon_{cs}(t)$ = Betondehnung aus Schwinden (Schwindmass) zur Zeit t

$\varepsilon_{cs,\infty}$ = Endschwindmass

$\beta(t-t_s)$ = Beiwert zur Berücksichtigung des Schwindbeginns

3.6.4 Relaxation

Gemäss SIA 262 [2], Artikel 3.3.2.7, muss für Langzeitwerte etwa mit einem Spannungsverlust von 7.5% gerechnet werden, wenn ein Spannggrad von 70% vorhanden ist. Bei einem Vorspanngrad von 60% beträgt der Spannungsverlust gemäss SIA 262 aber nur noch 3%. Für den Vergleich werden diese 3% eingesetzt, obwohl durch die Reibung beim Zeitpunkt $t=0$ ein tieferer Vorspanngrad im Bereich der Sondierstellen vorhanden war.

Der rechnerische Dehnverlust aus Relaxation beträgt somit 3% der Dehnung zum Zeitpunkt $t=0$.

3.6.5 Ständige Betonstauchungen im Bauwerk

Zur Berechnung der Kriechverluste muss die elastische Dehnung abgeschätzt werden. Es wird von folgenden ständigen elastischen Betonstauchungen im Bauwerk ausgegangen (Berechnung mit STATIK/FAGUS5 der Firma Cubus mit folgenden Annahmen: ohne Verluste aus Schwinden, Kriechen, Relaxation aber mit Reibung, mit ständiger Auflast, Spannbettdrähte wirken auf gesamten Querschnitt):

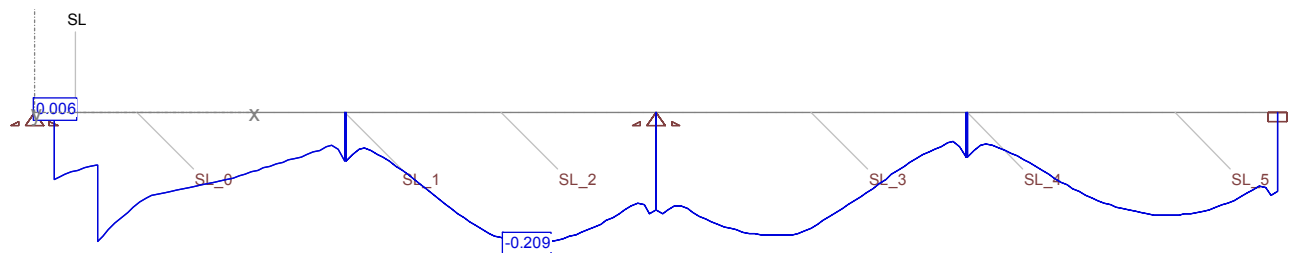


Abbildung 54: Betonstauchung oben, in %, $t = 0$

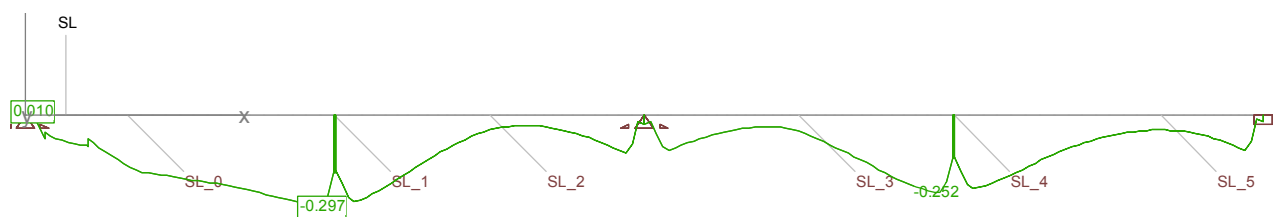


Abbildung 55: Betonstauchung unten, in %, $t = 0$

Sondierstelle 1 (Querschnitt bei Stab SL_5 bei Schnitt 4.187m):

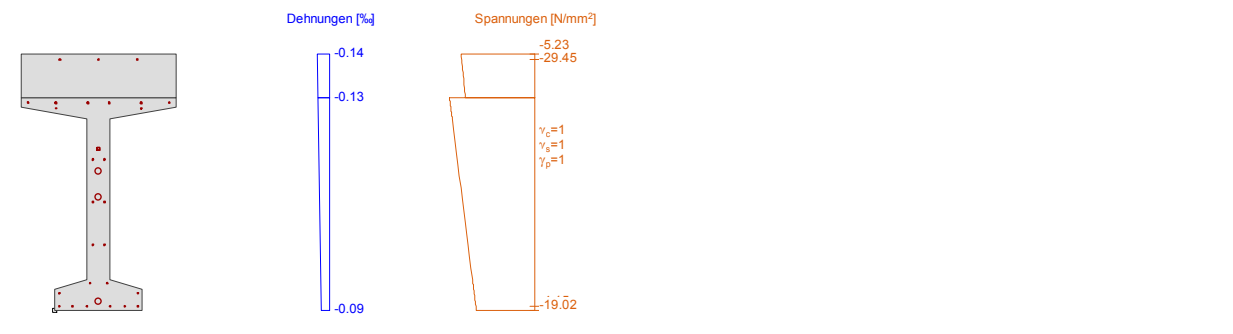


Abbildung 56

Sondierstelle 2 (Querschnitt bei Stab SL_4 bei Schnitt 0.0m):

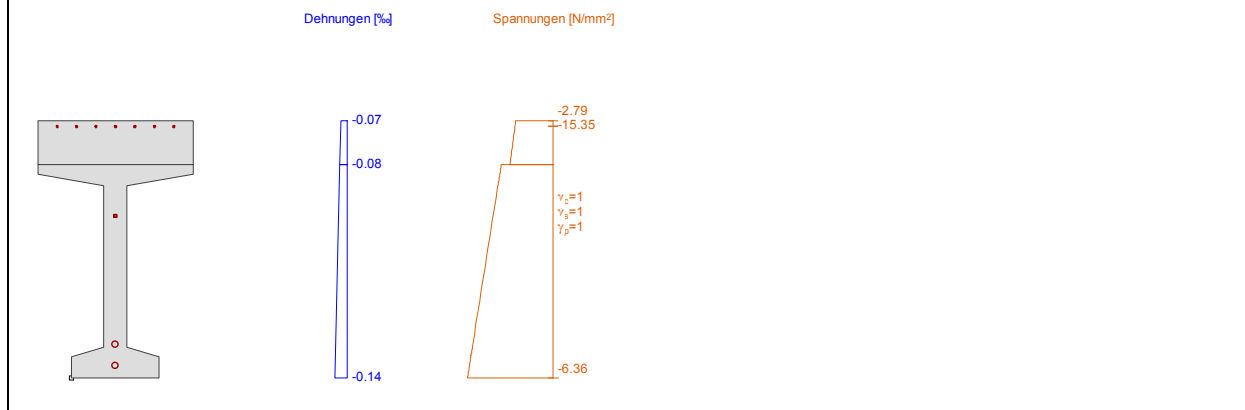


Abbildung 57

Sondierstelle 3: (Querschnitt bei Stab SL_3 bei Schnitt 5.783m)

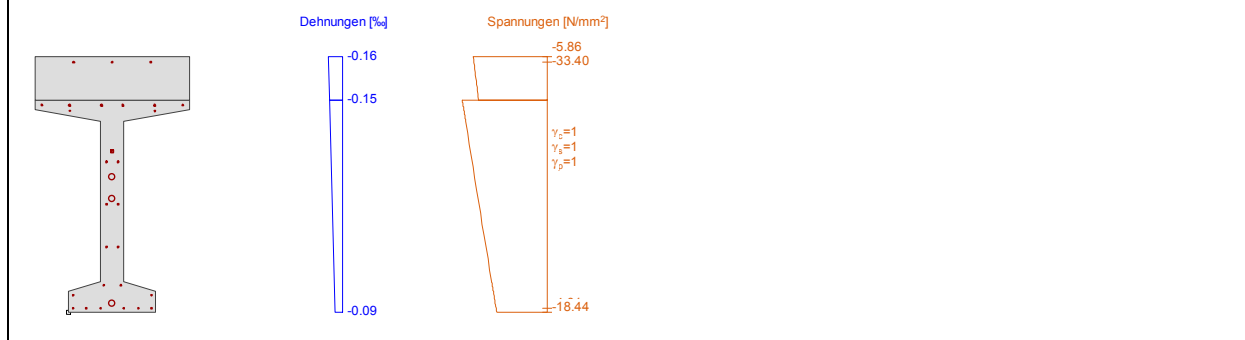


Abbildung 58

3.6.6 Betonstauchungen im abgeschnittenen Versuchsträger

Durch das Herausschneiden des Trägers aus dem statisch unbestimmten System (vierfeldriger Durchlaufträger, siehe Abbildung 4), sowie durch die Entlastung des Trägers von ständigen Auflasten, entstehen Umlagerungen. Es wird von folgenden ständigen elastischen Betonstauchungen im Versuchsträger ausgegangen (Berechnung aus Vergleichsgründen ohne Verluste aus Schwinden, Kriechen, Relaxation aber mit Reibung, Berechnung mit STATIK/FAGUS5, Spannbettdrähte wirken auf gesamten Querschnitt):

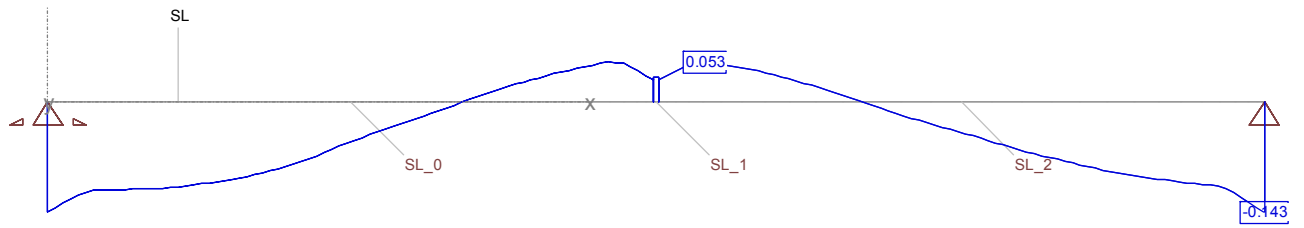


Abbildung 59: Verlauf der Betondehnungen/stauchungen an der Trageroberkante, in %, t = 0

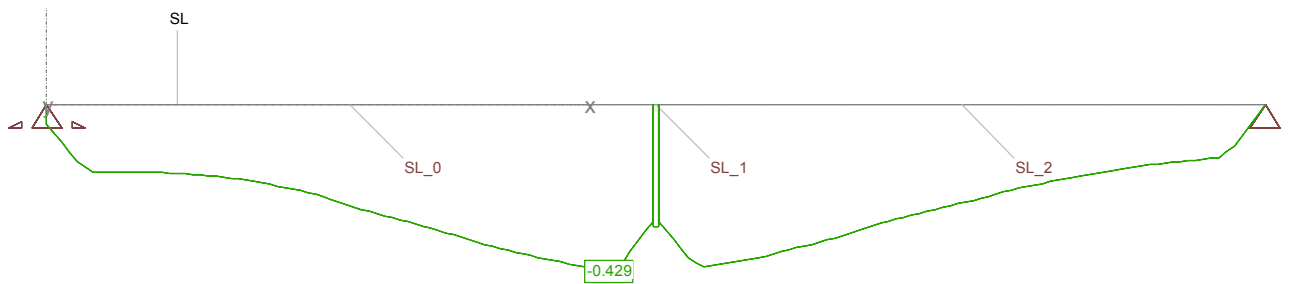


Abbildung 60: Verlauf der Betonstauchungen an der Tragerunterkante, in %, t = 0

Sondierstelle 1 (Querschnitt bei Stab SL_2 bei Schnitt 4.284m):

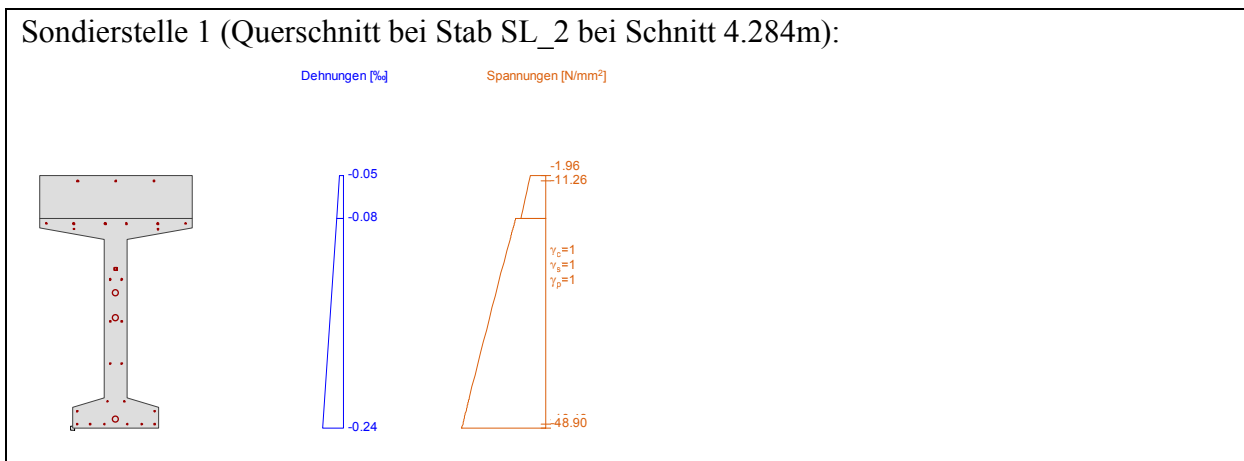


Abbildung 61

Sondierstelle 2 (Querschnitt bei Stab SL_1 bei Schnitt 0.0m):

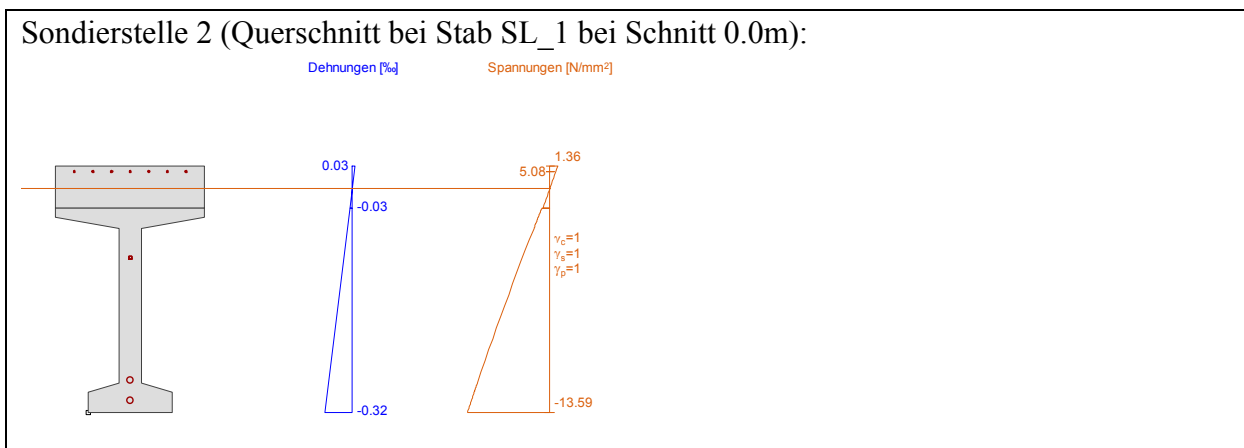


Abbildung 62

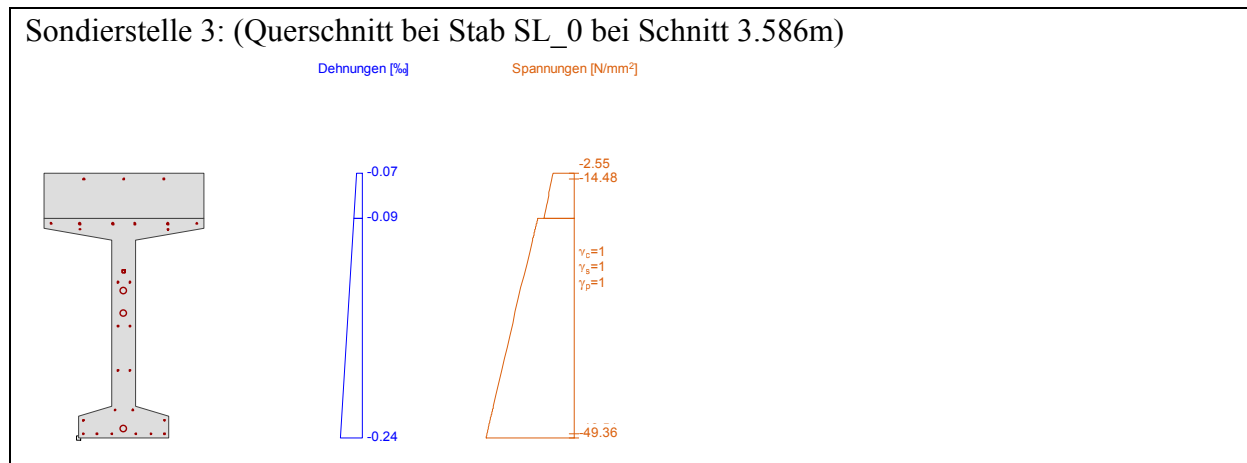


Abbildung 63

3.6.7 Sondierstelle 1 (unteres Spannglied)

Wie oben beschrieben können die Schwind- und Kriechverluste wie folgt abgeschätzt werden (Annahme: $h_0=0.12\text{m}$). Generelle vereinfachende Annahme: Temperatur 20°C

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} = 2.5 \cdot 0.1 = 0.25\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot \beta(t-t_s) = 0.46 \cdot 1.0 = 0.46\text{‰}$$

$$\varepsilon_{c,el} = \text{ca. } 0.1\text{‰ (siehe Abbildung 56)}$$

$$\varphi_{RH} = 1.8 \text{ (aus SIA 262 Figur 2 mit } f_{cm} = 35\text{MPa, } f_{ck} = 27\text{MPa)}$$

$$\beta_{fc} = 2.8 \text{ (aus SIA 262 Tabelle 4 mit } f_{cm} = 35\text{MPa, } f_{ck} = 27\text{MPa)}$$

$$\beta(t_0) = 0.5 \text{ (aus SIA 262 Figur 2, Annahme Belastungsbeginn } t = 28 \text{ Tage)}$$

$$\beta(t-t_0) = 1.0 \text{ (aus SIA 262 Figur 2, Annahme Belastungsdauer } 1965 - 2003 = 38 \text{ Jahre} \rightarrow t=\infty)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fc} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(t-t_0) = 1.8 \cdot 2.8 \cdot 0.5 \cdot 1.0 = 2.5$$

$$\varepsilon_{cs,\infty} = 0.46 \text{ (aus SIA 262 Figur 3 mit } f_{cm} = 35\text{MPa, } f_{ck} = 27\text{MPa)}$$

$$\beta(t-t_s) = 1.0 \text{ (aus SIA 262 Figur 3, Annahme Belastungsdauer } 1965 - 2003 = 38 \text{ Jahre} \rightarrow t=\infty)$$

Berechnung					
t = 0 siehe Tabelle 9	Kriechverlust	Schwind- verlust	Relaxation	Dehnungsänderung aus Systemände- rung	Somit Deh- nung zur Zeit t = ∞
3.98‰	0.25‰	0.46‰	0.12‰	wird vernachläs- sigt	3.15‰
100%	6.3%	11.6%	3%		

Messung der Dehnung im Spannglied (siehe Tabelle 8 auf der Seite 34)	3.18‰
--	-------

$\Delta = \text{Berechnung} - \text{Messung} =$	-0.03‰
---	--------

3.6.8 Sondierstelle 3 (unteres Spannglied)

Berechnung					
t = 0 siehe Tabelle 9	Kriechverlust	Schwindverlust	Relaxation	Dehnungsänderung aus Systemände- rung	Somit Deh- nung zur Zeit t = ∞
4.45‰	0.25‰	0.46‰	0.13‰	wird vernachläs- sigt	3.60‰
100%	5.6%	10.3%	3%		

Messung der Dehnung im Spannglied (siehe Tabelle 8 auf der Seite 34)	3.61‰
--	-------

$\Delta = \text{Berechnung} - \text{Messung} =$	-0.01‰
---	--------

3.6.9 Sondierstelle 2 (unteres Spannglied)

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{c,el} = 2.5 \cdot 0.25 = 0.63\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot \beta(t-t_s) = 0.46 \cdot 1.0 = 0.46\text{‰}$$

$\varepsilon_{c,el} =$ ca. 0.25‰ (siehe Abbildung 55 und Bemerkungen unten)

$\varphi_{RH} =$ 1.8 (aus SIA 262 Figur 2 mit $f_{cm} = 35\text{MPa}$, $f_{ck} = 27\text{MPa}$)

$\beta_{fc} =$ 2.8 (aus SIA 262 Tabelle 4 mit $f_{cm} = 35\text{MPa}$, $f_{ck} = 27\text{MPa}$)

$\beta(t_0) =$ 0.5 (aus SIA 262 Figur 2, Annahme Belastungsbeginn $t = 28$ Tage)

$\beta(t-t_0) =$ 1.0 (aus SIA 262 Figur 2, Annahme Belastungsdauer 1965 - 2003 = 38 Jahre $\rightarrow t=\infty$)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fc} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(t-t_0) = 1.8 \cdot 2.8 \cdot 0.5 \cdot 1.0 = 2.5$$

$\varepsilon_{cs,\infty} =$ 0.46 (aus SIA 262 Figur 3 mit $f_{cm} = 35\text{MPa}$, $f_{ck} = 27\text{MPa}$)

$\beta(t-t_s) =$ 1.0 (aus SIA 262 Figur 3, Annahme Belastungsdauer 1965 - 2003 = 38 Jahre $\rightarrow t=\infty$)

Berechnung					
t = 0 siehe Tabelle 9	Kriechverlust	Schwind- verlust	Relaxation	Dehnungsänderung aus Systemände- rung *	Somit Deh- nung zur Zeit t = ∞
4.21‰	0.63‰	0.46‰	0.13‰	ca. 0.15‰	2.84‰
100%	15.0%	10.9%	3%		

Messung der Dehnung im Spannglied (siehe Tabelle 8 auf der Seite 34)	2.55‰
--	-------

$\Delta =$ Berechnung – Messung =	0.29‰
-----------------------------------	-------

* Differenz der Dehnungen am Peak aus Abbildung 55 (-0.25‰) und Abbildung 60 (-0.43‰)

In Abbildung 64 ist der mögliche Kraftverlauf in den Spanngliedern schematisch dargestellt. Der Verlauf stützt sich auf den Dehnungsverlauf an der Trägerunterseite gemäss Abbildung 55. Die Dehnung und somit auch die Kriechdehnungen haben links und rechts neben der Fuge eine starke Zunahme wegen den Spannbettdrähten. Es könnte nun sein, dass beim Durchschneiden zur Ermittlung der Restdehnung der Peak in der Fuge nicht mehr gemessen werden kann und somit der tiefere Wert der Vorspannkraft gemessen wird. Ev. war der Peak im Bauteil auch gar nicht mehr vorhanden. Für die Berechnung des Kriechverlustes wird der grösste Stauchungswert also 0.25‰ eingesetzt.

