



**DIPLOMARBEIT**  
Master Thesis

**Belastungsversuche zur Untersuchung des  
Schubtragverhaltens von vorgespannten Brückenträgern**

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng.

Johann Kollegger

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Anton Schweighofer

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen  
Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Janauschek Michael

9825449

Faberhofstrasse 11/7  
5400 Hallein

Wien, am 31.05.2010

## Kurzfassung

In den 50er Jahren wurden die ersten Richtlinien für die Bemessung von Spannbetontragwerken herausgegeben. Im Jahr 2007 musste im Bereich des Südtirolerplatzes eine aus dem Jahr 1959 bestehende Spannbetonstrassenbrücke abgebrochen werden. Im Zuge von Umbauarbeiten des Südbahnhofes wurde die bestehende Brücke anhand der gültigen Normen auf ihre Tragsicherheit überprüft. Bei einigen der erforderlichen Belastungen waren speziell die Werte für die Querkrafttragfähigkeit stark überschritten.

Bei der Planung der Abbrucharbeiten wurde von der Österreichischen Bundesbahn in Zusammenarbeit mit dem Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien die Idee entwickelt, durch zerstörende Belastungsversuche die tatsächliche Schubtragfähigkeit der Brückenträger zu bestimmen.

In dieser Diplomarbeit wird ein Überblick, beginnend bei Normenentwicklung von Spannbetontragwerken, das verwendete Messprogramm zur Erfassung der auftretenden Spannungen und Verformungen und die Abschätzung der Versuchslast, die anhand von gängigen Modellen unter Berücksichtigung der durchgeführten Materialprüfungen durchgeführt wurden, bis hin zur Auswertung der Versuchsergebnisse und deren Vergleich mit den Normen gegeben.

## Abstract

In the 1950s the first guideline to calculate prestressed concrete beams was published. In the year 2007 some prestressed concrete beams had to be removed at the Vienna Südbahnhof. They were built in the year 1959. In the course of structural alteration works at the Südbahnhof the maximal load was determined and compared to the validated standard. Especially the maximal possible shear force was overstepped.

While planning the demolition work, the Austrian railway company ÖBB invented with the assistance of the institute Statical Structures of Technical University of Vienna the idea to test the beams on their maximum load in case of shear force.

This thesis shows the development of the former and validated standard. Furthermore the used measuring system for monitoring the planned experiments and the load estimate is described. Further on the measured results were appraised and compared to the validated standard.

## Danksagung

Ich danke allen Beteiligten bei der Umsetzung und Durchführung der beschriebenen Versuche. Speziell danke ich Herrn o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger und Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Markus Vill, die diese Arbeit ermöglicht haben. Weiters danke ich meinem Betreuer Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Anton Schweighofer, der mich Wort- und Tatkräftig bei der Umsetzung unterstützt hat.

1. Normenentwicklung.....	6
1.1. Richtlinie für die Bemessung von Spannbeton .....	6
1.1.1. Spannbetonarten .....	6
1.1.2. Berechnungsgrundsätze.....	7
1.2. ÖNorm B4250 Spannbetontragwerke .....	12
1.2.1. Klassifizierung der Spannbetonarten .....	12
1.2.2. Berechnungsgrundsätze.....	12
1.3. ÖNorm B4750 Spannbetontragwerke .....	15
1.3.1. Klassifizierung der Spannbetonarten .....	15
1.3.2. Berechnungsgrundsätze.....	17
1.4. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.....	19
1.4.1. Klassifizierung der Spannbetonarten .....	19
1.4.2. Berechnungsgrundsätze.....	21
2. Beschreibung Prüfträger .....	24
3. Versuchsaufbau .....	37
3.1. Zustand der Versuchsträger .....	37
3.2. Versuchsanordnung.....	37
3.2 Unterschiede in der Versuchsanordnung.....	48
4. Messprogramm .....	52
4.1. Erster Vorversuch .....	52
4.2. Zweiter und dritter Vorversuch.....	56
4.3. Erster und zweiter Hauptversuch.....	58
5. Abschätzung der Versuchslasten ohne Teilsicherheitsbeiwerte.....	60
5.1. Biegemoment.....	60
5.2. Lastabschätzung mittels Hauptnormalspannungen .....	62
5.2.1. Allgemeine Formeln.....	62
5.2.2. Berechnung der Hauptzugspannungen .....	62
5.2.3. Bestimmung von Reserven durch Bügelbewehrung .....	66
5.2.4. Ergebnis zufolge Hauptnormalspannung.....	67
5.3. Querkraftbemessung nach ÖNorm B4250 .....	67
5.3.1. Zugstrebenachweis.....	67
5.3.2. Druckstrebenachweis .....	68
5.4. Querkraftbemessung zufolge EN 1992-2 und ÖNorm B4700 .....	68

5.4.1. Zugstrebenachweis.....	68
5.4.2. Druckstrebenachweis .....	69
5.4.3. Ergebnisse zufolge Ö-Norm .....	69
5.5. Lastabschätzung mittels Fachwerkmodell .....	70
5.5.1. Werte Beton.....	70
5.5.2. Werte schlaffe Bewehrung.....	70
5.5.3. Spannkabel.....	70
5.5.4. Ergebnisse des Fachwerkmodells .....	71
5.4. Zulässige Querkraft.....	73
6. Versuchsdurchführung .....	74
6.1. Dokumentation.....	74
6.2. Erster Vorversuch .....	77
6.3. Zweiter Vorversuch .....	81
6.4. Dritter Vorversuch .....	83
6.5. Erster Hauptversuch .....	83
6.6. Zweiter Hauptversuch .....	84
7. Ergebnisse .....	86
7.1. Vorversuch 1 .....	86
7.2. Vorversuch 2.....	90
7.3. Vorversuch 3.....	92
7.4. Hauptversuch 1 .....	93
7.5. Hauptversuch 2.....	97
8. Schlussfolgerungen.....	101
Literaturverzeichnis .....	103
Abbildungsverzeichnis .....	104
Formelverzeichnis .....	106

## **1. Normenentwicklung**

### **1.1. Richtlinie für die Bemessung von Spannbeton**

Im Jahr 1953 wurde die erste Spannbetonrichtlinie, die DIN 4227 herausgebracht. Sie diente als Grundlage für die 1960 erschienene österreichische Richtlinie zur Spannbetonbemessung. Diese Richtlinie wurde in Übereinstimmung mit der zu dieser Zeit gültigen Stahlbetonnorm der B4200 erstellt.

Prof. Dr.- Ing. Fritz Leonhardt beschreibt in seinem Buch „Spannbeton für die Praxis“ (zweite Auflage aus dem Jahr 1962) die zu dieser Zeit gebräuchlichen Vorschriften.

#### **1.1.1. Spannbetonarten**

##### **1.1.1.1. Zeitpunkt des Vorspannens**

Es werden drei Arten des Vorspannzeitpunktes unterschieden. Bei der ersten Variante wird zu einem Zeitpunkt vorgespannt bei dem der Beton noch nicht erhärtet ist. Dieses Verfahren wird Spannbettverfahren genannt und nach wie vor verwendet. Die Endverankerung erfolgt hier über Haft- und Schubverbund. Bei der zweiten Variante erfolgt der Spannvorgang nach dem Erhärten des Betons. Die Verankerung der Vorspannung kann hier auf unterschiedliche Arten erfolgen. Eine abgewandelte Form der Vorspannung bei erhärtetem Beton nennt sich stufenweise Vorspannung. Je nach Erhärtungsgrad des Betons werden mehrere Spannvorgänge durchgeführt. [1]

##### **1.1.1.2. Art der Endverankerung**

Entsprechend der gängigen Methoden kann die Verankerung der Vorspannkkräfte auf drei unterschiedliche Arten erfolgen. Wie bereits beim Spannbettverfahren beschrieben, ist eine Variante die Einleitung der Spannkkräfte über Haft- und Schubverbund zwischen Spannkabel und Beton. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Endverankerung über Ankerköpfe. Die Spannkabel können mittels Keilen, Köpfen oder Muttern gesichert werden. Die dritte Art der Verankerung besteht in der Herstellung von Ankerschlaufen oder Haken. [1]

### 1.1.1.3. Vorspanngrad

Es werden hier im Wesentlichen drei Grade beschrieben.

Durch die „volle Vorspannung“ wird ein System erzeugt, welches unter den auftretenden Belastungen keine Zugspannungen im Beton ergibt. Die „beschränkte oder unvollkommene Vorspannung“ erlaubt jedoch das Auftreten von Zugspannungen. Diese werden durch schlaife Bewehrung abgedeckt. Das bei dieser Art der Vorspannung auftretende Rissbild zeigt im ungünstigsten Fall eine Haarrissbildung. Bei der „mäßigen Vorspannung“ wird keine Begrenzung der Zugspannung vorgenommen. Es stellt eine Variante zur Verminderung der Rissbildung dar und wird entsprechend der Vorschriften für biegebeanspruchte Träger mit Längskraft berechnet. [1]

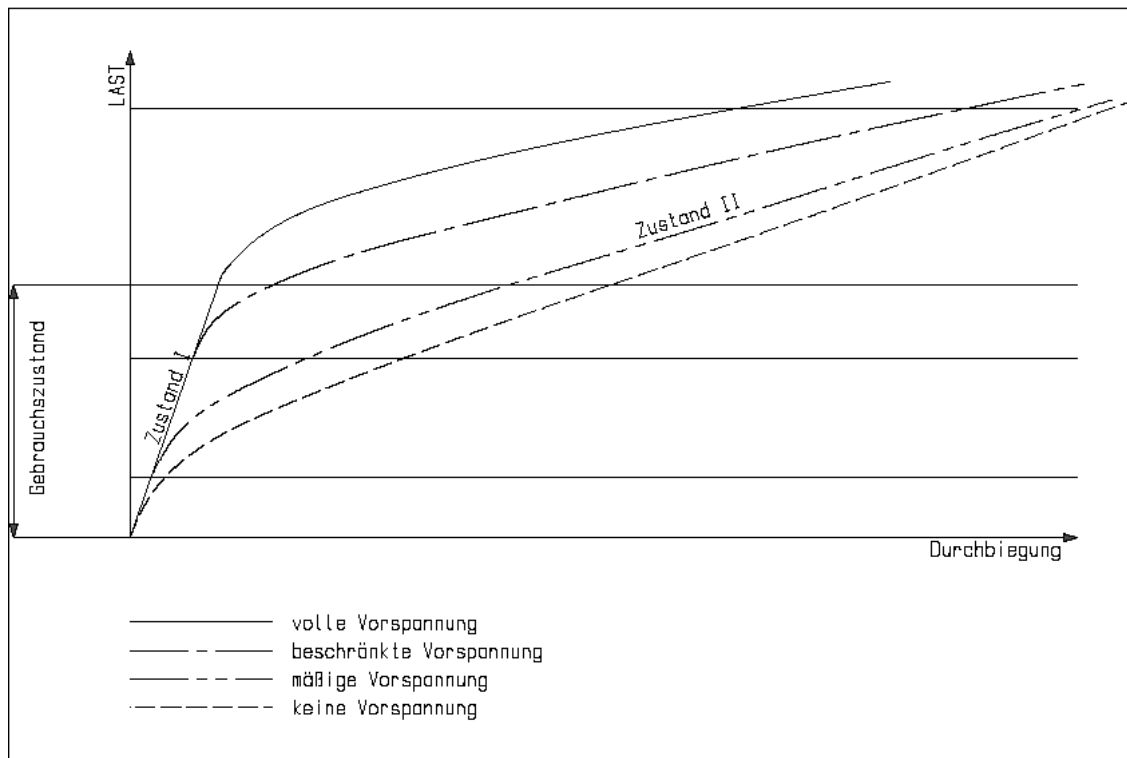


Abbildung 1: Last- Durchbiegungslinie bei unterschiedlichen Vorspanngraden [1]

### 1.1.2. Berechnungsgrundsätze

Wie gewöhnlich werden zu Beginn der Berechnung die resultierenden Schnittkräfte des Systems ermittelt. Aus den erhaltenen Schnittkräften werden die wesentlichen Spannungen ermittelt. Für die Materialien wurden unterschiedliche Sicherheitsfaktoren festgesetzt. Je nach versagendem Material



wurde der Sicherheitsbeiwert für Stahl auf  $\nu=1,75$  und der Wert für Beton mit  $\nu =2,5$  festgelegt. [1]

### 1.1.2.1. Längsspannungen $\sigma_x$

Die Ermittlung der Längsspannungen erfolgt über die Berechnung der Randspannungen aus Biegung und Längskraft. Je nach System können die größten Spannungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten. Das bedeutet, dass neben den Endzuständen auch Bauzustände untersucht werden müssen.

$$\sigma_o = \frac{N}{A} - \frac{M_g + M_v}{W_{on}} - \frac{M_p}{W_{oi}}$$

$$\sigma_u = \frac{N}{A} + \frac{M_g + M_v}{W_{un}} + \frac{M_p}{W_{ui}}$$

$M_g$ ...Biegemoment zuf. Eigengewicht

$M_p$ ...Biegemoment zuf. Nutzlast

$M_v$ ...Biegemoment zuf. Vorspannung

$N$ ....Normalkraft

$A$ ....Querschnittsfläche

$W_n$ ...Widerstandsmoment – Netto

$W_i$ ...Widerstandsmoment - Ideell

**Formel 1a – 1b Randzugspannungen für Vorspannung mit Verbund [1]**

### 1.1.2.2. Schubspannungen $\tau_{xy}$

Bei der Ermittlung der Schubspannungen wird zwischen parallelgurtigen und Trägern mit veränderlicher Höhe unterschieden. Bei ebenen Querschnitten kann bei der Annahme einer konstanten Normalkraft die Schubspannung aus der Querkraft ermittelt werden.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_1}{I \cdot b_1}$$

$S_1$ ...Statisches Moment

$I$ .....Trägheitsmoment

$b_1$ ...Querschnittsbreite

$Q$ ....Querkraft im betrachteten Schnitt

**Formel 2: Schubspannung bei parallelgurtigen Trägern [1]**

Bei Trägern mit veränderlicher Höhe haben zusätzlich zur Querkraft auch die Normalkraft, das Moment und der Grad der Höhenänderung einen Einfluss.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_1}{I \cdot b_1} \pm \sigma_s \cdot y_s \cdot \tan \alpha \cdot \frac{S_1}{J} \pm \sigma_s \cdot \tan \alpha \cdot \frac{F_1}{F}$$

$S_1$ ...Statisches Moment

$J$ .....Trägheitsmoment

$b_1$ ...Querschnittsbreite

$Q$ ....Querkraft im betrachteten Schnitt

$y_s$ ...Abstand des geneigten Randes vom Schwerpunkt

$F_1$ ...Querschnittsfläche unter dem betrachteten Schnitt

$F$ ....Querschnittsfläche

$\alpha$ ....Neigung der veränderlichen Höhe

**Formel 3: Schubspannung bei Rechteckträgern veränderlicher Höhe [1]**

### 1.1.2.3. Querspannungen $\sigma_y$ und $\sigma_z$

Da die Querspannungen als Spannungen zur Hauptachse des Trägers bezeichnet werden, kann  $\sigma_z$  in den meisten Fällen vernachlässigt werden. Es sind also nur die Spannungen in Richtung der Trägerhöhe zu berücksichtigen. Aus den Umlenkkraften der Vorspannung und der Breite des Steges ergibt sich die Querspannung. [1]

$$\sigma_y = \frac{U}{b_0}$$

$U$ ....Umlenkkraft zuf. Vorspannung

$b_0$ ...Querschnittsbreite Steg

**Formel 4: Querspannung zufolge Umlenkkraft [1]**

Oft sind diese Spannungen so gering, dass sie ebenfalls vernachlässigt werden können.

#### 1.1.2.4. Hauptspannungen

Unter der Vernachlässigung der Spannungen in der Z- Ebene können die Hauptspannungen wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2}$$

**Formel 5: Hauptzugspannung [1]**

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2}$$

$\sigma_x$ ...Längsspannung in Richtung der Spannweite

$\sigma_y$ ...Längsspannung in Richtung der Balkenhöhe

$\tau$ .....Schubspannung

**Formel 6: Hauptdruckspannung [1]**

Die Richtung der Hauptzugspannung lässt sich wie folgt über den Mohrschen Trägheitskreis bestimmen.

$$\tan 2\alpha = \frac{2 \cdot \tau}{\sigma_x - \sigma_y}$$

**Formel 7: Winkel der Hauptzugspannung [1]**

Der Hauptzugspannung wird hier besondere Aufmerksamkeit beigemessen, da sie zur Rissbildung führen kann und gegebenenfalls durch eine Vergrößerung der Vorspannung oder durch schlaife Bewehrung abgedeckt werden muss. Die zulässige Hauptnormalspannung für einen vorgespannten Träger mit einer Würfeldruckfestigkeit von 50N/mm<sup>2</sup> wurde mit einem Wert von 2,3N/mm<sup>2</sup> beschränkt. Wurde dieser Grenzwert überschritten, mussten die auftretenden Spannungen durch Bügel abgedeckt werden. Laut Dipl. Ing. Dr. Fritz Bauer (Bauer Spannbetonbauten) [2] kann bei einer Überschreitung in Anlehnung an die DIN 4227 wie folgt vorgegangen werden:

- Es wird eine reduzierte Hauptnormalspannung berechnet

$$red\sigma_1 = \frac{\sigma_1^2}{zul\sigma_1}$$

**Formel 8: Reduzierte Hauptnormalspannung [2]**

- Mit der Trägerbreite, dem Winkel und der reduzierten Größe der Hauptnormalspannung wird eine Zugkraft errechnet

$$Z_1 = red\sigma_1 \cdot b_0 \cdot \sin \alpha$$

**Formel 9: Zugkraft durch Überschreitung der zul. Hauptnormalspannung [2]**

- Die errechnete Zugkraft kann durch Bügel, Schrägeinlagen oder Spannstähe aufgenommen werden.

$$Z_{1BÜGEL} = \frac{F_e}{a} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

$F_e$ ...Querschnittsfläche der Bügelbewehrung

$a$ .....Abstand der Bügelbewehrung

$f_{yd}$ ...Streckgrenze der Bewehrung

$\alpha$ .....Neigung der Bewehrung

**Formel 10: Aufnehmbare Zugkraft der Bügelbewehrung [2]**

Viele Tragwerke der damaligen Zeit wurden so ausgelegt, dass sich im Gebrauchszustand nur sehr geringe Hauptzugspannungen ergaben. Ebenso ergaben die Nachweise des Schubbruches oft keine erforderliche Bügelbewehrung in den Stegen.

**1.1.2.5. Mindestbügelbewehrung**

Leonhardt beschreibt auch bei Tragwerken, die rechnerisch keine Bügelbewehrung erfordern, das Auftreten von Eigenspannungen im Beton und empfiehlt daher eine Mindestbewehrung die vom Querschnitt des Steges und der gewählten Betongüte abhängig ist.

Betongüte	B 300	B 450	B 600
min $F_e$ Bügelbewehrung in % von $b_0$ ...Querschnittsbreite	0,2	0,25	0,25

**Tabelle 1: Mindestbügelbewehrung in Stegen in % von  $b_0 \cdot h$  [2]**

## **1.2. ÖNorm B4250 Spannbetontragwerke**

Im Jahr 1974 wurde die erste österreichische Norm für Spannbeton herausgebracht. Die Bemessung der Schubkraft und der daraus resultierenden Bügelbewehrung erfolgte in Anlehnung an die, zu dieser Zeit gültigen Stahlbetonnorm, der Önorm B4200.

### **1.2.1. Klassifizierung der Spannbetonarten**

Die Einteilung in die Arten der Vorspannung erfolgte ähnlich der Richtlinien für Spannbeton. [4]

#### **1.2.1.1. Zeitpunkt des Vorspannens**

Im Hinblick auf die möglichen Zeitpunkte des Vorspannens ergeben sich zu den Vorgängernormen keine Unterschiede.

#### **1.2.1.2. Grad der Vorspannung**

Die Vorspanngrade wurden mit voller Vorspannung – Klasse I, beschränkter Vorspannung – Klasse II und schwacher Vorspannung – Klasse III bezeichnet. Bei Klasse I Bauteilen wurden unter den maßgebenden Gebrauchslasten nur Druckspannungen im gesamten Querschnitt zugelassen. Bei Träger der Klasse II durften Zugspannungen im Beton nur im Ausmaß der zulässigen Betonzugspannungen auftreten, sodass eine Berechnung im Zustand I, also im ungerissenen Zustand möglich war. Klasse III Tragwerke unterlagen keiner Begrenzung von Zugspannungen und mussten im gerissenen Zustand II berechnet werden. [4]

#### **1.2.1.3. Arten des Verbundes**

In der ÖNorm B4250 werden 3 Arten des Verbundes beschrieben. Wie bei ihrem Nachfolger, der ÖNorm B4750, wird zwischen sofortigem und nachträglichem Verbund, sowie der verbundlosen Vorspannung unterschieden. [4]

### **1.2.2. Berechnungsgrundsätze**

Bei der Nachweisführung behielt die Berechnung der Hauptspannungen ebenfalls eine wesentliche Rolle.

### 1.2.2.1. Hauptzugspannungen

Die anhand der Richtlinien für Spannbeton unter Gebrauchslast ermittelten Hauptzugspannungen konnten entsprechend der Betonfestigkeit der Bauteile mit vorgegebenen Tabellenwerten verglichen werden.

Die zulässigen Werte variierten zwischen den Mittelflächen der Gurte und Stege und zwischen den Außenflächen. Ein weiteres Kriterium bestand im Grad der Vorspannung. Für Bauteile der Klassen I und II musste mit geringeren Werten gerechnet werden, als für Klasse III. [4]

	Anwendungsbereich	zulässige Betonspannung in N/mm <sup>2</sup> bei den Festigkeiten $W_{28}$			
		300	400	500	600
Hauptzugspannungen	Unter Gebrauchslast bei voller und beschränkter Vorspannung in den Mittelflächen der Stege und Gurte an den Außenflächen	1,8 2,2	2,2 2,7	2,5 3,1	2,8 3,5
	Unter Gebrauchslast bei schwacher Vorspannung in den Mittelflächen der Stege und Gurte an den Außenflächen	3,2 4,1	3,9 5,0	4,5 4,7	5,0 6,3

**Abbildung 2: Zulässige Hauptzugspannungen laut ÖNorm B4250 [4]**

### 1.2.2.2. Hauptdruckspannung

Die zulässigen Hauptdruckspannungen konnten analog der zulässigen Zugspannungen ebenfalls einer Tabelle entnommen werden. Es bestand jedoch ein wesentlicher Einfluss durch die Neigung der von der Stegbewehrung aufnehmbaren Zugkraft. Bei einer Neigung zwischen 45° und 60° musste mit dem Faktor 0,9 abgemindert werden. Zwischen 60° und 75° war ein Faktor 0,7 gültig und für eine Neigung zwischen 75° und 90° musste mit dem Faktor 0,5 gerechnet werden. [4]

	Anwendungsbereich	zulässige Betonspannung in N/mm <sup>2</sup> bei den Festigkeiten $W_{28}$			
		300	400	500	600
Beton auf Druck	In der Druckzone; in der vorgeprägten Zugzone nach Aufbringung aller ständigen Lasten mittiger Druck	9,0	12,0	14,0	16,0

**Abbildung 3: Zulässige Hauptdruckspannungen laut ÖNorm B4250 [4]**

### 1.2.2.3. Schrägzugbewehrung

Die Bemessung der erforderlichen Bügelbewehrung erfolgt über Ermittlung der schrägen Zugkraft je Längeneinheit der Stabachse.

$$n_{\alpha} = \frac{\text{red}Q}{d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

redQ...reduzierte Querkraft im Bemessungsquerschnitt

d.....Statische Höhe

$\alpha$ .....Neigung der Bewehrung

**Formel 11: Zugkraft je Längeneinheit laut ÖNorm B4250 [4]**

mit

$$\text{red}Q = Q^* - Z \cdot \tan \gamma_z - D_b \cdot \tan \gamma_D - 1,4 \cdot \tau_1 \cdot b \cdot d$$

**Formel 12: Abgeminderte Querkraft laut ÖNorm B4250 [4]**

Wobei  $Q^*$  die rechnerische Querlast unter Traglast, Z die resultierende Zugkraft der Spannbewehrung unter Gebrauchslast,  $D_b$  die Betondruckkraft unter Traglast,  $\gamma_z$  und  $\gamma_D$  den Winkel der Resultierenden Zug-, bzw. Druckkraft beschreiben.  $\tau_1$  ist ein Richtwert für die zulässige Schubspannung zufolge ÖNorm B4200. Mit den Werten b und d werden die Querschnittsabmessungen bezeichnet. [3]

Bei Aufnahme der Schrägzugkräfte durch ausschließlich schlaffe Bewehrung galt:

$$f_{e\alpha} = \frac{n_{\alpha}}{\sigma_e}$$

**Formel 13: erforderliche schlaffe Bügelbewehrung laut ÖNorm B4250 [4]**

### 1.2.2.4. Mindestbewehrung

Für Bereiche in denen bestimmte Grenzwerte der Hauptzugspannungen nicht überschritten wurden, musste entsprechend der ÖNorm B4200 eine Mindestbewehrung je m Trägerlänge und Seitenfläche vorgesehen werden. [3]

		Anwendungsbereich	zulässige Betonspannung in N/mm <sup>2</sup> bei den Festigkeiten $W_{28}$			
			300	400	500	600
Hauptzug- Spannung	Grenzwert unter Gebrauchslast					
		in den Mittelflächen der Stege und Gurte	0,4	0,5	0,6	0,7
		an den Außenflächen	0,5	0,6	0,7	0,8

**Abbildung 4: Grenzwerte der Hauptzugspannung laut ÖNorm B4250 [4]**

$$A_s = \frac{85 \cdot \tau_1 \cdot b_0}{\sigma_s}$$

**Formel 14: Mindestbügelbewehrung je m + Seite laut ÖNorm B4200 [3]**

Bei einer Festigkeitsklasse B300 konnte laut Tabelle eine zulässige Schubspannung  $\tau_1$  von 0,4N/mm<sup>2</sup> angenommen werden. [4]

### **1.3. ÖNorm B4750 Spannbetontragwerke**

Im Jahr 1995 wurde die ÖNorm B4750 herausgegeben. Sie stellte in Verbindung mit der ÖNorm B4700 eine Eurocodenahe Bemessung von Spannbetontragwerken dar.