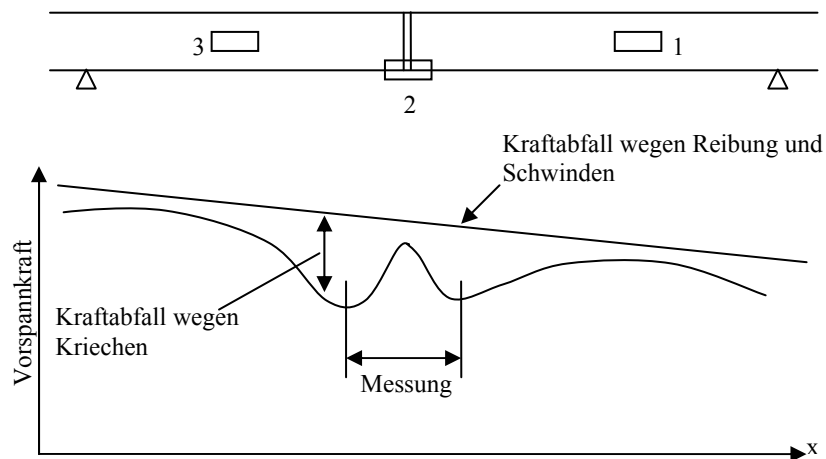


Abbildung 64

Abbildung 65 zeigt die Fuge in Trägermitte. Es handelt sich um den Träger mit der schlaffen CFK-Verstärkung nach dem Versuch (siehe Kapitel 4). Sichtbar ist der Beton in der Fuge. Vermutlich wurde vor dem Einbringen des Ortsbetons in die Fuge vorgängig eine Schicht Mörtel (Mörtelvorlage) eingebaut.



Abbildung 65: Mittelfuge mit Mörtelvorlage (Träger 4)

Das Endschwindmass der Mörtelvorlage ist deutlich grösser als dasjenige des vorgefertigten Trägers und des Ortsbetons, der Einfluss wird aber als gering eingeschätzt, da nur ein kleiner Teil des Querschnittes davon betroffen ist. Grundsätzlich hat das grössere Schwinden und Kriechen der Mörtelvorlage aber auch eine Reduktion der Dehnung an der Unterseite des Trägers und damit eine Verringerung der Vorspannkraft zur Folge.

Somit können die vermuteten Gründe für die tiefere Vorspannkraft im Spannglied in der Fuge nochmals aufgelistet werden:

- Stärkeres Kriechen da höhere dauerhafte Druckdehnung aus der Vorspannung (rechts und links der Fuge)
- Umlagerungen wegen Herausschneiden des Trägers aus der Brücke und Entlastung des Trägers
- Mörtelvorlage an Fugenunterseite
- Ungenaue Messung wegen Krümmung der Spanndrähte

3.6.10 Sondierstelle 4 und 5 (Spannbettdrähte)

Vereinfacht werden die gleichen Beiwerte und elastischen Betondehnungen angenommen wie bei den Sondierstellen 1 und 3, mit Ausnahme des Beiwertes $\beta(t_0)$, der den Zeitpunkt des Einwirkungsbeginns berücksichtigt, der mit 0.9 (Annahme Belastungsbeginn: 1 Tag) angesetzt wird. Somit wird die Kriechdehnung zu 0.45%. Die Schwindverluste werden gleich angenommen wie bei den Sondierstellen 1 und 3.

Berechnung					
t = 0 (siehe Kap. 3.2)	Kriechverlust	Schwind- verlust	Relaxation	Dehnungsänderung aus Systemände- rung	Somit Dehnung zur Zeit t = ∞
5.5‰	0.45‰	0.46‰	0.165‰	wird vernachlässigt	4.425‰

Messung der Dehnung in den Spannbettdrähten (siehe Tabelle 8 auf der Seite 34)	4.07‰ 3.46‰
--	----------------

$\Delta = \text{Berechnung} - \text{Messung} =$	0.36‰ 0.97‰
---	----------------

3.6.11 Zusammenfassung und Beurteilung

In Tabelle 10 sind die obigen Berechnungen nochmals zusammengefasst. In Tabelle 11 ist das gleiche in Vorspannkraften ausgedrückt. Die Berechnungen/Abschätzungen mit den gewählten Annahmen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Messungen in der Sondierstelle 1 und 3. Die Messung in Sondierstelle 2 zeigt eine etwas tiefere Dehnung und Vorspannkraft.

	Sondierstelle 3	Sondierstelle 2	Sondierstelle 1
Rechnerischer Dehnungswert $t=0$ mit $\mu = 0.2$ und $\Delta\varphi = 0.005$	4.45‰	4.21‰	3.98‰
Rechn. Verluste Kriechen	0.25‰	0.63‰	0.25‰
Rechn. Verluste Schwinden	0.46‰	0.46‰	0.46‰
Rechn. Verluste Relaxation	0.13‰	0.13‰	0.12‰
Rechn. Verluste Umlagerungen	-	0.15‰	-
somit Dehnungswert bei $t=\infty$	3.60‰	2.84‰	3.15‰
Messung	3.61‰	2.55‰	3.18‰
Δ	-0.01‰	0.29‰	-0.03‰
Abweichung der Messung in % von der Rechnung	0%	10%	-1%

Tabelle 10

Oder ausgedrückt in Kraft im Spannglied:

	Sondierstelle 3 kN	Sondierstelle 2 kN	Sondierstelle 1 kN
Rechnerische Spanngliedkraft $t=0$ mit $\mu = 0.2$ und $\Delta\varphi = 0.005$	911.8	863.7	816.0
Rechn. Verluste Kriechen	51.3	129.2	51.3
Rechn. Verluste Schwinden	94.4	94.4	94.4
Rechn. Verluste Relaxation	27.4	25.9	24.5
Rechn. Verluste Umlagerungen	-	30.8	-
Rechnerische Spanngliedkraft $t=\infty$	739	583	646
Messung	740	523	652
Δ	-2	60	-6

Tabelle 11

3.7 Schlussfolgerungen aus den Materialuntersuchungen

Aus den Untersuchungen können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die Materialien haben auch nach fast 40 Jahren unter Betrieb immer noch die geforderten Festigkeiten. Auch die Duktilitäten sind nach heutigen Normen im Mittel erfüllt. Der Zustand der untersuchten Träger kann als gut bezeichnet werden.
- Die Messungen der noch vorhandenen Vorspannung in den Versuchsträgern ergab Vorspanngrade in der Grössenordnung von 40% der nominellen Zugfestigkeit.
- Durch die grossen Spannweiten waren grosse Reibungsverluste in der Grössenordnung von bis zu 30% vorhanden. Die zeitabhängigen Spannverluste betragen nochmals etwa 20%.
- In Sondierstelle 2 war die gemessene Vorspannkraft tiefer als in den Sondierstellen 1 und 3. Mögliche Gründe wurden diskutiert.
- Die Messungen der Vorspannkraft der Spannglieder an einer Stelle an den Trägern 2 bis 5 zeigten, dass alle Träger etwa gleich vorgespannt waren.
- Die Spannverluste wurden mit den Formeln nach der Norm SIA 262 berechnet. Die gemessenen Vorspannkraft in dem Spannglied stimmten gut mit den Abschätzungen überein, wobei in Sondierstelle 2 die Übereinstimmung nicht so gut war wie bei den Sondierstellen 1 und 3.
- Die Abweichung bei den Spannbettdrähten zwischen der Messung und den Angaben auf dem Plan kann damit erklärt werden, dass im Werk vermutlich nur sehr ungenau vorgespannt wurde. Die grosse Streuung der beiden Messungen bei Sondierstelle 4 und 5 unterstützt diese These.
- Die verwendete Messmethode zur Ermittlung der vorhandenen Vorspannung in Spanngliedern ist tauglich. Die Verwendung von nur 2 Drähten eines Drahtbündels liefert einen guten Wert, da die Streuung innerhalb des Bündels klein ist. Durch den guten Verbund übernimmt der Draht schnell wieder die Beanspruchung.
- Die verwendete Messmethode muss sorgfältig angewendet werden.

4 Biegeverstärkung mit schlaffen und vorgespannten CFK-Lamellen

4.1 Übersicht

Tabelle 1 auf der Seite 12 gibt die Übersicht über die fünf Brückenträger und wie sie verwendet wurden. Zur besseren Übersicht kann das ganze Projekt thematisch in drei Teile unterteilt werden:

1. Am ersten Träger wurden Materialuntersuchungen durchgeführt und die Vorspannkraft ermittelt. Diese Untersuchungen sind im Kapitel 3 dargestellt.
2. An den Trägern 2, 3 und 4 wurde der Effekt einer schlaffen und einer vorgespannten Verstärkung aus CFK untersucht. Die Resultate dieser Untersuchungen sind in Kapitel 4.5 ab Seite 62 dargestellt.
3. Am Träger 5 wurde die Reparatur einer Schädigung mit Hilfe von kurzen vorgespannten CFK-Lamellen und langen schlaffen CFK-Lamellen untersucht. Die Resultate dieser Untersuchungen sind in Kapitel 4.6 ab Seite 79 dargestellt.

4.1.1 Effekt schlaffe und vorgespannte Verstärkung mit CFK-Lamellen

Drei der Brückenträger wurden für statische Grossversuche verwendet um den Effekt einer schlaffen und vorgespannten Verstärkung mit CFK-Lamellen zu untersuchen. Tabelle 12 gibt die Übersicht.

Untersuchung	Bezeichnung
Referenzträger (unverstärkt)	Träger 3
verstärkt mit schlaff aufgeklebten CFK Lamellen	Träger 4
verstärkt mit vorgespannten CFK-Lamellen	Träger 2

Tabelle 12: Übersicht über die drei Versuchsträger

4.1.2 Verstärkung/Instandsetzung eines geschädigten Trägers

Tabelle 13 gibt die Übersicht über diese Untersuchung. Der Träger 5 wurde vorgeschädigt, anschliessend verstärkt mit kurzen vorgespannten CFK-Lamellen und langen schlaffen CFK-

Lamellen und dann bis zum Bruch gefahren. Als Vergleich wurde der Referenzträger, der schon oben beschrieben wurde, zugezogen.

Untersuchung	Bezeichnung
Referenzträger (unverstärkt)	Träger 3
Verstärkung eines geschädigten Trägers	Träger 5

Tabelle 13: Übersicht der Untersuchungen

4.2 Versuchs- und Messeinrichtungen

Die Träger wurden als einfacher Balken mit einer Spannweite von 15.8 m geprüft. Die Last wurde etwa in den Viertelpunkten mit jeweils zwei Druckzylindern aufgebracht. Die gewählte Versuchseinrichtung kann der Abbildung 68 und Abbildung 70 entnommen werden.

Es wurden manuelle Messungen mit so genannten Deformetern, siehe Abbildung 66 und Abbildung 67, und Messuhren, sowie elektronische Messungen mit Dehnmessstreifen (DMS) und induktiven Weggebern durchgeführt, siehe den Auszug aus der gewählten Messeinrichtung in Abbildung 68 und Abbildung 70 in der Längsansicht, sowie im Querschnitt in Abbildung 69.

Die manuellen Messungen brauchen Zeit und wurden deshalb während so genannten Laststufen gemessen, während denen die Verformung in Balkenmitte konstant gehalten und die Last angepasst wurde. Auch die elektronischen Messungen wurden meist nach dem Prinzip gemessen, dass die Belastung angehalten wurde und wenn der Weg stabil war, die Messung ausgelöst wurde. Somit war also die elektronisch gemessene Kraft leicht tiefer als diejenige am Steuerpult.



Abbildung 66: Deformetermessung an Trägerunterseite



Abbildung 67: Deformetermessung an Trägeroberseite

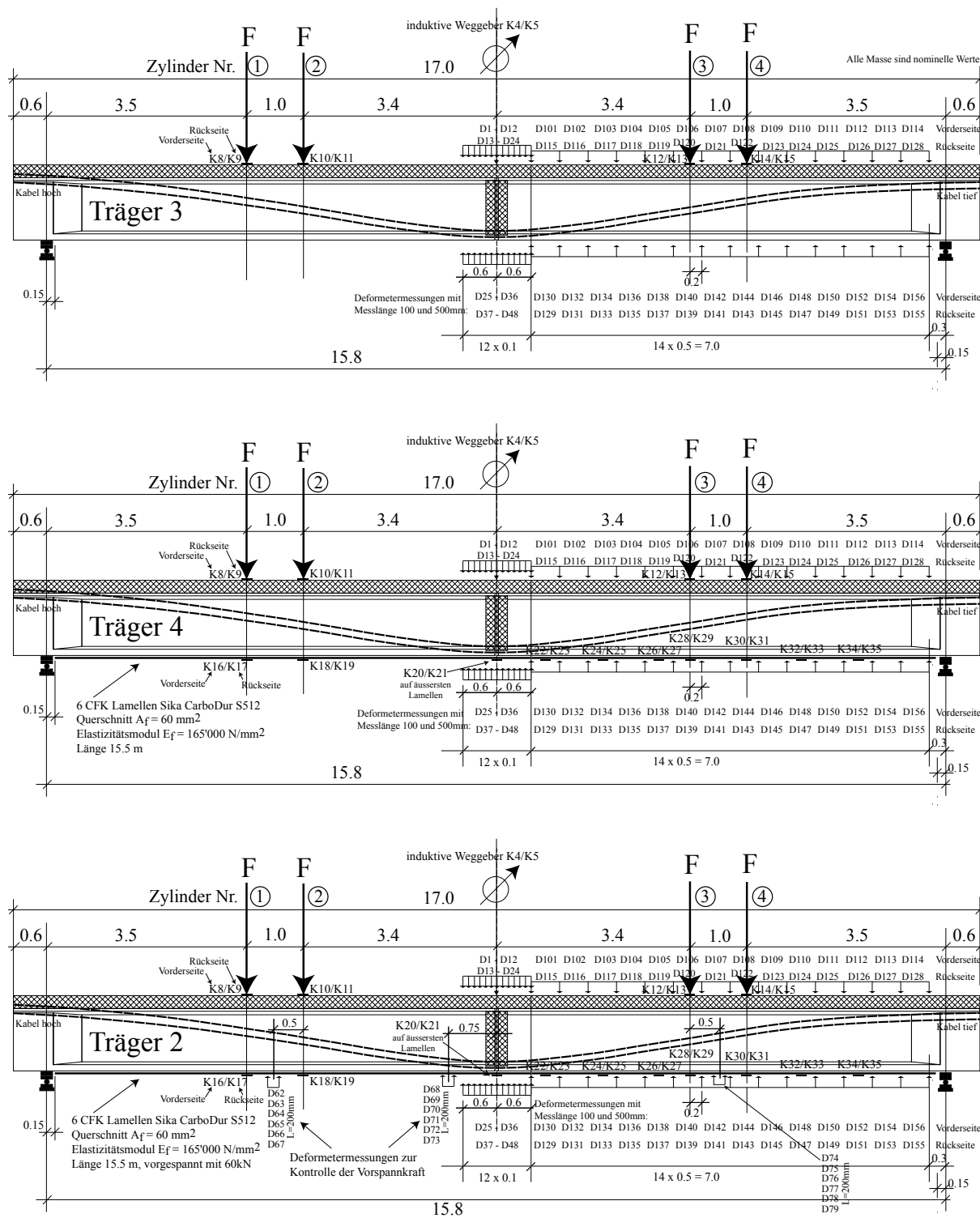


Abbildung 68: Versuchs- und Messeinrichtungen der Versuchstrager 2 bis 4

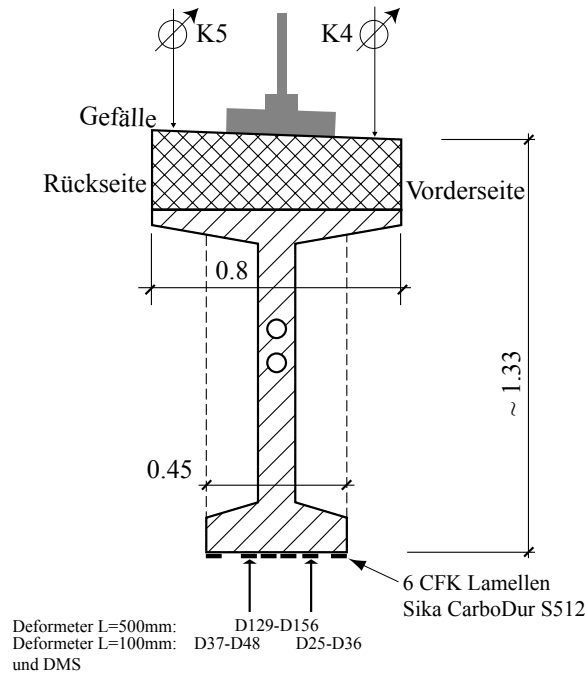


Abbildung 69: Messeinrichtung im Querschnitt

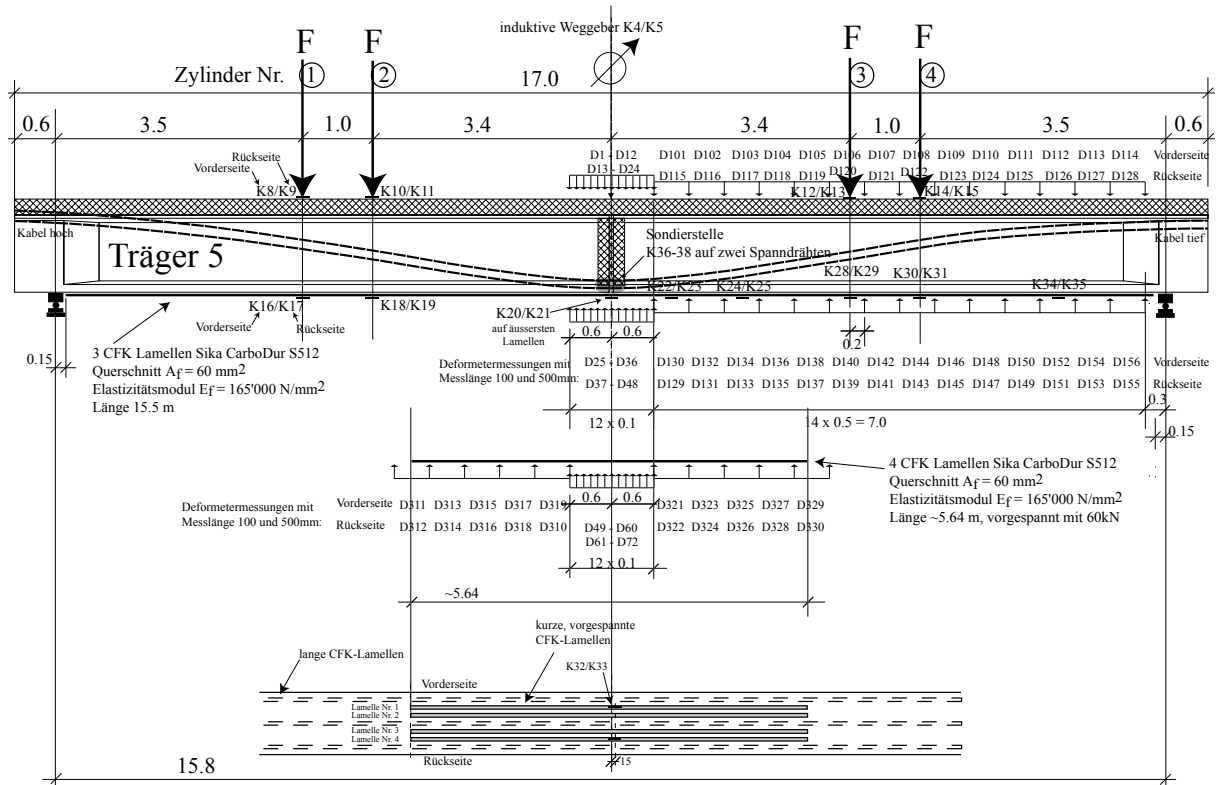


Abbildung 70: Versuchs- und Messeinrichtungen des Versuchsträgers 5

4.3 Verstärkung mit CFK-Lamellen

4.3.1 Träger 4, verstärkt mit schlaffen CFK-Lamellen

Die CFK-Lamellen und der Kleber war Material von der Firma Sika. Gemäss dem technischen Merkblatt von Sika kann von folgenden nominellen Eigenschaften ausgegangen werden:

Verwendete CFK-Lamellen (Sika CarboDur S512):

Elastizitätsmodul, Mittelwert	$E_l = 165'000 \text{ MPa}$
Zugfestigkeit, Mittelwert	$f_t = 3'100 \text{ MPa}$
Bruchdehnung, Mindestwert	$\varepsilon_{lu} > 1.7\%$
Querschnitt	$A_l = b_l \times t_l = 50 \times 1.2 = 60 \text{ mm}^2$

Die schlaffen Lamellen wurden mit Sikadur-30 angeklebt. Nach 64 Tagen betrug beim Kleber für den Träger 4 die gemessene Würfeldruckfestigkeit 87 MPa und die Biegezugfestigkeit 46 MPa. Gemäss dem technischen Merkblatt von Sika beträgt der Elastizitätsmodul 12'800 MPa.

In Abbildung 71 bis Abbildung 74 sind einige Fotos der Verstärkungsarbeiten beim Träger 4 dargestellt. Abbildung 75 zeigt die Untersicht des Trägers 4 mit den sechs angeklebten CFK-Lamellen. In Abbildung 76 sieht man den Versuchsträger eingebaut im Prüfstand der Empa.