#### **1.3.1. Klassifizierung der Spannbetonarten**

##### **1.3.1.1. Zeitpunkt des Vorspannens**

Bezüglich der möglichen Zeitpunkte des Vorspannens ergeben sich zu den Vorgängernormen keine Unterschiede.

##### **1.3.1.2. Grad der Vorspannung**

In der ÖNorm B4750 werden zwei Arten von Vorspannung, die in Abhängigkeit von Einwirkungskombinationen und dem daraus resultierenden Grenzzustand der Dekompression bestimmt werden, beschrieben. Es werden die volle und die teilweise Vorspannung beschrieben. Bei der vollen Vorspannung wird unter der „selten auftretenden Einwirkungskombination“ der Zustand der Dekompression erfüllt. Bei teilweiser Vorspannung wird dieser Zustand nicht erfüllt. [6]

##### **1.3.1.3. Einteilung der Nachweisbedingungen**

Um eine weitgehend wirtschaftliche Berechnung von Spannbetontragwerken zu ermöglichen, wurden so genannte Anforderungsklassen festgelegt. Diese gaben vor, welche Einwirkungskombinationen für unterschiedliche Spannverfahren anzuwenden waren.



Anforderungsklasse	Einwirkungskombination (EK) für den Nachweis der	
	Dekompression	Rissbreitenbeschränkung
<b>A</b>	<b>Seltene EK</b>	---
<b>B</b>	<b>Häufige EK</b>	<b>seltene EK</b>
<b>C</b>	<b>Quasi-ständige EK</b>	<b>häufige EK</b>
<b>D</b>	---	häufige EK
<b>E</b>	---	quasi-ständige EK

**Abbildung 5: Anforderungsklassen gemäß ÖNorm B4750 [6]**

	Expositionsklasse	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	Vorspannung ohne Verbund
1	X0, XC1	C	C	E
2	XC2, XC3, XC4, XD1, XF1, XF2, XF3	B	C	E
3	XA1, XA2, XD2	B	B	E
4	XA3, XD3, XF4	B und besondere Maßnahmen	B und besondere Maßnahmen	D

**Abbildung 6: Mindestanforderungsklassen gemäß ÖNorm B4750 [6]**

#### 1.3.1.4. Art der Spanngliedführung

Die Einteilung erfolgte hier in interne und externe Spanngliedführung wobei für die externe Variante die ÖNorm B4760 Gültigkeit erlangte.

#### 1.3.1.5. Art des Verbundes

Es wurden drei Arten von Verbundwirkungen beschrieben.

Beim Spannbettverfahren bei dem die Vorspannung gegen feste Widerlager geführt wird und der Beton nach dem Spannen um die Vorspannkabel oder Litzen erhärtet, spricht man von sofortigem Verbund. Die beiden anderen Methoden kommen bei der Vorspannung von bereits erhärtetem Beton zum Einsatz. Spannglieder mit nachträglichem Verbund werden nach Beendigung des Spannvorganges in ihrem Hüllrohr verpresst. Spannglieder ohne Verbund sind korrosionsgeschützte Spannglieder, die gleitend geführt werden. [6]

### 1.3.2. Berechnungsgrundsätze

Eine wesentliche Änderung im Nachweisverfahren ergab sich durch die Einführung des so genannten semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes. Es wird der Bemessungswert der Einwirkung einem Bemessungswert des Widerstandes gegenübergestellt. Für den Fall des Querkraftnachweises waren folgende Bedingungen einzuhalten:

$$V_{Rdc} \geq V_{Sd} \quad \text{und}$$

$$V_{Rds} \geq V_{Sd}$$

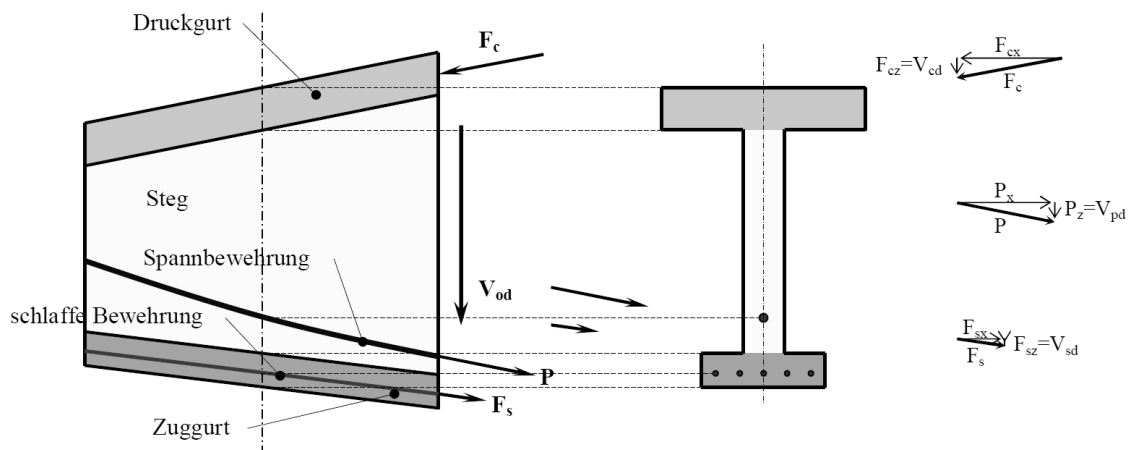
#### Formel 15: Querkraftnachweis [5]

$V_{Sd}$  bezeichnet den Bemessungswert der Querkraft.  $V_{Rdc}$  und  $V_{Rds}$  geben den Wert des Widerstandes der Betondruckstrebe und den Widerstand der Zugstrebe aus Bewehrungsstahl an.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ergibt sich durch:

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{cd} - V_{sd} - V_{pd}$$

#### Formel 16: Querkraftwiderstand [6]



**Abbildung 7: Definition der in Formel 16 verwendeten Bezeichnung gemäß ÖNorm B4750 [6]**

### 1.3.2.1. Querkrafttragfähigkeit der Betondruckstrebe

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Betondruckstreben konnte zwischen unterschiedlichen Neigungen zur Bauteilachse variiert werden.

$$0,6 \leq \tan \beta \leq 1,0 \text{ für } \varepsilon_p^{(1)} \geq 0,025$$

$$0,4 \leq \tan \beta \leq 1,0 \text{ für } \varepsilon_p^{(1)} \leq 0$$

#### Formel 17: Grenzen der zulässigen Betondruckstrebenneigung [5]

(Zwischenwerte  $0 < \varepsilon_p^{(1)} < 0,025$  linear interpolieren)

Aufgrund von Dehnungen der Bügelbewehrung verursachte Querdehnungen wurden mit einem Abminderungsfaktor berücksichtigt.

$$v = 0,7 - \frac{1,5 \cdot f_{cd}}{200} \geq 0,5$$

#### Formel 18: Abminderungsfaktor $v$ [5]

Mit Kenntnis der geringsten Stegbreite  $b_w$  und dem inneren Hebelarm  $z$  ließ sich für Bauteile mit einer vertikalen Bügelbewehrung die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe wie folgt berechnen:

$$V_{Rdc} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \beta + \tan \beta} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$$

#### Formel 19: Querkrafttragfähigkeit von Betondruckstreben laut ÖNorm B4700 [5]

Für den speziellen Fall der Vorspannung ergaben sich für die Tragfähigkeit der Betondruckstreben noch zwei Abminderungsbeiwerte. Für verpresste Hüllrohre mit einem Durchmesser  $> b_w/8$  musste die geringste Stegbreite um den halben Durchmesser des Hüllrohres reduziert werden. Weiters wurde die Tragfähigkeit der Druckstrebe aufgrund von im Bauteil wirkendem Längsdruck reduziert.

$$V_{Rdc,red} = 1,67 \cdot V_{Rdc} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}}\right) \leq V_{Rdc}$$

#### Formel 20: Aufgrund von Längsdruck abgeminderte Betondruckstrebentragfähigkeit [6]

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N_{sd} - |P| + f_{yd} \cdot A_{s2}}{A_c}$$

#### Formel 21: mittlere wirksame Betonspannung zufolge Längsdruck laut ÖNorm B4750 [6]

### **1.3.2.2. Querkrafttragfähigkeit der Schrägzugbewehrung**

Der Widerstand der Schrägzugbewehrung ließ sich relativ einfach aus den gewählten Betondruckstreben Neigung  $\beta$ , dem inneren Hebelarm  $z$ , dem Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls  $f_{yd}$  und dem Bügelabstand  $s$  ermitteln.

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta$$

**Formel 22: Tragfähigkeit der Schrägzugbewehrung laut ÖNorm B4700 [5]**

### **1.3.2.3. Mindestbügelbewehrung**

Laut ÖNorm B4700 hängt die Mindestbewehrung der Stahlbetonträger von der mittleren Betonzuspannung  $f_{ctm}$ , dem Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls  $f_{yd}$ , dem Bügelabstand  $s$  und der kleinsten Stegbreite  $b_w$  ab.

$$a_{s,\min} = \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{15 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b_w$$

**Formel 23: Mindestbügelbewehrung laut ÖNorm B4700 [5]**

## **1.4. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken**

Die Eurocode Normen sind Regelwerke zur Vereinheitlichung des europäischen Bemessungswesens und erlangten nach einer längeren Einführungsphase am 31.5.2009 ihre volle Gültigkeit.

In den Eurocodes wird die Vorspannung als Teil der Lastfälle definiert und entsprechend der Einwirkungskombinationen in Rechnung gestellt. Ein wichtiger Punkt bei der Berechnung von Spannbetontragwerken stellt sicher, dass beim Versagen von Spanngliedern kein Bauteilversagen ohne vorherige Ankündigung auftreten darf. [7]

### **1.4.1. Klassifizierung der Spannbetonarten**

#### **1.4.1.1. Zeitpunkt des Vorspannens**

Im Hinblick auf den möglichen Zeitpunkt des Vorspannens ergeben sich zu den Vorgängernormen keine Unterschiede.

#### **1.4.1.2. Verhinderung von Versagen ohne Ankündigung**

Der Eurocode EN 1992-1-1 beschreibt in seinen allgemeinen Ausführungen fünf Varianten, um ein ankündigungsfreies Versagen von Spannbetontragwerken zu verhindern:

- Einbau einer Mindestbewehrung
- Einbau von Spanngliedern mit sofortigem Verbund
- Leichte Zugänglichkeit zu Bauteilen aus Spannbeton, um eine zerstörungsfreie Prüfung durchführen zu können
- Führung von ausreichenden Nachweisen der Spannglieder hinsichtlich Zuverlässigkeit
- Die Sicherstellung, dass beim Verlust von Teilen der Vorspannung oder Zunahme der Belastung eine Rissbildung entsteht noch bevor der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist. [7]

Die Wahl des jeweiligen zulässigen Verfahrens wird im nationalen Anhang des Eurocodes vorgeschrieben:

- Nachweis der Tragfähigkeit mit reduzierter Spannstahlfläche
- Einbau von Mindestbewehrung

$$A_{s,\min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}}$$

#### **Formel 24: Mindestbewehrung laut EN 1992-2 [9]**

Der Wert  $M_{rep}$  bezeichnet das Rissmoment unter vorgegebenen Voraussetzungen:

- Sicherstellung eines sinnvollen Inspektionsverfahrens, das mit den nationalen Behörden auf Grundlage hinreichender Beweismittel zu vereinbaren ist.

#### **1.4.1.3. Art der Spanngliedführung**

Die Art der Spanngliedführung unterscheidet sich nicht von der ÖNorm B4750.

#### **1.4.1.4. Art des Verbundes**

Auch die möglichen Arten des Verbundes gleichen denen der ÖNorm B4750.

### 1.4.2. Berechnungsgrundsätze

Da die ÖNorm B4750 bereits einen fließenden Übergang zum heute gültigen Eurocode darstellt, änderte sich auch an der Art der Nachweisführung und der Gegenüberstellung von Bemessungslasten und Bemessungswiderständen nichts. Eine leichte Korrektur der Rechenformalismen ist jedoch festzustellen.

Der Querkraftwiderstand wird wie folgt definiert:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

#### Formel 25: Querkraftwiderstand lt. Eurocode [9]

$V_{rd,s}$  bezeichnet den Wert des Querkraftwiderstands der Querkraftbewehrung (begrenzt durch deren Fließgrenze),  $V_{ccd}$  und  $V_{td}$  bezeichnen die Querkraftkomponenten der Druckzone bzw. Zugbewehrung von geneigten Gurten.

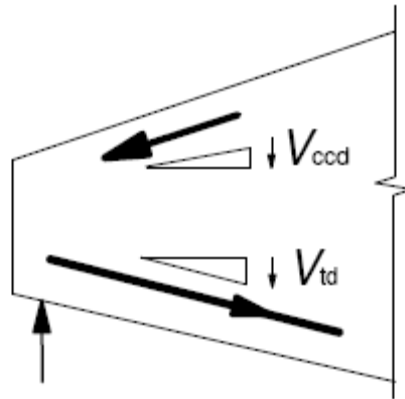


Abbildung 8: Querkraftkomponenten für Bauteile mit geneigtem Gurt laut EN 1992-1-1 [7]

#### 1.4.2.1. Bauteile ohne rechnerische Querkraftbewehrung

Für die Bemessung des Querschnittwiderstandes von plattenförmigen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und bei Einfeldträgern aus Spannbeton ohne Querkraftbewehrung gilt:

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

#### Formel 26: Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung laut EN 1992-2 [9]

für  $V_{Rd,c}$  gilt mindestens:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

#### Formel 27: Mindestwert für $V_{Rd,c}$ laut EN 1992-2 [9]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

**Formel 28: Beiwert k [9]**

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

**Formel 29: Bewehrungsgrad [9]**

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$$

**Formel 30: Normalspannung im Querschnitte zufolge Vorspannung  $N_{ed}$  [9]**

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

**Formel 31: Beiwert  $v_{\min}$  [9]**

Bei Tragwerken die aufgrund von Biegezugspannungen ungerissen sind, kann der Querkraftwiderstand über die Betonzugfestigkeit bestimmt werden.

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

**Formel 32: Querkraftwiderstand von Spannbetoneinfeldträgern laut EN 1992-1-1 [7]**

$I$  bezeichnet das Flächenträgheitsmoment,  $b_w$  die Querschnittsbreite im Schwerpunkt unter Berücksichtigung der Hüllrohre,  $S$  das Flächenmoment 1. Grades oberhalb der Schwerachse und  $\alpha_l$  bezeichnet einen Beiwert für die verwendete Vorspannart.

#### **1.4.2.2. Bauteile mit rechnerischer Querkraftbewehrung**

Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von bügelbewehrten Bauteilen basiert auf einem Fachwerkmodell mit begrenzter Betondruckstrebenneigung.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

**Formel 33: Eingrenzung der Betondruckstrebenneigung [7]**

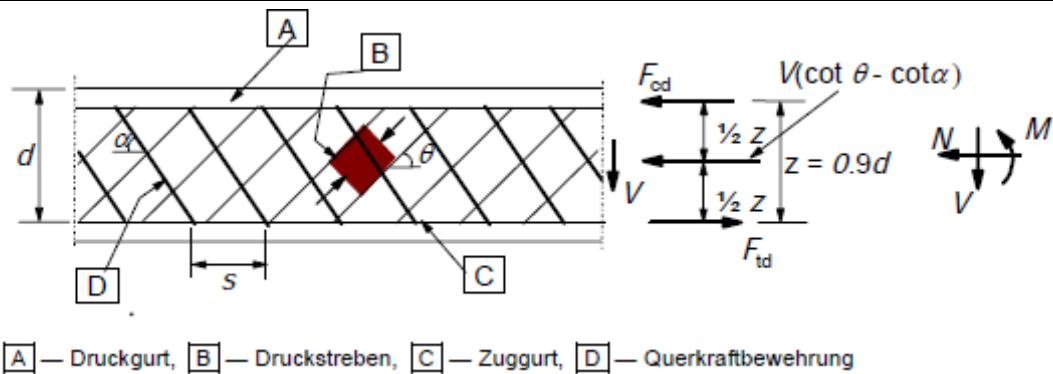


Abbildung 9: Fachwerkmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung laut EN 1992-1-1 [7]

Für Bauteile mit einer vertikalen Bügelbewehrung gilt der kleinere Wert aus den nachfolgenden Formeln:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Formel 34: Querkraftwiderstand laut EN 1992-2 [9]

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Formel 35: Maximalwert des Querkraftwiderstandes laut EN 1992-2 [9]

$A_{sw}$  gibt die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung und  $s$  ihren Abstand an.  $v_1$  ist ein Beiwert zur Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des gerissenen Betons,  $\alpha_{cw}$  berücksichtigt den Spannungszustand des Druckgurtes.

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Formel 36: Abminderungsbeiwert für gerissenen Beton [9]

### 1.4.2.3. Mindestbügelbewehrung

Auch bei Bauteilen, die rechnerisch keine Bügelbewehrung erfordern, muss laut EN1991-1-1 eine Mindestbewehrung vorgesehen werden.

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{y,d}}$$

Formel 37: Mindestbewehrungsgrad laut EN B 1992-1-1 [8]



## 2. Beschreibung Prüfträger

Bei den Versuchsträgern handelt es sich um parallel eingebaute, vorgespannte Plattenbalkenträger, welche, Mann an Mann verlegt, als Überdachung eines Bahnsteiges und einer Brücke über den Selbigen dienen.



**Abbildung 10: Brückenträger im eingebauten Zustand**

Im Zuge von Umbauarbeiten der S-Bahnstation Südtirolerplatz sollten die Versuchsträger mit außergewöhnlichen Belastungen durch Schwertransporte beaufschlagt werden. Aus diesem Grund wurde die Statik der Plattenbalkenträger nach heutigen Normen überprüft. Bei der statischen Kontrolle wurde eine zu geringe Schubkrafttragfähigkeit festgestellt. Da die bestehende Konstruktion aus diesem Grund den Anforderungen nicht entsprach, wurde das Bauwerk abgebrochen und durch ein belastungskonformes Bauwerk ersetzt.



**Abbildung 11: Bahnsteig Überdachung**



**Abbildung 12: Lagerung der Versuchsträger**

Da der Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit nicht mit trivialen Ansätzen bestimmt werden kann, entstand die Idee, einige der bestehenden Brückenträger auf Querkraftversagen zu prüfen.

Vier der abgebrochenen Träger wurden auf ein ÖBB Gelände für die weiteren Versuche transportiert und auf Holzschwellen aufgelagert.

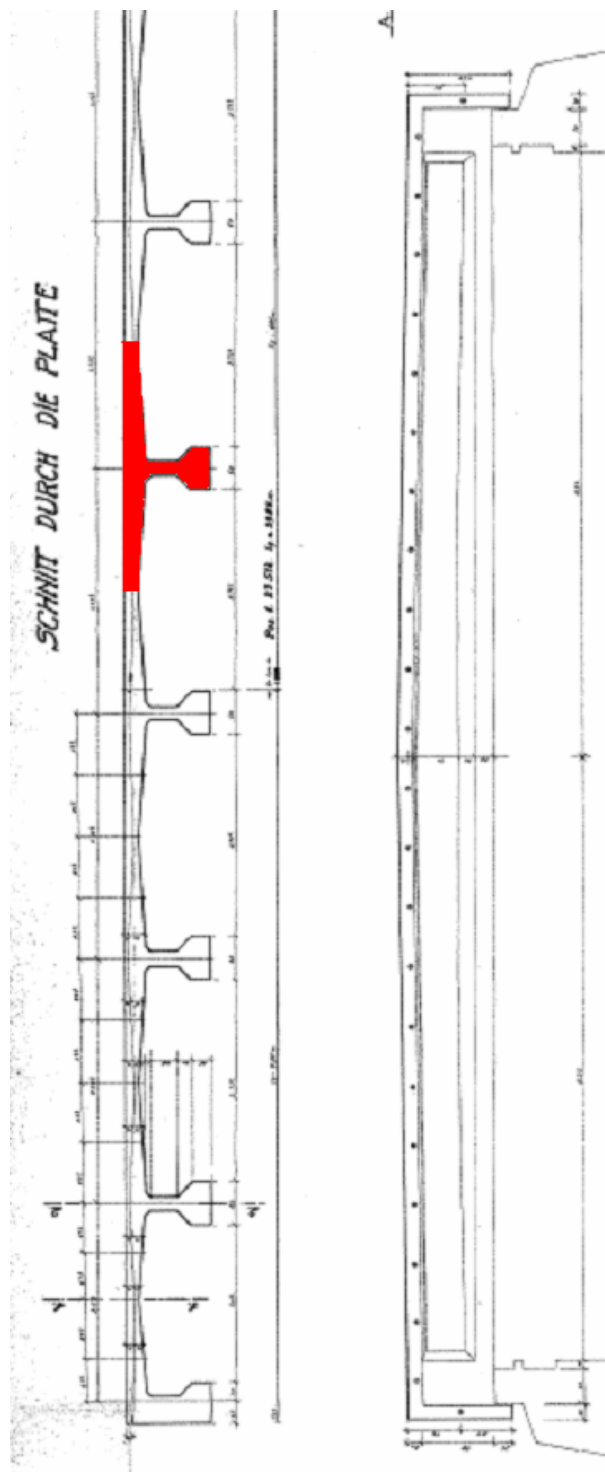
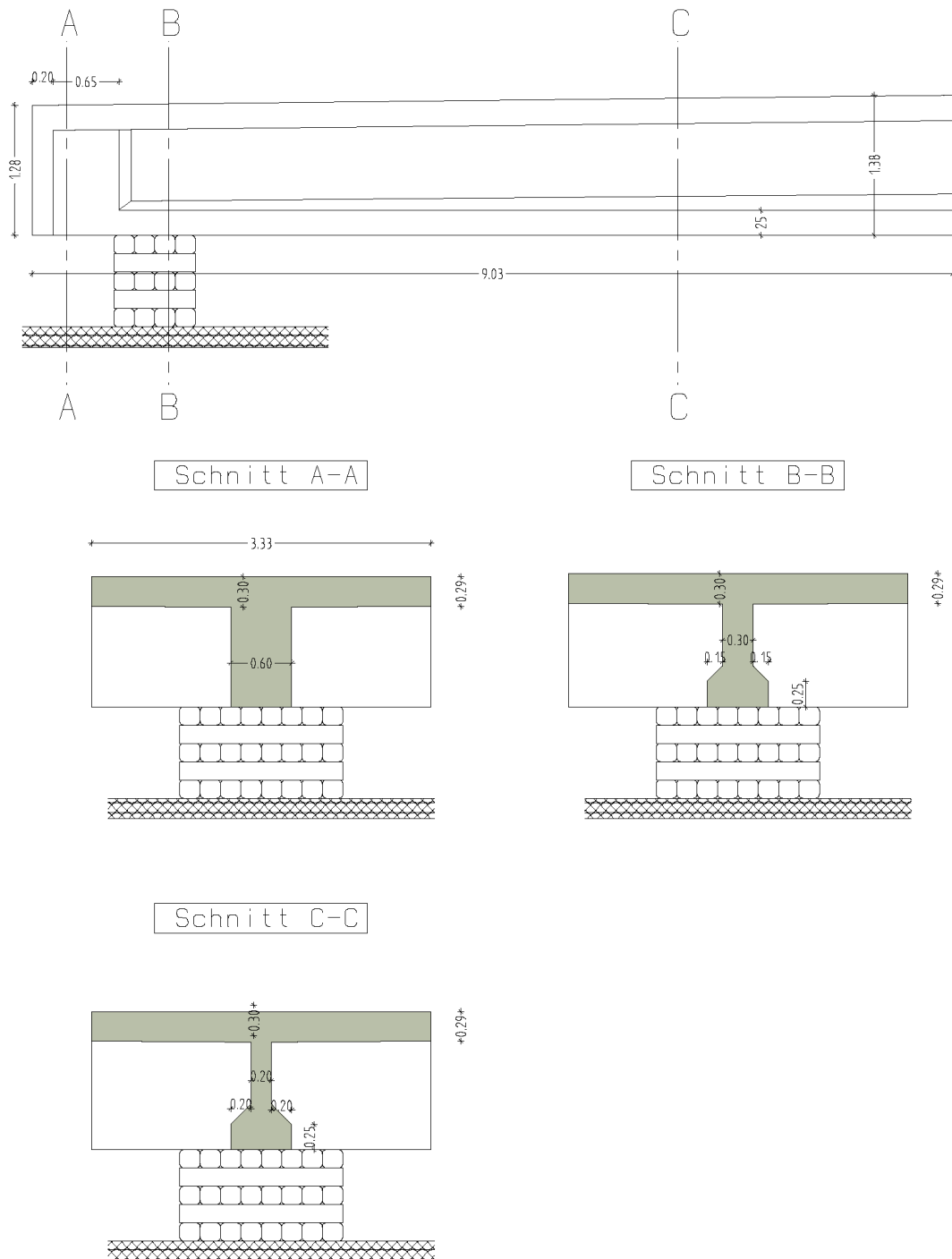


Abbildung 13: Anordnung Brückenträger im Einbauzustand [10]

Wie bereits beschrieben, handelt es sich bei den Versuchsträgern um vorgespannte Plattenbalkenträger. Die Träger sind gevoutet ausgeführt und weisen eine Höhe von 128cm bis 138cm auf. Die Platte weist im Schnitt eine Stärke von 29-31cm auf. Die Breite der Platte beträgt 3,33m. Im Bereich der Auflager sind die Stege mit einer Stärke von 60cm ausgebildet. Im Abstand von ca. 95cm zum Trägerrand verjüngen sich die Stege abrupt auf 30cm. Bis hin zur Trägermitte erfolgt eine kontinuierliche Verjüngung auf 20cm. Der Untergurt des Trägers läuft in der vollen Breite von 60cm und mit einer Höhe von 25cm über die gesamte Länge durch. Die Gesamtlänge beträgt 18,06m.