Abbildung 71: Die Betonoberfläche (hier Träger 4) wurde vorgängig mit einem Schleifgerät aufgeraut.



Abbildung 72: Vorbereitungen zum Kleben der 6 Stück CFK-Lamellen à je 15.5m Länge



Abbildung 73: Applikation des Klebers auf die CFK-Lamellen beim Träger 4



Abbildung 74: Ankleben der 15.5 m langen CFK-Lamellen benötigt kurzfristig mehrere Personen



Abbildung 75: Träger 4, Blick von unten, 6 Stück angeklebte CFK-Lamellen



Abbildung 76: Träger 4, Längsansicht in Empa Prüfhalle vor Belastung

4.3.2 Referenzträger 3, unverstärkt

Um den Einfluss der nachträglichen Verstärkung zu zeigen, wurde auch ein unverstärkter Träger bis zum Bruch belastet, siehe die Abbildung 77 und Abbildung 78.



Abbildung 77: unverstärkter Referenzträger 3, Längsansicht in Empa Prüfhalle vor Belastung



Abbildung 78: unverstärkter Referenzträger 3, Untersicht

4.3.3 Träger 2, verstärkt mit gespannten CFK-Lamellen

Die CFK-Lamellen wurden mit der so genannten Gradientenmethode vorgespannt und verankert. Siehe Abbildung 79 bis Abbildung 82. Diese Methode wurde an der Empa entwickelt. Die selbständige Firma Carbo-Link, die aus der Empa hervorging, führte unter Mithilfe der Empa die Verstärkung durch.

Die Vorspannkraft betrug etwa 60 kN, was einer Zugspannung von etwa 1000 MPa und einer Dehnung von etwa 6‰ entspricht. Die Abstufung der Vorspannkraft kann Abbildung 83 entnommen werden, wobei zu bemerken ist, dass durch die Nachgiebigkeit des Klebers die Dehnung in der Lamelle vermutlich nicht mehr stufenweise sondern eher linear verläuft. Siehe dazu auch [3]. Die Idee der Gradientenmethode ist, dass ein kurzes Stück der gespannten Lamelle (Sektor, siehe Abbildung 83) geheizt wird, so dass hier der Kleber schneller erhärtet. Anschliessend wird die Vorspannkraft etwas reduziert und der nächste Sektor wird geheizt. Dieser Vorgang wird wiederholt bis zur vollen Entlastung der Vorspannkraft am Lamellenende.



Abbildung 79: Träger 2, Vorbereitungen zum Kleben der vorgespannten CFK-Lamellen



Abbildung 80: Träger 2, Anbringen der CFK-Lamellen



Abbildung 81: Träger 2, wegen der Durchbiegung des Trägers nach oben wurden die CFK-Lamellen unterstützt



Abbildung 82: Träger 2, Spannvorrichtung

Die gespannten Lamellen des Trägers 2 (und auch Träger 5) wurden mit Sikadur-30 LP (Long Pot) angeklebt. Dieser Kleber wird bei dieser Methode verwendet, um einerseits längere Aushärtungszeiten zu haben und andererseits weil dieser Kleber beim Aushärten bei erhöhten Temperaturen grössere Festigkeiten und eine höhere Temperaturbeständigkeit besitzt. Gemäss dem technischen Merkblatt von Sika beträgt die Druckfestigkeit nach 1 Tag 110 MPa wenn bei 55°C ausgehärtet wird. Die Druckfestigkeit beträgt dagegen nur noch 60 MPa nach 1 Tag wenn bei 25°C ausgehärtet wird.

Der Kleber wurde mit einer speziellen Vorrichtung nur auf die Lamellen aufgebracht (kein Kleber vorgängig auf Betonoberfläche).

In Abbildung 84 ist der Versuchsträger im Versuchsstand eingebaut.

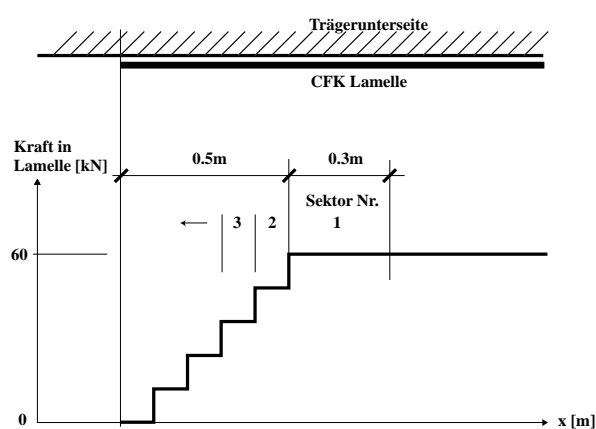


Abbildung 83: Abstufung der Vorspannkraft am Ende der Lamellen



Abbildung 84: Träger 2 vor Versuch

4.3.4 Träger 5, Verstärkung eines geschädigten Trägers

Der Versuchsträger wurde geschädigt d.h. in Balkenmitte wurde der Querschnitt des Spanngliedes reduziert. Der Einfluss einer Reparatur mit vorgespannten kurzen CFK-Lamellen sollte gezeigt werden. Die Grundidee war, dass die kurzen gespannten CFK-Lamellen zur Sicherung der Gebrauchstauglichkeit z.B. Reduktion der Verformungen dienen. Da diese kurzen Lamellen aber bei hohen Lasten frühzeitig versagen, wurden zur Erhaltung der Tragsicherheit zusätzlich lange CFK-Lamellen angeordnet.

Das Vorgehen war wie folgt, siehe auch Tabelle 14 auf der Seite 61:

1. Freilegen des Spanngliedes in Trägermitte
2. statische Belastung auf 200 kN pro Zylinder (Belastungsphase 1 bis 3) mit jeweiligem vollständigem Entlasten
3. Schädigung des Spannglied d.h. durchtrennen von 10 Drähten
4. statische Belastung auf 200 kN pro Zylinder (Phase 4) und entlasten

5. Schliessen der Sondierstelle und Verstärkung mit vier kurzen gespannten CFK-Lamellen und drei langen schlaffen CFK-Lamellen, siehe Abbildung 87 und Abbildung 88.
6. statische Belastung bis zum Ablösen der kurzen gespannten CFK-Lamellen (Phase 5) und vollständige Entlastung
7. statische Belastung bis zum Ablösen von zwei langen ungespannten CFK-Lamellen (Phase 6)

In Abbildung 85 ist der Träger vor dem Versuch, in Abbildung 86 die Betonöffnung mit dem geschädigten Spannglied ersichtlich. Abbildung 87 zeigt, dass die Betonöffnung wieder geschlossen ist und in Abbildung 88 ist erkennbar, dass die Lamellen über die Schadstelle appliziert sind.

Die Abmessungen des Versuchskörpers und der CFK-Lamellen können Abbildung 70 entnommen werden.



Abbildung 85: Gesamtansicht des Trägers 5 vor dem Versuch



Abbildung 86: Untersicht des Trägers 5, Betonöffnung mit geschädigtem Spannglied



Abbildung 87: Untersicht des Trägers 5, Betonöffnung wieder geschlossen



Abbildung 88: Untersicht des Trägers 5, alle CFK-Lamellen sind angeklebt

4.4 Statische Belastung

Die Kraft wurde mit 4 Ölhydraulikzylinder (siehe z.B. Abbildung 85), jeder mit einer Kapazität statisch von 1000 kN, aufgebracht. Die Steuerung erfolgte über ein fahrbares Steuerpult (Abbildung 89) mit eingebauter Ölpumpe. Die Belastung wurde weggesteuert (Weggeber in Balkenmitte) aufgebracht. Das übliche Vorgehen war, dass die gewünschten Laststufen wie z.B. 300 kN mit Weggeschwindigkeiten von etwa 1.2 bis 4.8 mm/min angefahren wurden, und dann die Durchbiegung in Balkenmitte konstant gehalten wurde, was ein Abfallen der Last zur Folge hat.



Abbildung 89: Steuerpult zum Aufbringen der Kräfte



Abbildung 90: Schubverstärkung aus Stahl

In Abbildung 90 ist die Schubverstärkung ersichtlich, die jeweils für die Bruchversuche installiert wurde, um ein Schubversagen des Steges zu verhindern (siehe auch die Fotos im Resultate Kapitel). In Tabelle 14 ist angegeben für welche Belastungsphasen die Schubverstärkung angeordnet war. Die Schubverstärkung war aus Stahlprofilen die mit Gewindestangen zusammengespannt waren. Die Vorspannung der Gewindestangen betrug jeweils etwa 10 kN. Die Stahlprofile an der Unterseite waren nicht im Kontakt mit den CFK-Lamellen. Sie lagen im Zwischenraum (siehe z.B. Abbildung 75) zwischen den Lamellen direkt auf dem Beton auf.

In Tabelle 14 ist eine Übersicht über das Vorgehen und die einzelnen Belastungsphasen der Träger 2 bis 5 mit entsprechendem Datum gegeben. Der Versuchsträger 4 mit den schlaffen CFK-Lamellen wurde somit als erster getestet, dann kam der Referenzträger 3 an die Reihe. Anschliessend wurde der Träger 2 mit den vorgespannten CFK-Lamellen untersucht und der letzte Träger war der Versuchsträger 5.

Versuchs-träger	Verstärkung	Vorgehen	Datum
Nr. 4	Schlaffe CFK-Verstärkung	Applikation sechs schlaffe CFK-Lamellen	24.03.2004
		Phase 1: $F_{\max} = 300$ kN, Entlasten	29.04.2004
		Phase 2: $F_{\max} = 367$ kN, Entlasten	12.05.2004
		Phase 3: $F_{\max} = 435$ kN (mit Schubverstärkung), teilw. entlastet, vollständig entlastet am 01.06.06	27.05.2004
		Phase 4: $F_{\max} = 422$ kN, Bruch, (mit Schubverstärkung)	03.06.2004
Nr. 3	keine	Phase 1: $F_{\max} = 170$ kN, Entlasten	24.09.2004
		Phase 2: $F_{\max} = 150$ kN, drei Rissöffnungszyklen, Entlast.	05.10.2004
		Phase 3: $F_{\max} = 300$ kN, Entlasten	06.10.2004
		Phase 4: $F_{\max} = 352$ kN, Bruch, (mit Schubverstärkung)	15.10.2004
Nr. 2	Vorgespannte CFK-Verstärkung	Applikation sechs vorgespannte CFK-Lamellen	14.-21.12.2004
		Phase 1: $F_{\max} = 300$ kN, $w_{\max} = 51.7$ mm, Entlasten	14.02.2005
		Phase 2: $w_{\max} = 51.8$ mm, Entlasten	21.03.2005
		Phase 3: $w_{\max} = 51.9$ mm, Entlasten	30.03.2005
		Phase 4: $w_{\max} = 52.5$ mm, Entlasten	01.06.2005
		Phase 5A: $w_{\max} = 51.9$ mm	02.06.2005
		Phase 5: $F_{\max} = 367$ kN, $w_{\max} = 85.9$ mm, Entlasten	“
		Phase 6A: $w_{\max} = 51.9$ mm, (mit Schubverstärkung)	07.06.2005
		Phase 6B: $w_{\max} = 85.9$ mm, (mit Schubverstärkung)	“
		Phase 6: $F_{\max} = 511$ kN, Bruch, (mit Schubverstärkung)	“
Nr. 5	Verstärkung eines geschädigten Trägers	Phase 1: $F_{\max} = 200$ kN, Entlasten	19.09.2005
		Phase 2: $F_{\max} = 200$ kN, Entlasten	“
		Phase 3: $F_{\max} = 200$ kN, Entlasten	21.09.2005
		Trennen von 10 Drähten in Balkenmitte	21.09.-03.10.05
		Phase 4: $F_{\max} = 200$ kN, Entlasten	03.10.2005
		Applikation vier kurze vorgespannte CFK-Lamellen	22.-29.11.2005
		Applikation drei langen schlaffen CFK-Lamellen	14.+21.12.2005
		Phase 5: $F_{\max} = 293$ kN, Bruch kurze Lamellen, Entlasten	11.01.2006
		Phase 6: $F_{\max} = 346$ kN, Bruch, (mit Schubverstärkung)	24.01.2006

Tabelle 14: Übersicht über das Vorgehen und die verschiedenen Phasen der vier Versuchsträger (F_{\max} = Kraft pro Zylinder, w_{\max} = Mittelwert der Durchbiegung in Balkenmitte)

4.5 Resultate Träger 2 bis 4 und Diskussion

4.5.1 Durchbiegungen

Das Diagramm in Abbildung 91 zeigt den Mittelwert der elektronischen Messungen in Trägermitte (siehe Abbildung 68 und Abbildung 69). Die angegebenen maximalen Lasten wurden am Steuerpult abgelesen, siehe Kapitel 4.2.

Die Verstärkung mit ungespannten CFK-Lamellen brachte eine deutliche Erhöhung der maximalen Last im Vergleich zum Referenzträger und die vorgespannten CFK-Lamellen brachten nochmals eine Verbesserung.

Auch die Durchbiegung bei maximaler Last war erhöht im Vergleich zum Referenzträger. Der vorgespannt verstärkte Träger hatte etwas weniger Durchbiegung bei maximaler Last als derjenige verstärkt mit schlaffen Lamellen aber immer noch mehr als der Referenzträger. Dies ist ein sehr gutes Ergebnis, da somit neben den Lasten auch die Durchbiegungen verbessert wurden.

Auch konnten die Durchbiegungen der Träger bei gleichen Lasten verglichen, deutlich reduziert werden.

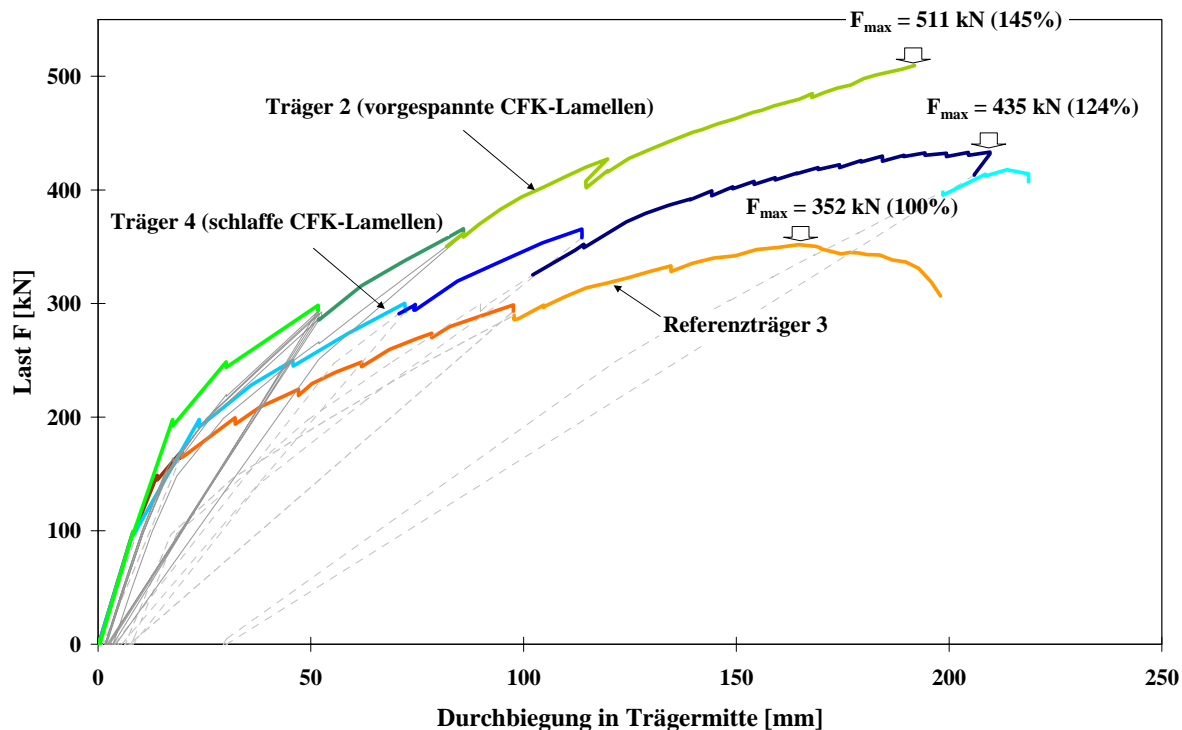


Abbildung 91: Last-Durchbiegungsdiagramm der drei Versuchsträger

4.5.2 Bruchvorgang und Brucharten

4.5.2.1 Träger 4, verstärkt mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen

Durch die Unstetigkeit an der Fuge in Balkenmitte lösten sich die CFK-Lamellen an dieser Stelle lokal vom Beton ab, siehe Abbildung 92 und Abbildung 93. Diese Delamination war aber stabil, d.h. die Last konnte weiter erhöht werden. Mit zunehmender Last vergrößerte sich die abgelöste Zone in beide Richtungen. Alle sechs Lamellen delaminierten gleichzeitig als dann die abgelöste Zone zu gross war und die Zugkräfte aus den Lamellen nicht mehr in den Beton eingeleitet werden konnten. Beim Bruch bewegten sich die Lamellen von rechts nach links. Möglicherweise wurde das Ablösen noch durch eine Kraft nach unten durch den linken Flansch bei der Fuge in Balkenmitte (Abbildung 93) unterstützt.

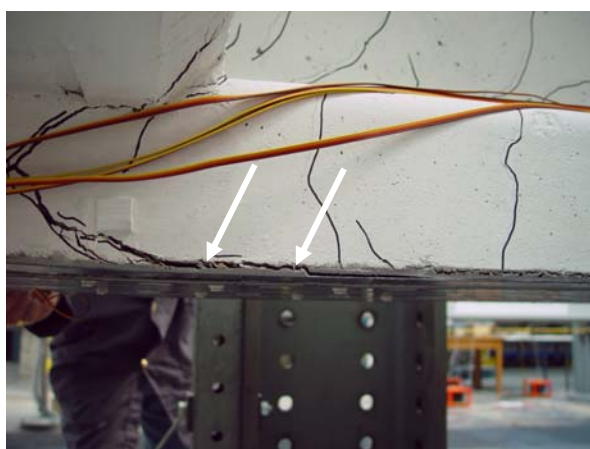


Abbildung 92: Träger 4, stabile Delamination der CFK-Lamellen in Balkenmitte



Abbildung 93: Träger 4, fortgeschrittene aber immer noch stabile Delamination



Abbildung 94: Träger 4, stark verformt unter Last, kurz vor Bruch

Abbildung 94 zeigt, dass der Träger sehr stark verformt wurde. Der Träger war bis zum Auflager gerissen und somit waren die CFK-Lamellen nicht im ungerissenen Bereich verankert.

Neben der Delamination der CFK-Lamellen, gab es einen klaffenden Riss zwischen dem Steg und dem unteren Flansch, auch brach der Steg und an Betonoberseite konnte ein Betonstauchen beobachtet werden, siehe Abbildung 95 und Abbildung 96.

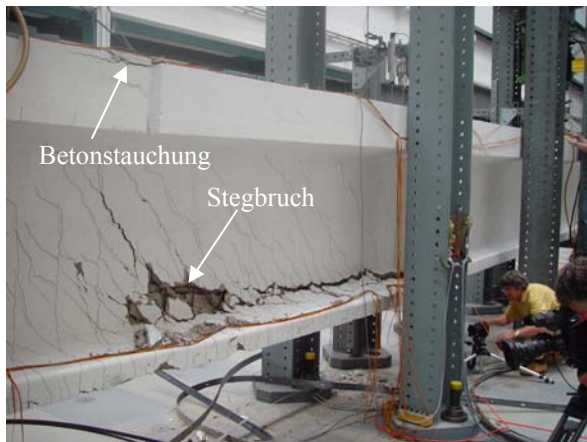


Abbildung 95: Träger 4 nach Bruch, Stegbruch und Betonstauchung



Abbildung 96: Träger 4 nach Bruch, abgelöste CFK-Lamellen

Ausser im Endbereich wo die Delamination zwischen Kleber und Lamelle auftrat, Abbildung 98, verblieb auf den Lamellen nach dem Bruch eine Betonschicht, siehe Abbildung 97.



Abbildung 97: Träger 4, delaminierte CFK-Lamellen



Abbildung 98: Träger 4, Endbereich nach dem Bruch, Klebschicht noch vorhanden

4.5.2.2 Träger 3, unverstärkter Referenzträger

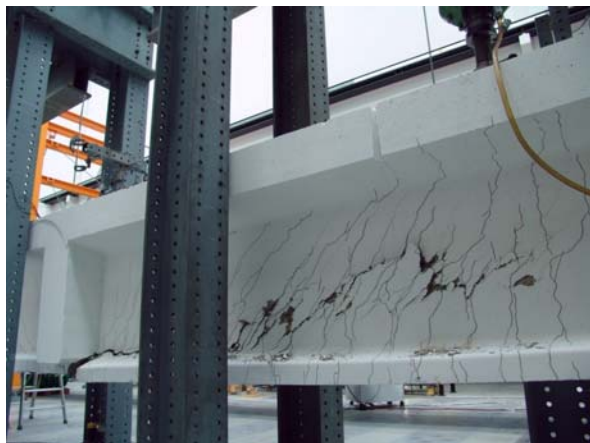


Abbildung 99: Träger 3 nach Bruch, Stegbruch



Abbildung 100: Träger 3 nach Bruch, Betonstauchung an Trägeroberseite

Der unverstärkte Träger 3 zeigte ein ähnliches Bruchverhalten wie der Träger 4, abgesehen natürlich davon, dass keine Lamellen da waren. Die Fuge in Balkenmitte öffnete sich und ein klaffender Riss zwischen dem unteren Flansch und dem Steg entstand auf einer Seite des Trägers, Abbildung 99. Beim Bruch gab es einen Stegbruch und an Trägeroberseite ein Betonstauchen, Abbildung 99 und Abbildung 100.

4.5.2.3 Träger 2, verstärkt mit vorgespannt aufgeklebten CFK-Lamellen

In Trägermitte lösten sich die Lamellen analog zum Träger 4 auch wieder örtlich (stabil) vom Beton ab, Abbildung 101. Die Delaminationszone war aber deutlich kleiner als beim Träger 4 und auch die Schäden im Beton waren deutlich geringer, vgl. Abbildung 93.

Es traten Risse bis zum Auflager auf, siehe Abbildung 102. Somit waren die Lamellen auch wieder nicht in einem ungerissenen Querschnitt verankert.