**Abbildung 14: Versuchsträger**

Die Armierung der Träger gliedert sich in schlaufe und vorgespannte Bewehrung. In der Zugzone ist im Randbereich eine schlaufe Bewehrung von  $3\text{Ø}18$ , in Feldmitte  $5\text{Ø}24$  vorhanden. Als Druckbewehrung laufen  $2\text{Ø}18$  durch. Die Bügelbewehrung gliedert sich in 3 Bereiche:  $x=0-0,9\text{m}$   $\text{Ø}12/20$ ;  $x=0,9\text{m}-1/3L$   $\text{Ø}12/25$ ;  $x=1/3-2/3L$   $\text{Ø}10/25$ .

Schlaffe Bewehrung für 13 Stk  $T_1$  und 8 Stk  $T_2$  in 1:25

Längsschnitt

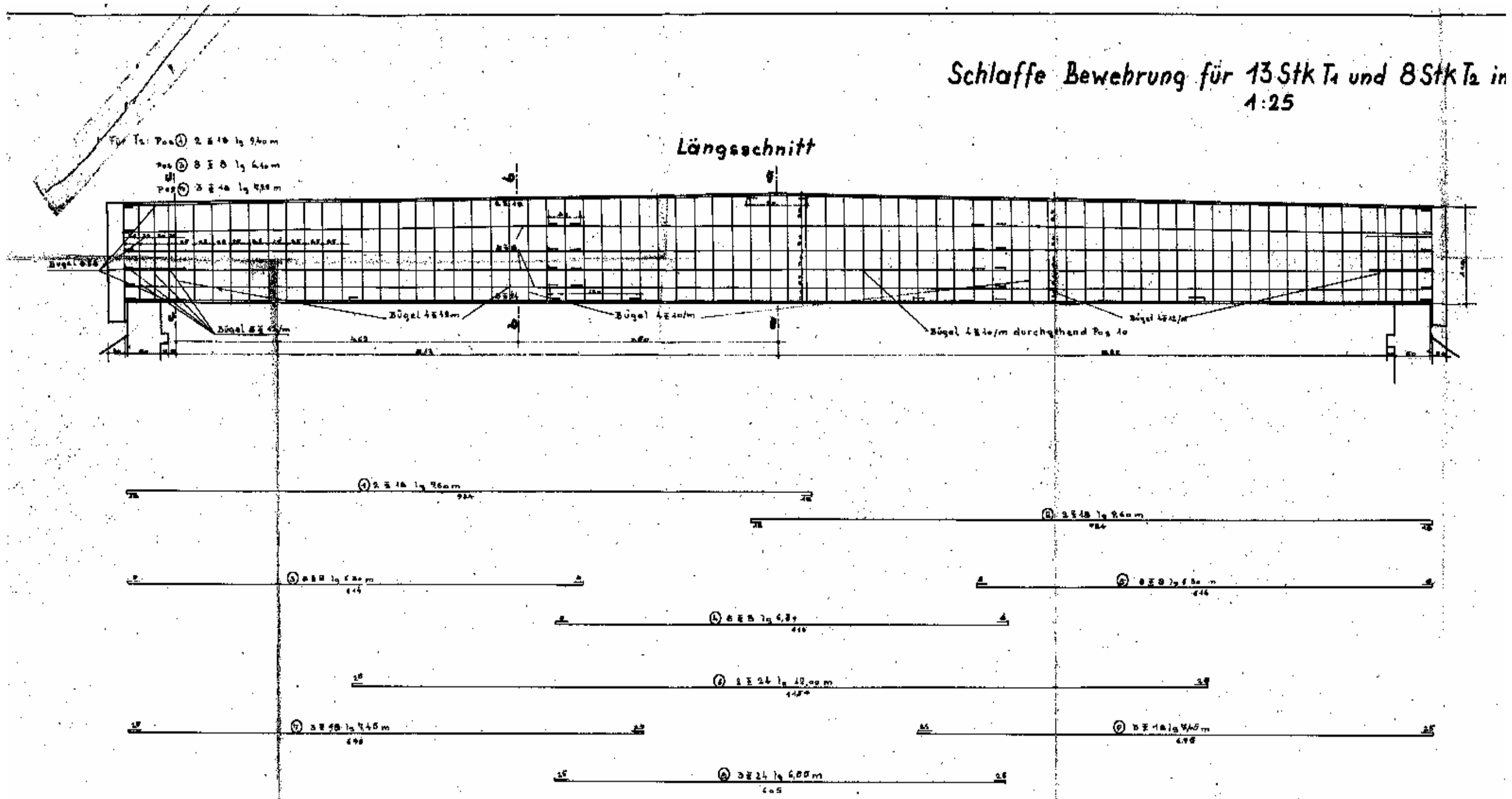
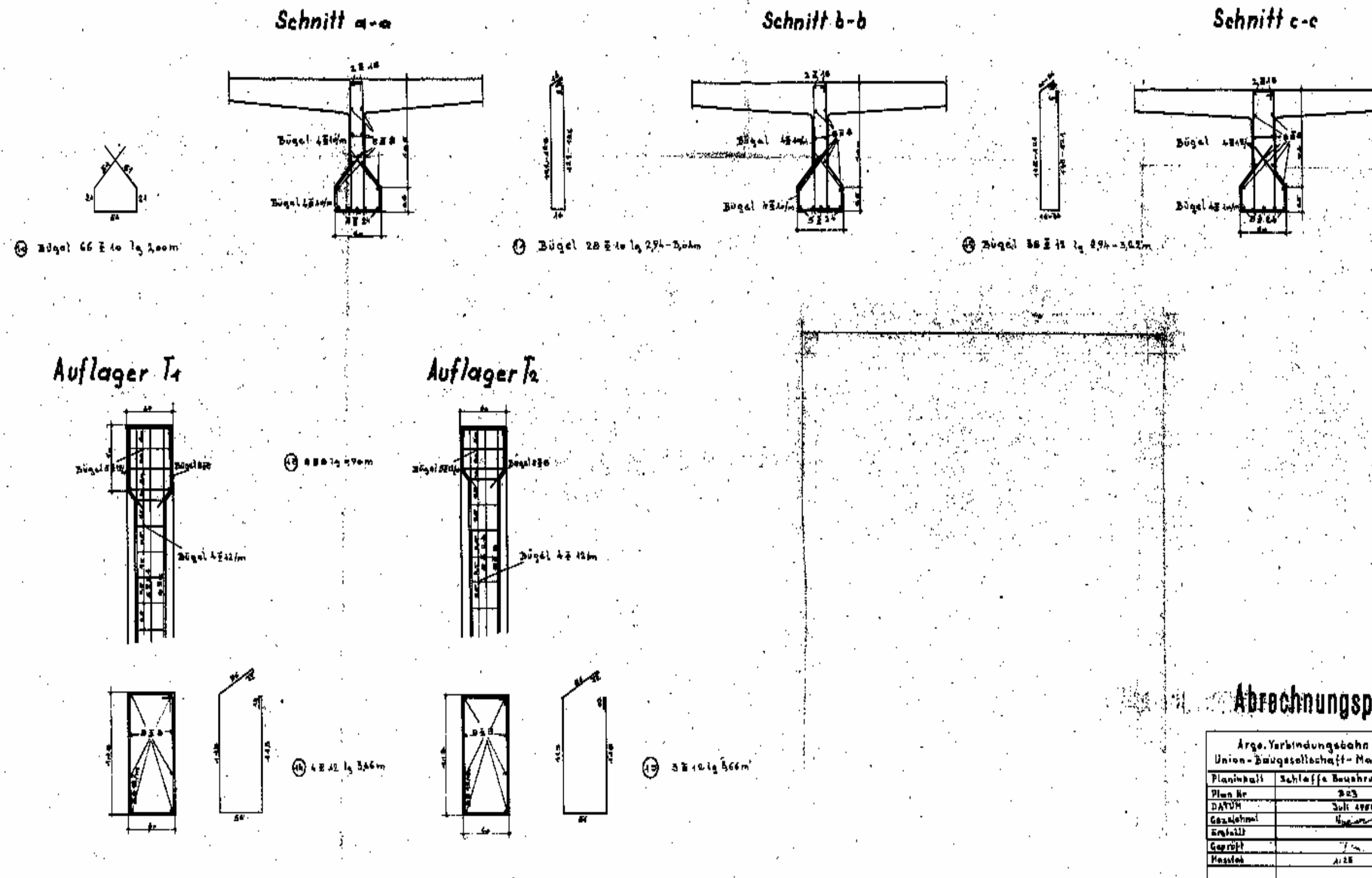


Abbildung 15: Schlaffe Bewehrung

im Abschnitt I u. II



Abrechnungsplan Nr. 176

Arge. Verbindungsbohn Südtirolerplate Union-Baugesellschaft - Mayreder, Krnus und Co.		
Planinhalt	Schlaffe Baustränge des Deckenträgers	
Plan Nr.	323	Änderung
DATUM	Juli 1998	1
Gezeichnet	Mayreder	1
Erstellt		1
Geprüft		1
Massstab	1:25	2

Abbildung 16: Anordnung der Bügelbewehrung

Die Vorspannung wird durch 14 Stück Ø26mm GEWI Stahl gebildet. 12 dieser glatten GEWI- Stähle sind am Auflager paarweise in unterschiedlicher Höhe verankert. 2 Stück laufen an der Trägerunterseite gerade durch. 2 Stück sind in Plattenmitte, 3m vom Auflager entfernt verankert.

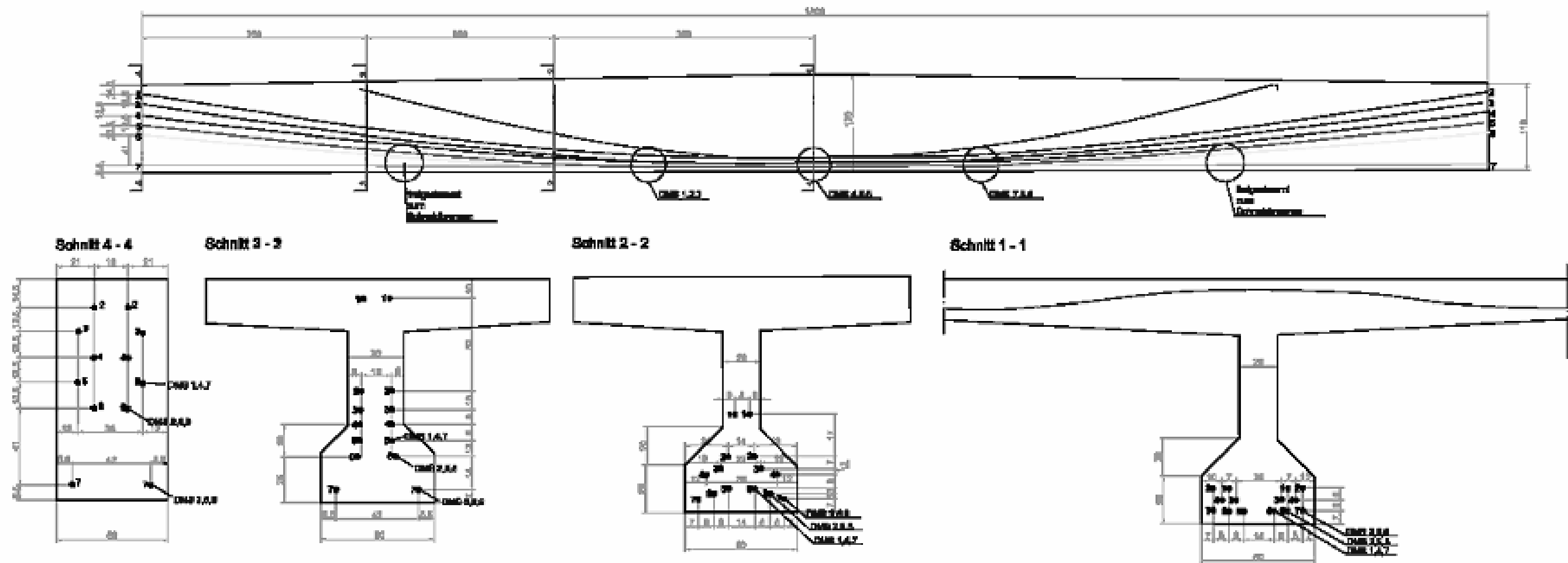


Abbildung 17: Spannkabelverlauf [10]



Um eine genaue Beurteilung der folgenden Versuchsergebnisse gewährleisten zu können, wurde von einem der Brückenträger Materialproben entnommen und von der TVFA (Technische Versuchs- und Forschungsanstalt) ausgewertet. Die Ergebnisse sind in der folgenden Abbildung dargestellt.



			
Unser Zeichen:			
<b>Ergebnisse der Zugversuche</b>			
Probe	Torstahl	Spannstahl glatt	Spannstahl glatt
Nenn Durchmesser	18 mm	26 mm	26 mm
Nennmasse	1,998 kg/m	4,168 kg/m	4,168 kg/m
Istmasse	2,023 kg/m	4,259 kg/m	4,155 kg/m
Istquerschnitt	257,7 mm <sup>2</sup>	542,5 mm <sup>2</sup>	529,3 mm <sup>2</sup>
Abweichung	1,3 %	2,2 %	- 0,3 %
0,2-% Dehngrenze $R_{p0,2}$	410 N/mm <sup>2</sup>	730 N/mm <sup>2</sup>	788 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit $R_m$	467 N/mm <sup>2</sup>	1055 N/mm <sup>2</sup>	1070 N/mm <sup>2</sup>
Verhältnis $R_m / R_{p0,2}$	1,14	1,45	1,36
Bruchdehnung $A_5$	15,0 %	-	14,4 %
Bruchdehnung $A_{10}$	9,7 %	-	11,8 %
Gleichmaßdehnung $A_g$	4,4 %	-	9,2 %
E-Modul	209 kN/mm <sup>2</sup>	210 kN/mm <sup>2</sup>	215 kN/mm <sup>2</sup>
Bewertung:	Torstahl 40	< St 850/1050	< St 850/1050
<b>Ergebnisse der Druckversuche an den Betonbohrkernen Ø 143 mm</b>			
Bohrkern 1	2,37 g/cm <sup>3</sup>	71,8 N/mm <sup>2</sup>	
Bohrkern 2	2,35 g/cm <sup>3</sup>	70,1 N/mm <sup>2</sup>	
		K. Deix	11.3.2008

Abbildung 18: Ergebnisse Materialprüfung Tabelle 1

**Zahlentafel 3:**

**Ergebnisse der Zugversuche an den  
übergebenen Spannstahlproben, glatt**

Probe Nr.	-	9	10	11	12
Nenn Durchmesser	mm	26,0	26,0	26,0	26,0
Nennquerschnitt $S_{\text{nenn}}$	mm <sup>2</sup>	530,9	530,9	530,9	530,9
Nennmasse $m_{\text{nenn}}$ ( $S_{\text{nenn}} \cdot 7,85/1000$ )	kg/m	4,168	4,168	4,168	4,168
Istmasse $m_{\text{ist}}$	kg/m	4,211	4,189	4,203	4,185
Istquerschnitt $S_{\text{ist}}$ ( $m_{\text{ist}} \cdot 1000/7,85$ )	mm <sup>2</sup>	536,4	533,6	535,4	533,1
Abweichung ( $m_{\text{ist}} - m_{\text{nenn}}/m_{\text{nenn}} \cdot 100$ )	%	1,0	0,5	0,8	0,4
0,2 % - Dehnkraft $F_{p0,2}$	kN	438,0	423,0	396,0	432,0
Höchstkraft $F_m$	kN	583,3	581,4	585,2	582,6
0,2 % - Dehngrenze $R_{p0,2}$ (1 N/mm <sup>2</sup> = 1 MPa)	N/mm <sup>2</sup>	817	793	740	810
Zugfestigkeit $R_m$ (1 N/mm <sup>2</sup> = 1 MPa)	N/mm <sup>2</sup>	1087	1090	1093	1093
Verhältnis $R_m/R_{p0,2}$	-	1,33	1,37	1,48	1,35
Bruchdehnung $A_5$	%	14,2	12,6	12,2	14,2
Bruchdehnung $A_{10}$	%	11,8	9,9	9,8	10,6
Bruchdehnung $A_g$ ( $2 \cdot A_{10} - A_5$ )	%	9,4	7,2	7,4	7,0
Bruchdehnung $A_g$ (gemessen)	%	9,3	7,6	7,1	7,1
Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>	210000	--	202000	213000
Bewertung	-	<St 85/105	<St 85/105	<St 85/105	<St 85/105

**Abbildung 19: Ergebnisse Materialprüfung Tabelle 2 [10]**



Abbildung 20: Hüllrohr [10]

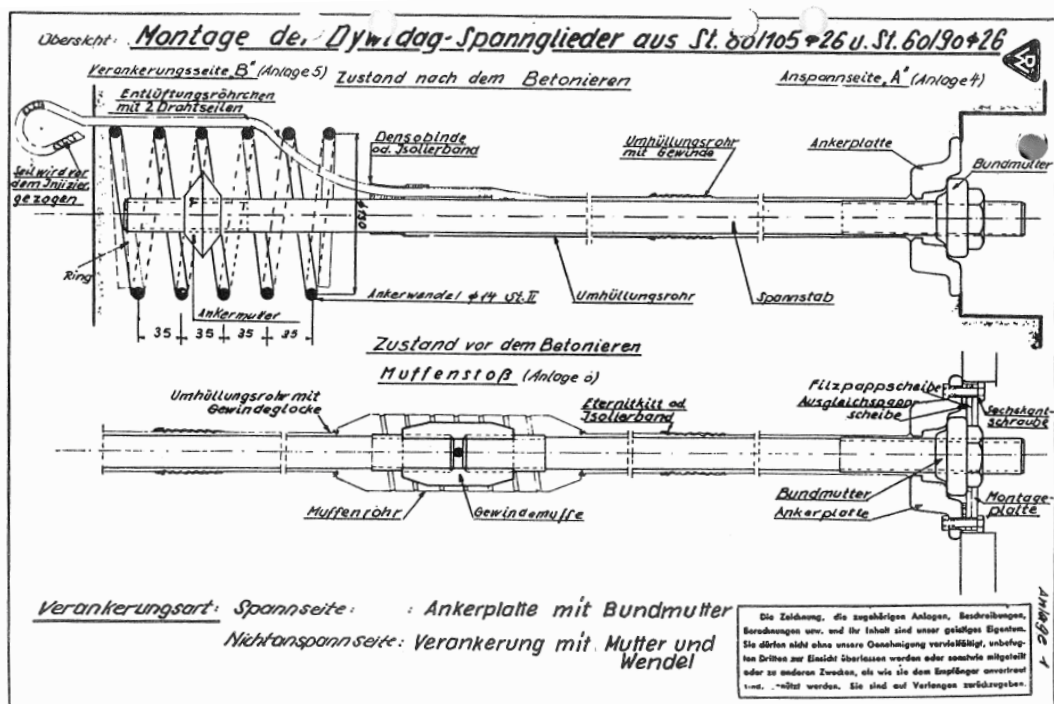


Abbildung 21: Spanngliedverankerung [13]



**Abbildung 22: Spanngliedverankerung eines Versuchsträgers [10]**



**Abbildung 23: Spanngliedverankerung eines Versuchsträgers**



**Abbildung 24: Karbonatisierung eines Versuchsträgers [10]**

### **3. Versuchsaufbau**

#### **3.1. Zustand der Versuchsträger**

Die Prüfkörper wurden vor der Belastung durch die Hydraulischen Pressen optisch begutachtet. Sie wiesen keinerlei markante Risse oder Schäden auf. Eventuell vorhanden Risse, die durch die Belastung des eingebauten Trägers in seiner ursprünglichen Lage bzw. durch das Ausbauen und Transportieren eventuell vorhanden waren, konnten unter der im Versuchsaufbau wirkenden Eigenlast nicht mehr festgestellt werden. Falls Risse vorhanden waren, wurden diese durch die Vorspannung überdrückt.

#### **3.2. Versuchsanordnung**

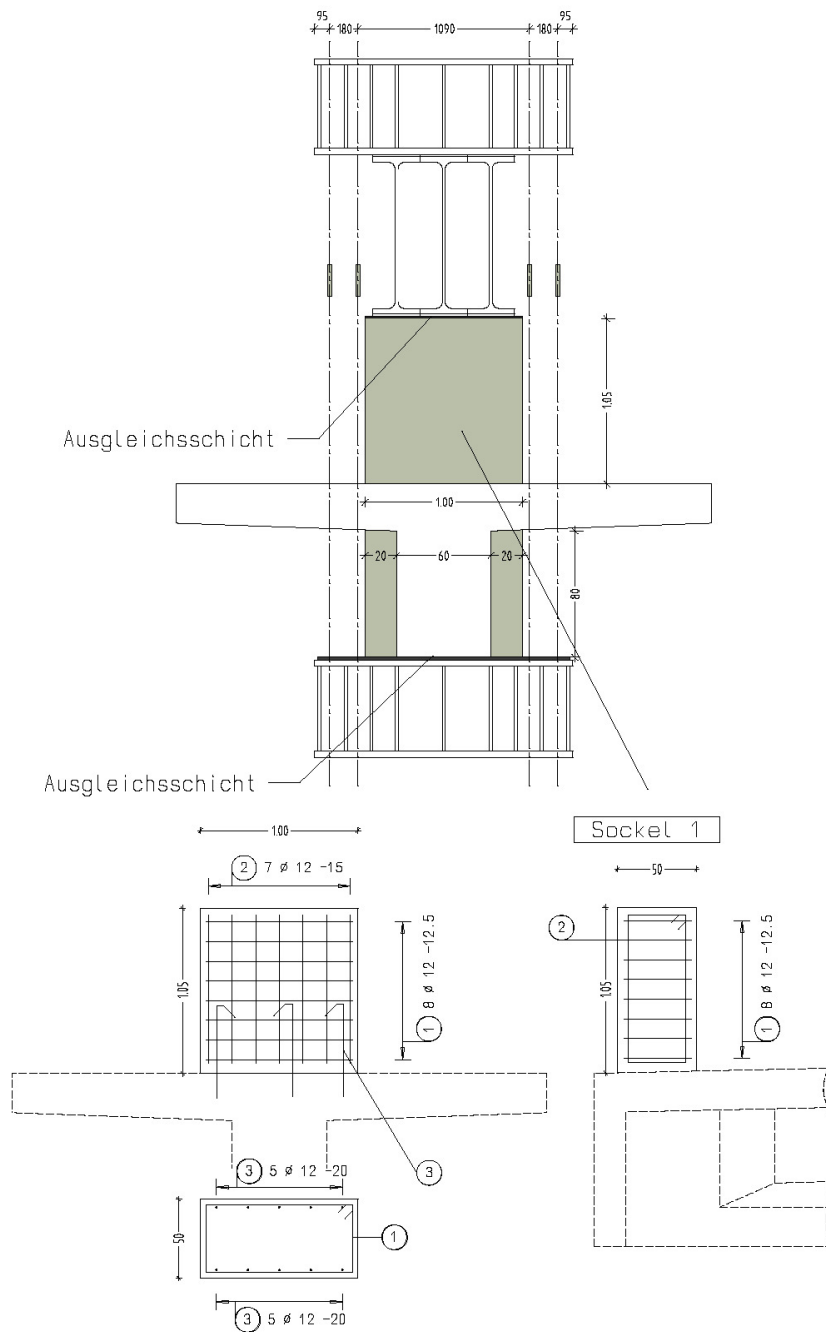
Die Versuchskörper wurden auf kreuzweise geschichteten Bahnschwellen (Block ca. 1x1x2m) gelagert. An den beiden Trägerenden wurden Betonsockel aufbetoniert. Diese wurden laut beiliegendem Bewehrungsplan mittels eing Bohrten und eingeklebten Bewehrungseisen mit dem Bestandsträger lagesicher verbunden. (siehe Abbildung 27)



**Abbildung 25: Lagerung der Versuchsträger**



**Abbildung 26: Auflagersockel**



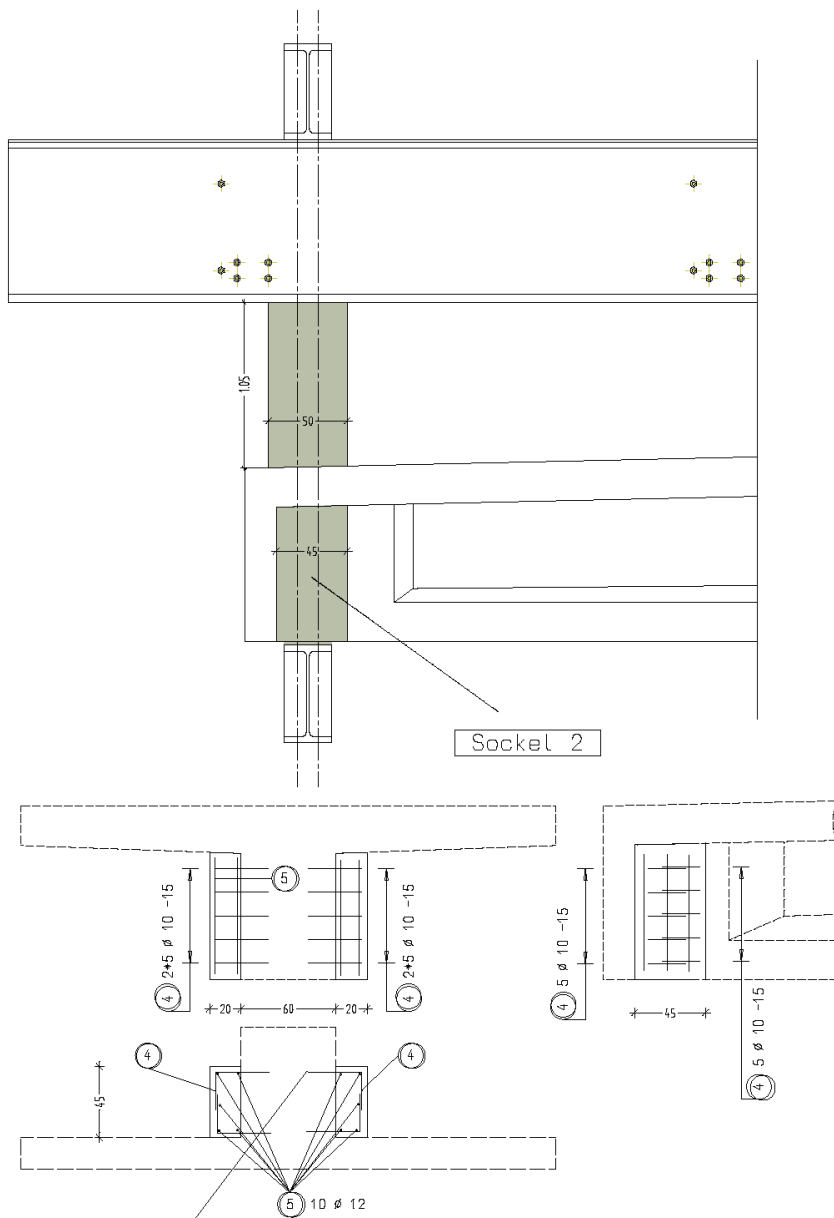
Stahlliste für einen Sockel 8x herstellen  
Position 3 einbohren + kleben

Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Bemaßte Biegeform (unnotstäblich)	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	8	12	2.98		23.84	21.17
2	7	12	2.88		20.16	17.80
3	10	12	0.75		7.50	6.86

Gesamtmasse = 45.73 kg

Abbildung 27: Sockelbewehrung Teil 1





Steckeisen mit HILTI HIT einkleben

Stahlstange für zwei Sockel 8x herstellen  
Position 4 einbohren + kleben

Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Bemaßte Biegeform (unmaßstäblich)	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
4	20	10	0.85		13.00	8.02
5	10	12	0.75		7.50	6.66

Gesamtmasse = 14.68 kg

Abbildung 28: Sockelbewehrung Teil 2

Über diese Stahlbetonsockel wurden Stahlträger – Hilfsbrücke der ÖBB – in ein Mörtelbett verlegt. Die verwendete Hilfsbrücke der ÖBB bestand aus je 3 Profilen HEB 1000 mit aufgenieteten Blechverstärkungen,  $t=20\text{mm}$  im Flanschbereich des Ober- und Untergurts. Für den Versuchsaufbau, Vorversuch 1 und 2, wurde ein Hilfsbrückenträger verwendet. Für den dritten Vorversuch und die beiden Hauptversuche wurden je 2 Brückenträger übereinander angeordnet.

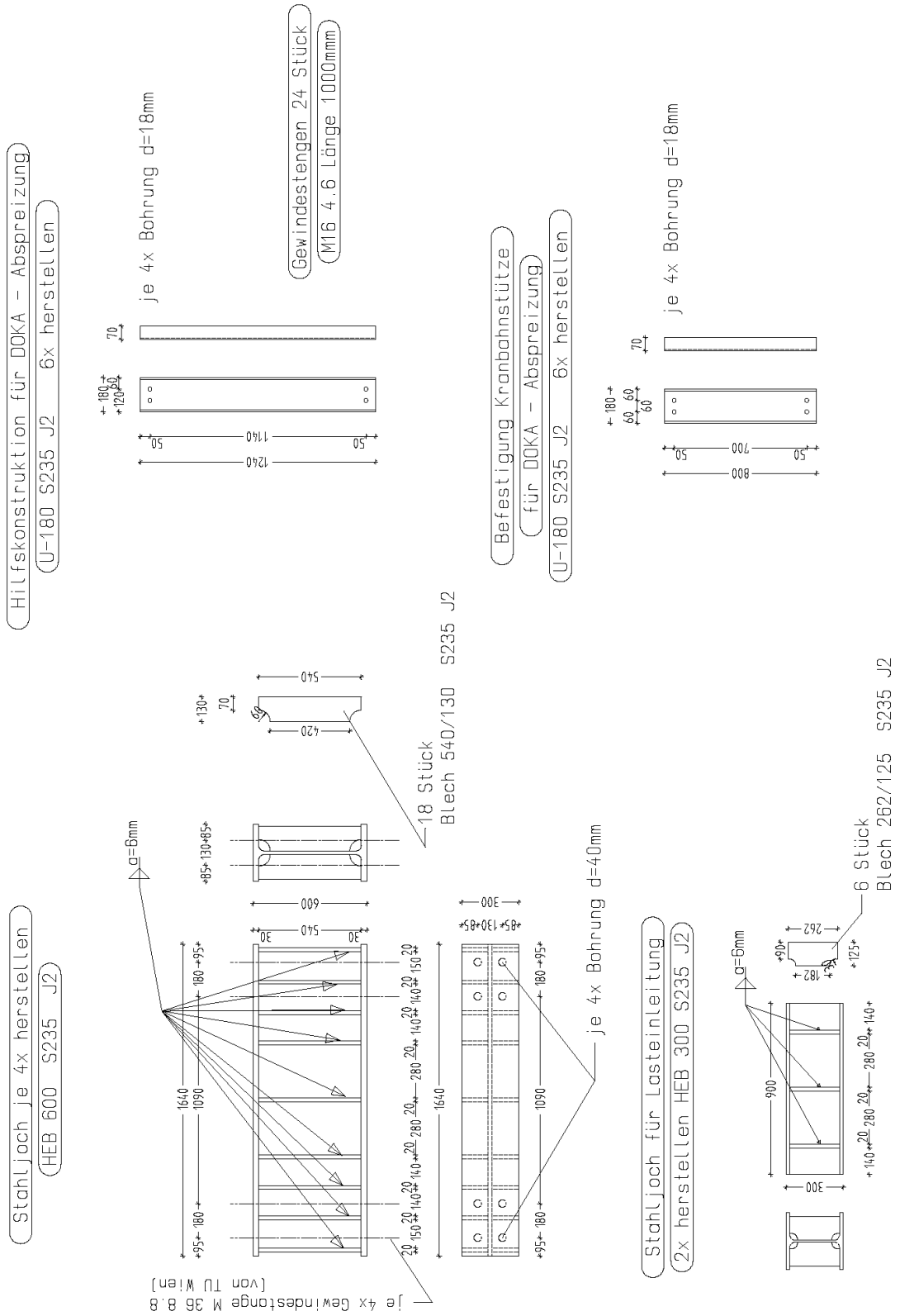


**Abbildung 29: ÖBB Hilfsbrücke**

Die kraftschlüssige Verbindung des Prüfkörpers und der Hilfsbrücke wurde durch je zwei 90° verdrehte Querjoche in der Dimension HEB 600, die mittels 16 Gewindestangen  $\varnothing=36\text{mm}$  vorgespannt wurden, hergestellt. Die verwendeten Querjoche wurden durch eingeschweißte Bleche  $t=20\text{mm}$  quer zum Steg laut beiliegendem Plan verstärkt.

Durch diese Anordnung entstand ein in sich geschlossener Prüfraum, der keine zusätzlichen Auflager zur Ableitung der aufgetragenen Presskräfte erforderte.

Abbildung 30: Stahlbauzeichnung Querjoch





**Abbildung 31: Querjoch**



**Abbildung 32: Zugmessglieder**

Um eine ausreichende Steifigkeit des gesamten Aufbaus gewährleisten zu können, wurden die verwendeten Gewindestangen mit je 250kN vorgespannt. Für das Aufbringen der Versuchslast wurden 2 Hydraulikpressen mit einer maximalen Prüflast von je 6000kN verwendet. Diese wurden auf einem eben hergestellten Mörtelbett, das auf den Spannbetonträgern errichtet wurde, gelagert. Bei den Versuchen fungierte ein HEB 300 Träger, der zu den Hilfsbrückenträger um 90° verdreht angeordnet wurde, als lastübertragendes Bauteil.



**Abbildung 33: Lasteinleitung HEB 300**

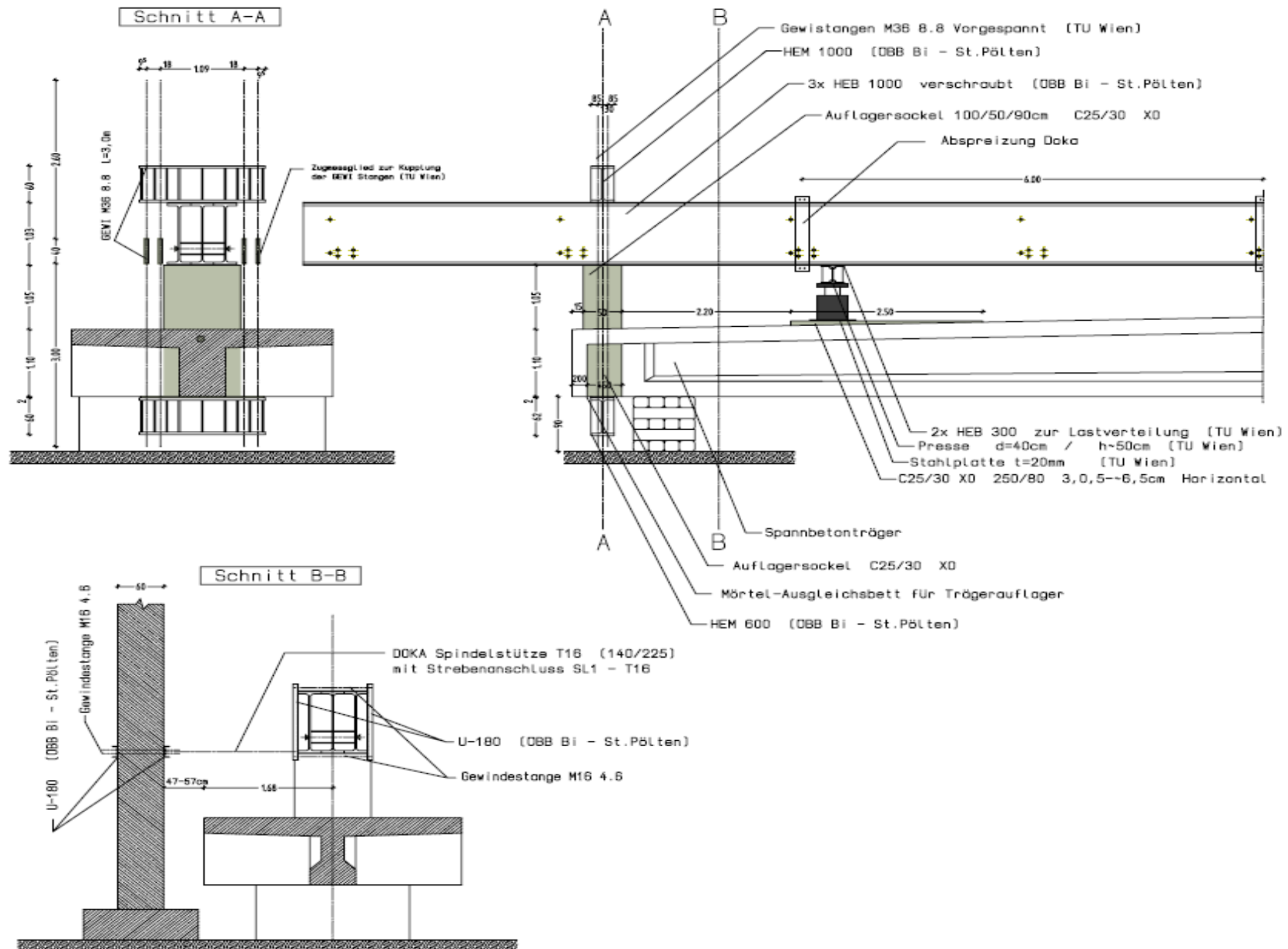


Abbildung 34: Systembild Versuchsaufbau Vorversuch 1 und 2.1

Um die Stahlträger gegen ein mögliches Ausknicken bzw. Biegedrillknicken zu sichern, wurden im Bereich der Druckgurte horizontale Abstreibungen montiert. Als Widerlager für die Abspreizung dienten Stahlbetonstützen, die im ursprünglichen Zustand am Gelände zur Stützung einer Kranbahn vorhanden waren. Die Abspreizung erfolgte durch Spindelstützen der Firma DOKA. Durch die vorgegebene Lage der Kranbahnstützen wurden je nach Anordnung des Versuchsaufbaus 2 – 3 Abspreizungen eingebaut.



**Abbildung 35: Spindelspreize Bild 1**





Abbildung 36: Spindelspreize Bild 2

### 3.2 Unterschiede in der Versuchsanordnung

Der erste Vorversuch wurde am Träger T1 durchgeführt. Die Hydraulikpressen wurden in einem Abstand von 3,25m vom Auflager situiert. Der Prüfrahmen wurde durch eine Hilfsbrücke der ÖBB gebildet. Daraus resultierten große Verformungen der Stahlträger und somit des Gesamtsystems. Ein weiteres Manko bei der verwendeten Versuchsanordnung war die Beschränkung der Versuchslast, da die Belastbarkeit des Hilfsbrückenträgers begrenzt war.

Beim zweiten Vorversuch, der am Träger T2 durchgeführt wurde, erfolgte keine wesentliche Änderung im Versuchsaufbau. Es wurde lediglich die Versuchslast näher an die Grenzlaster der ÖBB Hilfsbrücke gerückt.

Aus den ersten beiden Vorversuchen wurde die Erkenntnis gewonnen, dass eine Anhebung der Steifigkeit des Versuchsrahmens und der daraus resultierenden Mehrbelastbarkeit des Systems von großer Wichtigkeit für den weiteren Ablauf sein würde. Aus diesem Grund wurde der Prüfrahmen um eine weitere Hilfsbrücke ergänzt und somit ihre Steifigkeit und Tragfähigkeit verdoppelt.



**Abbildung 37: Versuchsumbau**

Der dritte Vorversuch wurde ebenfalls an Träger T2 durchgeführt, der somit eine weitere Belastung erfuhr. Es bestand jedoch nach wie vor ein nicht unwesentlicher Nachteil in dieser Anordnung, der erst beim ersten Hauptversuch und beim zweiten Hauptversuch gelöst werden konnte. Durch die Systemverformungen entstand eine Pressenverdrehung, die eine Schiefstellung der Pressenzylinder hervorrief. Durch diese Schiefstellung verkeilte sich der Pressenzylinder und es konnte nicht mehr die volle Pressenkraft laut Öldruckanzeige in das Prüfsystem eingebracht.

Aus dem vorgenannten Grund wurde bei den beiden folgenden Versuchen unter den Pressen ein Elastomerlager eingebaut, um eine Pressenschiefstellung ohne Verkeilen zu erlauben. Der wesentliche Unterschied zwischen dem ersten und zweiten Hauptversuch bestand in der Pressenstellung. Die Hydraulikpressen wurden beim zweiten Hauptversuch in einem Abstand von 2,75m vom Auflager situiert.



**Abbildung 38: Elastomerlager**

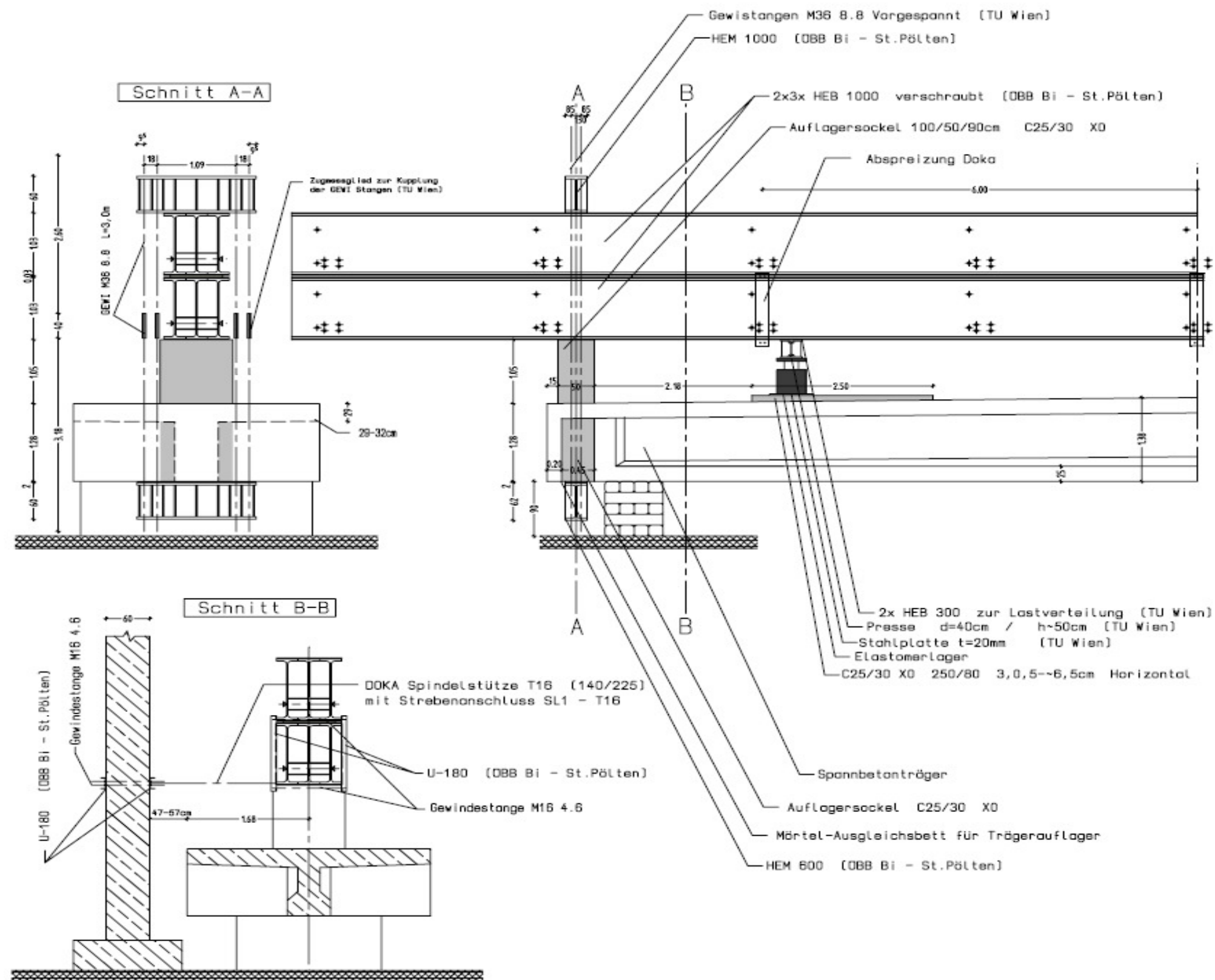


Abbildung 39: Versuchsaufbau Hauptversuch

## 4. Messprogramm

Die Unterteilung der Messprogramme erfolgte in ein Programm der Vorversuche und der Hauptversuche. Durch einen Sabotageakt wurde ein Großteil der Messeinrichtungen beschädigt und stand für den ersten und zweiten Hauptversuch nicht mehr zur Verfügung.

### 4.1. Erster Vorversuch

Unter dem Versuchsträger wurde in Trägermitte und im Bereich unter den Pressen je ein induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung angeordnet. Auf die Trägerlänge verteilt wurden am Untergurt 5 weitere Wegaufnehmer zur Bestimmung der Längsdehnung angebracht. Um den Pressenweg bestimmen zu können und eventuelle Schrägstellungen der Presse eruieren zu können, wurden auf beiden Seiten der Lasteinleitungspunkte ebenfalls induktive Wegaufnehmer installiert.



Abbildung 40: Wegaufnehmer

Ein weiterer induktiver Wegaufnehmer wurde in Trägermitte zwischen Stahl- und Betonträger angebracht, um die Gesamtverformung in Feldmitte bestimmen zu können. Im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager wurden je Seite 5 Bogenwegaufnehmer unter  $45^\circ$  in den zu erwartenden Druckstreben der Stege angebracht. Um die auftretenden Stauchungen des Prüfträgers ermitteln zu können, wurden unter den Pressen und in Trägermitte weitere 3 Bogenwegaufnehmer an der Oberseite des Plattenbalkens eingebaut.

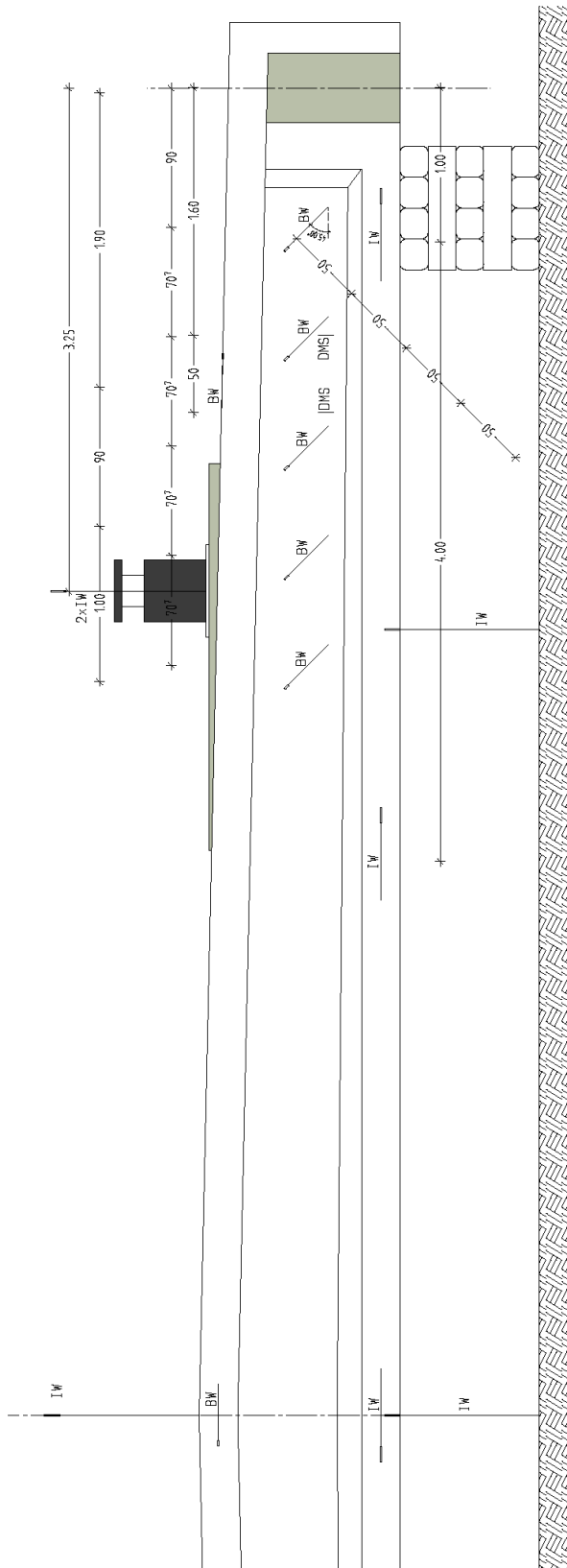


**Abbildung 41: Wegaufnehmer unter dem Prüfträger**

Zur Bestimmung der Reaktionen in der Bügelbewehrung des Versuchsträgers, wurde diese zwischen Lasteinleitung und Auflager teilweise freigelegt. Hier wurden auf der rechten Seite des Trägers 2 Dehnmessstreifen aufgeklebt. Der Abstand zwischen den DMS Paaren betrug 50cm. Die vorgespannten GEWI Anker wurden mit Zugkraftmessgliedern überwacht. Somit konnte ihre Vorspannkraft zu jedem Zeitpunkt der Versuche überprüft werden.



**Abbildung 42: Zugmessglieder**



- Legende:
- BW... Bogenwegaufnahme
  - DMS... Dehnmessstreifen
  - IW... Induktiver Wegaufnahme

Bemafung auf den jeweiligen Mittelpunkt des Messstreifens

Abbildung 43: Sensorenanordnung Vorversuch 1

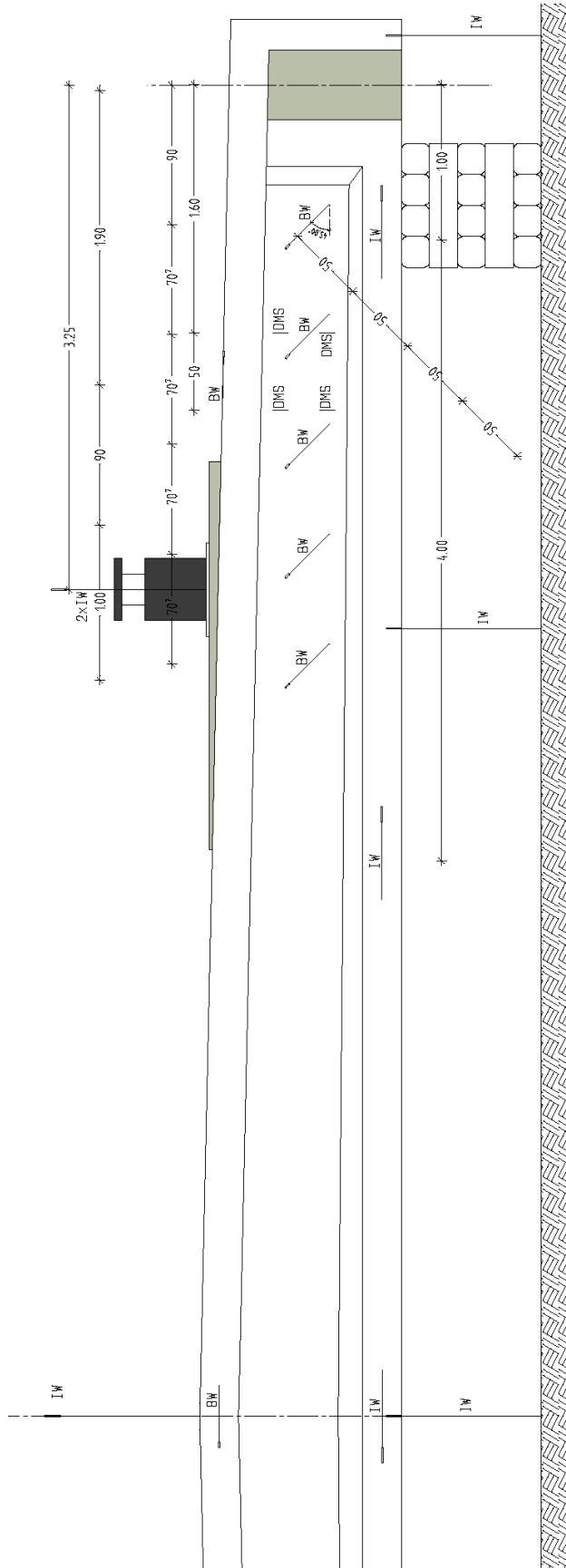




Abbildung 44: Anordnung DMS VV1

#### 4.2. Zweiter und dritter Vorversuch

Das Messprogramm des zweiten und dritten Vorversuchs glich dem des ersten sehr stark. Beim Versuch 2.1 wurde lediglich die Anzahl der Dehnmessstreifen um sechs Stück erhöht und somit auf acht Stück erweitert. Je Seite wurden 2 Stück im Abstand von ca. 50cm nebeneinander und 2 Stück im Abstand von ca. 30cm übereinander angeordnet. Um eine Vervollständigung der Durchbiegungsmessung durchführen zu können, wurden die unter dem Versuchsträger befindlichen induktiven Wegaufnehmer um je ein Stück an den Enden des Betonträgers erweitert. Bei den Versuchen entstandene Aufwölbungen der Trägerenden konnten so festgehalten werden.