Abbildung 101: Träger 2, (stabil) abgelöste CFK-Lamellen in Trägermitte kurz vor Bruch



Abbildung 102: Träger 2, Verankerungszone vor Bruch

Der Bruch trat explosionsartig auf. Abbildung 103 und Abbildung 104 zeigen zwei Fotos aus der Videoaufnahme des Bruches. Es ist ersichtlich, dass die Lamellenenden zusammen mit einer Betonschicht nach unten weggebrochen sind. Nach diesem „abklappen“ nach unten, wurden die Lamellen auf der gesamten Länge nach rechts katapultiert, siehe Abbildung 106. Im Bereich der rechten Schubverstärkung stoppte der Bruchvorgang. Der Bruch war sehr gefährlich, weil neben den CFK-Lamellen auch Betonstücke herumflogen, siehe Abbildung 105.

Abbildung 107 zeigt die gebrochene Verankerungszone nach dem Bruch.

Aus den Videoaufnahmen ist ersichtlich, dass nicht alle sechs Lamellen gleichzeitig, sondern einzeln ablösten. Zuerst scherte die hinterste, dann die vorderste Lamelle ab. Anschliessend brachen von den vier noch vorhandenen, gleichzeitig die zwei hinteren und zuletzt die zwei verbliebenen Lamellen.



Abbildung 103: Träger 2 während ablösen des Endes der Lamellen



Abbildung 104: Träger 2 während ablösen des Endes der Lamellen



Abbildung 105: Träger 2 kurz nach Bruch, herumliegende Bruchstücke



Abbildung 106: Unterseite des Trägers 2 am Tag nach Bruchversuch



Abbildung 107: Träger 2, Verankerungszone nach dem Bruch

4.5.3 Dehnungen/Stauchungen, manuelle Messungen mit Deformometern

Wie bereits erwähnt, wurden während so genannten Laststufen manuelle Messungen mit Deformometern durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Messungen sind die Dehnungen an Trägerober- und Unterseite. Sie zeigen das Tragverhalten der Versuchsträger während der Belastung. Aus Sicherheitsgründen konnten diese Messungen nicht bis zum Bruch durchgeführt werden. Für die Messeinrichtung siehe Kapitel 4.2. Wie bereits früher erwähnt war vor der Belastung bei allen fünf Versuchsträgern in Trägermitte an der Oberseite bereits ein Riss vorhanden. Die Ursache hierfür sind die Zugspannungen die aus den internen Spanngliedern resultieren. Die Deformometermessungen über die Risse und teilweise auch daneben wurden in den Diagrammen weggelassen.

In Abbildung 108 sind die Dehnungen an Trägerunterseite und die Stauchungen an Trägeroberseite für drei Laststufen dargestellt. Es handelt sich jeweils um den Mittelwert aus zwei nebeneinander liegenden Messungen, siehe Abbildung 68. Der Einfluss der nachträglichen Verstärkung ist deutlich zu sehen. Die CFK-Lamellen verringern sowohl die Dehnungen an Trägerunterseite als auch die Betonstauchungen an der Trägeroberseite. Die Vordehnungen der CFK-Lamellen aus der Vorspannung beim Träger 2 sind nicht inbegriffen.

In den Diagrammen ist auch ersichtlich, dass die CFK-Lamellen die Fuge in Trägermitte zusammenhalten. In dieser Fuge sind, wie bereits oben beschrieben, die vorfabrizierten Elemente vereinfacht gesagt, nur durch die beiden Spannglieder verbunden. Weil die unteren Flansche nicht verbunden sind entstehen beim unverstärkten Referenzkörper klaffende Risse.

In Trägermitte ist ein ausgeprägter Dehnungssprung ersichtlich. Die Ursache hierfür ist die unterbrochene konstruktive Bewehrung und die Spannbettdrähte, sowie die tiefere Vorspannung der Spannglieder in der Fuge (siehe dazu Kapitel 3.5 und 3.6). Der restliche Verlauf der Dehnungen in Abbildung 108 kann einerseits mit der veränderlichen Lage der Spannglieder im Querschnitt und andererseits mit der aufgetragenen Biegebelastung erklärt werden.

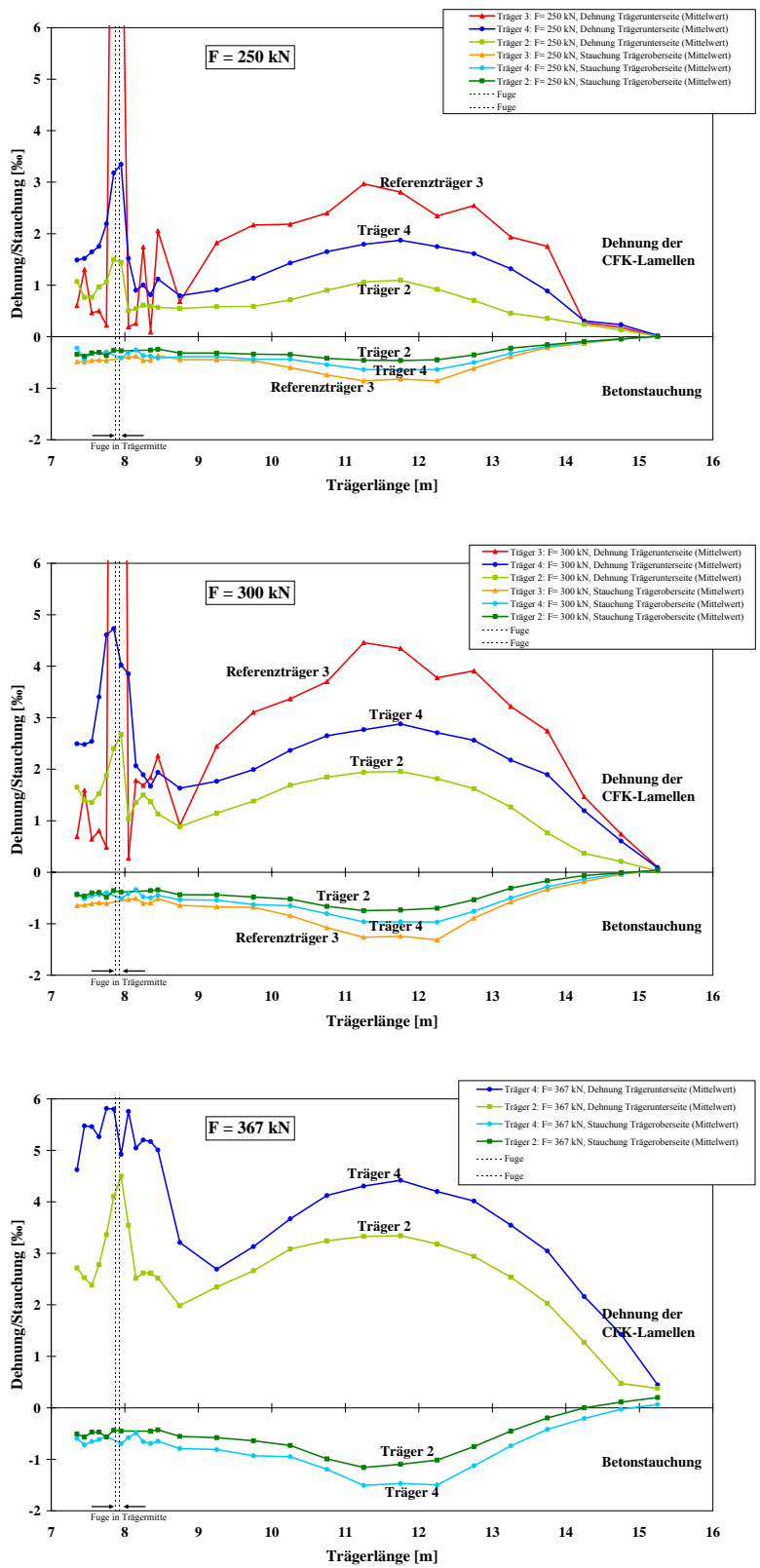


Abbildung 108: Vergleich der Dehnungen und Stauchungen der drei Versuchsträger 2-4 bei den Laststufen 250, 300 und 367 kN

4.5.4 Dehnungsmessungen auf den vorgespannten CFK-Lamellen

4.5.4.1 Mehrfache hohe Beanspruchung

Beim Träger 2 mit den vorgespannten CFK-Lamellen wurden mehrere Belastungsphasen durchgeführt, siehe Tabelle 14 auf der Seite 61. In Abbildung 109 sind auf den CFK-Lamellen gemessene Dehnungen dargestellt. Die Übereinstimmung und somit die Wiederholbarkeit der Dehnungen ist trotz der grossen Dehnwerte gut. Die Vorspanndehnung ist in diesen Werten nicht inbegriffen.

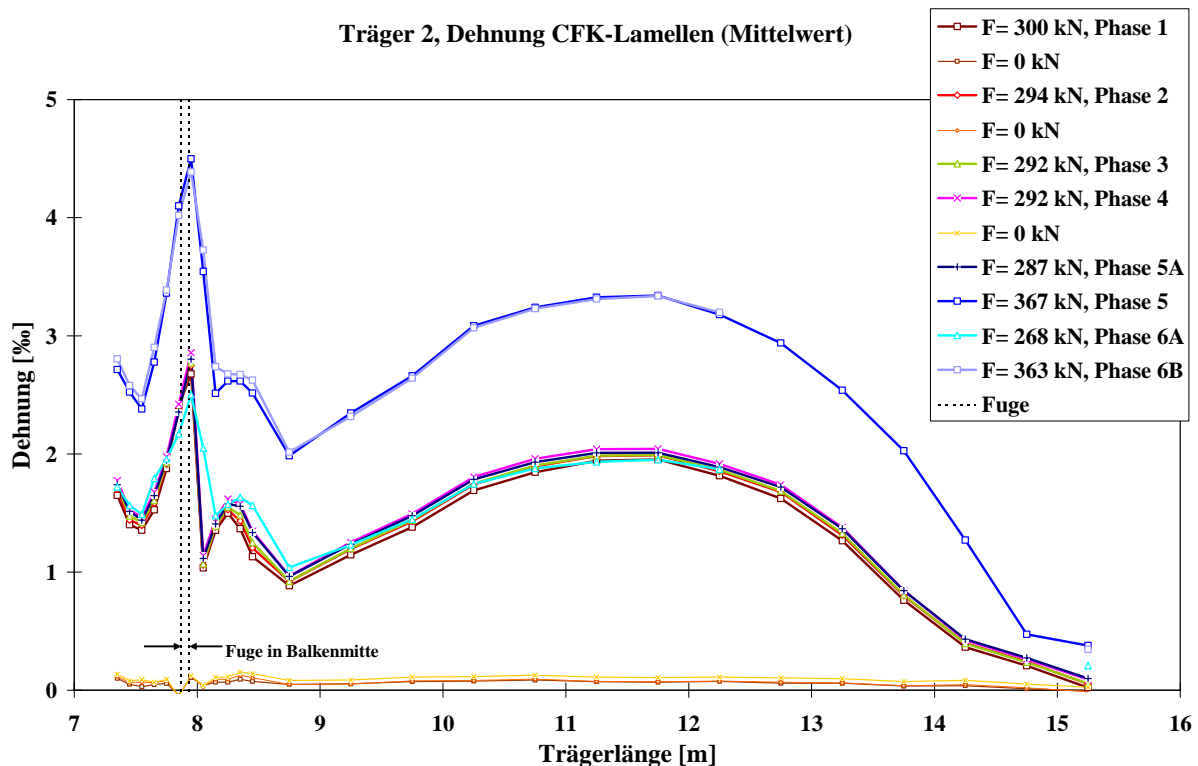


Abbildung 109: Dehnungen der CFK-Lamellen an Trägerunterseite für verschiedene Belastungsphasen

4.5.4.2 Zeitliche Entwicklung der Vorspannkraft in den CFK-Lamellen

Beim Träger 2 verging zwischen Applikation der vorgespannten CFK-Lamellen und dem Bruchversuch ein halbes Jahr, siehe Tabelle 14. In dieser Zeit wurden, wie bereits erwähnt, mehrere Belastungen durchgeführt. Die Abbildung 110 zeigt den Verlauf der Vorspannkraft über diese Zeit. Die Vorspannkraft wurde aus den drei Deformetermessungen zur Kontrolle der Vorspannkraft, siehe Abbildung 68, und mit den Annahmen von Lamellenquerschnitt und Elastizitätsmodul gemäss Kapitel 4.3.1 berechnet. So entspricht eine Dehnung von 6‰ einer Spannung von etwa 1000 MPa und etwa einer Vorspannkraft von 60kN:

$$\text{Kraft} = \varepsilon_l \times A_l \times E_l$$

$$\text{Kraft} = 0.006 \times 165'000 \times 60 \approx 60\text{kN}$$

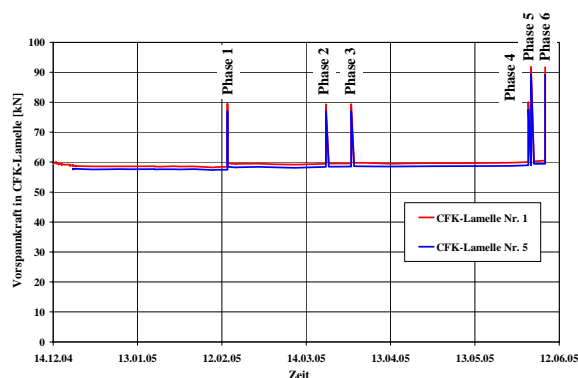


Abbildung 110: Verlauf der Vorspannkraft in zwei CFK-Lamellen zwischen Applikation und Bruchversuch

Abbildung 110 zeigt, dass keine signifikanten Vorspannverluste in den vorgespannten CFK-Lamellen mit Gradientenverankerung aufgrund Langzeiteffekten wie z.B. Kriechen des Klebers oder Betons aufgetreten sind. Auch durch die wiederholten hohen Belastungen blieb die Vorspannkraft etwa konstant.

4.5.5 Schubspannungen, berechnet aus den Deformeter - Messungen

Die Zugkraftänderung in den CFK-Lamellen bewirkt Schubspannungen zwischen CFK-Lamellen und Beton. Die Neigung der Dehnungslinie in den Diagrammen ist somit ein Mass für die Schubspannung. Aus den Deformetermessungen auf den CFK-Lamellen, siehe z.B. Abbildung 108, können mittlere Schubspannungen mit Gl. (2) berechnet werden.

$$\tau = \frac{|\Delta \varepsilon_f| \cdot E_f \cdot A_f}{\Delta L \cdot b_f} \quad (2)$$

- $\Delta \varepsilon_f$ = Differenz der Dehnungen zweier Messungen in einer CFK-Lamelle
- E_f = Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle
- A_f = Querschnitt der CFK-Lamelle
- ΔL = Distanz zwischen den Mittelpunkten zweier Deformeter – Messungen, somit Deformeter - Messlänge
- b_f = Breite der CFK-Lamelle

Es muss bemerkt werden, dass die mit Gl. (2) berechneten Schubspannungen gemittelte Werte sind, die nur begrenzt etwas mit der Wirklichkeit zu tun haben. Dies kann mit Abbildung 111 verdeutlicht werden. Sie zeigt Dehnungen von CFK-Lamellen im Bereich der Fuge in Trägermitte mit verschiedenen Deformeter-Messlängen. Bei den blauen Linien handelt es sich um Mittelwerte aus zwei Lamellen gemessen mit 100 mm Messlänge für zwei Laststufen wie bereits in Abbildung 109 gezeigt. Die rote und goldene Linie dagegen sind Werte auf einer CFK-Lamelle gemessen mit einer Deformeterlänge von 25 mm für die gleichen Laststufen, siehe Abbildung 112.

Der Vergleich der Messungen zeigt, dass die Messung mit einer Deformeterlänge von 100 mm eine Vereinfachung ist und dass die Realität viel komplizierter ist, d.h. die effektiven

lokalen Dehnungen in den CFK-Lamellen ändern, analog zur konventionellen Stahlbewehrung wie z.B. in [4] beschrieben, sehr stark. Auch die Schubspannungen bei der sehr kurzen Deformeterlänge sind deutlich höher.

Trotzdem werden nachfolgend die Schubspannungen für die Deformeterlängen 100 mm und 500 mm ausführlich ermittelt. Es ist nun aber klar, dass diese Schubspannungen grobe Mittelwerte sind und auf einer Vereinfachung basieren.

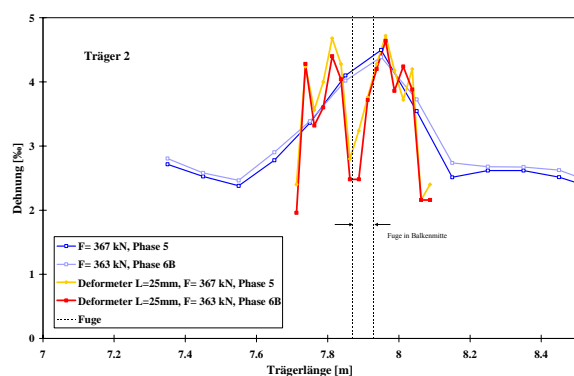


Abbildung 111: Dehnungsverlauf in Trägermitte, gemessen mit Deformeterlänge 100 mm und 25 mm, (Deformeter 25 mm nicht dargestellt in Abbildung 68)



Abbildung 112: Deformetermessung in Trägermitte mit Deformeterlänge 25 mm

In Abbildung 113 und Abbildung 114 sind jeweils im oberen Teil die gemessenen Dehnungen und im unteren Teil die daraus mit Gl. (2) gerechneten Schubspannungen für die verschiedenen Belastungsphasen des Trägers 2 (vorgespannte CFK-Lamellen) dargestellt. Es handelt sich jeweils um die Werte berechnet aus den einzelnen Messungen auf den beiden CFK-Lamelle, im Gegensatz dazu sind die Dehnungswerte in Abbildung 108 und Abbildung 109 Mittelwerte aus den beiden CFK-Lamellen.

Es ist ersichtlich, dass bei der vorderen Lamelle (Abbildung 113) zwischen der Messstelle D31 und D32 die grösste Dehnungsdifferenz und somit auch die grösste Schubspannung auftrat. Der maximale Wert betrug 2,4 MPa wobei aber kein deutlicher Abfall bis zur höchsten Last erkennbar ist und somit vermutlich das Maximum noch nicht erreicht wurde.

Bei der hinteren Lamelle (Abbildung 114) war die maximale Schubspannung von 4,4 MPa (siehe rote Markierung) zwischen der Messstelle D43 und D44. Hier ist ein deutlicher Abfall der maximalen Schubspannung von 4,4 MPa bei erhöhter Last erkennbar, was auf Delamination schliessen lässt. Die maximale Schubspannung von 1,8 MPa die direkt daneben liegt, fällt auch deutlich ab (siehe grüne Markierung). Es wird angenommen, dass sie eine starke Zunahme bis zur Delamination zwischen Laststufe 287 kN und 367 kN zeigt, was aber nicht mehr erfasst wurde.

Dehnung CFK-Lamelle Vorderseite, Träger 2

Last F [kN]	D25 ‰	D26 ‰	D27 ‰	D28 ‰	D29 ‰	D30 ‰	D31 ‰	D32 ‰	D33 ‰	D34 ‰	D35 ‰	D36 ‰
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
100	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
200	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
250	0.9	0.8	0.7	1.0	0.9	1.4	1.3	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6
300	1.6	1.4	1.4	1.5	1.7	2.3	2.3	1.0	1.4	1.5	1.3	1.2
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
165	0.5	0.5	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4
220	1.0	0.9	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	0.6	0.7	0.8	0.7	0.7
294	1.7	1.5	1.4	1.5	1.7	2.3	2.3	1.1	1.4	1.5	1.4	1.3
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
292	1.7	1.5	1.5	1.6	1.7	2.3	2.3	1.1	1.4	1.5	1.4	1.4
0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
292	1.8	1.6	1.5	1.6	1.8	2.4	2.4	1.2	1.5	1.6	1.5	1.5
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
287	1.7	1.5	1.5	1.6	1.8	2.3	2.3	1.1	1.5	1.6	1.5	1.5
367	2.8	2.5	2.4	2.7	3.3	4.0	4.3	3.1	2.5	2.6	2.5	2.6
0	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	-0.1	0.1	0.3	0.2	0.2	0.1	0.3
0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	-0.2	0.1	0.3	0.2	0.2	0.1	0.2
268	1.8	1.6	1.5	1.8	1.9	2.1	2.4	1.8	1.5	1.6	1.5	1.6
363	2.9	2.6	2.5	2.9	3.3	4.0	4.3	3.3	2.6	2.6	2.5	2.6

Schubspannungen [MPa], CFK-Lamelle Vorderseite, Träger 2

Last F [kN]	Messlänge [mm]:											
	ΔD25/26	ΔD26/27	ΔD27/28	ΔD28/29	ΔD29/30	ΔD30/31	ΔD31/32	ΔD32/33	ΔD33/34	ΔD34/35	ΔD35/36	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
100	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	0.0	0.2	0.1	0.3	0.2	0.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
250	0.3	0.1	0.5	0.1	0.9	0.2	1.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
300	0.4	0.0	0.2	0.4	1.3	0.1	2.4	0.7	0.1	0.2	0.2	0.2
0	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.2	0.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
165	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
220	0.3	0.0	0.2	0.0	0.1	0.1	0.9	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
294	0.4	0.1	0.2	0.4	1.2	0.1	2.4	0.7	0.1	0.2	0.1	0.1
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
292	0.4	0.1	0.2	0.3	1.1	0.0	2.4	0.7	0.1	0.2	0.1	0.1
0	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1
292	0.4	0.1	0.3	0.3	1.2	0.0	2.4	0.7	0.2	0.2	0.1	0.1
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
287	0.4	0.1	0.3	0.3	1.1	0.0	2.3	0.6	0.2	0.2	0.0	0.0
367	0.4	0.2	0.6	1.0	1.5	0.5	2.4	1.1	0.2	0.3	0.2	0.2
0	0.2	0.0	0.1	0.0	0.5	0.6	0.3	0.2	0.0	0.1	0.2	0.2
0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.6	0.6	0.3	0.2	0.0	0.1	0.2	0.2
268	0.4	0.2	0.7	0.2	0.3	0.6	1.3	0.5	0.1	0.1	0.2	0.2
363	0.5	0.1	0.8	0.8	1.4	0.5	2.0	1.4	0.2	0.3	0.3	0.3

Abbildung 113: Zusammenstellung der Dehnungen und daraus berechneten Schubspannungen zwischen CFK-Lamellen und Betonoberfläche in Balkenmitte. Für die Bezeichnungen siehe Abbildung 68.