- Legende:
- BW...Bogenwegaufnahme
  - DMS...Dehnmessstreifen
  - IW...Induktiver Wegaufnahme

Bemessung auf den jeweiligen Mittelpunkt des Messstreifens

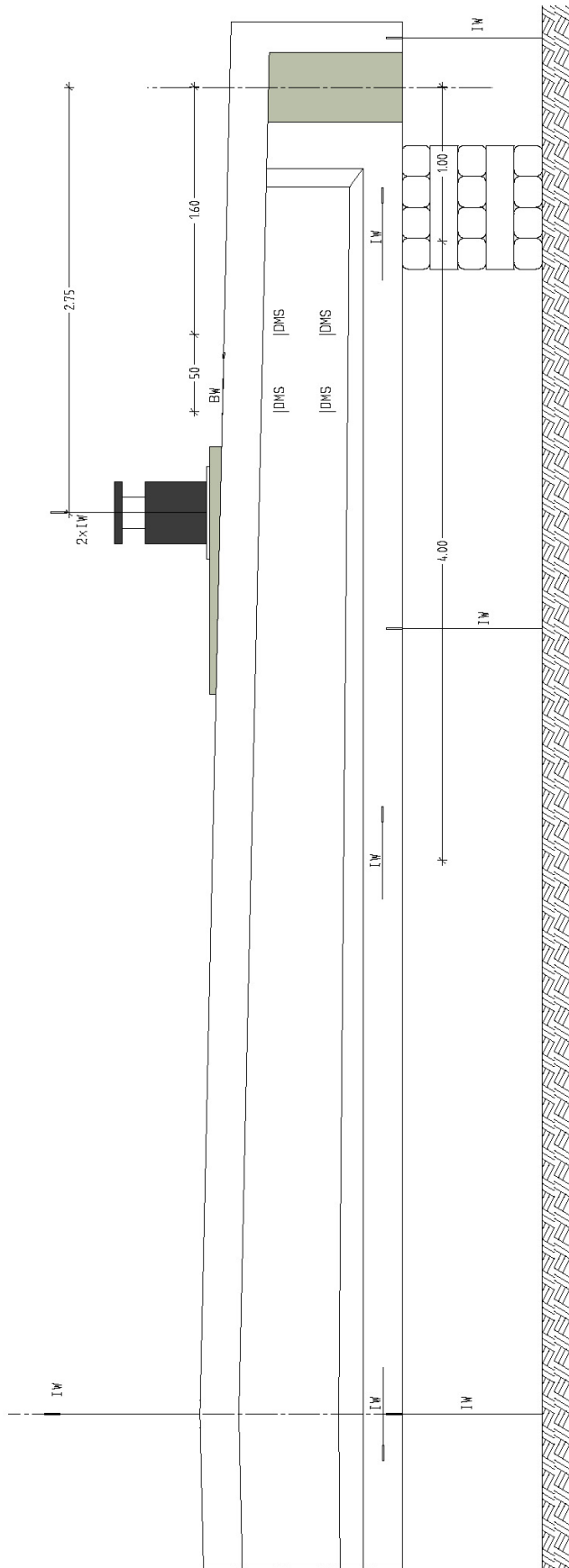
Abbildung 45: Sensorenanordnung Vorversuch 2.1 und 2.2



Abbildung 46: Anordnung DMS 2.1, 2.2, 2.3 und Hauptversuch

### 4.3. Erster und zweiter Hauptversuch

Beim ersten sowie beim zweiten Hauptversuch musste auf den Großteil der Bogenwegaufnehmer verzichtet werden, da ein Großteil der Verkabelung von Vandalen entwendet und zerstört wurde. Von den Bogenwegaufnehmern konnten lediglich je ein Stück zwischen Presse und Auflager an der Plattenoberseite des Stahlbetonträgers belassen werden. Das Messprogramm der induktiven Wegaufnehmer konnte beibehalten werden. Auf die Überwachung der GEWI Anker musste ebenfalls verzichtet werden, da die Anschlüsse der Zugmessglieder zerstört wurden.



- Legende:
- BW...Bogenwegaufnahme
  - DMS...Dehnmessstreifen
  - IW...Induktiver Wegaufnahme

Bemäßung auf den jeweiligen Mittelpunkt des Messstreifens

Abbildung 47: Sensorenanordnung Vorversuch 2.3 und Hauptversuch

## 5. Abschätzung der Versuchslasten ohne Teilsicherheitsbeiwerte

Die Abschätzung der Versuchslast erfolgte auf unterschiedliche Arten. Zum einen wurde anhand der Normen, die zum Zeitpunkt der Errichtung der Prüfträger Gültigkeit hatten, bis hin zur aktuellsten Norm, dem Eurocode, eine Tragfähigkeitsberechnung durchgeführt. Weiters wurde eine Berechnung mittels Fachwerkmodell durchgeführt. Diese erste Vorbemessung gliederte sich in eine Bestimmung des zulässigen Biegemoments und eine zulässige Querkraft. In diese Berechnung flossen sowohl die vorhandene schlaaffe Bewehrung als auch die in einer gewissen Neigung vorhandenen Spannkabel ein.

### 5.1. Biegemoment

Die Bemessung wird an 2 Stellen des Versuchsträgers im Bereich zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager durchgeführt.

Spannstahl:                      12 Ø26

$$F_p = A_s \cdot R_m \cdot 12 = 5,31 \cdot 107 \cdot 12 = 6181 \text{ kN}$$

$R_m$ ...Zugfestigkeit des Spannstahls lt. Zugversuch gemittelt

$A_s$ ...Stahlquerschnitt

**Formel 38: Zugfestigkeit des Spannstahls**

Schlaaffe Bewehrung:        3 Ø18

$$F_s = A_s \cdot f_{yk} \cdot 3 = 2,54 \cdot 46,7 \cdot 3 = 356 \text{ kN}$$

**Formel 39: Zugfestigkeit der schlaffen Bewehrung**

$$x_B = \frac{F_{pd} + F_{sd}}{b_w \cdot f_{cd}} = \frac{6,181 + 0,356}{3,33 \cdot 40} = 0,049 \text{ m} < 0,3 \text{ m}$$

**Formel 40: Höhe der Betondruckzone**

Die Druckzone liegt vollständig in der Platte.

Stelle 1:  $x=1,5m$

$$Z_p = h - e_m - \frac{x_B}{2} = 1,28 - 0,5 - \frac{0,049}{2} = 0,756m$$

**Formel 41: Hebelarm des Spannstahls**

$h$      Trägerhöhe

$e_m$     mittlerer Abstand der Spannglieder von der Trägerunterseite

$$Z_s = h - d_1 - \frac{x_B}{2} = 1,28 - 0,04 - \frac{0,049}{2} = 1,216m$$

**Formel 42: Hebelarm der schlaffen Bewehrung**

$$M_{Rd,x=1,5m} = F_{Pd} \cdot Z_p + F_{Sd} \cdot Z_s = 6,181 \cdot 0,756 + 0,356 \cdot 1,216 = 5,11MNm$$

**Formel 43: Zulässiges Biegemoment an der Stelle  $x=1,5m$**

Stelle 1:  $x=3,0m$

$$Z_p = h - e_m - \frac{x_B}{2} = 1,31 - 0,28 - \frac{0,049}{2} = 1,0m$$

**Formel 44: Hebelarm des Spannstahls**

$$Z_s = h - d_1 - \frac{x_B}{2} = 1,31 - 0,04 - \frac{0,049}{2} = 1,25m$$

**Formel 45: Hebelarm der schlaffen Bewehrung**

$$M_{Rd,x=3,0m} = F_{Pd} \cdot Z_p + F_{Sd} \cdot Z_s = 6,181 \cdot 1,0 + 0,356 \cdot 1,25 = 6,63MNm$$

**Formel 46: Zulässiges Biegemoment an der Stelle  $x=3,0m$**

Da die exakte Lage der Spannkabel nicht eindeutig bestimmt werden konnte, birgt die vorgenommene Berechnung ein gewisses Maß an Ungenauigkeit.

Sowohl die Neigung der Spannglieder als auch ihr Abstand von der Trägerunterseite wurden aus den vorhandenen Bestandsplänen gemessen.

## **5.2. Lastabschätzung mittels Hauptnormalspannungen**

Ein weiterer Ansatz für die Abschätzung der Versuchslasten erfolgte anhand der Berechnungsvorschriften für Spannbetontträger entsprechend der Angaben von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt die er im Buch „SPANNBETON FÜR DIE PRAXIS“ angeführt hat. Es handelt sich hierbei um die Ermittlung der Hauptspannungen und im Speziellen um die Ermittlung der Hauptzugspannungen, da diese für die Entstehung von Schubrisen verantwortlich sind und laut Leonhardt durch Vorspannung unterdrückt oder Bügelbewehrung gedeckt werden müssen.

### **5.2.1. Allgemeine Formeln**

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} \leq 4,1N / mm$$

**Formel 47: Hauptnormalspannungen für eine Betongüte B700**

$$\sigma_z = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2}$$

**Formel 48: Hauptzugspannung**

### **5.2.2. Berechnung der Hauptzugspannungen**

#### **5.2.2.1. Lasteinleitung x=3,25m**

Obergurt:    b=330cm

                  d=30cm

Steg:            b=30cm

                  d=102,5cm

Fläche:        A=12975cm<sup>2</sup>

$$Z_s = \frac{30 \cdot 330 \cdot 15 + 102,5 \cdot 30 \cdot 81,25}{30 \cdot 330 + 102,5 \cdot 30} = 30,70cm$$

**Formel 49: Trägerschwerpunkt**

$$I = \frac{30^3 \cdot 330}{12} + \frac{102,5^3 \cdot 30}{12} + 30 \cdot 330 \cdot 15^2 + 102,5 \cdot 30 \cdot 50,55^2 = 13,52 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

**Formel 50: Trägheitsmoment**

$$W_{\text{unten}} = \frac{I}{H_{\text{träger}} - Z_s} = \frac{13,52 \cdot 10^6}{132,5 - 30,70} = 1,328 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$$

**Formel 51: Widerstandsmoment unten**

$$W_{\text{oben}} = \frac{I}{Z_s} = \frac{13,52 \cdot 10^6}{30,70} = 4,404 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$$

**Formel 52: Widerstandsmoment oben**

Die Vorspannung beträgt je Spannglied 200kN [10]. Dieser Wert wurde im Zuge der Diplomarbeit von Herwig Hengl an den Versuchsträgern ermittelt. Zu diesem Zweck wurden Spannglieder an den Versuchsträgern freigelegt und mit Dehnmessstreifen versehen. Durch Kappen der Spannglieder und der daraus resultierenden Dehnungen konnten die tatsächlich verbliebenen Spannkkräfte errechnet werden.

Im Lasteinleitungsbereich  $x=3,25\text{m}$  befinden sich 14 Vorspannglieder. 2 Stück befinden sich in diesem Trägerbereich im Schwerpunkt. Die restlichen 12 Spannglieder weisen einen mittleren Abstand vom Trägerschwerpunkt von 71,5cm auf.

Aus den Umlenkkräften ergeben sich folgende Querkräfte:

$$U = \frac{P \cdot 8 \cdot f}{l^2} = \frac{12 \cdot 200 \cdot 8 \cdot 0,88}{18^2} = 52,15 \text{ kN / m}$$

**Formel 53: Umlenkkräfte der äußeren Spannglieder**

$$U = \frac{P \cdot 8 \cdot f}{l^2} = \frac{2 \cdot 200 \cdot 8 \cdot 0,605}{12^2} = 13,45 \text{ kN / m}$$

**Formel 54: Umlenkkräfte der inneren Spannglieder**

$$Q_v = \frac{18}{2} \cdot 52,15 + \frac{12}{2} \cdot 13,45 - 3,25 \cdot 52,15 - 0,25 \cdot 13,45 = 377,2 \text{ kN}$$

**Formel 55: Querkraft zufolge Vorspannung**



$$Q_g = \frac{18}{2} \cdot 32,5 - 3,25 \cdot 32,5 = 187 \text{ kN} \quad [Q_g = \frac{L}{2} \cdot A \cdot \rho - g^l \cdot A \cdot \rho]$$

**Formel 56: Querkraft zufolge Eigengewicht**

Die Versuchslast wurde in Berechnungen so lange variiert, bis die maximal mögliche Hauptzugspannung erreicht wurde.

Versuchslast  $V_P = 763 \text{ kN} \Rightarrow x = 3,25 \text{ m}$

$$M_{x=3,0\text{m}} = 763 \cdot 3,25 = 2479,75 \text{ kNm}$$

**Formel 57: Gebrauchsmoment an der Stelle  $x=3,25\text{m}$**

$$V_{x=0,0-3,25\text{m}} = 763 + 187 - 377,2 = 572,8 \text{ kN}$$

**Querkraft**

$$M_e = -e \cdot N = -2400 \cdot 0,715 = -1716 \text{ kNm}$$

**Gebrauchsmoment zufolge Vorspannung**

$$\sigma_n = -\frac{N}{A} = -\frac{2800}{12975} \cdot 10 = -2,16 \text{ N/mm}^2$$

**Normalspannungen zufolge Vorspannungen**

$$\sigma_M = -\frac{M}{W_u} = -\frac{2479,75}{1,328 \cdot 10^5} \cdot 10^3 = 18,67 \text{ N/mm}^2$$

**Biegezugspannungen zufolge äußerer Belastung**

$$\sigma_e = \frac{M_e}{W_u} = \frac{-1716}{1,328 \cdot 10^5} \cdot 10^3 = -12,92 \text{ N/mm}^2$$

**Biegezugspannungen zufolge Moment aus Vorspannung**

$$\tau = \frac{V}{A_{\text{Steg}}} = \frac{572,8}{132,5 \cdot 30} \cdot 10 = 1,44 \text{ N/mm}^2$$

**Schubspannungen zufolge  $Q_{g+p} - Q_v$**

$$\sigma_x = 18,67 - 12,92 - 2,16 = 3,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{3,59}{2} + \sqrt{\frac{3,59^2}{4} + 1,44^2} = 4,09 \text{ N/mm}^2 \leq 4,1 \text{ N/mm}^2$$

**Ermittelte Hauptzugspannung**

$$\sigma_z = \frac{3,59}{2} - \sqrt{\frac{3,59^2}{4} + 1,44^2} = -1,12 \text{ N / mm}^2$$

### **Ermittelte Hauptdruckspannung**

#### **5.2.2.2. Lasteinleitung x=2,75m**

Die Querschnittswerte werden von der Stelle 3,25 übernommen, da die Unterschiede sehr gering sind.

Die Vorspannung beträgt je Kabel 200kN. Im Lasteinleitungsbereich x=2,75m befinden sich 12 Vorspannglieder. Sie weisen einen mittleren Abstand vom Trägerschwerpunkt in der Höhe von 70cm auf.

Aus den Umlenkkräften ergeben sich folgende Querkräfte:

$$U = \frac{P \cdot 8 \cdot f}{l^2} = \frac{12 \cdot 200 \cdot 8 \cdot 0,88}{18^2} = 52,15 \text{ kN / m}$$

#### **Umlenkkräfte der äußeren Spannglieder**

$$Q_v = \frac{18}{2} \cdot 52,15 - 2,75 \cdot 52,15 = 326 \text{ kN}$$

#### **Querkraft zufolge Vorspannung**

$$Q_g = \frac{18}{2} \cdot 32,5 - 2,75 \cdot 32,5 = 203 \text{ kN}$$

#### **Querkraft zufolge Eigengewicht**

Versuchslast  $V_P=858 \text{ kN} \Rightarrow x=2,75 \text{ m}$

$$M_{x=2,75 \text{ m}} = 858 \cdot 2,75 = 2359,5 \text{ kNm}$$

#### **Gebrauchsmoment an der Stelle x=2,75m**

$$V_{x=0,0-3,0 \text{ m}} = 858 + 203 - 326 = 735 \text{ kN}$$

#### **Querkraft**

$$M_e = -e \cdot N = -2400 \cdot 0,70 = -1680 \text{ kNm}$$

#### **Gebrauchsmoment zufolge Vorspannung**

$$\sigma_n = -\frac{N}{A} = -\frac{2400}{12975} \cdot 10 = -1,85 \text{ N / mm}^2$$

### Normalspannungen zufolge Vorspannungen

$$\sigma_M = -\frac{M}{W_u} = -\frac{2359,5}{1,328 \cdot 10^5} \cdot 10^3 = 17,77 \text{ N/mm}^2$$

### Biegezugspannungen zufolge äußerer Belastung

$$\sigma_e = \frac{M_e}{W_u} = \frac{-1680}{1,328 \cdot 10^5} \cdot 10^3 = -12,65 \text{ N/mm}^2$$

### Biegezugspannungen zufolge Moment aus Vorspannung

$$\tau = \frac{V}{A_{Steg}} = \frac{735}{132,5 \cdot 30} \cdot 10 = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

### Schubspannungen zufolge $Q_{g+p}$ - $Q_v$

$$\sigma_x = 17,77 - 12,65 - 1,85 = 3,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{3,27}{2} + \sqrt{\frac{3,27^2}{4} + 1,85^2} = 4,10 \text{ N/mm}^2 \leq 4,10 \text{ N/mm}^2$$

### Ermittelte Hauptzugspannung

$$\sigma_D = \frac{3,27}{2} - \sqrt{\frac{3,27^2}{4} + 1,85^2} = -0,83 \text{ N/mm}^2$$

### Ermittelte Hauptdruckspannung

## 5.2.3. Bestimmung von Reserven durch Bügelbewehrung

Es wird angenommen, dass die auftretenden Hauptzugspannungen genau den Wert  $4,1 \text{ N/mm}^2$  annehmen.

Die vorhandene Bügelbewehrung in diesem Bereich wird durch Bügel  $\emptyset=12 \text{ mm}$ ;  $e=250 \text{ mm}$  gebildet. Bei einer Streckgrenze der Bewehrung von  $400 \text{ N/mm}^2$  (laut Materialprüfung) ist die daraus zulässige Hauptzugspannung:

$$\sigma_1 = 400 \cdot \frac{904}{300 \cdot 1000} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

### zulässige Hauptzugspannung zufolge Bügelbewehrung

Die im Träger vorhandene Bügelbewehrung kann keinen zusätzlichen Beitrag zur Schubtragfähigkeit leisten, da die erreichbare Hauptzugspannung weit unter dem Grenzwert von  $2,3 \text{ N/mm}^2$  liegt.

Rechnet man die erforderliche Mindestbewehrung mit:

$$A_{s_{erforderlich}} = \frac{30 \cdot 132,5 \cdot 0,2}{100} = 7,95 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s_{vorhanden}} = 9,04 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

#### **erforderliche Mindestbügelbewehrung – Versuchsträger**

so zeigt sich, dass diese im Bereich der Lasteinleitung eingehalten wurde.

### **5.2.4. Ergebnis zufolge Hauptnormalspannung**

$$\Sigma V_{zul} = 858 \text{ kN}$$

Querkrafttragfähigkeit an der Stelle  $x=2,75\text{m}$

$$\Sigma V_{zul} = 763 \text{ kN}$$

Querkrafttragfähigkeit an der Stelle  $x=3,25\text{m}$

### **5.3. Querkraftbemessung nach ÖNorm B4250**

#### **5.3.1. Zugstrebenachweis**

##### **5.3.1.1. Anteil der Bügelbewehrung**

$A_s$  vorhanden:  $\emptyset 12/25$  je Seite  $\Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} + \text{seite}$

Die Annahme der Druckstrebenneigung erfolgt mit  $\beta=32^\circ$  aufgrund der „Erweiterten Analogie von Leonhardt für Hauptträger im Bemessungszustand II“ [12] eher flach.

$$V_{zul} = \frac{9,04 \cdot 40}{\tan 32} \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 601,8 \text{ kN}$$

$$z = 0,8 \cdot d$$

##### **5.3.1.2. Anteil des Spannstahls**

Anrechenbare Spannkabel – 12 Stück

(2 Spannkabel sind außerhalb des betrachteten Bereichs verankert)

Mittlere Spannkabelneigung  $\sim 6,5^\circ$

Abgeschätzte Vorspannkraft  $\sim 200 \text{ kN/Kabel}$

Summe der Vorspannkräfte  $N = - 2400 \text{ kN}$

Die Neigung des Trägers wird vernachlässigt.

$$V_{zul} = 2400 \cdot \tan 6,5 = 273,4kN$$

Somit ergibt sich die Summe der Widerstände zu:

$$\Sigma V_{zul} = 601,8 + 273,4 = 875,2kN$$

### 5.3.2. Druckstrebenachweis

$$redQ = \sigma_{b,zul} \cdot b \cdot z \cdot \sin^2 \beta \cdot \cot \beta = 375 \cdot 30 \cdot 1,107 \cdot \sin^2 32 \cdot \cot 32 = 5067kN$$

Die Kontrolle der erforderlichen Mindestbewehrung ergibt:

$$A_s = \frac{85 \cdot \tau_1 \cdot b_0}{\sigma_s} = \frac{85 \cdot 0,4 \cdot 30}{400} = 2,55cm^2/m + Seite$$

Das bedeutet, dass die entsprechend der ÖNorm B4750 geforderte Mindestbewehrung in allen Bereichen des Versuchsträgers eingehalten wurde.

## 5.4. Querkraftbemessung zufolge EN 1992-2 und ÖNorm B4700

### 5.4.1. Zugstrebenachweis

#### 5.4.1.1. Anteil der Bügelbewehrung

As vorhanden: Ø12/25 je Seite => 4,52cm<sup>2</sup>/m+seite

Annahme der Druckstrebenneigung  $\beta=32^\circ$

$$V_{RKS} = 2 \cdot 4,25 \cdot z \cdot f_{yk} \cdot \cot \beta = 9,04 \cdot 1,23 \cdot 0,9 \cdot 41 \cdot 1,6 = 656kN$$

#### 5.4.1.2. Anteil des Spannstahls

Anrechenbare Spannkabel – 12 Stück

(2 Spannkabel sind außerhalb des betrachteten Bereichs verankert)

Mittlere Spannkabelneigung  $\sim 6,5^\circ$

Abgeschätzte Vorspannkraft  $\sim 200kN/Kabel$

Summe der Vorspannkräfte  $N = - 2400kN$

$$V_{zul} = 2400 \cdot \tan 6,5 = 273kN$$

Somit ergibt sich die Summe der Widerstände zu:

$$\Sigma V_{zul} = 656 + 273 = 929kN$$

## 5.4.2. Druckstrebennachweis

### 5.4.2.1. ÖNorm B4700

$$V_{Rdc} = \frac{bw \cdot z \cdot v \cdot f_{ck}}{\cot \beta + \tan \beta} = \frac{30 \cdot 0,9 \cdot 1,23 \cdot 0,5 \cdot 60}{0,625 + 1,6} \cdot 10 = 4477 \text{ kN}$$

$$v = 0,7 - \frac{1,5 \cdot f_{ck}}{200} \geq 0,5$$

$$v = 0,5$$

### 5.4.2.2. EN 1992-2

$$V_{Rdc} = \frac{\alpha_{cw} \cdot bw \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \beta + \tan \beta} = \frac{1,0578 \cdot 300 \cdot 1230 \cdot 0,9 \cdot 0,432 \cdot 40}{0,625 + 1,6} \cdot 10 = 2728 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 60 / 1,0 = 60 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{12 \cdot 250000}{1297500} = 2,31 \text{ N / mm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{ck} = 1 + 2,31 / 40 = 1,0578 \text{ N / mm}^2$$

$$d = 1300 - 70 = 1230 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{60}{250}\right) = 0,432$$

## 5.4.3. Ergebnisse zufolge Ö-Norm

Die aus diesen Berechnungen maximalen Belastungen ergeben sich somit zu:

$$P_{\max, x=1,5m} = \frac{4,65}{1,5 \cdot 1,0} = 3,10 \text{ MN}$$

Momententragfähigkeit an der Stelle  $x=1,5m$

$$P_{\max, x=3,0m} = \frac{6,37}{3,0 \cdot 1,0} = 4,25 \text{ MN}$$

Momententragfähigkeit an der Stelle  $x=3,0m$

$$\Sigma V_{zul} = V_R + V_{zul} = 929 \text{ kN}$$

Querkrafttragfähigkeit an der Stelle  $x=0 - 3,0m$

## **5.5. Lastabschätzung mittels Fachwerkmodell**

Mittels eines Stabwerksprogramms wurde ein Fachwerkmodell erstellt. Die Neigung der Betondruckstreben wurde anhand der „Erweiterten Analogie von Leonhardt für Hauptträger im Bemessungszustand II“ [12] zwischen 30 und 38° gewählt.

Bei dieser Betrachtung wurde lediglich die Querkrafttragfähigkeit untersucht.

Um die tatsächlichen Gegebenheiten des Trägers berücksichtigen zu können, wurden folgende Eingabewerte berücksichtigt.

Trägerhöhe im Auflager  $h_a = 1,20\text{m}$

Trägerhöhe in Feldmitte  $h_m = 1,30\text{m}$

### **5.5.1. Werte Beton**

Betondruckstrebe	$l=b=30\text{cm}$
E-Modul	$E=3700\text{kN/cm}^2$
EA Beton	$EA=3,33 \cdot 10^6$

### **5.5.2. Werte schlaffe Bewehrung**

Zugstrebe Bereich 1	$\emptyset 12/25$	$\Rightarrow 4,52\text{cm}^2/\text{m+seite}$
EA ZST1	$EA=0,1808 \cdot 10^6$	
Zugstrebe Bereich 2	$\emptyset 10/25$	$\Rightarrow 3,12\text{cm}^2/\text{m+seite}$
EA ZST2	$EA=0,1248 \cdot 10^6$	
As unten	$3\emptyset 18$	$\Rightarrow 7,63\text{cm}^2$
EA As unten	$EA=0,4523 \cdot 10^6$	
E-Modul	$E=20000\text{kN/cm}^2$	

### **5.5.3. Spannkabel**

Bei den Spannkabeln wurden die Normalkraft und die Ausmitte in Form von Umlenkkräften berücksichtigt.

12 Kabel  $a=200\text{kN}$   $L=17,2\text{m}$

$$U = \frac{P \cdot 8 \cdot f}{l^2} = \frac{12 \cdot 200 \cdot 8 \cdot 0,75}{17,2^2} = 48,67\text{kN/m}$$

#### **Umlenkkräfte Teil 1**

2 Kabel a`200kN    L=11,2m

$$U = \frac{P \cdot 8 \cdot f}{l^2} = \frac{2 \cdot 200 \cdot 8 \cdot 0,95}{11,2^2} = 24,23 \text{ kN / m}$$

### **Umlenkkräfte Teil 2**

Die Normalkräfte der Vorspannung wurden gleichmäßig auf Ober- und Untergurt verteilt. Die vorhandenen Umlenkkräfte Teil 1 wurden ausschließlich dem Untergurt zugewiesen, die Umlenkkräfte Teil 2 dem Obergurt.

Die Lasteinleitungspunkte wurden entsprechend den Fachwerksknoten gewählt. Die Linienlast wurde mit dem jeweiligen Abstand der Knoten multipliziert.

Die Versuchslast wurde variiert bis eine der vorgegebenen Eingangsgrößen des Untergurts, der Druckstrebe oder der Zugstrebe ihre maximale Ausnutzung erreichte.

### **5.5.4. Ergebnisse des Fachwerkmodells**

Die Berechnung zeigte, dass die vorhandene Bügelbewehrung ausschlaggebend für ein mögliches Versagen des Querschnitts ist. Bei der Ausbildung einer Betondruckstrebe unter der Neigung von 35° im Auflagerbereich zeigte sich eine maximale Versuchslast von 1069kN je Seite, angeordnet in einem Abstand von den Auflagern von 3,0m. Die maximale Zugstrebenlast ergab sich mit Z=593,5kN. Dies erzeugt, bei einer Anrechnung der vorhandenen Bügelbewehrung mit einer Breite von 1,6m, eine Ausnutzung von:

$$s = \frac{594}{9,02 \cdot 1,6 \cdot 41} \cdot 100 = 100\% .$$

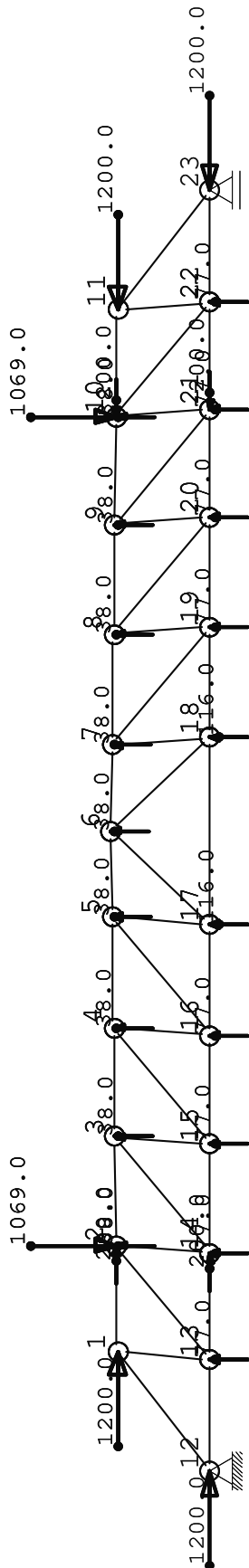
### **Ausnutzungsgrad der Bügelbewehrung**

Bei dieser Belastung bildet sich eine maximale Druckstrebenkraft von  $D_{sd}=1054\text{kN}$  aus.

$$s = \frac{1054}{30^2} \cdot \frac{1,5}{0,4 \cdot 60} \cdot 1000 = 73,2\%$$

### **Ausnutzungsgrad der Betondruckstrebe**





mit Eigengewicht

Abbildung 48: Fachwerkmodell

#### **5.4. Zulässige Querkraft**

ÖNorm B4250	$V_{zul}=875,2\text{kN}$
EN 1992-2; ÖNorm 4700:	$V_{zul}=929\text{kN}$
Hauptnormalspannungen:	$V_{zul}=763\text{kN}$ bei $x=3,25\text{m}$ $V_{zul}=858\text{kN}$ bei $x=2,75\text{m}$
Fachwerkmodell:	$V_{zul}=1069\text{kN}$

## **6. Versuchsdurchführung**

### **6.1. Dokumentation**

Die Vorarbeiten für die Versuchsdurchführung gestalteten sich wesentlich aufwendiger als gedacht. Das Handling der Versuchskörper und des verwendeten Prüfrahmens war aufgrund ihrer Größen und Massen sehr kompliziert und verlangten eine genaue Planung der Versuche.

Begonnen wurde jeweils mit einem Komplettanstrich bzw. Weißanstrich der Stegflächen der Versuchsträger, um die entstehende Rissbildung bei der Versuchsdurchführung eindeutig bestimmen zu können. Um das entstehende Rissbild eindeutig zuordnen zu können, wurden die Stege mit Längsmarkierungen versehen. Ein weiterer Schritt bestand darin, die Bügelbewehrung an gewissen Stellen freizulegen. Durch den sehr stark nachgehärteten Beton und die teilweise bis zu 6cm große Betondeckung war dies eine sehr zeit- und kraftraubende Angelegenheit. Die freigelegten Bewehrungsseisen wurden anschließend glatt geschliffen und gereinigt, um entsprechend der Arbeitsanweisung der Firma HOTTINGER die zur Verwendung kommenden Dehnmessstreifen anbringen zu können.



**Abbildung 49: DMS**

Die verwendeten Bogenwegaufnehmer wurden parallel zu diesen Arbeiten mittels kleiner Stahlwinkel und Klammern auf der Rückseite des Trägers montiert. Die Auflager für die ÖBB- Brückenträger wurden bereits vor Beginn der Versuche durch die Baufirma PORR hergestellt. Ebenso wurden im Bereich der Lasteinleitung ebene Fläche hergestellt. Beim Versetzen der Hilfsbrücke kamen zwei Schwerlastkräne zum Einsatz, welche die massiven Stahlträger von einem Waggon der ÖBB auf ein vorbereitetes Mörtelbett versetzten.



**Abbildung 50: Versuchsumbau**

Auf den Hilfsbrückenträgern wurden mit Hilfe der Schwerlastkräne die Querjoche versetzt und eingerichtet. An der Betonträger Unterseite wurden entsprechende Joche auf Hubwagen in Position gebracht. Durch vorgebohrte Löcher in der Stahlbetonplatte des Platenbalkenträgers wurden mehrfach verschraubte Gewindestangen  $\varnothing 36$  geschoben und an den Außenseiten der Joche fixiert. Mittels einer kleinen Hydraulikpresse konnten die GEWI Anker auf eine Kraft von ca. 250kN je Stange vorgespannt werden. Jeweils am Durchführungstag der Versuche wurde die Elektronik und Hydraulik zu den Prüfträgern transportiert, die induktiven Wegaufnehmer in Position gebracht und alle Kabel angeschlossen.



**Abbildung 51: Vorspannen**

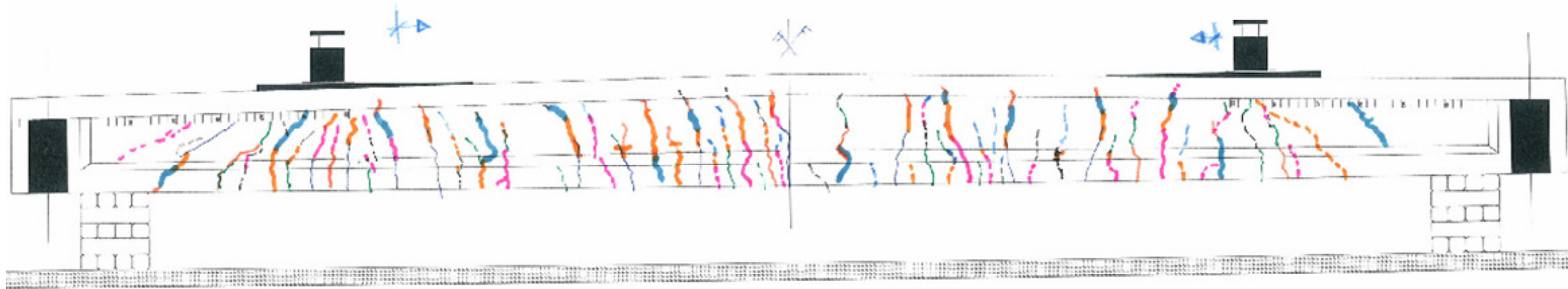


**Abbildung 52: Lagerverguss**

## **6.2. Erster Vorversuch**

Beim ersten und zweiten Vorversuch konnten einige wichtige Erkenntnisse für die weitere Vorgehensweise erlangt werden. Die Pressen wurden in einem Abstand von 3,25m zum Auflager aufgestellt. Zu Beginn des Versuches wurde unter Einhaltung von gewissen Laststeigerungsstufen die Prüflast schrittweise erhöht. Insgesamt wurden Laststeigerungen mit 19 Laststufen a 50kN durchgeführt. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufen, wurde das entstandene Rissbild am Träger angezeichnet und fotografiert. Die Markierungen am Träger

wurden bis zu einer Last von 1700kN durchgeführt. Die maximal zulässige Belastung des Systems wurde durch die Widerlager bzw. Stahlträger begrenzt. Maßgebend hierfür war das Versagen durch Biegedrillknicken. Die Prüflast wurde so auf 2100kN begrenzt. Nach Erreichen der Prüflast wurde eine Entlastung auf 1000kN vorgenommen sowie ein neuerlicher Anstieg auf die Prüflast. Die Sensoren zeigten ein durchwegs gutes Ansprechverhalten. Sowohl die induktiven Wegaufnehmer als auch die Dehnmessstreifen zeigten plausible Ergebnisse. Die Bogenwegaufnehmer zeigten die geringsten Reaktionen. Bei einer Versuchslast von 1600kN zeigte sich ein deutlicher Schubriss im Bereich eines Auflagers. Sein Verlauf ging direkt durch einen angeordneten DMS. Die Verformung und das Rissbild des Spannbetonträgers waren zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Prüflast wesentlich geringer als angenommen. Die Vorbemessung und die Vorgabe durch die Normen gaben einen wesentlich geringeren Widerstand gegen Versagen an. Weiters zeigten die Messungen ein Ansteigen der Steifigkeit des Trägers bei zunehmender Belastung an. Das Entstehen dieser Steifigkeitszuwächse konnte vorerst nicht eindeutig geklärt werden. Aus diesem Grund wurde zum Vorversuch Zwei übergegangen.



- erste Risse bei LS 1160 kN ( $\approx 11^{\text{es}}$ )  
Rissstärke: 0,1 mm
- LS 1200 kN
- LS (1250 kN) keine Veränderung  
1300 kN : RS: 0,1 mm
- LS 1350 kN ■
- LS 1400 kN
- LS 1450 kN  $\hat{=}$  geht am Träger

- Feld mitte : Durchbiegung Betonträger: 11,3 mm
- LS 1490 kN (am Träger gelb) → Skizze: grün strichliert
  - LS 1850 kN (rot) (Umsatz: 13:00)
  - LS 1800 kN
  - LS 1750 kN (größere Schubrisse li nach innen oben)
  - LS 1700 kN
  - LS 1650 kN ■
  - LS 1950 kN
  - LS 2000 kN
  - LS 2050 kN
  - LS 2100 kN
  - LS 1500 kN
  - LS 1550 kN

Abbildung 53: Rissbild VV1



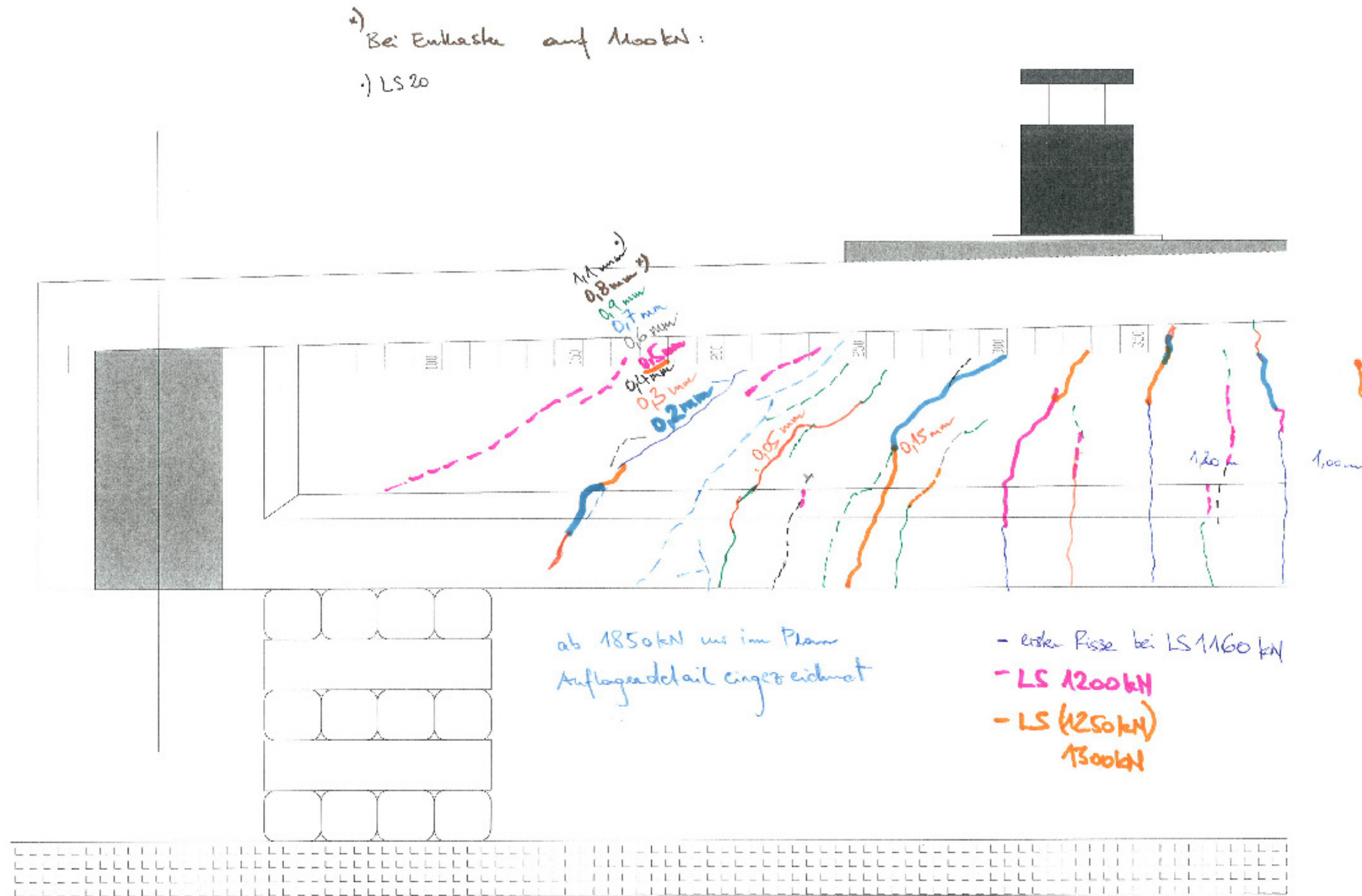


Abbildung 54: Rissbild VV1 linke Seite

### 6.3. Zweiter Vorversuch

Die Versuchsanordnung war abgesehen vom Messprogramm identisch mit dem ersten Vorversuch. Eine Änderung bestand in der Erhöhung der zulässigen Prüflast von 2100 auf 2800kN. Während des Prüfverlaufs wurde wieder eine teilweise Steigerung der Systemsteifigkeit verzeichnet.

Die Vermutung wurde aufgestellt, dass ein Teil der Prüflast durch Reibungskräfte, welche durch ein Verkeilen der Pressenzylinder entstehen, in den Pressen abgebaut wurde.



Abbildung 55: Rissbild bei Prüflast

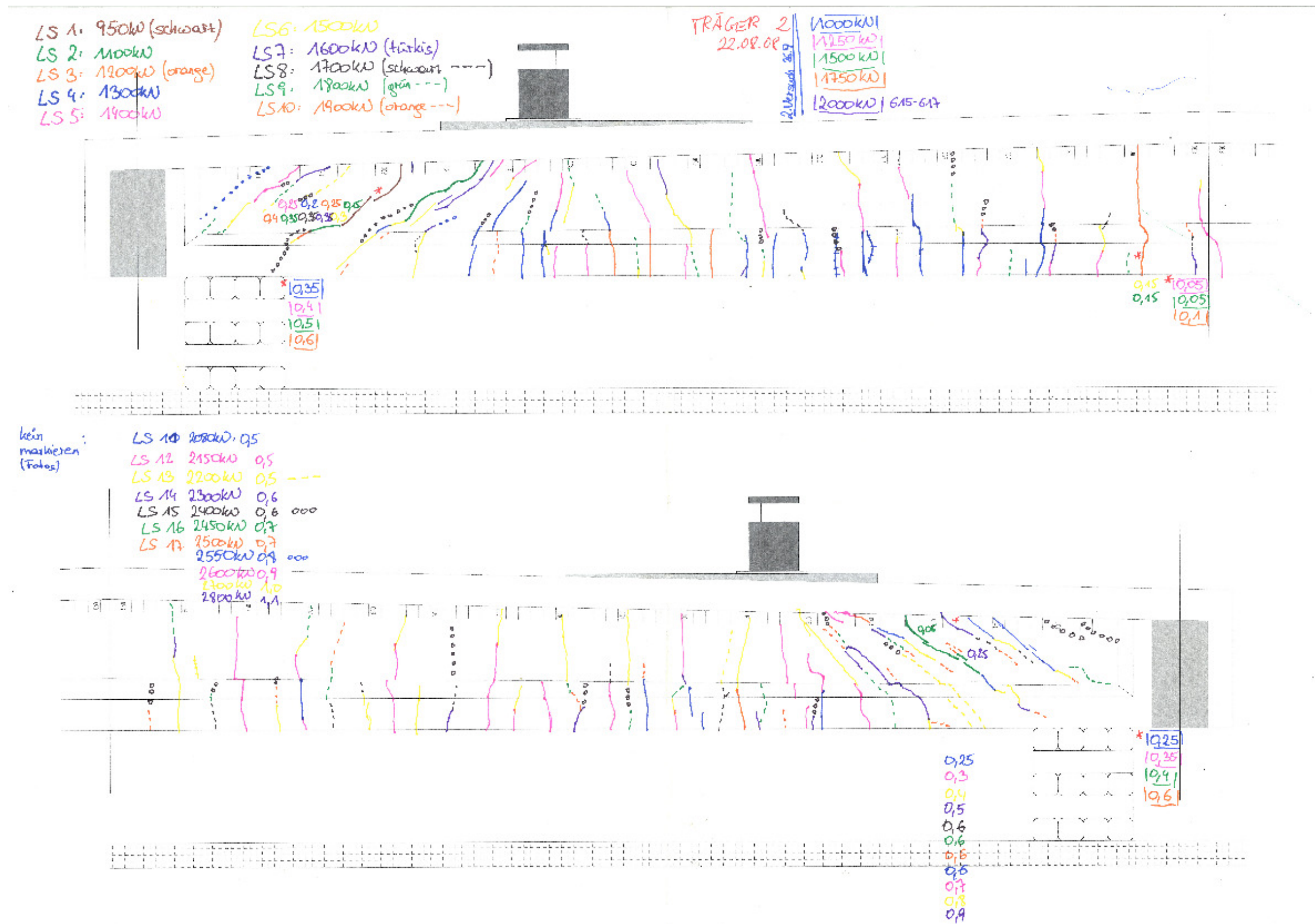


Abbildung 56: Rissbild VV2

#### **6.4. Dritter Vorversuch**

Entsprechend dem ersten Vorversuch wurden die Hydraulikpressen wieder in einer Entfernung von 3,25m von den Auflagern aufgestellt. Durch die Anordnung von zwei Widerlagerträgern übereinander konnte die theoretisch mögliche Prüflast verdoppelt werden. Die Gefahr des Biegedrillknickens konnte reduziert und die Durchbiegung der Widerlager halbiert werden. Die Sensoren zeigten wieder ein ähnliches Ansprechverhalten wie beim ersten Versuch. Auch das entstehende Rissbild war mit dem des vorgehenden Versuchs vergleichbar. Ab dem Erreichen einer gewissen Prüflast, konnte auch wieder ein scheinbarer Anstieg der Trägersteifigkeit beobachtet werden. Dies war der Hinweis, dass auch der für diesen Versuch gewählte Prüfrahmen Schwächen hinsichtlich der „Pressenscheinkraft“ aufwies. Die Prüflast beim Versuch 2.2 betrug ca. 2500kN. Eine weitere Steigerung erschien aufgrund der vorgeannten Pressenproblematik und der dadurch nicht vollständig übertragbaren Prüflast nicht sinnvoll. Aufgrund der Vorbelastung zeigte sich kein wesentlich verändertes Rissbild.

#### **6.5. Erster Hauptversuch**

Durch die großen Durchbiegungen des Prüfträgers und der Stahl- Hilfsbrücke bei den Vorversuchen entstand eine wesentliche Verdrehung der Pressenzylinder, die durch die vorhandenen Kalotten der Hydraulikpressen nicht ausgeglichen werden konnten. Da auch die Erhöhung der Steifigkeit des Prüfrahmens, der bei Vorversuch drei zum Einsatz kam, den Einfluss der Verklemmung der Pressenzylinder nicht verhindern konnte, wurde zusätzlich zwischen Stahlbetonträger und Hydraulikpresse ein horizontal verschiebliches Elastomerlager eingebaut. Dieses erlaubte eine Schiefstellung der Pressen und verhinderte vollkommen das Entstehen von Reibungsverlusten und das Verkeilen der Pressenzylinder.

Entsprechend dem zweiten Vorversuch wurde der erste Hauptversuch wieder am Prüfträger zwei durchgeführt. Durch die vorangegangenen Belastungen und Entlastungen konnte nicht von einem absolut unverfälschten Prüfergebnis ausgegangen werden. Der Versuchsverlauf zeigte jedoch den positiven Einfluss der Pressenlagerung. Ein scheinbarer Anstieg der Trägersteifigkeit konnte nicht

festgestellt werden. Da der gewählte Systemaufbau keine Verluste in den Pressen erzeugte, betrug die Prüflast beim ersten Hauptversuch einen geringeren Wert als bei den vorgehenden. Die Prüflast bei Erreichen der Zugfestigkeit der Biegebewehrung, betrug 2283kN. Dies bedeutet, dass die Versagensart ein Biegeversagen und kein Querkraftversagen war.

### **6.6. Zweiter Hauptversuch**

Da der zweite Hauptversuch an einem nicht vorbelasteten Spannbetonträger durchgeführt wurde und die negativen Einflüsse der vorausgehenden Versuche ausgeschlossen werden konnten, zeigte der so genannte Hauptversuch die aussagekräftigsten Ergebnisse.

Die Prüflast wurde in Stufen von 100kN gesteigert. Bei einer Last von 1200kN konnten die ersten, sichtbaren Schubrisse festgestellt werden. Biegerisse konnten bei einer Laststufe von 1400kN festgestellt werden. Die Aufzeichnung der Risse am Träger wurde bei einer Last von 1900kN aus Sicherheitsgründen beendet. Zu dieser Zeit betrug die Rissweite des größten Schubrisses einen Wert von 0,8mm. Bei einer Versuchslast von 2640kN zeigte sich ein Fließen der Biegebewehrung und der Versuch wurde abgebrochen.