Dehnung CFK-Lamelle Rückseite, Träger 2

Last F [kN]	D37 ‰	D38 ‰	D39 ‰	D40 ‰	D41 ‰	D42 ‰	D43 ‰	D44 ‰	D45 ‰	D46 ‰	D47 ‰	D48 ‰
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
100	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
200	0.5	0.4	0.4	0.5	0.6	0.9	0.8	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4
250	1.2	0.8	0.8	1.0	1.2	1.6	1.6	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6
300	1.7	1.4	1.3	1.6	2.1	2.5	3.1	1.1	1.3	1.5	1.4	1.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0
0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.1	-0.1	0.0	0.1	0.1	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
165	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.5	0.8	0.3	0.4	0.5	0.5	0.4
220	1.0	0.8	0.8	0.9	1.1	1.1	1.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.6
294	1.7	1.4	1.4	1.6	2.1	2.4	3.2	1.1	1.3	1.6	1.5	1.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
292	1.7	1.4	1.4	1.6	2.1	2.4	3.3	1.1	1.3	1.6	1.5	1.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1
0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1
292	1.8	1.5	1.4	1.7	2.2	2.5	3.4	1.1	1.4	1.6	1.6	1.2
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	-0.1	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2	0.1
287	1.7	1.5	1.4	1.7	2.1	2.4	3.3	1.1	1.4	1.6	1.6	1.2
367	2.7	2.5	2.3	2.8	3.5	4.2	4.7	4.0	2.5	2.6	2.8	2.5
0	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.4	0.0	0.2	0.3	0.3
0	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.3	0.0	0.2	0.3	0.3
268	1.7	1.5	1.5	1.7	2.0	2.3	2.6	2.3	1.5	1.6	1.8	1.6
363	2.7	2.6	2.4	2.9	3.4	4.0	4.5	4.2	2.9	2.7	2.8	2.6

Schubspannungen [MPa], CFK-Lamelle Rückseite, Träger 2

Last F [kN]	Messlänge [mm]:											
	ΔD37/38	ΔD38/39	ΔD39/40	ΔD40/41	ΔD41/42	ΔD42/43	ΔD43/44	ΔD44/45	ΔD45/46	ΔD46/47	ΔD47/48	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	0.0	0.1	0.1	0.8	0.4	0.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
250	0.9	0.1	0.3	0.4	0.9	0.0	2.2	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0
300	0.6	0.1	0.5	1.0	0.8	1.2	4.1	0.5	0.5	0.3	0.7	0.7
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.3	0.5	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.5	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	0.5	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.3	0.5	0.3	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1
165	0.1	0.0	0.0	0.2	0.2	0.5	0.9	0.2	0.1	0.0	0.1	0.1
220	0.3	0.0	0.2	0.4	0.0	0.9	1.9	0.3	0.2	0.0	0.4	0.4
294	0.6	0.1	0.5	0.9	0.7	1.5	4.3	0.6	0.5	0.2	0.8	0.8
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
292	0.6	0.1	0.5	0.9	0.6	1.6	4.3	0.5	0.5	0.1	0.8	0.8
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.2
0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.5	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.5	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
292	0.6	0.1	0.5	0.9	0.6	1.8	4.4	0.5	0.5	0.0	0.9	0.9
0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.6	0.4	0.2	0.0	0.1	0.1	0.1
287	0.5	0.1	0.5	0.9	0.6	1.8	4.3	0.5	0.5	0.1	0.9	0.9
367	0.3	0.3	0.9	1.3	1.4	1.1	1.3	3.0	0.2	0.3	0.6	0.6
0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	0.6	0.6	0.2	0.2	0.0	0.0
0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.6	0.6	0.3	0.2	0.0	0.0
268	0.2	0.1	0.5	0.5	0.6	0.7	0.5	1.7	0.2	0.4	0.4	0.4
363	0.4	0.3	1.0	1.1	1.1	0.9	0.6	2.5	0.4	0.2	0.5	0.5

Abbildung 114: Zusammenstellung der Dehnungen und daraus berechneten Schubspannungen zwischen CFK-Lamellen und Betonoberfläche in Balkenmitte. Für die Bezeichnungen siehe Abbildung 68.

Schubspannungen [MPa], CFK-Lamelle Vorderseite, Träger 4

	$\Delta D25/26$	$\Delta D26/27$	$\Delta D27/28$	$\Delta D28/29$	$\Delta D29/30$	$\Delta D30/31$	$\Delta D31/32$	$\Delta D32/33$	$\Delta D33/34$	$\Delta D34/35$	$\Delta D35/36$
Last F kN	Messlänge [mm]:										
	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
100	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	0.1	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0
200	0.3	0.0	0.0	0.2	1.9	0.2	2.8	0.1	0.1	0.0	0.0
250	0.3	0.1	0.3	1.0	1.9	0.5	3.9	1.2	0.2	0.6	0.5
300	0.4	0.2	0.8	2.6	2.6	2.9	0.3	3.1	1.1	0.5	0.6
0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3	0.3	0.8	0.7	0.1	0.1	0.6
0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.8	0.6	0.1	0.0	0.1
300	0.4	0.3	0.7	3.3	0.0	1.0	1.1	5.0	0.0	0.7	0.4
367	1.5	0.4	0.3	0.9	0.4	1.0	0.3	1.7	1.4	0.2	0.5
0	0.7	0.2	0.8	1.8	0.6	1.0	1.3	1.8	1.0	0.1	0.0
0	0.7	0.1	0.7	1.6	0.4	1.1	1.4	1.8	1.0	0.1	0.0
300	1.4	0.4	0.4	1.1	0.5	1.3	0.2	1.3	1.3	0.2	0.3
353	2.1	0.8	0.4	1.1	0.5	1.1	0.0	1.2	1.4	0.2	0.4
	Mittelwert der Maximalwerte:							3.5			

Schubspannungen [MPa], CFK-Lamelle Rückseite, Träger 4

	$\Delta D37/38$	$\Delta D38/39$	$\Delta D39/40$	$\Delta D40/41$	$\Delta D41/42$	$\Delta D42/43$	$\Delta D43/44$	$\Delta D44/45$	$\Delta D45/46$	$\Delta D46/47$	$\Delta D47/48$
Last F kN	Messlänge [mm]:										
	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
100	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2	0.1	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.1	0.3	0.1	0.1	1.4	0.1	2.4	0.1	0.0	0.1	0.1
250	0.1	0.6	0.1	0.7	2.0	0.1	3.3	1.3	0.2	0.2	0.7
300	0.4	0.5	2.6	2.2	2.1	0.1	0.4	4.0	0.4	0.3	0.5
0	3.1	0.9	0.4	1.3	1.2	0.8	1.6	0.9	0.1	0.0	0.2
0	0.1	0.1	0.5	1.2	1.0	0.8	1.6	0.7	0.1	0.0	0.2
300	0.3	0.6	1.0	3.2	1.5	0.8	0.5	3.8	0.2	0.4	0.5
367	1.9	0.3	0.5	1.3	0.4	2.4	3.0	1.1	0.8	0.1	0.1
0	1.0	0.7	0.1	2.0	1.4	1.3	1.8	1.1	0.3	0.6	0.2
0	1.0	0.7	0.1	2.0	1.3	1.3	1.8	1.1	0.3	0.6	0.1
300	1.6	0.1	0.5	1.3	0.1	2.5	2.3	0.5	0.7	0.1	0.5
353	1.4	0.3	0.7	1.4	0.3	2.2	2.1	0.3	0.9	0.0	0.8
	Mittelwert der Maximalwerte:							3.0			

Mittelwert der Maximalwerte beider CFK-Lamellen:

3.3

Abbildung 115: Zusammenstellung der berechneten Schubspannungen zwischen CFK-Lamellen und Betonoberfläche in Balkenmitte. Für die Bezeichnungen siehe Abbildung 68.

In Abbildung 115 sind die berechneten Schubspannungen des Versuchsträgers 4 wieder von zwei CFK-Lamellen in Balkenmitte zusammengestellt. Bei einzelnen Messstellen ist gut ersichtlich, dass mit zunehmender Belastung die Schubspannung zunimmt. Die Schubspannung fällt ab, vermutlich wenn die Schubspannung zu gross ist und Delamination auftritt. Die maximalen Werte sind Fett markiert. Die Werte variieren zwischen 2.1 und 5.0 MPa. Der Mittelwert der einen Lamelle beträgt 3.5 MPa, der anderen Lamelle 3.0 MPa. Der Mittelwert der maximalen Schubspannung aus beiden CFK-Lamellen beim Träger 4 mit den schlaff angeklebten CFK-Lamellen die noch übertragen wurde, betrug 3.3 MPa.

Im Kapitel 5.8 findet sich ein Vergleich dieser „gemessenen“ Werte für die Schubspannung mit dem Wert, der aus der SIA Norm 166 ermittelt werden kann.

4.5.6 Dehnungen/Stauchungen, elektronische Messungen mit DMS

Neben den manuellen Dehnungs-Messungen wurden auch elektronische Messungen mit Dehnmessstreifen (DMS) durchgeführt. Diese Messungen haben den Vorteil, dass sie auch bis zum Bruch durchgeführt werden können. Für die Lage der Messstellen siehe Kapitel 4.2.

In Abbildung 116 und Abbildung 117 sind jeweils die Last-Dehnungen bzw. Stauchungen beim Querschnitt bei Zylinder Nr. 3 und 4 dargestellt. Der Einfluss der nachträglichen Verstärkungen mit CFK-Lamellen auf die Betonstauchungen ist auch wieder deutlich sichtbar d.h. die Stauchungen, verglichen bei gleichen Lasten, nehmen durch die Verstärkung ab. Auch die Abnahme der Zugdehnungen wenn die Lamellen vorgespannt anstatt schlaff appliziert sind, kann wieder beobachtet werden.

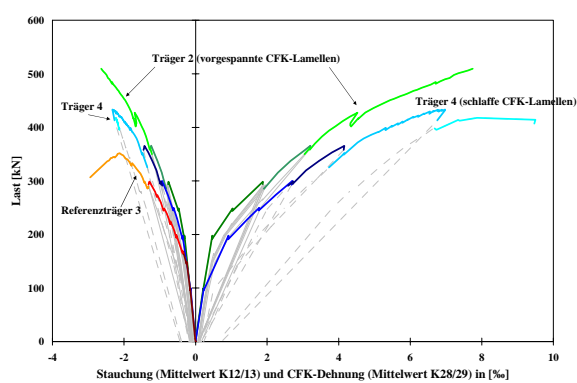


Abbildung 116: Betonstauchungen und Lamellendehnungen im Querschnitt bei Zylinder Nr. 3

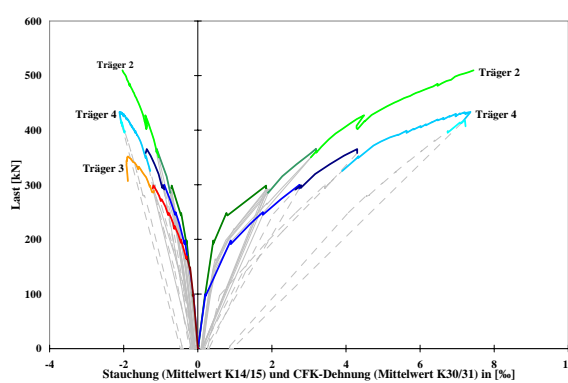


Abbildung 117: Betonstauchungen und Lamellendehnungen im Querschnitt bei Zylinder Nr. 4

In Abbildung 118 sind die CFK-Dehnungen in Balkenmitte bis zum Bruch gezeigt.

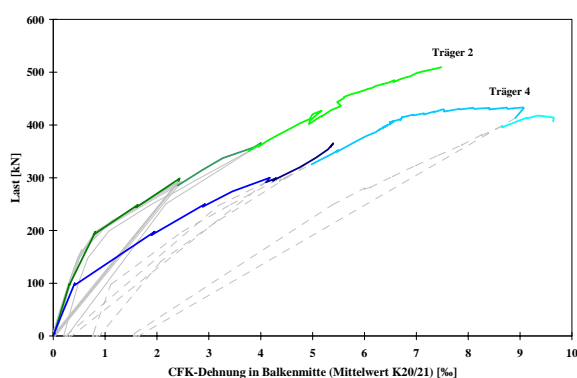


Abbildung 118: Lamellendehnungen in Balkenmitte

Aus Tabelle 15 können die maximal gemessenen Zugdehnungen in den CFK-Lamellen entnommen werden. Mit der Vordehnung von etwa 6‰ waren somit beim Träger 2 maximale Dehnung von fast 1.4% vorhanden.

	DMS Nr.	Maximal gemessene Dehnung	bei Last F =	Belastungsphase
Träger 4	K20	9.2‰	433 kN	3
	K20	9.8‰	407 kN	4
Träger 2	K28	7.8‰	509 kN	6

Tabelle 15: elektronisch gemessene maximale Dehnungen der CFK-Lamellen, die Werte beinhalten keine Vordehnungen aus der Vorspannung

4.5.7 Erkenntnisse und Folgerungen aus den Versuchen Träger 2 bis 4

Aus den Untersuchungen können die folgenden Erkenntnisse gezogen werden:

- Durch die Verstärkung mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen konnte die maximal erreichte Last um 24% im Vergleich zum unverstärkten Referenzträger, bei der Verstärkung mit vorgespannten CFK-Lamellen um 45% erhöht werden. Der Verstärkungseffekt und somit auch die Tauglichkeit des Verstärkungssystems konnte somit eindrücklich gezeigt werden.
- Der vorgespannt verstärkte Träger hat etwas weniger Durchbiegung bei maximaler Last als derjenige verstärkt mit schlaffen Lamellen aber immer noch mehr als der Referenzträger. Somit konnte neben der Erhöhung der Last auch die Duktilität erhöht werden. Der Bruch der vorgespannten Lamellen trat plötzlich und somit spröder auf, als bei den nicht vorgespannten Lamellen.
- Bei gleichen Lasten verglichen wurden durch die Verstärkungen die Trägerdurchbiegungen reduziert.
- Die Grösse der Versuche zeigte die Tauglichkeit des Verstärkungssystems auch an realistisch grossen Strukturen.
- Die Gradientenmethode zur Verankerung der vorgespannten CFK-Lamellen mit einem Spanngrad von 32% der nominellen Zugfestigkeit erwies sich als tauglich. Wiederholte hohe Belastungen des Versuchsträgers mit Zugdehnungen in der Grössenordnung von 2.5‰ zeigten ein gutes Verhalten, d.h. die Wiederholbarkeit der Dehnungsverteilung war

gut. Während der 6 Monate zwischen Applikation und Bruchversuch waren praktisch keine Vorspannverluste messbar.

- Wegen der Fuge in Trägermitte hatte die Dehnung in den CFK-Lamellen eine ausgeprägte Dehnungsspitze. Dadurch waren zwischen Beton und CFK-Lamellen hohe Schubspannungen vorhanden und die CFK-Lamellen lösten sich hier lokal ab. Diese Delamination war aber stabil, d.h. die Lasten konnten weiter erhöht werden.
- Aus den Deformetermessungen an dieser Stelle wurden maximal übertragbare mittlere Schubspannungen von 1.8, 2.4 und 4.4 MPa beim Träger 2 und beim Träger 4 Werte von 2.1 bis 5.0 MPa ermittelt.
- Die Ursachen für die Dehnungsspitze in der Fuge in den CFK-Lamellen sind der Unterbruch der konstruktiven schlaffen Bewehrung und der Spannbettdrähte, sowie der unterschiedliche innere Spannungszustand aufgrund der unterbrochenen Spannbettdrähte und der Spannglieder (siehe Kapitel 3.5 und 3.6).
- Die Dehnungsspitze und auch die Delaminationszone in Trägermitte war bei den vorgespannten CFK-Lamellen kleiner als bei den nicht vorgespannten CFK-Lamellen. Auch der Vergleich zwischen den Trägern 2 und 4 in Bezug auf die „gemessenen“ Schubspannungen zeigte, dass die vorgespannten CFK-Lamellen weniger Bereiche mit hohen Schubspannungswerten aufwiesen als die schlaff geklebten CFK-Lamellen.
- Die Brucharten waren bei beiden Trägern Delaminationen der CFK-Lamellen, wobei beim Träger 4 die massgebende Delamination aus der Mitte startete und beim Träger 2 vom Lamellenende her. Der Grund hierfür müsste in einer tieferen Analyse untersucht werden. Da die Schub- und Normalspannungen am Lamellenende von der Belastung abhängen, waren diese somit beim Träger 2 mit den vorgespannten Lamellen grösser wegen der grösseren maximal erreichten Last. Dies könnte ein Grund für die verschiedenen Brucharten der Träger 4 und Träger 2 sein.
- Die maximal gemessene Dehnung in den CFK-Lamellen war im ungespannten Fall etwa 1% und bei den gespannten CFK-Lamellen 1.4% (inkl. Vorspanndehnung).

Folgerungen für den projektierenden Ingenieur:

Die Anwendung von schlaffen oder auch vorgespannten CFK-Lamellen zur nachträglichen Biegeverstärkung von Stahlbeton- oder Spannbetonstrukturen hat sich in den Versuchen bewährt und ist deshalb empfehlenswert. Ebenfalls ist die vorgestellte Verankerungsmethode der CFK-Lamellen tauglich.

Es gilt zu beachten, dass Unstetigkeiten in der innenliegenden Bewehrung, im inneren Spannungszustand und weitere wie z.B. Querschnittsänderungen als potentielle Orte für den Start von Delaminationen in Frage kommen. Dies zeigt die Wichtigkeit, dass die vorhandene Bewehrung, die Vorspannung in Spanngliedern und die Querschnittsgeometrie bekannt sein sollten. Mit der Methode die in Kapitel 3 ausführlich untersucht wurde, kann die Vorspannung wenigstens punktuell ermittelt werden.

Als möglicher Grund wieso die Delamination stabil war, kann die ausgeprägte Dehnungsspitze genannt werden. Nach der (stabilen) Delamination konnte eine Entlastung der CFK-Lamellen durch Umlagerungen stattfinden.

Daraus kann vermutet werden, dass Delamination bei folgenden Systemen stabil sein kann:

- Drei Punkt Biegeversuche
- Negative Momentenbereiche bei Durchlaufträgern über den Stützen.
- Unstetigkeiten in der innenliegenden Bewehrung, im Eigenspannungszustand aus der Vorspannung oder beim Trägerquerschnitt

4.6 Resultate Träger 5 und Diskussion

Der Ablauf der Belastungen, das Trennen von Spanndrähten, die Verstärkungsmassnahmen und die Schädigung durch Belastung kann Kapitel 4.3.4 auf der Seite 58 und Tabelle 14 auf der Seite 61 entnommen werden. Nachfolgend werden die Durchbiegungen im Vergleich zum unverstärkten Referenzträger 3, der Bruchvorgang und weitere Messergebnisse des Trägers 5 dargestellt.

4.6.1 Durchbiegungen

In der Abbildung 119 ist der Einfluss der Schädigung auf die Träger-Durchbiegung ersichtlich. Vor der ersten Belastung wurde in Trägermitte eine Sondierstelle erstellt und das Spannglied freigelegt. Dann wurde der Träger dreimal statisch belastet (Belastungsphasen 1 bis 3). Durch die Rissbildung wurde der Träger etwas weicher. Die Durchbiegung bei der Belastung von 200 kN betrug bei der dritten Phase 33.6 mm (Mittelwert K4/K5, siehe Abbildung 69).

Anschliessend wurden 10 Spanndrähte durchgetrennt. Die rote Linie in Abbildung 119 zeigt das Verformungsverhalten des geschädigten Trägers. Die Durchbiegung bei der Laststufe 200 kN vergrösserte sich um 22% auf 41.0 mm. Als Vergleich sind auch zwei Verformungskurven des Referenzträgers 3 der Phasen 1 und 3 dargestellt.

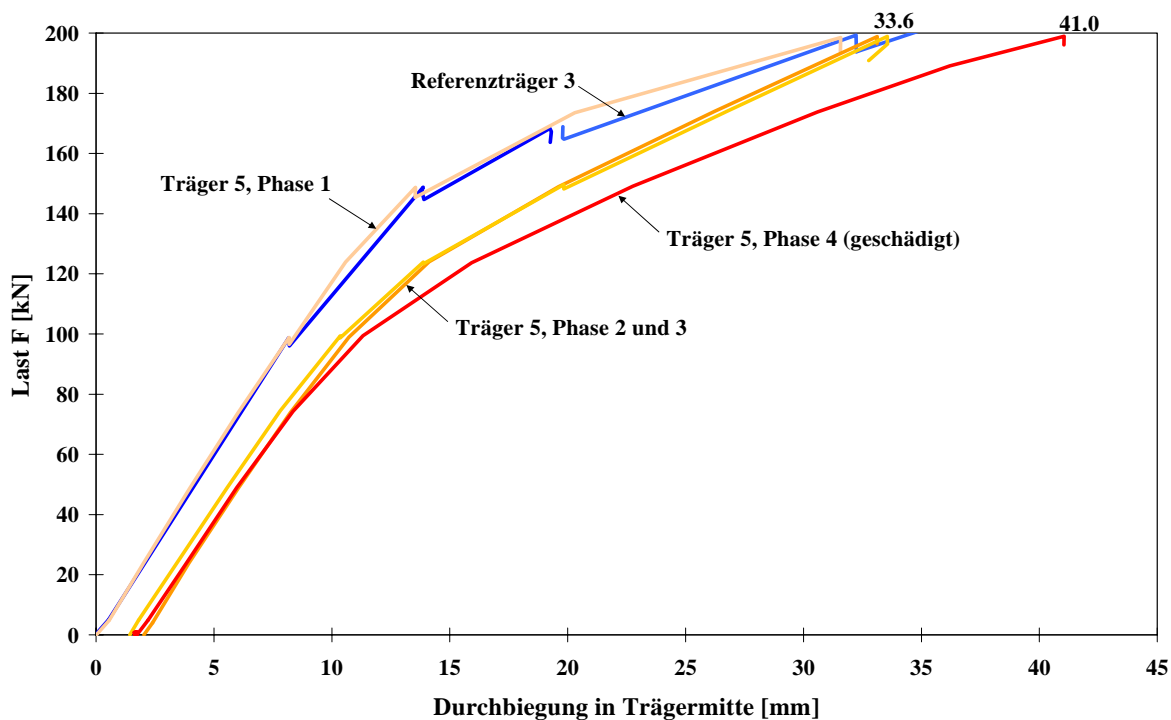


Abbildung 119: Durchbiegungsverhalten des Trägers 5 bei den ersten drei Belastungsphasen (ungeschädigt) und nach der Schädigung (Phase 4) im Vergleich zum Referenzträger

Abbildung 120 zeigt, dass durch die Verstärkung der Träger wieder versteift werden konnte. Die Durchbiegung bei der Laststufe 200 kN betrug 31.3-31.4 mm, was somit sogar etwas weniger als vor der Schädigung war.

Der Träger wurde weiter belastet und bei der Bruchlast von 293 kN versagten die kurzen vorgespannten CFK-Lamellen. Der Bruch der kurzen Lamellen führte beim Wiederbelasten bei tiefen Lasten zu deutlich grösseren Verformungen, die sogar grösser waren als vor der Verstärkung, siehe Abbildung 120. Der Schlag beim Bruch war wohl so stark, dass dadurch der Träger geschädigt wurde.

Bei der Wiederbelastung zeigte der Träger anschliessend ein deutlich weiches Verhalten, es wurde aber fast die gleiche maximale Last und Verformung wie beim unverstärkten und unbeschädigten Referenzträger 3 erreicht, siehe Abbildung 120.

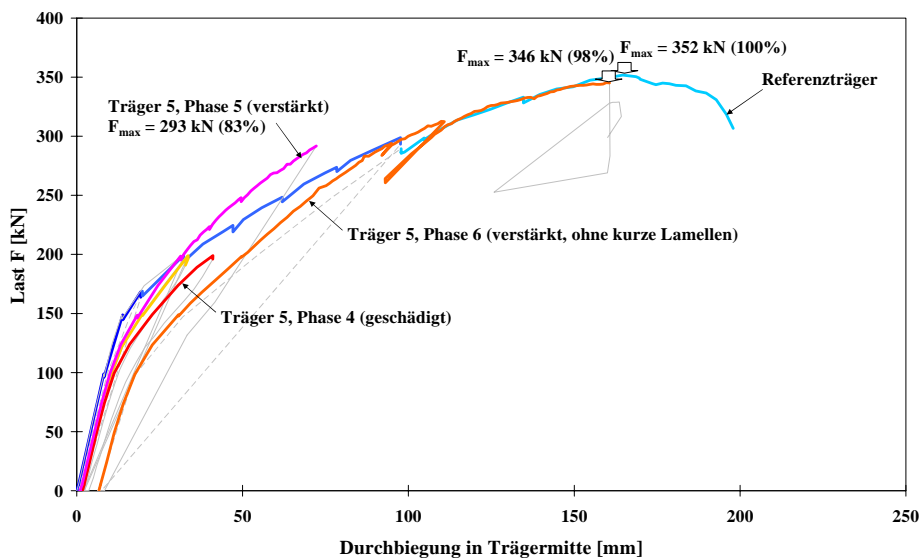


Abbildung 120: Durchbiegungsverlauf beim Träger 4 in Trägermitte im Vergleich zum Referenzträger

4.6.2 Bruchvorgang und Brucharten



Abbildung 121: Beginn der Ablösung der kurzen Lamellen



Abbildung 122: Fortgeschrittene Ablösung der kurzen Lamellen

In der Belastungsphase 5 versagten zuerst, wie bereits erwähnt, die kurzen vorgespannten Lamellen bei der Bruchlast von 293 kN. Es handelte sich um ein Ablösen der Lamellen vom Beton, das vom Lamellenende her startete. In Abbildung 121 und Abbildung 122 sind zwei Fotos aus den Videoaufnahmen des Bruchvorgangs dargestellt. Das Herabklappen des Lamellenendes ist gut zu sehen, siehe die weiße Markierung.



Abbildung 123: Delaminierte kurze CFK-Lamellen am Ende der Phase 5



Abbildung 124: Bruchfläche am Ende der kurzen CFK-Lamellen

In Abbildung 123 sind die delaminierten kurzen CFK-Lamellen sichtbar, die langen Lamellen sind noch funktionstüchtig. Abbildung 124 zeigt die Bruchfläche am Ende der kurzen CFK-Lamellen. Der Bruch war im Beton, aber sehr nahe an der Oberfläche.

In Belastungsphase 6 wurde der Träger bis zum Bruch belastet. Analog wie beim Versuchsträger 4 (verstärkt mit schlaffen CFK-Lamellen) breitete sich die stabile Delamination der drei CFK-Lamellen von der Balkenmitte mit zunehmender Last in beide Richtungen aus. Die Lamellen wirkten also wie externe Zugbänder, wobei die Strecke ohne Verbund mit zunehmender Belastung zunahm, siehe Abbildung 125.



Abbildung 125: Die drei stabil delaminierten langen CFK-Lamellen



Abbildung 126: Delaminierte lange CFK-Lamellen nach dem Bruch schön hingelegt

Bei der Bruchlast von 346 kN delaminierte eine der drei Lamellen. Die Belastung wurde dann nochmals erhöht (Abbildung 120) und eine zweite Lamelle löste sich ab. Anschliessend wurde der Versuch abgeschlossen. In Abbildung 126 sieht man, analog zum Träger 4, dass wieder grösstenteils eine Betonschicht auf den Lamellen verblieb, dagegen aber am Lamellenende die Lamelle blank war. Die Abbildung 127 zeigt die letzte verbliebene Lamelle auf dem Träger. Die typische Wirkungsweise des „externen Zugbandes“ mit dem Übergang zwischen verbundloser d.h. delaminierter Zone und Zone mit Verbund ist gut sichtbar.



Abbildung 127: Am Träger 5 verbliebene Lamelle nach Versuch, Übergang zwischen delaminierter Zone zur Zone mit Verbund

4.6.3 Dehnungen/Stauchungen, manuelle Messungen mit Deformetern

Beim Träger 5 wurden auch wieder die Dehnungen an Trägerunter- und Oberseite mit Deformetern gemessen. Siehe die Anordnung der Messstellen in Abbildung 70.

Aus Abbildung 128 ist der Einfluss der Schädigung des Spanngliedes auf die Betonstauchung gut ersichtlich d.h. die Betonstauchung nahm zu wegen der Schädigung.

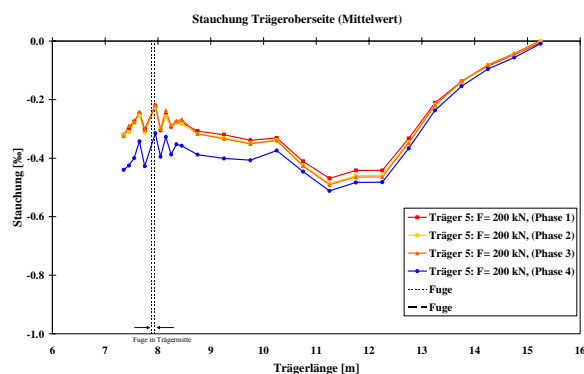


Abbildung 128: Betonstauchung Phase 1 bis 3 und nach Trennen von Spanndrähten (Phase 4)

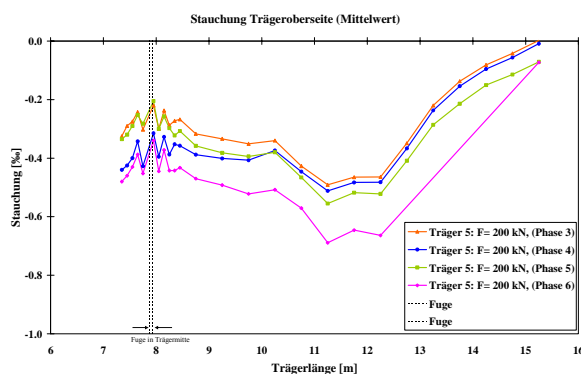


Abbildung 129: Betonstauchung nach Verstärkung (Phase 5) und nach Bruch kurzer Lamellen (Phase 6), (in Phase 6 konnte im Bereich der Schubverstärkung nicht gemessen werden)

Mit Hilfe der nachträglichen Verstärkung mit CFK-Lamellen (Phase 5) konnten in Balkenmitte die Betonstauchungen wieder erkennbar verkleinert werden, siehe Abbildung 129. Ab Trägerlänge etwa 10 m war dagegen die Betonstauchung sogar leicht höher, was vielleicht mit der Vorspannung der *kurzen* CFK-Lamellen zu tun hat.

Beim Belasten in Phase 6, nach Ausfall der kurzen Lamellen, stieg die Betonstauchung wieder deutlich an.

In Abbildung 130 und Abbildung 131 sind die Dehnungen für verschiedene Laststufen während der Phase 5 in den langen und kurzen CFK-Lamellen, gemessen mit Deformetern, dargestellt. Analog zu dem Verhalten bei den Versuchsträgern 2 und 4, ist auch wieder die ausgeprägte Dehnungsspitze in Balkenmitte sichtbar. Der weitere Verlauf der Dehnung ist beeinflusst vom Verlauf des Spannglieds und der Stellung der Lasten. Bis zu den Lasten nimmt die Dehnung in den CFK-Lamellen zu und anschliessend wieder ab.

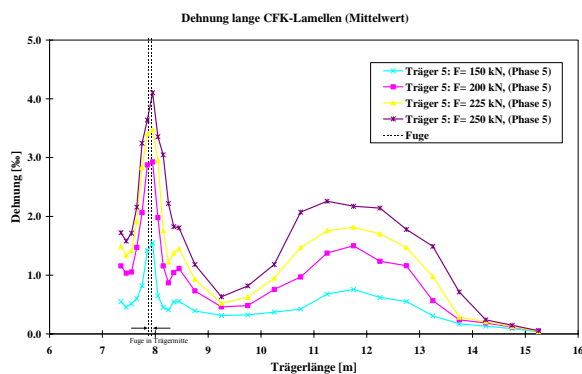


Abbildung 130: Dehnungen lange CFK-Lamellen in Phase 5

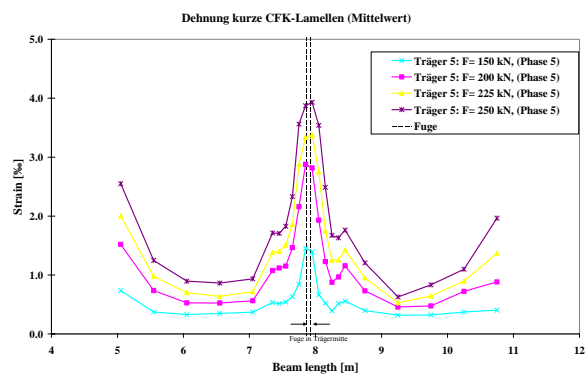


Abbildung 131: Dehnungen kurze CFK-Lamellen in Phase 5 (Vordehnung nicht inbegriffen)

In Abbildung 132 und Abbildung 133 sind die unterschiedlichen Dehnungen in den langen CFK-Lamellen in den Phasen 5 und 6 dargestellt. Die Wirkung des Ausfalls der kurzen Lamellen ist feststellbar. Die Zugdehnungen nehmen deutlich zu.

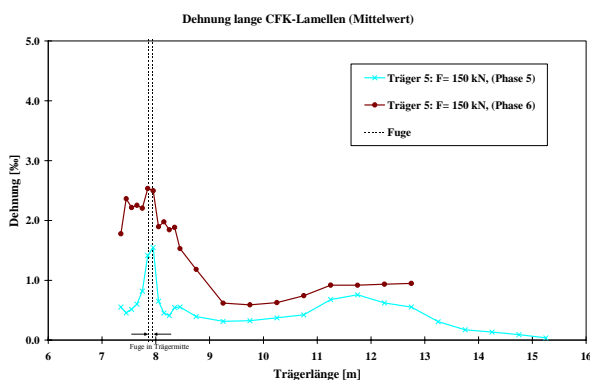


Abbildung 132: Unterschiedliche Dehnungen während Phase 5 (mit kurzen Lamellen) und Phase 6 (ohne)

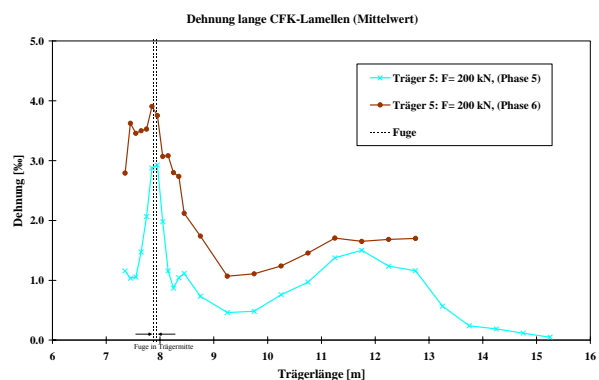


Abbildung 133: Unterschiedliche Dehnungen während Phase 5 (mit kurzen Lamellen) und Phase 6 (ohne)

4.6.4 Dehnungen/Stauchungen, elektronische Messungen mit DMS

Neben den manuellen Dehnungsmessungen mit Deformetern wurden Dehnungen auch elektronisch mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessen.

Das Spannglied wurde in der Sondierstelle in Balkenmitte freigelegt. Auf zwei Drähten wurden je zwei Dehnmessstreifen (DMS) appliziert. Die gemessenen Dehnungen aller Belastungsphasen für zwei DMS sind aus Abbildung 134 und Abbildung 135 ersichtlich. Die ersten beiden Phasen zeigen ruckartige Dehnungssprünge, welche nicht abschliessend erklärt werden können. Es könnte ev. sein, dass zwischen den Drähten Reibungskräfte vorhanden waren, die erst bei gewissen Dehnungen überwunden wurden. Die anschliessenden Phasen zeigen dieses Verhalten aber nicht mehr.

Die Schwächung des Spanngliedes und die damit verbundene Dehnungszunahme ist in Abbildung 134 und Abbildung 135 gut ersichtlich.

Auch wieder kann der positive Effekt der nachträglichen Verstärkung beobachtet werden d.h. durch die Verstärkung konnte die Dehnung des Spanngliedes unter Belastung deutlich reduziert werden.

Während der Belastungsphase 6, ohne die kurze Lamellen, waren die Dehnungen wiederum erhöht und es wurden Dehnungen von über 1% gemessen, d.h. der Spanndraht kam hier zum fließen.

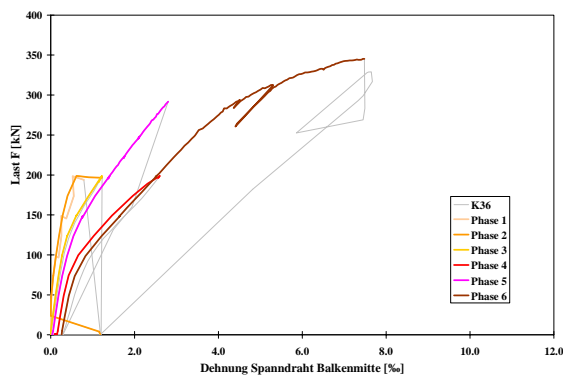


Abbildung 134: Spanndrahtdehnung während Phasen 1 bis 6 in Balkenmitte

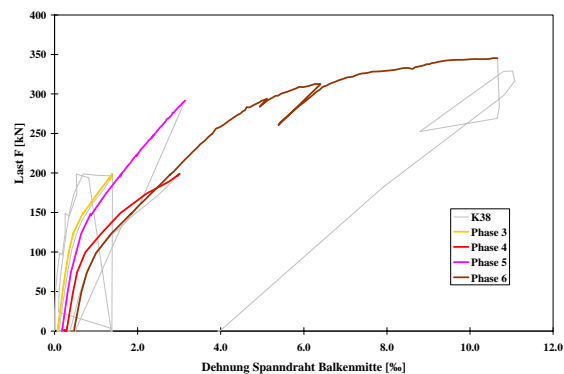


Abbildung 135: Spanndrahtdehnung während Phasen 1 bis 6 in Balkenmitte

In Abbildung 136 und Abbildung 138 ist die mittlere Betonstauchung beim Zylinder 2 und 4 über die 6 Phasen abgebildet. Es ist erkennbar, dass hier die Schädigung und nachträgliche Verstärkung praktisch keinen Einfluss auf die Betonstauchung hatte, die Phase 6 dagegen zeigte deutlich höhere Betonstauchungen.

In Abbildung 137 und Abbildung 139 sind zusätzlich zur mittleren Betonstauchung auch die mittleren CFK-Lamellen Dehnung bei den Zylindern 2 und 4 dargestellt. Auch wieder ist die Dehnungszunahme durch den Ausfall der kurzen Lamellen sichtbar.

In Abbildung 139 ist zusätzlich die Dehnung der DMS K34/35 dargestellt, die 1.4 m vom Lamellenende angeordnet waren. Bei etwa 270 kN ist eine deutlich stärkere Dehnungszunahme zu sehen, was auf eine Delamination hinweist.

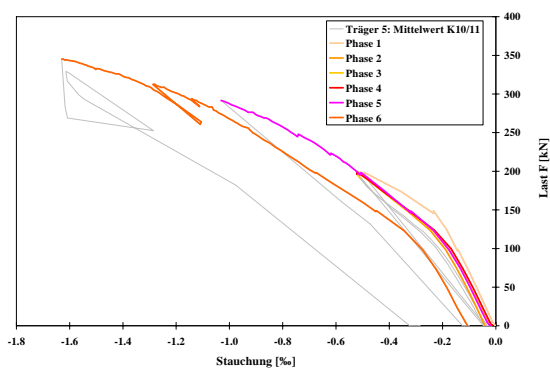


Abbildung 136: Unterschiedliche Betonstauchungen während Phasen 1 bis 6 bei Zylinder Nr. 2

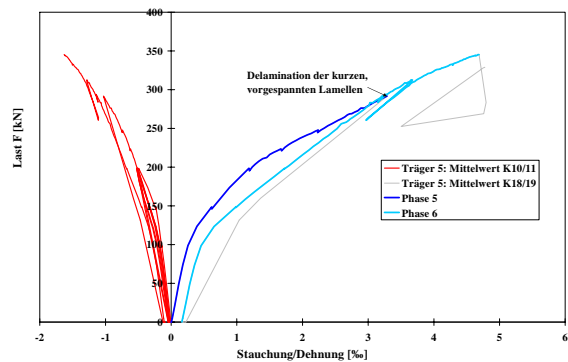


Abbildung 137: Betonstauchungen und Lamellendehnungen während Phasen 1 bis 6 bei Zylinder Nr. 2

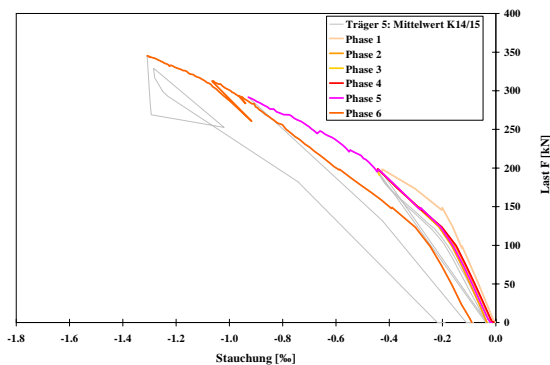


Abbildung 138: Unterschiedliche Betonstauchungen während Phasen 1 bis 6 bei Zylinder Nr. 4

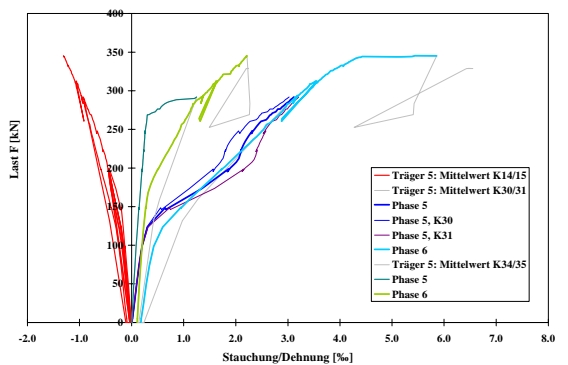


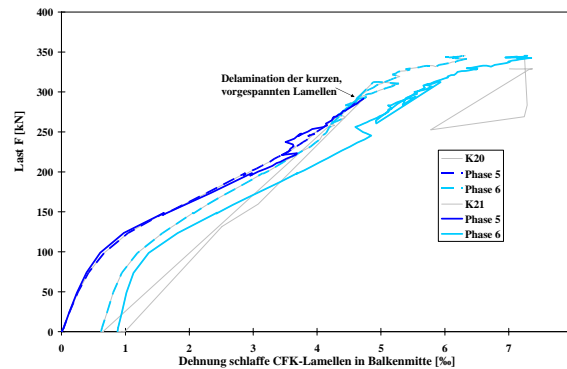
Abbildung 139: Betonstauchungen und Lamellendehnungen während Phasen 1 bis 6 bei Zylinder Nr. 4 und 1.4 m vom Lamellenende

In Abbildung 140 sind die gemessenen CFK-Dehnungen der langen Lamellen der Dehnmessstreifen (für Lage der DMS siehe Abbildung 70) in Balkenmitte (a), sowie 0.85m (b) und 1.85m (c) neben der Balkenmitte, dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Dehnungszunahme in

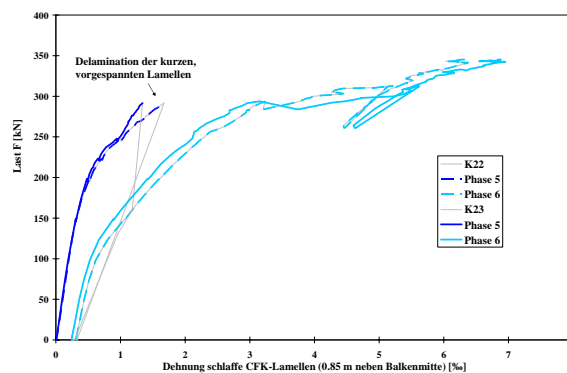
Balkenmitte bei etwa 100 kN stark zunimmt, im Abstand 0.85m (1.85m) von der Balkenmitte dagegen erst bei etwa 200 kN (250 kN). Dies zeigt auch wieder, dass die Delamination von der Mitte aus ging und nach aussen fortschritt.