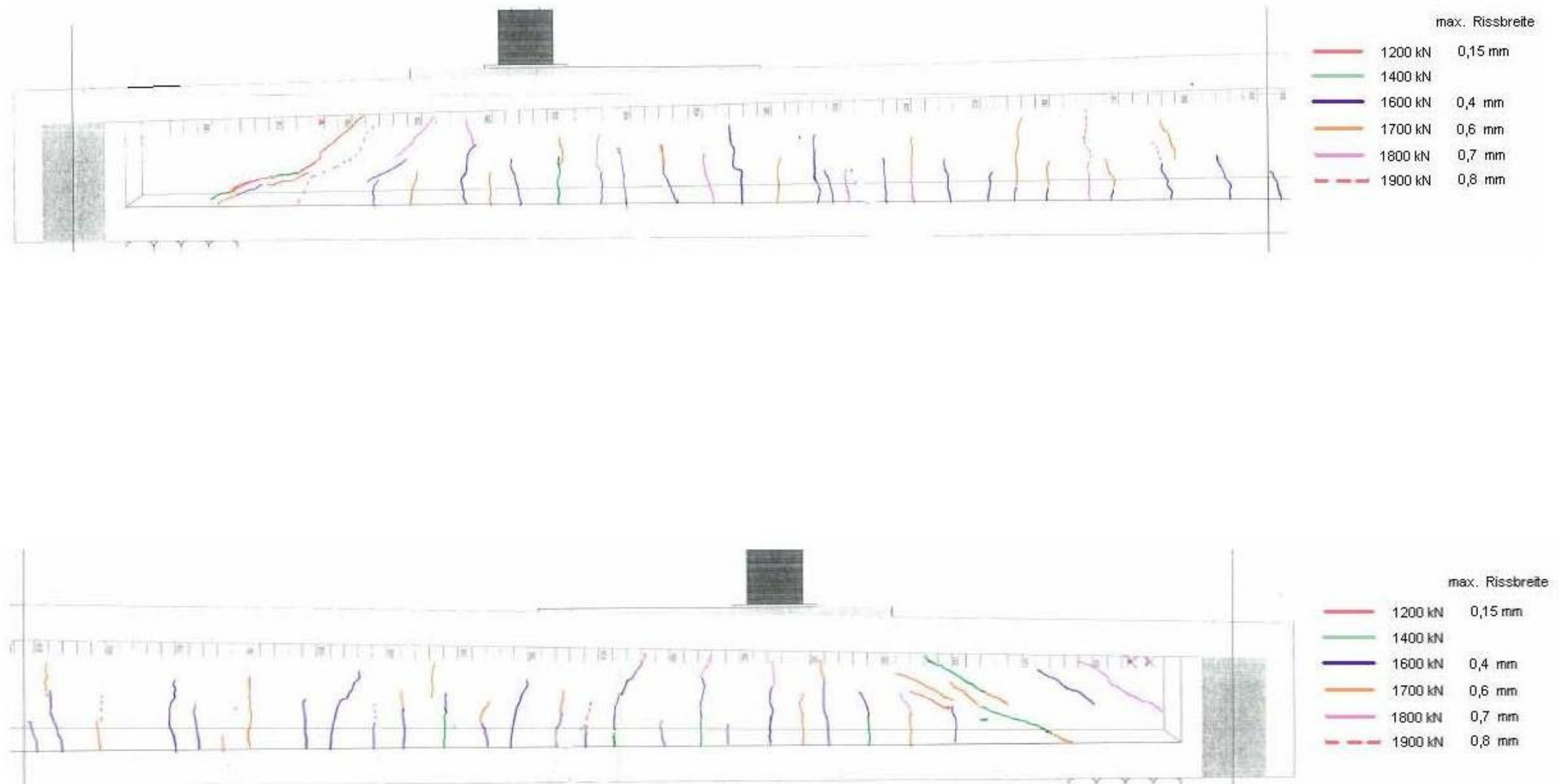


Abbildung 57: Rissbilder zweiter Hauptversuch

## 7. Ergebnisse

Die Ergebnisse werden in Form von Kraft – Dehnungsdiagrammen und der Darstellung der jeweiligen gemessenen Bügelspannung der schlaffen Schubbewehrung dargestellt.

### 7.1. Vorversuch 1

Beim ersten Vorversuch zeigen sich im Kraft- Durchbiegungsdiagramm einige wesentliche Punkte.

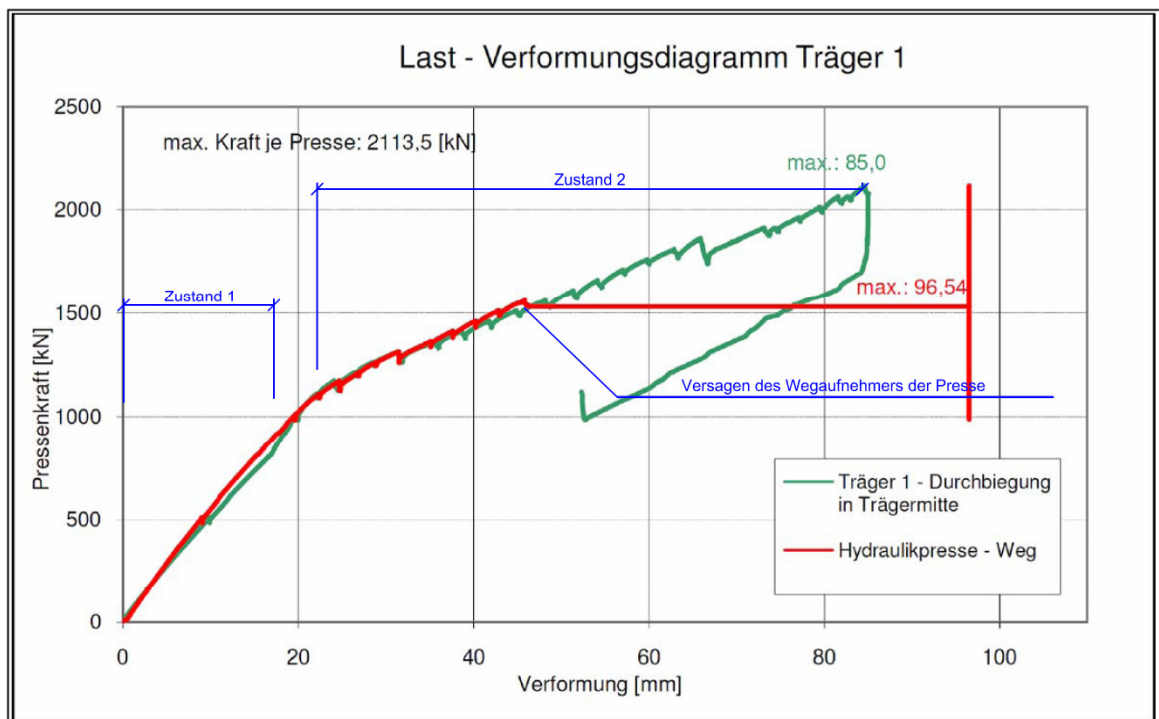


Abbildung 58: P-F Diagramm Träger 1 – [10]

Die Kurve zeigt einen ausgeprägten elastischen Bereich, der sich bis zu einer Belastung von 800- 850kN ausbildet. Diese Werte liegen im Bereich der Vorbemessungsergebnisse der Normen und Hauptzugspannungen.

Bei weiterer Laststeigerung zeigt sich eine Verflachung der Kurve. Diese Verflachung zeigt den Übergang des Versuchsträgers in den gerissenen Zustand. Die „Zick-Zack“ Ausbildung zeigt die einzelnen Belastungsstufen bei denen die Pressenkraft aus Systemgründen jeweils leicht abfiel. Bei einer Pressenkraft von ca. 1500kN löste sich ein induktiver Wegaufnehmer aus

seiner Verankerung. Aus diesem Grund konnte der Hydraulikpressenweg nicht weiter gemessen werden. E wird daher der maximale Dehnweg des Wegaufnehmers angezeigt.

Um ein Versagen des Prüfrahmens zu vermeiden, wurde der Versuch bei einer Pressenkraft von ca. 2113kN abgebrochen.

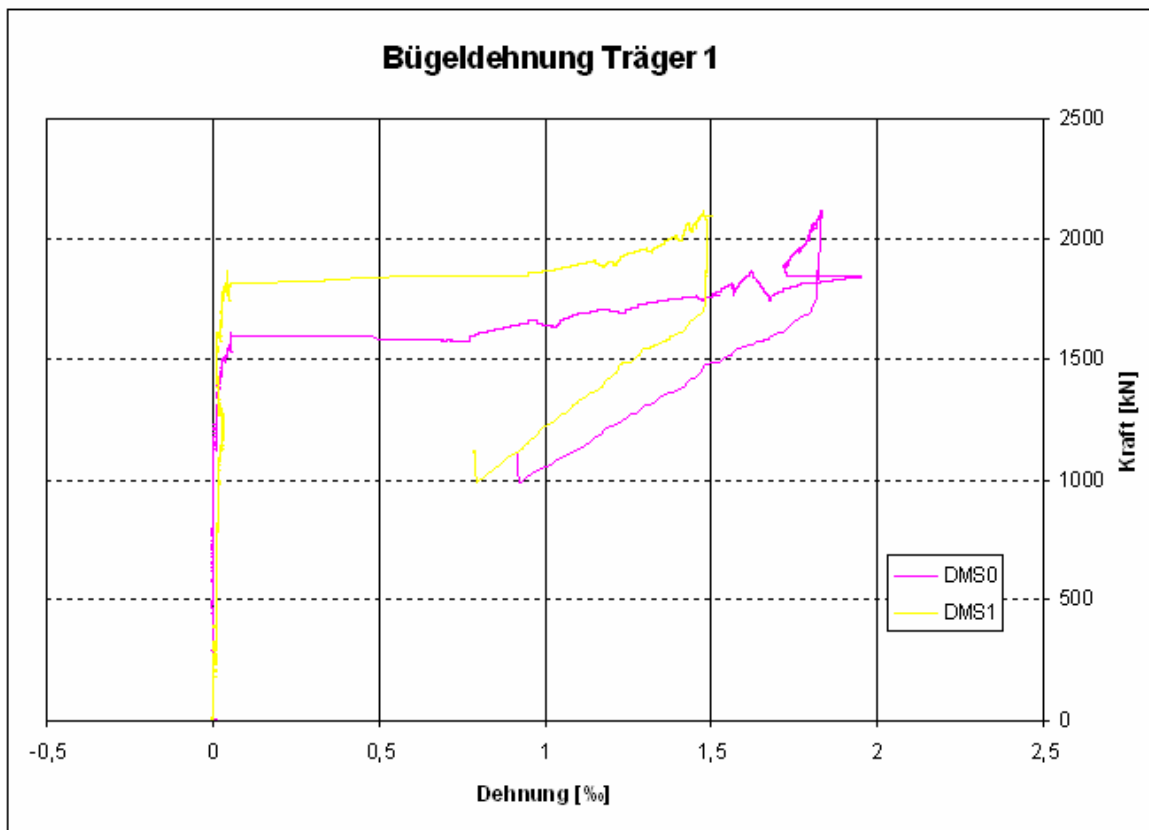


Abbildung 59: Biegeldehnung Träger 1 – [10]

Der Verlauf der Biegelspannungen zeigt einen wesentlichen Anstieg bei einer Last von ca. 1600 bzw. 1750kN. Die folgenden Abbildungen zeigen den Ursprung dieses plötzlichen Ansprechens der jeweiligen Dehnmessstreifen. Durch Rissbildungen im Beton, die bei den unterschiedlichen Laststufen jeweils im Bereich der DMS auftraten, fand eine Lastumlagerung vom Beton auf die Bewehrung statt.

Die Stahlspannung der Bügel ergibt sich bei einer maximalen Dehnung von 1,9 Promille und einem E-Modul von  $209\text{kN/mm}^2$  zu  $39,71\text{kN/cm}^2$ .



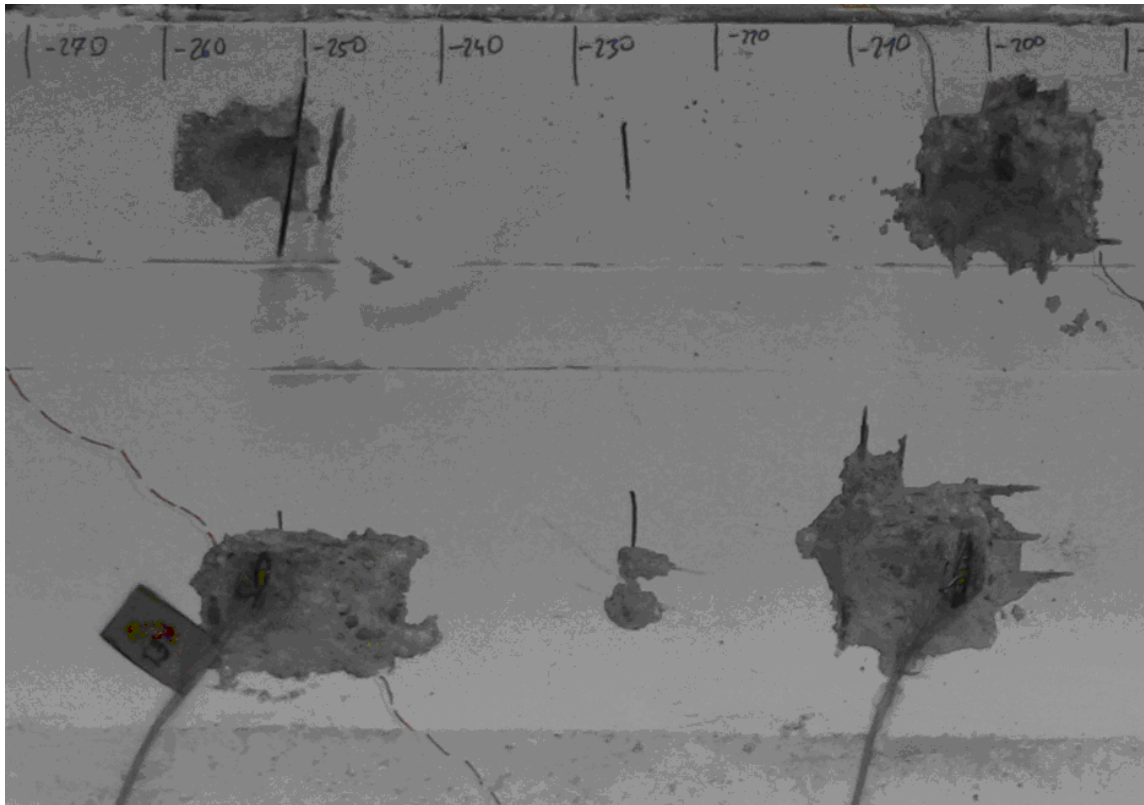


Abbildung 60: Rissbildung im Bereich des DMS 0

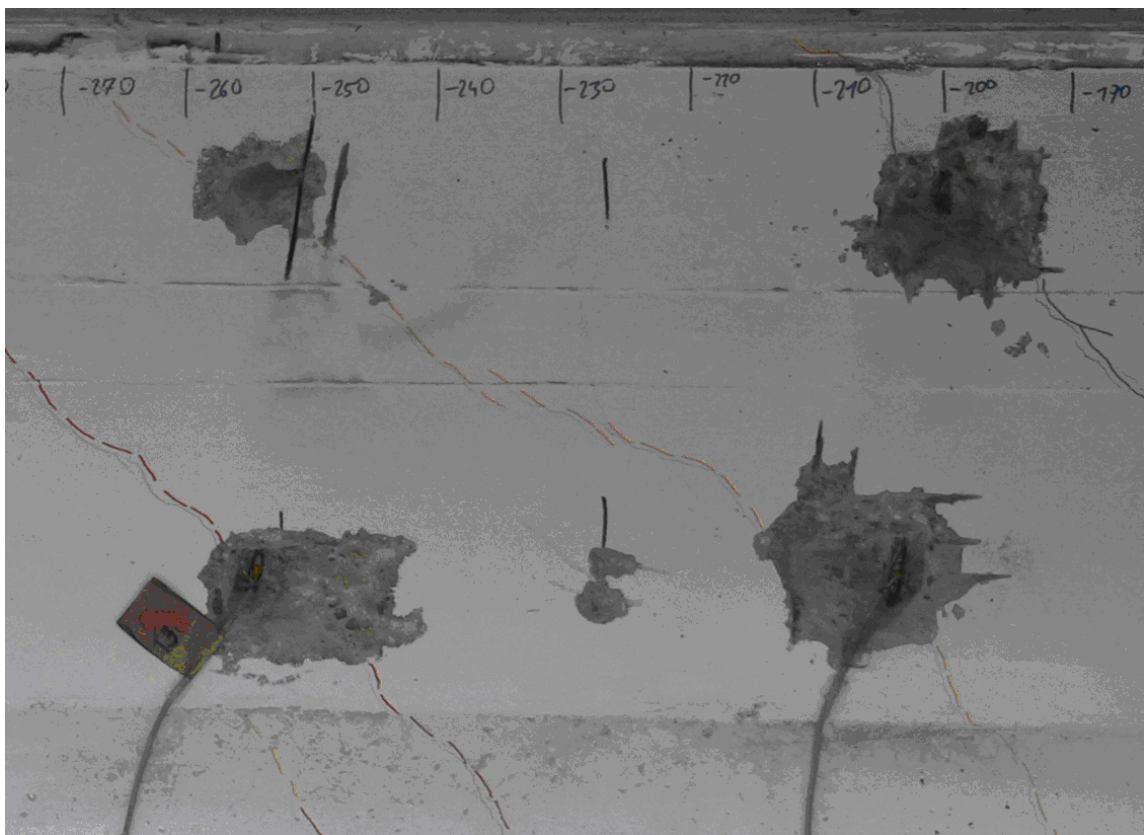
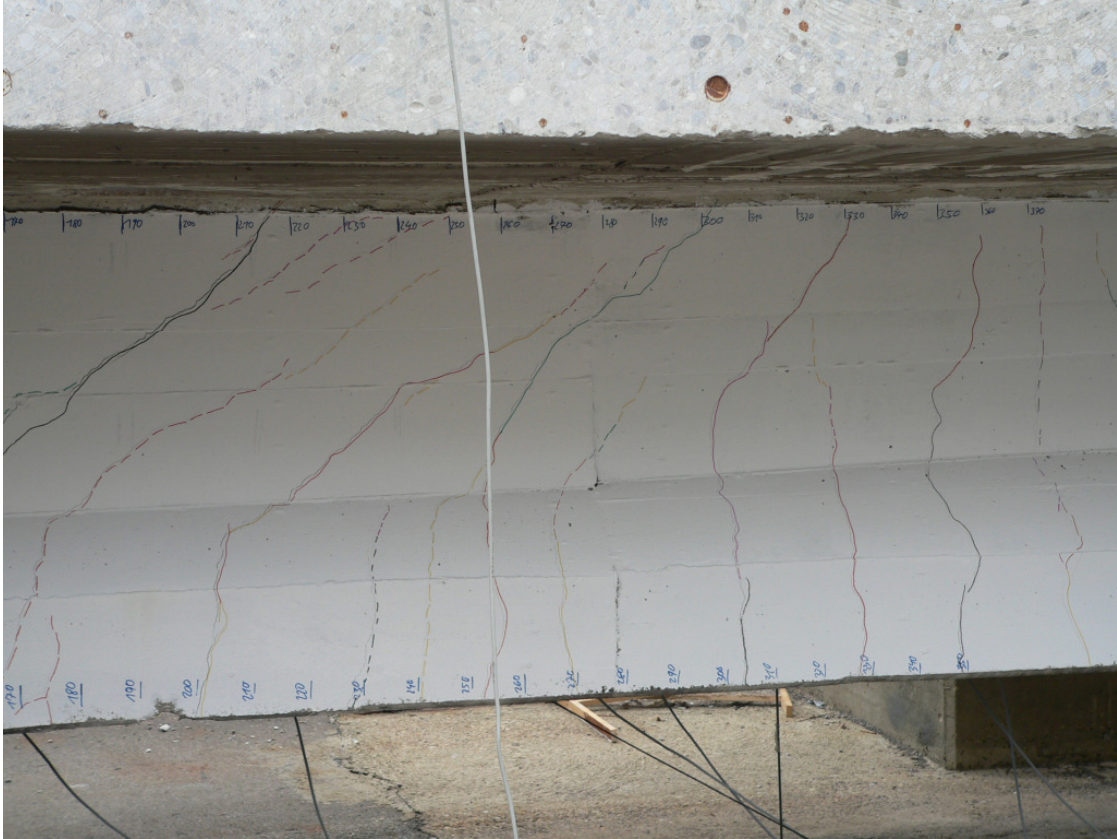


Abbildung 61: Rissbildung im Bereich des DMS 1

Auf diesen Abbildungen wird das unterschiedliche Ansprechverhalten der DMS deutlich. Bild 1 zeigt im Bereich DMS 0 bereits einen erkennbaren Riss. Im Bild 2 ist die Ausweitung der Rissbildung bei einer höheren Laststufe auf den DMS 1 zu erkennen.



**Abbildung 62: Rissbild linke Seite bei Versuchende**

## 7.2. Vorversuch 2

Beim zweiten Vorversuch wurde eine höhere Versuchslast und somit Belastung des Prüfrahmens zugelassen. Durch diese Entscheidung konnte der bereits beschriebene Effekt der scheinbaren Erhöhung der Steifigkeit beobachtet werden.

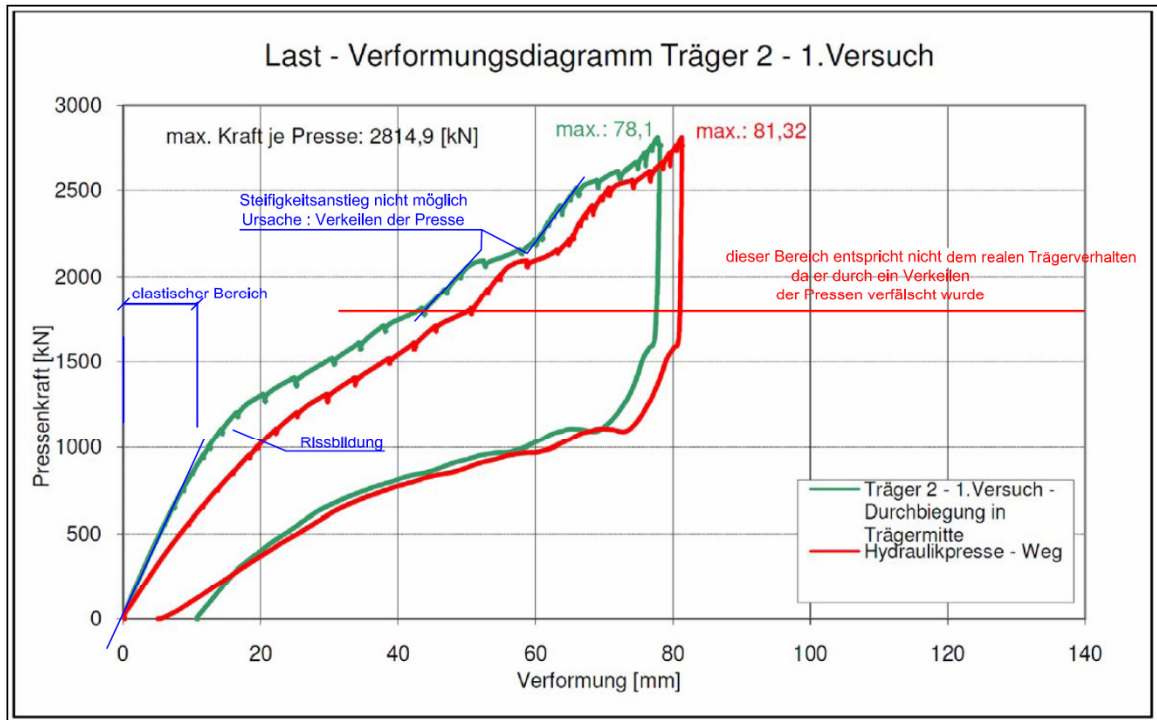


Abbildung 63: P-F Diagramm Träger 2.1 – [10]

Die Ausbildung des ungerissenen und gerissenen Bereiches stellt sich entsprechend des ersten Vorversuchs dar. Ab einer Versuchslast von ca. 1700kN bis 2100kN zeigt sich der erste „Steifigkeitszuwachs“ der tatsächlich durch eine Verklemmung des Pressenzylinders erklärbar ist. Nach einem kurzzeitigen Anstieg der Last ohne Verluste, erfolgte ein weiteres Verkeilen. Bei einer maximalen Versuchslast von ca. 2815kN lt. Öldruckanzeige wurde abgebrochen.

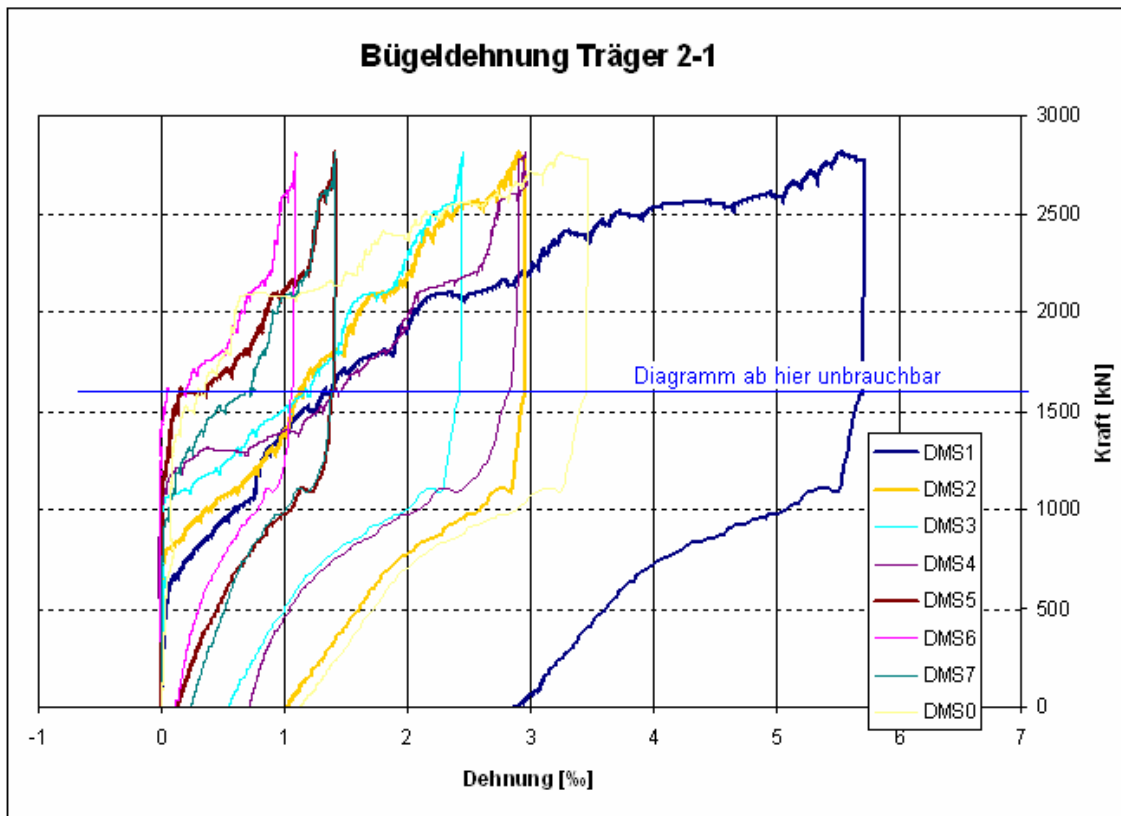


Abbildung 64: Bügeldehnung Träger 2.1 - [10]

Alle 8 verwendeten DMS zeigten ein brauchbares Ansprechverhalten. Auch der sprunghafte Anstieg der Bügeldehnung ist erkennbar. Bei den Messwerten der DMS zeigt sich deutlich der Effekt der Pressenverkeilung durch einen wesentlich steileren Verlauf der Kraft – Dehnungskurve.