Bei den DMS K20/22/24 hat die Kabel beim Bruch der kurzen Lamellen abgerissen. Die DMS K20 und 22 konnten wieder angelötet werden. Der DMS 24 wurde neu geklebt und startete deshalb bei der Phase 6 wieder bei Null.

a)



b)



c)

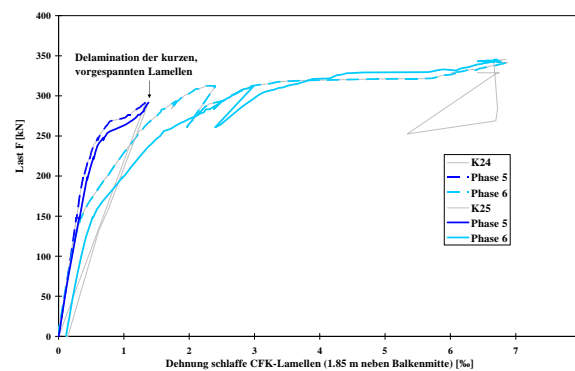


Abbildung 140: CFK-Lamellendehnungen in Balkenmitte während Phasen 5 und 6

Tabelle 16 gibt eine Übersicht über die maximal gemessenen Zugdehnungen in den CFK-Lamellen der Versuchsträger 2, 4 und 5 (siehe auch Tabelle 15).

Die schlaffen CFK-Lamellen des Trägers 5 hatten etwas tiefere maximale Zugdehnungen als diejenigen des Trägers 4, obwohl die gleiche Bruchart aufgetreten ist. Eine Begründung könnte eventuell sein, dass beim Träger 5 das Spannglied geschwächt war und die stabile Delamination in Balkenmitte deshalb bei tieferen Lasten startete. Dies müsste aber noch genauer ev. mit Bruchmechanik (Risswachstum zwischen Lamelle und Beton) modelliert werden.

Die kurzen vorgespannten CFK-Lamellen hatten deutlich tiefere maximale Dehnungen. Dies ist sicher darauf zurückzuführen, dass die Lamellen zu kurz waren, d.h. eine ungenügende Verankerung vorhanden war.

	DMS Nr.	Maximal gemessene Dehnung	bei Last F =	Belastungsphase
Träger 4	K20	9.2‰	433 kN	3
	K20	9.8‰	407 kN	4
Träger 2	K28	7.8‰	509 kN	6
Träger 5	K32	4.8‰ (auf kurzer Lamelle)	292 kN	5
	K21	7.4‰ (ohne kurze aber mit drei langen Lamellen)	343 kN	6
	K21	7.4‰ (nur noch zwei lange Lamellen)	329 kN	6

Tabelle 16: Elektronisch gemessene maximale Dehnungen der CFK-Lamellen, die Werte beinhalten keine Vordehnungen aus der Vorspannung

4.6.5 Erkenntnisse und Folgerungen aus den Versuchen Träger 3 und 5

In Trägermitte des Trägers 5 wurden 10 Drähte des unteren Spanngliedes durchtrennt. Die kurzen vorgespannten CFK-Lamellen dienten zur Instandsetzung der Gebrauchstauglichkeit (Dehnungen, Verformungen). Bei erhöhten Lasten fielen sie aus. Die langen CFK-Lamellen dienten zur Sicherstellung der Tragsicherheit. Dieses Konzept erwies sich am Träger 5 als tauglich.

Die Instandsetzung mit den vorgespannten CFK-Lamellen konnte den Schaden wieder rückgängig machen. Sowohl die Durchbiegungen sowie auch die Dehnungen im Spannglied waren messbar reduziert. Auch die Betonstauchungen waren grösstenteils reduziert.

Die Schädigung durch den Bruch der kurzen Lamellen war aber so gross, dass die Deformationen, Dehnungen und Stauchungen sogar grösser waren als vor der Verstärkung, obwohl noch drei schlaffe CFK-Lamellen vorhanden waren.

Nach Ausfall der kurzen vorgespannten CFK-Lamellen konnte mit Hilfe der langen schlaffen CFK-Lamellen die maximale Last und zugehörige Verformung des ungeschädigten Referenzträgers fast erreicht werden.

Der kombinierte Einsatz von vorgespannten und schlaff applizierten CFK-Lamellen erwies sich als grundsätzlich möglich.

Folgerungen für den projektierenden Ingenieur:

1. Generell wird empfohlen, CFK-Lamellen so gut wie möglich zu verankern. Das heisst ein Einsatz ähnlich wie beim Träger 5 mit kurzen Lamellen sollte vermieden werden. Auch wenn durch geeignete Massnahmen wie lange schlaffe Lamellen die Tragsicherheit der ganzen Struktur erfüllt ist, sind die Folgen einer Delamination von CFK-Lamellen sehr unangenehm. Einerseits könnten durch den Bruch Personen geschädigt werden und andererseits wird die Struktur durch den Bruch geschädigt.
2. Wenn es trotzdem einmal vorkommt, dass kurze vorgespannte CFK-Lamellen eingesetzt werden sollen, sollte die Bemessung experimentell abgesichert sein. Es gilt zu beachten, dass die Bruchart sehr spröde ist und deshalb genügend Sicherheit nötig ist. Ein Ausfall der CFK-Lamellen auf Gebrauchstauglichkeitsniveau sollte in jedem Fall vermieden werden.
3. Ein kombinierter Einsatz von vorgespannten und schlaff applizierten CFK-Lamellen ist möglich.

5 Vergleich mit verschiedenen Bemessungsansätzen

5.1 Allgemeines

Solange zwischen CFK-Lamellen und Betonoberfläche voller Verbund vorhanden ist, kann die Beanspruchung des Trägers mit konventioneller Querschnittsanalyse ermittelt werden. Bei den vorliegenden Versuchsträgern muss in jedem Querschnitt die geänderte Lage und Vorspannung der Spannglieder berücksichtigt werden. Siehe dazu beispielhaft Abbildung 141, in der die mit einer Querschnittsanalyse berechnete Dehnung in den CFK-Lamellen entlang dem Träger 4 für verschiedene Spanngliedvorspannungen dargestellt ist. Es ist gut ersichtlich, dass der innere Spannungszustand einen deutlichen Einfluss auf die Dehnungen in den CFK-Lamellen hat.

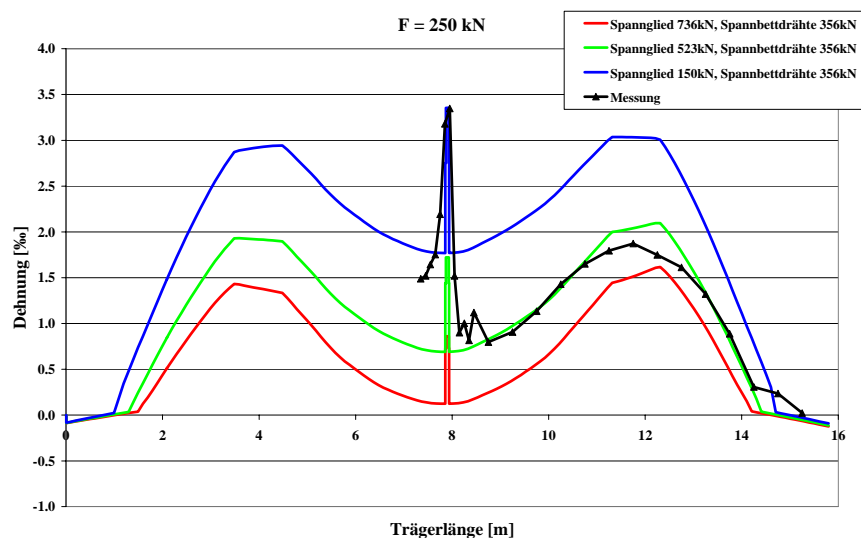


Abbildung 141: Vergleich der CFK-Dehnungen zwischen einer Querschnittsanalyse und der Messung beim Träger 4

Der Beginn der stabilen Delamination im Bereich der Fuge in Balkenmitte kann mit dieser Berechnungsmethode aber nur sehr überschlägig ermittelt werden, da die Kraftaufnahme der unterbrochenen Bewehrung mit der Querschnittsanalyse praktisch nicht erfasst werden kann und auch die inneren Spannungsverhältnisse zu wenig bekannt sind.

Nach der Delamination entspricht die CFK-Lamelle einem externen Zugband mit veränderlicher Länge des verbundlosen Bereichs. Somit kann nicht mehr die konventionelle Querschnittsanalyse angewendet werden. Die Entwicklung von analytischen Methoden oder die Verwendung von nichtlinearen Finite Elemente Programme wären nötig um dieses Verhalten genauer zu modellieren. Nachfolgend wird anhand vorhandener Publikationen die Berechnung der in den Versuchen aufgetretenen Brucharten diskutiert und mit den Messungen verglichen. Es gibt unzählige Publikationen die sich mit Delamination bei Biegeverstärkungen befassen. Für den Vergleich wurden einige wenige wichtige Publikationen ausgewählt.

5.2 SIA166 (2004): Klebebewehrungen [5]

Das Konzept für die Biegeverstärkung der SIA Vornorm umfasst folgende Nachweise:

1. Verankerung im ungerissenen Querschnitt
2. Beschränkung der Zugkraftänderung in den Lamellen, d.h. Schubspannungen zwischen Lamellen und Betonoberfläche
3. Beschränkung der maximalen Zugkraft in den Lamellen

Für den Vergleich mit den Versuchen werden nachfolgend sämtliche Sicherheitsfaktoren weggelassen. Die Betonfestigkeiten können Abbildung 29 entnommen werden.

5.2.1 Maximale Verankerungskraft

Spezifische Bruchenergie G_{fb} des oberflächennahen Betons, Gl. (14) der Vornorm SIA166:

$$G_{fb} = \frac{f_{ctH}}{8} = \frac{3.9}{8} = 0.48 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad (3)$$

f_{ctH} = Haftzugfestigkeit, siehe Abbildung 29

Maximal aufnehmbare Schubspannung τ_{10} des oberflächennahen Betons, Gl. (15) der Norm SIA166:

$$\tau_{10} = \frac{4}{3} \cdot f_{ctH} = \frac{4}{3} \cdot 3.9 = 5.14 \text{MPa} \quad (4)$$

f_{ctH} = Mittelwert der Haftzugfestigkeit, siehe Abbildung 29

Verankerungslänge gemäss Gl. (10) der Vornorm SIA166:

$$l_{b0} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{G_{fb} \cdot E_1 \cdot t_1}{\tau_{10}^2}} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{0.48 \cdot 165'000 \cdot 1.2}{5.14^2}} = 134 \text{mm} \quad (5)$$

E_1 = Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle

t_1 = Dicke der CFK-Lamelle

Maximale Verankerungskraft gemäss Gl. (11) der Vornorm SIA166:

$$F_{b0,R} = b_1 \cdot \sqrt{2 \cdot G_{fb} \cdot E_1 \cdot t_1} = 50 \cdot \sqrt{2 \cdot 0.48 \cdot 165'000 \cdot 1.2} = 21.8 \text{kN} \quad (6)$$

b_1 = Breite der CFK-Lamelle

Die entsprechende Zugspannung und Dehnung ist somit:

$$\sigma_{b0,R} = \frac{F_{b0,R}}{A_1} = 364 \text{MPa}, \quad \varepsilon_{b0,R} = \frac{\sigma_{b0,R}}{E_1} = 2.21\% \quad (7)$$

Die Verankerungslänge muss mit der vorhandenen Lamellenlänge nach dem letzten Riss und die maximale Verankerungskraft muss mit der effektiv vorhandenen Kraft in der CFK-Lamelle am letzten Riss verglichen werden.

Bei den Versuchsträgern 2 und 4 waren Risse bis zum Auflager zu beobachten, d.h. somit war keine Verankerung im ungerissenen Querschnitt möglich, siehe Abbildung 102. Diese Risse bis zum Auflager sind aus den Längszugkräften aus den Querkräften erklärbar. Im unteren Flansch mit einer Querschnittsfläche A_{Fl} von etwa $450 \times 135 = 60'750 \text{ mm}^2$ und einer maximalen Querkraft beim Versuchsträger 2 von 1022 kN entsteht ungefähr eine Zugspannung von

$$\sigma_{x,v} = \frac{V}{2A_{Fl}} = \frac{1'022'000}{2 \cdot 60'750} = 8.4 \text{ MPa} . \quad (8)$$

Da die Druckspannung aus der inneren Vorspannung auf der linken Trägerseite in der Größenordnung von etwa 4 MPa liegt, ist somit der untere Flansch gerissen bis zum Auflager.

Beim Versuchsträger 4 war die Bruchart eine fortschreitende Delamination von der Trägermitte gegen aussen. Interessant ist die Tatsache, dass auf der gesamten mittleren Länge der Lamellen eine Betonschicht erkennbar ist, nur am Ende nicht mehr, siehe Abbildung 97. In diesem Endbereich war der Bruch also zwischen Kleber und Lamelle, was auch Abbildung 98 zeigt. Der Grund für dieses Verhalten ist momentan nicht klar und muss weiter studiert werden. Es könnte sein, dass die Art der Belastung in diesem Bereich ändert, d.h. zusätzlich zu den hohen Schubspannungen kommen vielleicht noch Normalspannungen.

Beim Versuchsträger 2 konnte ein Verankerungsbruch beobachtet werden, siehe Abbildung 103 und Abbildung 104. Das Ende der CFK-Lamellen zusammen mit der Betonüberdeckung klappte nach unten. Somit war also eine kombinierte Schub- und Normalspannung am Ende der CFK-Lamelle für den Bruch verantwortlich.

Die Verankerungskraft beim letzten Riss wie oben nach SIA Vornorm berechnet, entspricht einer anderen Bruchart. Die Berechnung der aufgetretenen Bruchart „Lamellenendbruch“ in gerissener Zone ist somit in der SIA Vornorm nicht möglich. So wie in der Vornorm das Konzept der Wirkungszone und Verankerungszone beschrieben ist, ist es gemäss der Norm (vermutlich) gar nicht zulässig eine Verstärkung mit Verankerung im gerissenen Querschnitt durchzuführen.

5.2.2 Begrenzung Zugkraftänderung

Der Zugkraftänderungswiderstand wird mit der mittleren Schubspannung gemäss Gl. (32) der Norm SIA166 begrenzt (Gl. für τ_c aus [2]):

$$\tau_{l,lim} = 2.5 \cdot \tau_c = 2.5 \cdot 0.3 \cdot \sqrt{f_c} = 2.5 \cdot 0.3 \cdot \sqrt{0.8 \cdot 56} = 2.5 \cdot 2.0 = 5.0 \text{ MPa} \quad (9)$$

f_c = Zylinderdruckfestigkeit Beton

oder berechnet mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} :

$$\tau_{l,lim} = 2.5 \cdot \tau_c = 2.5 \cdot 0.3 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 2.5 \cdot 0.3 \cdot \sqrt{0.8 \cdot 56 - 8} = 2.5 \cdot 1.8 = 4.5 \text{ MPa} \quad (10)$$

f_{ck} = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit Beton (Gl. für f_{ck} aus [2])

Die Berechnung der charakteristischen Betonfestigkeit (5% Fraktile) wird aber als zu konservativ angesehen, siehe auch Abbildung 27, da die Streuung nicht so gross war.

5.2.3 Maximale Zugkraft in den Lamellen

Zur Sicherstellung der Verformungsverträglichkeit und zur Berücksichtigung der Festigkeit der Klebebewehrung ist gemäss Gl. (29) der Norm SIA116 die maximale Kraft in den CFK-Lamellen auf folgenden Wert zu limitieren.

$$F_{l,R} = A_l \cdot E_l \cdot \varepsilon_{l,lim} \leq A_l \cdot E_l \cdot \varepsilon_{fu} \quad (11)$$

A_l = Querschnitt der CFK-Lamelle

E_l = Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle

ε_{fu} = Bruchdehnung der CFK-Lamelle

Die maximale Dehnung in den CFK-Lamellen ist gemäss Gl. (30) der Norm SIA166 wie folgt zu limitieren, wobei nicht klar ist, ob man bei vorgespannten Lamellen die Vorspanndehnung addieren darf:

$$\varepsilon_{l,lim} = 8\% \quad (12)$$

Für den Vergleich in Tabelle 17 wird angenommen, dass bei vorgespannten Lamellen dieser Wert der zusätzlichen Dehnung aus der Belastung entspricht.

Gemäss Tabelle 16 konnten in den Versuchsträgern maximale Zugdehnungen von bis zu fast 10% gemessen werden. Dies kann aber mit dem Wert von 8% gemäss der SIA Norm nicht verglichen werden, da es sich um bereits „stabil“ delaminierte CFK-Lamellen handelte, die wie ein externes Zugband wirkten. Die 8% sollen ja die Verformungsverträglichkeit zwischen

CFK-Lamellen und Betonoberfläche sicherstellen. Auf der anderen Seite konnte bei den (zu) kurzen Lamellen des Trägers 5 der Werte von 8‰ bei weitem nicht erreicht werden.

Grenzwerte z.B. für die Gebrauchstauglichkeit betreffend stabiler Delamination finden sich nicht in der SIA Norm.

Wichtiger als Begrenzung der maximalen Dehnung scheint die Sicherstellung eines kontinuierlichen Spannungsaufbaus über eine gewisse Länge, was in der SIA Norm mit dem Zugkraftänderungswiderstands gemacht wird. Dieser kontinuierliche Spannungsaufbau war ja eben bei den Trägern im Bereich der Fuge nicht der Fall und die Delamination startete hier.

5.3 ACI Richtlinie [6]

Das Konzept der ACI Richtlinie zur Vermeidung von Delaminationen umfasst die Angabe von zulässigen maximalen Dehnungen aufgrund der Steifigkeit der Lamellen, siehe Gl. (13), sowie in Angaben wie die Lamellen verankert sein sollten, d.h. die Lamellen müssen mit der Länge d (statische Höhe) über den letzten Riss verankert sein und am Lamellenende soll die Querkraft $V \leq 0.67V_c$ sein (V_c = Querkrafttragfähigkeit des Stahlbeton-Querschnittes). Ansonsten sollten die Lamellen mit Querbewehrung verankert werden.

Zur Vermeidung von Delamination wird die maximale Dehnung begrenzt. Die Bruchdehnung der CFK-Lamelle wird mit dem Faktor κ_m reduziert:

$$\kappa_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360'000} \right) \leq 0.90 \quad \text{für } nE_f t_f \leq 180'000$$

$$\kappa_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90'000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 \quad \text{für } nE_f t_f > 180'000$$
(13)

ε_{fu}	=	Bruchdehnung der CFK-Lamelle
E_f	=	Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle
t_f	=	Dicke der CFK-Lamelle
n	=	Anzahl Lagen

Die Bruchdehnung die vom Hersteller/Verkäufer angegeben wird, muss mit einem Umweltreduktionsfaktor (z.B. Kohlefaser/Epoxy in aggressiver Umgebung: 0.85) reduziert werden. Für den Vergleich mit den vorliegenden Versuchen wird dieser Faktor nicht verwendet.

$$nE_f t_f = 1 \times 165'000 \times 1.2 = 198'000 \text{ N/mm}$$

$$\kappa_m = \frac{1}{60 \cdot 0.017} \left(\frac{90'000}{198'000} \right) = 0.446$$
(14)

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu} \times \kappa_m = 0.017 \times 0.446 = 0.00758 = 7.6\text{‰}$$

ε_{fe} = max. zulässige Dehnung der für die Versuche verwendeten CFK-Lamellen auf Bruchniveau

Die beim Träger 4 gemessenen Dehnungswerte waren zwar höher (siehe Tabelle 16), wurden aber bei einer bereits (stabil) delaminierten CFK-Lamelle gemessen. Die Dehnungswerte bei den Trägern 2 und 4 an denjenigen Orten mit CFK-Lamellen die noch in vollem Verbund mit dem Beton sind (zumindest bis kurz vor dem Bruch), liegen in der gleichen Grössenordnung wie ε_{fe} gemäss Gl. (14), siehe Abbildung 117. Die Vordehnung aus der Vorspannung ist nicht inbegriffen.

Bei sehr ungünstigen Verhältnissen wie z.B. bei Diskontinuitäten bei denen ein kontinuierlicher Dehnungsaufbau nicht möglich ist, siehe Trägermitte bei den Trägern 2, 4 und 5, kann dieser Wert nicht erreicht werden.

Beim Träger 5 in der Phase 6 (kurze vorgespannte CFK-Lamellen bereits abgeschert) werden tiefere Werte beobachtet. Wie bereits erwähnt könnte das mit dem vorgängigen Beschädigen des Spannglieds und der damit zusammenhängenden früheren Delamination zusammenhängen. Wie auch bereits erwähnt hatten die kurzen vorgespannten CFK-Lamellen deutlich tiefere maximale Dehnungen was auf die ungenügende Verankerung zurückgeführt wird.

5.4 FRP Strengthened RC Structures, Teng et. all [7]

Das Buch von Professor Teng et. all, [7], Hongkong, gibt eine Übersicht über bestehende Modelle/Nachweise zur Verhinderung von Lamellen - Delamination. Vereinfacht ausgedrückt wird zwischen einerseits „Delamination an Biege- und Schubrisen“ und andererseits „Delamination am Lamellenende“ unterschieden. Die Modelle zur Verhinderung von Delamination am Lamellenende werden in drei Kategorien eingeteilt.

1. Modelle mit Beschränkung der Querkraft am Lamellenende
2. Betonzahn Modelle
3. Grenzflächenspannung basierte Modelle

Für die Bemessung einer nachträglichen Verstärkung eines Stahlbetonträgers wird folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

5.4.1 Delamination bei Biege- und Schubrisen

Die zulässige Lamellenzugspannung beträgt

$$\sigma_{dbic} = 0.38 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{\frac{E_{frp} \cdot f_{cu}}{t_{frp}}} = 0.38 \cdot 0.894 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{\frac{165'000 \cdot \sqrt{55.9}}{1.2}} = 344 \text{MPa} \rightarrow \varepsilon_f = 2.1\% \quad (15)$$

E_{frp}	=	Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle
t_{frp}	=	Dicke der CFK-Lamelle
f_{cu}	=	Würfeldruckfestigkeit Beton
β_L	=	1 (Annahme: genügend Verankerungslänge)

mit

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/b_c}} = \sqrt{\frac{2 - 300/450}{1 + 300/450}} = 0.894 \quad (16)$$

b_p = Breite der CFK-Lamelle
 b_c = Breite des Trägers

5.4.2 Delamination am Lamellenende

Am Lamellenende werden die Querkraft am Lamellenende und der Biege widerstand wie folgt beschränkt:

$$\begin{aligned} V_{db,end} &\leq 1.4V_c \\ M_{db,end} &\leq 0.67M_u \end{aligned} \quad (17)$$

V_c = Schubtragfähigkeit mit Gl. (18)
 M_u = Biege widerstand des verstärkten Querschnittes, die Lamellenspannung berechnet mit Gl. (15)

$$V_c = [1.4 - (d/2000)] b_c d [\rho_s f_c]^{1/3} \quad \text{mit } 1.4 - (d/2000) \geq 1.1 \quad (18)$$

b_c = Trägerbreite
 d = Trägerhöhe
 ρ_s = $A_s/b_c d$
 f_c = Beton-Zylinderdruckfestigkeit

Die Verankerungslänge sollte betragen:

$$L_a \approx 2 \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{\sqrt{f_{cu}}}} = 2 \sqrt{\frac{165'000 \cdot 1.2}{\sqrt{55.9}}} = 325 \text{ mm} \quad (19)$$

E_{frp} = Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle
 t_{frp} = Dicke der CFK-Lamelle
 f_{cu} = Würfeldruckfestigkeit Beton

5.5 *fib* Bulletin 14 [8]

Das Bulletin, [8], dass von der internationalen *fib*-Arbeitsgruppe „FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures“ verfasst wurde, gibt drei verschiedene Ansätze zum Delaminationsnachweis von CFK-Lamellen.

5.5.1 Ansatz 1: Limitierung der Dehnung und Verankerungskraft

Dehnungslimitierung: $\varepsilon_{f,lim} = 6.5$ bis 8.5%

Verankerungskraft:

$$N_{fa,max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_f \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}} = 1.0 \cdot 0.64 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 50 \cdot \sqrt{165'000 \cdot 1.2 \cdot 3.9} = 28.1 \text{ kN}$$

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \text{ somit } k_b = 1.0 \quad (20)$$

$N_{fa,max}$	=	Verankerungskraft wenn Verankerungslänge $l_{b,max}$, siehe Gl. (21), vorhanden ist	
α	=	Reduktionsfaktor = 0.9, 1.0 wenn genügend innere/externe Schubbewehrung und bei Platten	
k_c	=	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Betonoberflächenverdichtung (normal = 1.0)	
c_1	=	experimentell bestimmt	= 0.64
c_2	=	experimentell bestimmt	= 2.0
b_f	=	Breite von sechs CFK-Lamellen (eine Lamelle: $b_f = 50 \text{ mm}$)	= 300
b	=	Breite des Trägers	= 450
E_f	=	Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle	= 165'000
t_f	=	Dicke der CFK-Lamelle	= 1.2
f_{ctm}	=	Mittelwert der Betonzugfestigkeit	= 3.9

Die Verankerungslänge berechnet sich zu:

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{165'000 \cdot 1.2}{2.0 \cdot 3.9}} = 159 \text{ mm} \quad (21)$$

Aus Vergleichsgründen wird analog wie bei Gl. (6) die Haftzugfestigkeit des Betons eingesetzt (hier aber als gerundeter Wert).

5.5.2 Ansatz 2: Nachweis der Zugkraftdeckungsline

Das sehr aufwendige Vorgehen besteht aus drei Schritten:

1. Berechnung der ungünstigsten Biegerissabstände
2. Berechnung der Zugspannungen in den CFK-Lamellen an jedem Riss und daraus die vorhandene Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{fd}$ zwischen den Rissen
3. Berechnung der maximal möglichen Spannungsdifferenzen $\max\Delta\sigma_{fd}$ an jedem Riss

5.5.3 Ansatz 3: Verankerungsnachweis und Limitierung der Schubspannung zwischen Lamelle und Beton

Der Verankerungsnachweis ist wie bei Ansatz 1 zu führen. Die Schubspannung f_{cb} zwischen CFK-Lamelle und Beton berechnet sich nach Gl. (22). Aus Vergleichsgründen wird auch wieder die Haftzugfestigkeit des Betons eingesetzt, die Umrechnung vom Mittelwert auf den charakteristischen Wert gemäss [2] mit dem Umrechnungsfaktor 0.7.

$$f_{cb} \leq 1.8 \cdot f_{ctk} \text{ somit } f_{cb} = 1.8 \cdot 2.7 = 4.9 \text{MPa} \quad (22)$$

$$\begin{aligned} f_{cb} &= \text{Verbund Schubspannung Beton} \\ f_{ctk} &= \text{Charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit} = 0.7 \times 3.9 = 2.7 \end{aligned}$$

5.6 TR55 „Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, [9]“

In der Richtlinie aus England wird folgendes Vorgehen zur Vermeidung der Delamination von CFK-Lamellen vorgeschlagen:

5.6.1 Maximale Verankerungskraft

Die maximale Verankerungskraft $T_{k,max}$ beträgt:

$$T_{k,max} = 0.5 k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} = 0.5 \cdot 1.0 \cdot 50 \cdot \sqrt{165'000 \cdot 1.2 \cdot 3.9} = 22.0 \text{kN}$$

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} > 1 \text{ somit } k_b = 1.0 \quad (23)$$

$$\begin{aligned} E_f &= \text{Elastizitätsmodul der CFK-Lamelle} \\ t_f &= \text{Dicke der CFK-Lamelle} \\ b_f &= \text{Breite der CFK-Lamelle} \\ f_{ctm} &= \text{mittlere Betonzugfestigkeit} \end{aligned}$$

die zugehörige Verankerungslänge beträgt:

$$l_{b,max} = 0.7 \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{f_{ctm}}} = 0.7 \cdot \sqrt{\frac{165'000 \cdot 1.2}{3.9}} = 158 \text{mm} \quad (24)$$

5.6.2 Begrenzung Schubspannung

Die Schubspannung τ_b zwischen CFK-Lamelle und Betonoberfläche wird wie folgt begrenzt:

$$\tau_b \leq 0.8 \text{MPa} \quad (25)$$

5.6.3 Maximale Dehnung in den Lamellen

Die Dehnung in den CFK-Lamellen wird wie folgt begrenzt:

$$\varepsilon_f \leq 8\text{‰} \quad (26)$$

Wenn die Querkraft über der Schubtragfähigkeit des Betonquerschnittes liegt, muss die Schubrissbildung speziell beachtet werden. Wenn die Querkraft mehr als 67% der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetonquerschnittes beträgt, wird angenommen, dass Delamination bei den Schubrissen auftritt.

5.7 Zusammenstellung

In Tabelle 17 findet sich eine Gegenüberstellung einiger Werte wie in den Kapiteln 5.1 bis 5.6 ermittelt, mit den Messungen während den Versuchen. Abgesehen von einigen Ausreißern kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Bemessungsansätzen und den Versuchen festgestellt werden.

Referenz	Verankerungs-		Maximale CFK-Dehnungen	Schubspannung zwischen CFK-Lamelle und Beton
	Kraft [kN]	Länge [mm]		
SIA	21.8	134	8‰	5.0
ACI	- ($V \leq 0.67V_c$)	statische Höhe d	7.6‰	-
Teng	- ($V_{db,end} \leq 1.4V_c$ $M_{db,end} \leq 0.67M_u$)	325	2.1‰	-
<i>fib1</i>	28.1	159	6.5 – 8.5‰	-
<i>fib3</i>	28.1	159	-	4.9
TR55	22.0	158	8‰	0.8
Messung Träger 4	-	-	9.8‰	2.1 – 5.0
Messung Träger 2	-	-	7.8‰	1.8, 2.4 und 4.4

Tabelle 17: Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Werte zur Verhinderung von Lamellen - Delamination, für die Messwerte der CFK-Dehnungen siehe Tabelle 16 und Schubspannungen siehe Kapitel 4.5.5 ab Seite 70

5.8 “FRP Strengthening of Existing Concrete Structures - Design Guidelines” von Björn Täljsten [10]

Das Konzept der Berechnung der Bruchart „Delamination“ bei [10] besteht erstens darin dass auf der Grundlage von Zugkraftdeckungslinien genügend Verankerung nachgewiesen wird und zweitens in der Kontrolle der Schub- und Normalspannungen am Ende der Lamellen (Grenzflächenspannung basiertes Modell). Der erste Nachweis wird hier nicht beschrieben.

5.8.1 Kontrolle der Schub- und Normalspannungen an Lamellenende

Für die Nachrechnung der Versuche wird angenommen, dass die Lamellen erst nach der Dekompression beansprucht werden, d.h. wenn die Spannung an Trägerunterkante von Druck auf Zug wechselt. Somit wird die gemessene Last für Gl. (27) um die Dekompressionslast reduziert:

- Träger 2: Druckspannung aus innerer Vorspannung an Trägerunterseite bei Lamellenende etwa 3.9 MPa. Diese Druckspannung ist bei einer Belastung von etwa $F = 200$ kN aufgebraucht.
- Träger 5: Druckspannung aus innerer Vorspannung an Trägerunterseite am Ende der kurzen Lamellen etwa 11.4 MPa. Diese Druckspannung ist bei einer Belastung von etwa $F = 150$ kN aufgebraucht.

Gemäss [10] können die maximale Schub- Normal- und Längsspannung am Ende der CFK-Lamelle wie folgt berechnet werden. Die gewählten Parameter für den Träger 2 und in Klammer für die kurzen CFK-Lamellen beim Träger 5 sind unten angegeben.

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_a b_f}{s} \left[\frac{1}{E_f A_f} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c W_c} \right]} = 0.113$$

$$\tau_{\max} = \frac{G_a P}{2s E_c W_c} \cdot \frac{2l + a - b}{1 + a} \cdot \frac{a\lambda + 1}{\lambda^2} \quad (27)$$

$$\sigma_y = \tau_{\max}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

σ_x	=	horizontale Spannung	
σ_y	=	vertikale Spannung	
τ_{\max}	=	maximale Schubspannung am Lamellenende	
σ_1	=	Hauptzugspannung	
G_a	=	Schubmodul der Klebschicht	= 5'000 MPa
s	=	Schichtdicke der Klebschicht	= 2 mm
E_c	=	Elastizitätsmodul Beton	= 38'100 MPa
A_c	=	Querschnittsfläche Betonquerschnitt	= 446'000 mm ²
I_c	=	Trägheitsmoment Betonquerschnitt	= 87.5 x 10 ⁹ mm ⁴
y_c	=	Abstand Schwerpunkt zur Querschnittsunterkante	= 833 mm
W_c	=	Widerstandsmoment (I_c / y_c)	= 1.05 x 10 ⁸ mm ³

E_f	=	Elastizitätsmodul Lamellen	=	165'000 MPa
A_f	=	Querschnittsfläche Lamellen	=	360 (240) mm ²
b_f	=	Breite Lamellen	=	300 (200) mm
l	=	halbe Lamellenlänge	=	7750 (2800) mm
a	=	Abstand Lamellenende zum Auflager	=	150 (5100) mm
P	=	Last (Annahme: zwei Einzellasten wirken als eine Last $\rightarrow P = 2F$)	=	622'000 (286'000) N
b	=	Abstand Last zum Lamellenende	=	3850 (-1100) mm
z_0	=	innerer Hebelarm (Annahme: 0.8×1325)	=	1060 mm

Für die Spannung σ_x wird angenommen, dass sie zwischen 0 (im Riss) und der Betonzugfestigkeit (zwischen den Rissen) liegt. Die maximale Schubspannung und Normalspannung an Lamellenende ergibt sich somit zu:

Träger 2

$\tau_{\max} = \sigma_y = 0.4$ MPa, mit der Annahmen: $\sigma_x = 0$ bis 2.8 MPa ergibt sich:

$\sigma_1 = 0.7$ bis 2.9 MPa

Die beobachtete Bruchart war ein Bruch am Lamellenende in der Betonüberdeckung, siehe Abbildung 103 und Abbildung 104. Es waren 6 Lamellen mit einer totalen Breite von 300 mm angeklebt auf einer Trägerbreite von 450 mm.

Träger 5 (kurze CFK-Lamellen)

$\tau_{\max} = \sigma_y = 6.03$ MPa, mit der Annahmen: $\sigma_x = 0$ bis 2.8 MPa ergibt sich:

$\sigma_1 = 9.8$ bis 10.7 MPa

Die beobachtete Bruchart war ein herabklappen der Lamellenenden mit Bruch im Beton aber nahe an der Oberfläche, siehe Abbildung 121 bis Abbildung 124. Es waren 4 Lamellen mit einer totalen Breite von 200 mm auf der Trägerbreite von 450 mm zusammen mit 3 schlaffen Lamellen mit einer totalen Breite von 150 mm angeordnet.

Vergleich und Diskussion Träger 2 und 5

Die Berechnung zeigt, dass beim Träger 5 einiges höhere Schub- und Normalspannungen notwendig waren, um den Bruch auszulösen. Dies vermutlich wegen der Tatsache, dass es einerseits weniger Lamellen als beim Träger 2 waren (4 anstatt 6), und andererseits halfen die drei durchlaufenden schlaffen Lamellen mit, die vertikalen Abschälspannungen aufzunehmen. Weitere Gründe für die grosse Differenz der berechneten Spannungen zwischen den Trägern 2 und 5 können die verschiedenen Lagen der Risse am Lamellenende sein und auch die getroffenen Annahmen für die Berechnung.

Die Berechnungsformeln sind elastische Lösungen. In der Realität können sich aber Spannungsspitzen durch Mikrorissbildungen abbauen, was vielleicht auch das obige Ergebnis erklärt. Die Anwendung von solchen Berechnungsmethoden vor allem auch im gerissenen Zustand ist deshalb fraglich.

5.9 Schlussfolgerungen aus dem Vergleich verschiedener Bemessungsansätze mit den Versuchen

Es können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Bemessung einer nachträglichen Verstärkung von vorgespannten Balken mit veränderlichem Biege- und Torsionswiderstand durch den Verlauf der Spannglieder und noch mit variabler Vorspannkraft sowie mit Diskontinuitäten wie Fugen ist sehr komplex. Eine Verstärkung solcher Systeme sollte durch den verantwortlichen Ingenieur mit grosser Sorgfalt geplant werden. Die Erfahrungen im Rahmen dieses Projektes stellen eine gute Grundlage dafür dar.
- Nachträgliche Verstärkungen im Bereich von Diskontinuitäten von innenliegender Bewehrung und innerem Spannungszustand sind mit spezieller Vorsicht zu planen. Wenn eine nachträgliche Verstärkung durchgeführt werden soll, kann eine mögliche Delamination einerseits mit einfachen Modellvorstellungen und andererseits mit dem Wert der Vornorm SIA 166 für die zulässige Schubspannung zwischen Lamelle und Betonoberfläche abgeschätzt werden.
- Die vorliegende Vornorm SIA 166 gibt gute Angaben (teilweise im Gegensatz zu anderen Bemessungsempfehlungen). Nachfolgend werden einige Empfehlungen zur Ergänzung der Norm aufgelistet.
 - Es sollten Hinweise gegeben werden, wie mit einer Verankerung im gerissenen Querschnitt umzugehen ist, da dies in gewissen Fällen nicht verhindert werden kann (Berechnungsmethoden und/oder Hinweis auf mechanische Verankerung)
 - Die Gleichung (Gl. (32) der SIA Vornorm) für die mittlere Schubspannung scheint etwas hoch angesetzt zu sein. Da es aber sowieso eine grobe Vereinfachung der Wirklichkeit ist, könnte der Wert auch belassen werden.
 - Zur Verhinderung von stabilen Delaminationen (Ablösungen) von CFK-Lamellen vom Beton (stabile Delamination, d.h. bei unveränderter Last bleibt Delaminationszone konstant) auf Gebrauchstauglichkeitsniveau, könnte eine zusätzliche zulässige Schubspannung für Gebrauchstauglichkeit angegeben werden. Diese wäre für Bereiche, wo stabile Delaminationen zu erwarten sind, anzuwenden. Neben Biegeverstärkungen treten stabile Delaminationen auch z.B. bei Schubverstärkungen im Stegbereich auf. Stabile Delaminationen sind einerseits wegen der Ästhetik zu vermeiden, andererseits aber auch z.B. wegen Eisbildung im Riss u.ä.
 - Es sollte klargelegt werden, dass die maximal zulässige Dehnung in den Lamellen (8‰), bis genauere Untersuchungen vorliegen, der totalen Dehnung inklusive Vorspannung entspricht.

6 Zusammenstellung der wichtigsten Erkenntnisse

- Die verwendete, teilweise zerstörende Messmethode zur Ermittlung der vorhandenen Vorspannung in Spanngliedern ist tauglich.
- Die gemessenen Vorspannkkräfte in dem Spannglied stimmten gut mit den Abschätzungen für die Spannkraftverluste nach der Norm SIA 262 überein.
- Die Anwendung von schlaffen und vorgespannten CFK-Lamellen zur nachträglichen Biegeverstärkung oder auch Instandstellung nach einer Schädigung von Spannbetonstrukturen hat sich in den Versuchen bewährt und ist deshalb empfehlenswert. Ebenfalls ist die vorgestellte Verankerungsmethode der CFK-Lamellen tauglich.
- Durch die Verstärkung mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen konnte die maximal erreichte Last um 24% im Vergleich zum unverstärkten Referenzträger, bei der Verstärkung mit vorgespannten CFK-Lamellen um 45% erhöht werden. Der Verstärkungseffekt und somit auch die Tauglichkeit des Verstärkungssystems konnte somit eindrücklich gezeigt werden.
- Die Grösse der Versuche zeigte die Tauglichkeit des Verstärkungssystems auch an realistisch grossen Strukturen.
- Es gilt zu beachten, dass Unstetigkeiten in der innenliegenden Bewehrung und im inneren Spannungszustand als potentielle Orte für den Start von Delaminationen in Frage kommen. Dies zeigt die Wichtigkeit, dass die vorhandene Bewehrung und die Vorspannung in Spanngliedern bekannt sein sollte.
- Wenn eine nachträgliche Verstärkung an Strukturen mit Diskontinuitäten durchgeführt werden soll, kann eine mögliche Delamination einerseits mit einfachen Modellvorstellungen und andererseits mit dem Wert der Vornorm SIA 166 für die zulässige Schubspannung zwischen Lamelle und Betonoberfläche abgeschätzt werden. Die Anwendung von *vorgespannten* CFK-Lamellen empfiehlt sich in diesem Fall speziell, da stabile Delaminationen (d.h. bei unveränderter Last bleibt Delaminationszone konstant) erst bei höheren Lasten auftreten.
- Generell wird empfohlen, CFK-Lamellen so gut wie möglich zu verankern. Das heisst ein Einsatz ähnlich wie beim Träger 5 mit sehr kurzen Lamellen sollte vermieden werden. Wenn es trotzdem einmal vorkommt, dass kurze vorgespannte CFK-Lamellen eingesetzt werden sollen, sollte die Bemessung experimentell abgesichert sein. Kurze Lamellen könnten allenfalls auch mechanisch verankert werden.

7 Ausblick

Die vorliegende Untersuchung hat gezeigt, dass die Entwicklung von Berechnungsmodellen oder allenfalls Weiterentwicklung von bestehenden Modellen für folgende Fragestellungen nötig ist:

- Kraftübertragung zwischen inneren und äusseren Bewehrungen im Bereich von Diskontinuitäten, wie zum Beispiel bei unterbrochener Bewehrung oder veränderlichem innerem Spannungszustand.
- Rissfortschreiten, d.h. Vergrösserung der Delaminationszone bei stabiler Delamination (d.h. bei unveränderter Last bleibt Delaminationszone konstant) ev. mit Bruchmechanik.
- Übergang von stabiler zu instabiler Delamination von CFK-Lamellen die auf Beton aufgeklebt sind.
- Externes Zugband aus faserverstärktem Kunststoff mit veränderlicher verbundloser Länge.
- Verankerung von Lamellen, die im gerissenen Querschnitt verankert sind, speziell auch für sehr kurze Lamellen.
- Lamellenende - Delamination von vorgespannten Lamellen, die mit der Gradientenmethode verankert sind.

Weiter sollte der maximal zulässige Vorspanngrad von Lamellen (analog $0.7f_{pk}$ bei Spannstahl) und der maximal zulässige Dehnungszuwachs in den vorgespannten Lamellen aus Belastung festgelegt werden.

8 Bisherige oder eingereichte Veröffentlichungen

Konferenzen

Czaderski, C. and M. Motavalli, *Strengthening of a large-scale prestressed RC bridge girder*. in COBRAE Conference 2005, Bridge Engineering with Polymer Composites, 2005, Dübendorf (Zürich), Switzerland, 30. March - 1. April 2005

Czaderski, C., M. Aram, and M. Motavalli, *Equilibrium Debonding* in International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), 2005, Hongkong

Journals

Czaderski, C. and M. Motavalli, *Determining Remaining Tendon Force of a Large-Scale 38-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Girder*, PCI JOURNAL, 2006 (July/August)

Czaderski, C. and M. Motavalli, *Large-scale concrete bridge girder strengthened with prestressed CFRP plates anchored using gradient method*, Composite Part B: Engineering, submitted for consideration for publication, 2005

9 Literaturverzeichnis

- [1] Deuring, M. and U. Meier, *Projekt Ibachbrücke*. in *6. Fachseminar Leistungsfähigkeit der modernen Klebtechnik*. 1992. Basel Hotel International.
- [2] Norm SIA262, *Swisscode: Betonbau (Concrete Structures)*. 2003: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA.
- [3] Stöcklin, I. and U. Meier. *Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP strips*. in *FRPRCS-6*. 2003. Singapore.
- [4] Kenel, A., P. Nellen, A. Frank, and P. Marti, *Reinforcing steel strains measured by Bragg grating sensors*. *Journal Of Materials In Civil Engineering*, 2005. **17**(4): p. 423-431.
- [5] Vornorm SIA166, *Klebebewehrungen (Externally bonded reinforcement)*. 2004: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA.
- [6] ACI, *ACI440.2R-02, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. 2002: American Concrete Institute.
- [7] Teng, J.G., J.F. Chen, S.T. Smith, and L. Lam, *FRP Strengthened RC Structures*. 2002, Chichester: John Wiley & Sons, Ltd., England.
- [8] *fib, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures - Bulletin 14*. 2001: International Federation for Structural Concrete (*fib*), Switzerland.
- [9] TR55, *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, Second Edition*. 2004: Technical Report No. 55 of the Concrete Society, UK.
- [10] Täljsten, B., *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures, Design Guidelines, Third Edition*. 2004: Luleå University of Technology, Sweden.