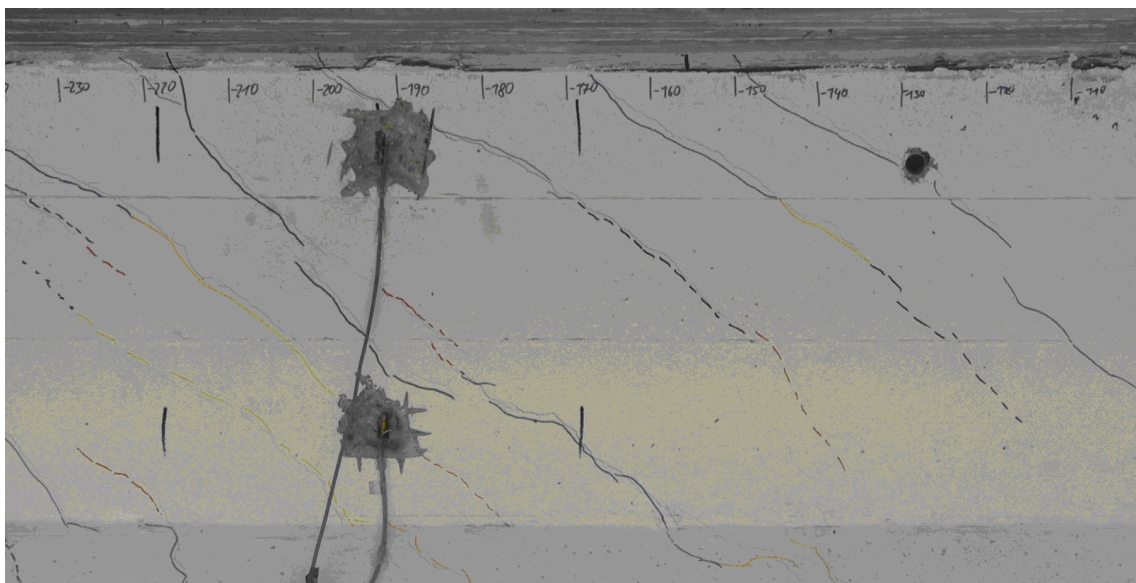


Abbildung 65: Rissbild rechte Seite bei Versuchende

### 7.3. Vorversuch 3

Der Versuch wurde wieder am Träger 2 durchgeführt. Durch die Versteifung des Prüfrahmens wurde versucht die Systemsteifigkeit so weit zu steigern und die entstehenden Durchbiegungen so weit zu senken, um die angesprochenen Verkeilung der Pressen zu vermeiden.

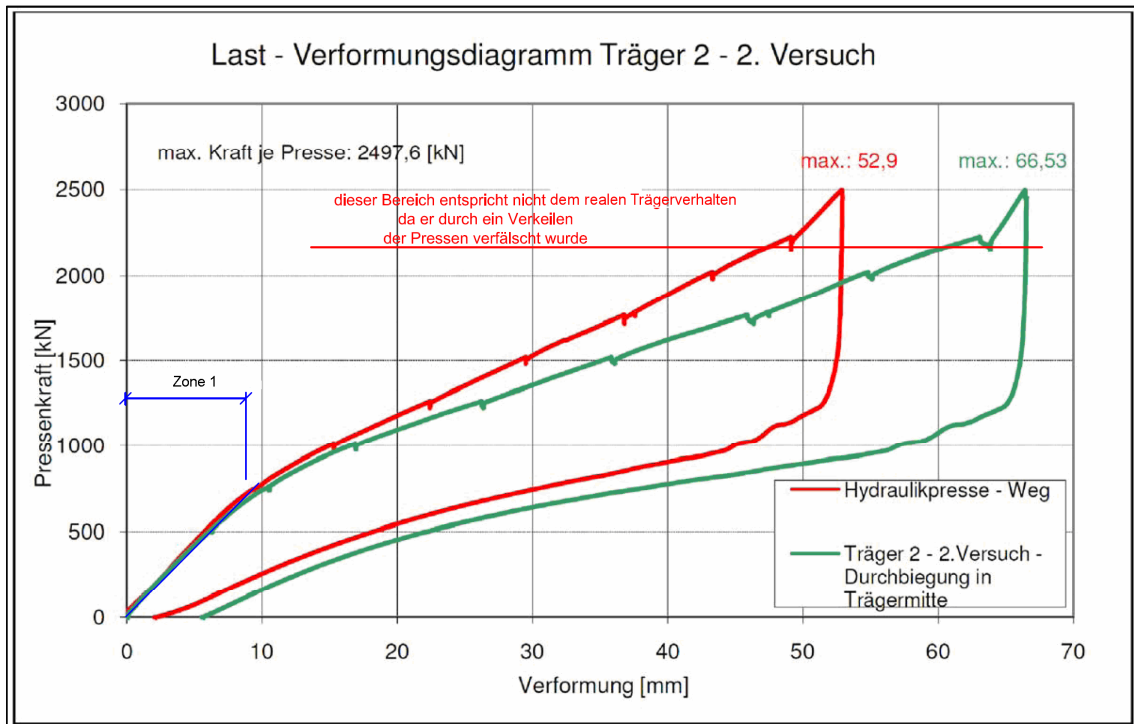


Abbildung 66: P-F Diagramm Träger 2.2 – [10]

Im Bereich Zustand 1 und 2 im unteren Lastbereich sind die Ergebnisse gut mit den ersten beiden vergleichbar. Durch die veränderte Steifigkeit des Prüfrahmens zeigt sich ein geringerer Pressenweg. Die Verformung in Trägermitte war durch die Vorbelastung und die damit verbundene Rissbildung geringfügig höher als bei der ersten Belastung des zweiten Versuchsträgers. Bei einer Versuchslast von ca. 2200kN trat jedoch wieder eine Verkeilung der Presse auf und der Versuch wurde bei einer Last von ca. 2500kN abgebrochen.

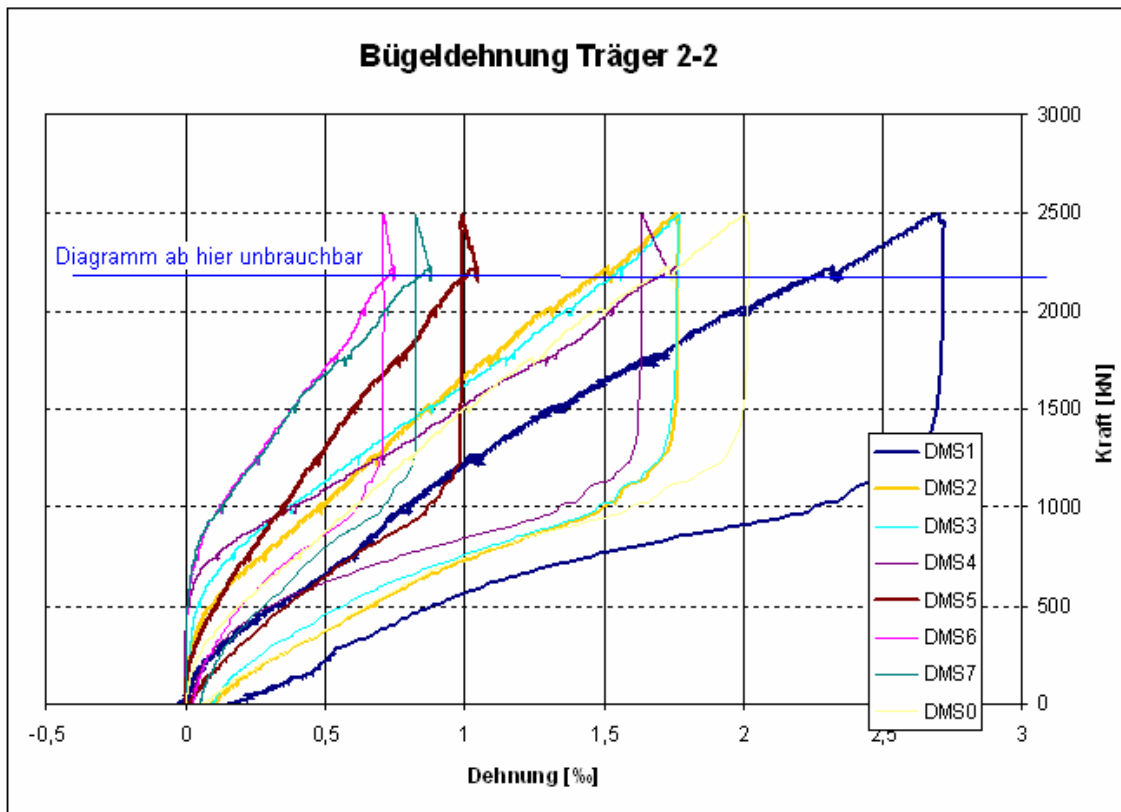


Abbildung 67: Biegeldehnung Träger 2.2 - [10]

Durch die bereits vorhandene Rissbildung des Versuchsträgers und die dadurch erfolgte Lastumlagerung kann ein merkliches Ansprechen der DMS bereits zwischen 300kN und 700kN beobachtet werden.

#### 7.4. Hauptversuch 1

Beim ersten Hauptversuch, der mit Elastomerlagern unter den Pressen ausgeführt wurde, konnte erstmals kein negativer Effekt der Pressenverklemmung beobachtet werden. Da der Versuch ebenfalls am Träger zwei durchgeführt wurde, musste mit einer leichten Beeinflussung der Ergebnisse durch die bereits aufgetretene Rissbildung und dadurch verbundene Steifigkeits- Änderung gerechnet werden.

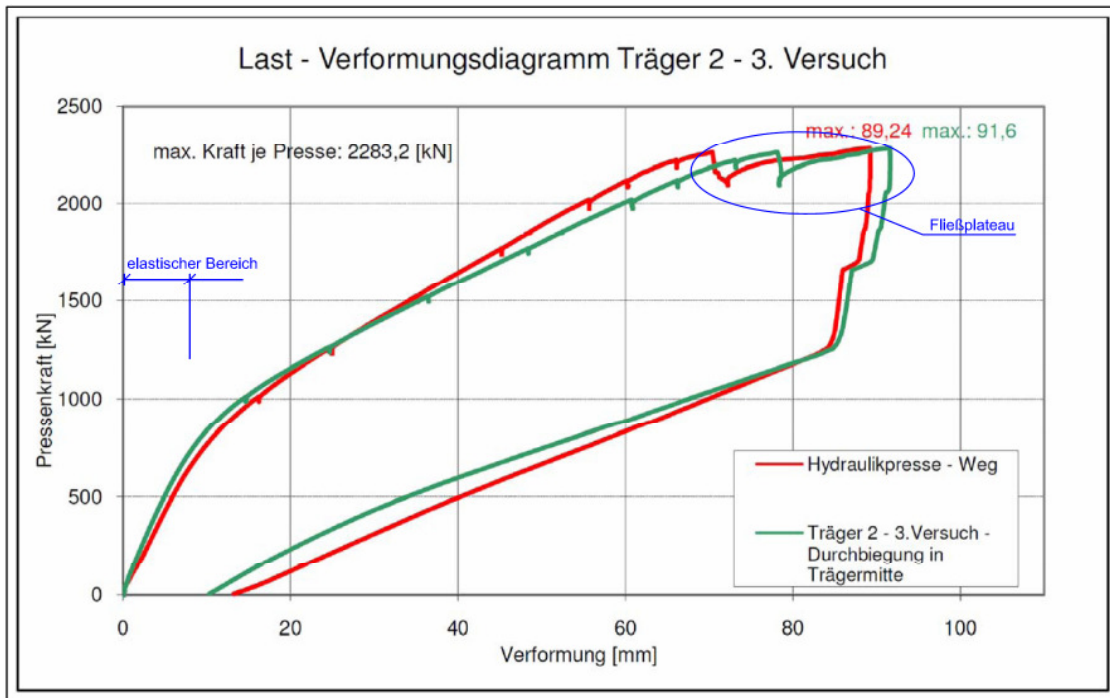


Abbildung 68: P-F Diagramm Träger 2.3 – [10]

Das Diagramm zeigt einen deutlichen Abfall der Steifigkeit, der durch die große Zunahme der Durchbiegung sichtbar wird, bei einer Pressenkraft von ca. 2280kN. Dieser Steifigkeitsverlust ist mit einem Versagen der Biegebewehrung zu erklären. Daraus resultierte der Versuchsabbruch.

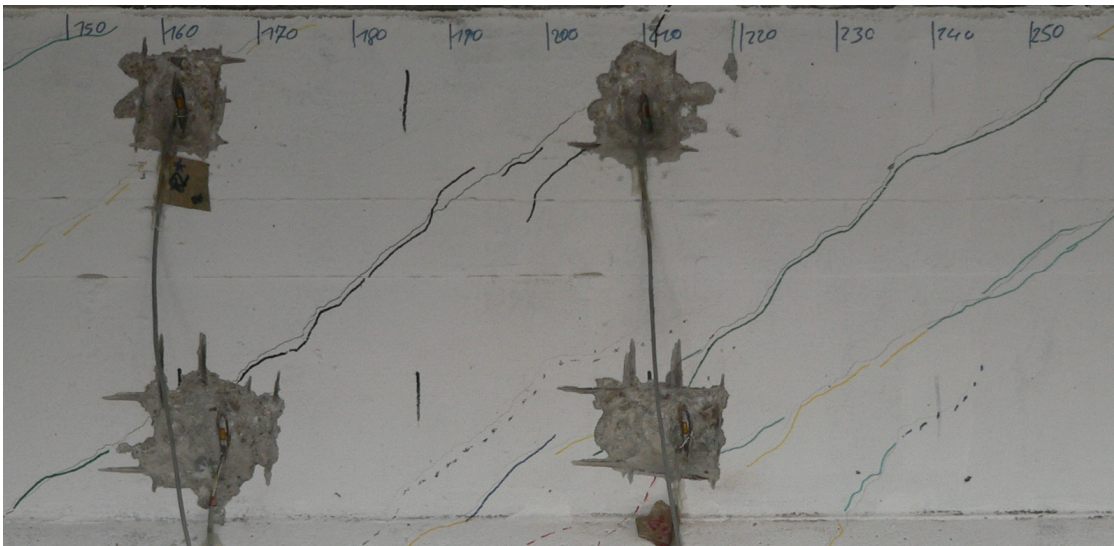


Abbildung 69: Rissbild linke Seite bei Versuchende

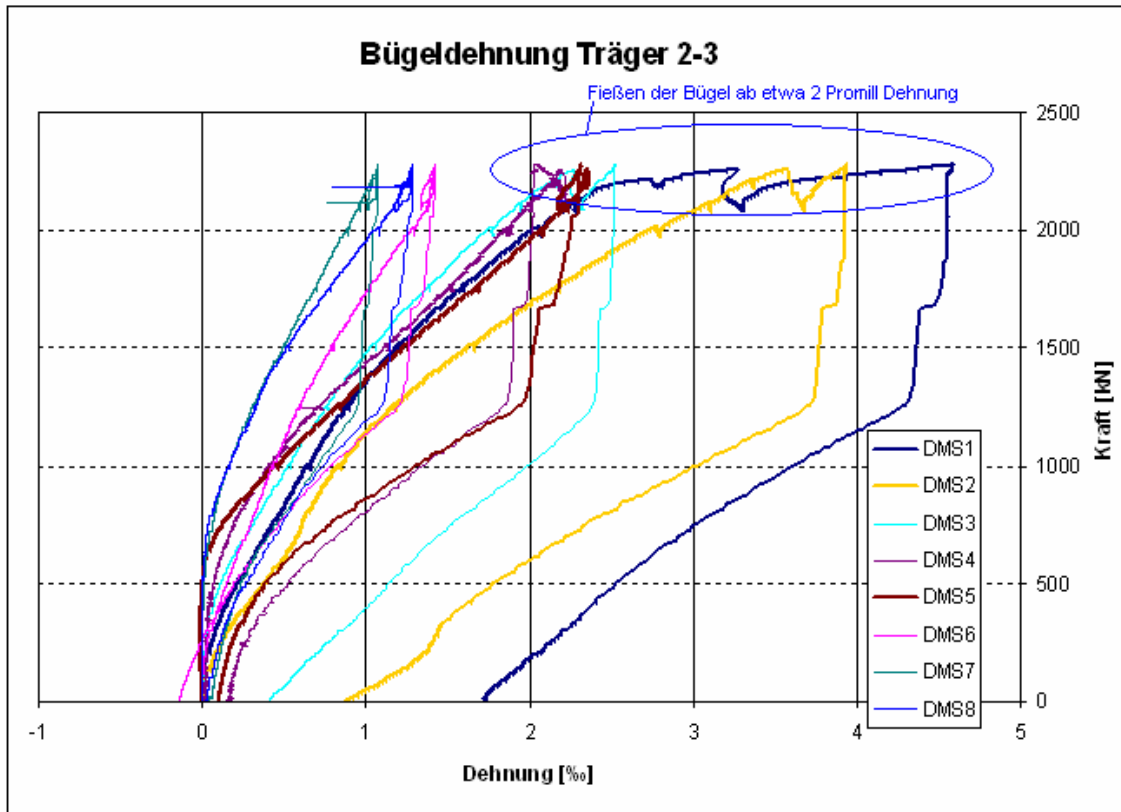


Abbildung 70: Bügeldehnung Träger 2.3 - [10]

Entsprechend dem dritten Vorversuch ist der Verlauf der Bügeldehnung zu erkennen. Beim Erreichen der Versuchslast wurde das Fließplateau einiger Bügel erreicht. Die Dehnungen bei diesen Bügeln betragen maximal 2 Promille was einer Spannung von  $41,8\text{kN/cm}^2$  entspricht. Einige Bügel wiesen wesentlich größere Dehnungen bis zu 5 Promille auf, was auf ein Fließen der Bügelbewehrung hinweist.





**Abbildung 71: Biegeriss bei Versuchende**

## 7.5. Hauptversuch 2

Um die Wahrscheinlichkeit eines Versagens der Biegebewehrung zu minimieren, wurde der Abstand der Pressen zu den Auflagern auf 2,75m verringert.

Entsprechend dem ersten Hauptversuch wurden wieder Elastomerlager unter den Pressen eingebaut und zwei ÖBB Hilfsbrücken als Teile des Prüfrahmens verwendet.

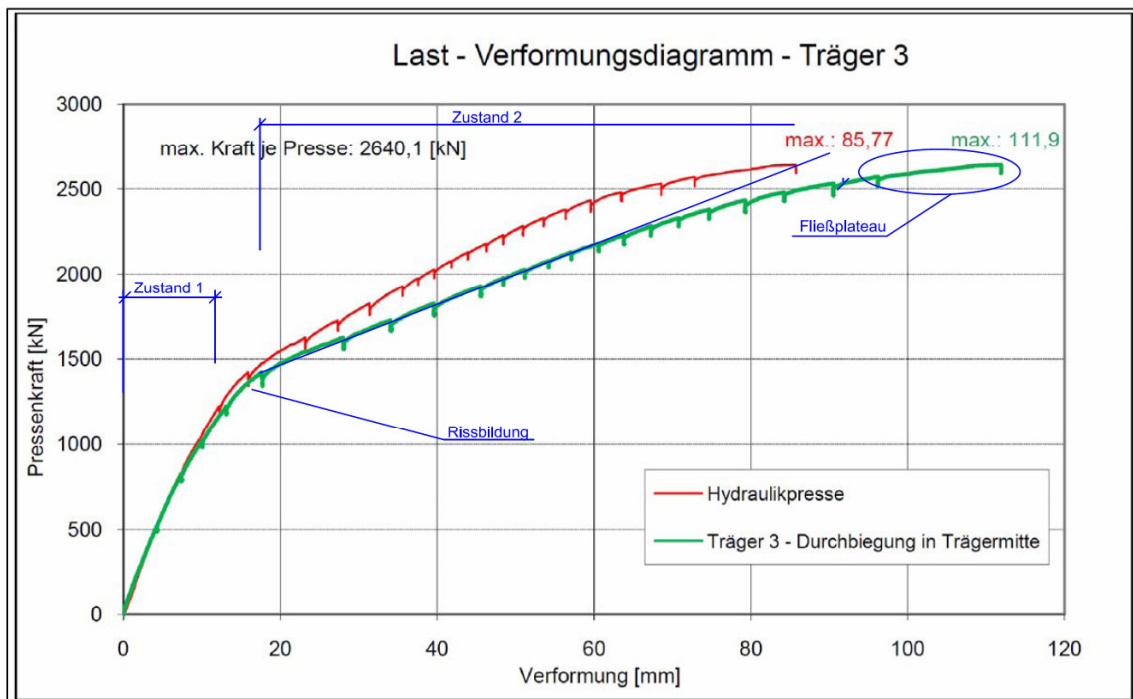


Abbildung 72: P-F Diagramm Träger 3 – [10]

Da die Pressen um je 50cm näher bei den Auflagern positioniert waren, ergab sich ein wesentlich höherer Lastbereich in dem der Träger vom Zustand 1 auf den Zustand 2 überging. Die erste Rissbildung begann bei einer Versuchslast von ca. 1350kN.

Der weitere Verlauf der Kurve entsprach im Wesentlichen den Erwartungen an einen gerissenen Stahlbetonträger. Jedoch wurde die Prüflast wieder durch ein Versagen der Biegezugbewehrung begrenzt. Es zeigten sich allerdings auch markante Schubrisse bis zu einer Größe von über einem Millimeter. Die maximale Versuchslast betrug 2640kN.

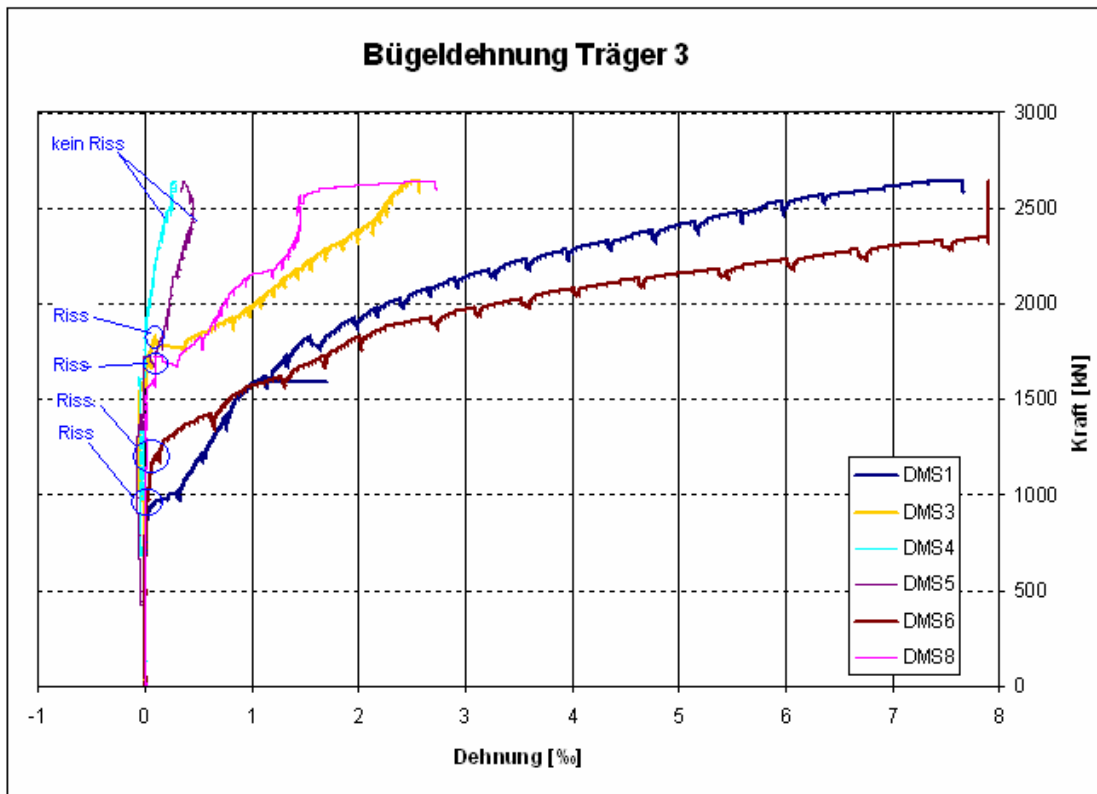


Abbildung 73: Bügeldehnung Träger 3 - [10]

Die Bügeldehnungen zeigen ähnliche Verläufe wie bei den vorangegangenen Versuchen. Eine Besonderheit stellen die Bügel mit den DMS 4 und 5 dar. In diesen Bereich traten nur sehr geringe Risse auf und dadurch sehr geringe Lastumlagerungen auf die Bügelbewehrung.



Abbildung 74: Schubrisse bei Versuchende - Trägerrückseite

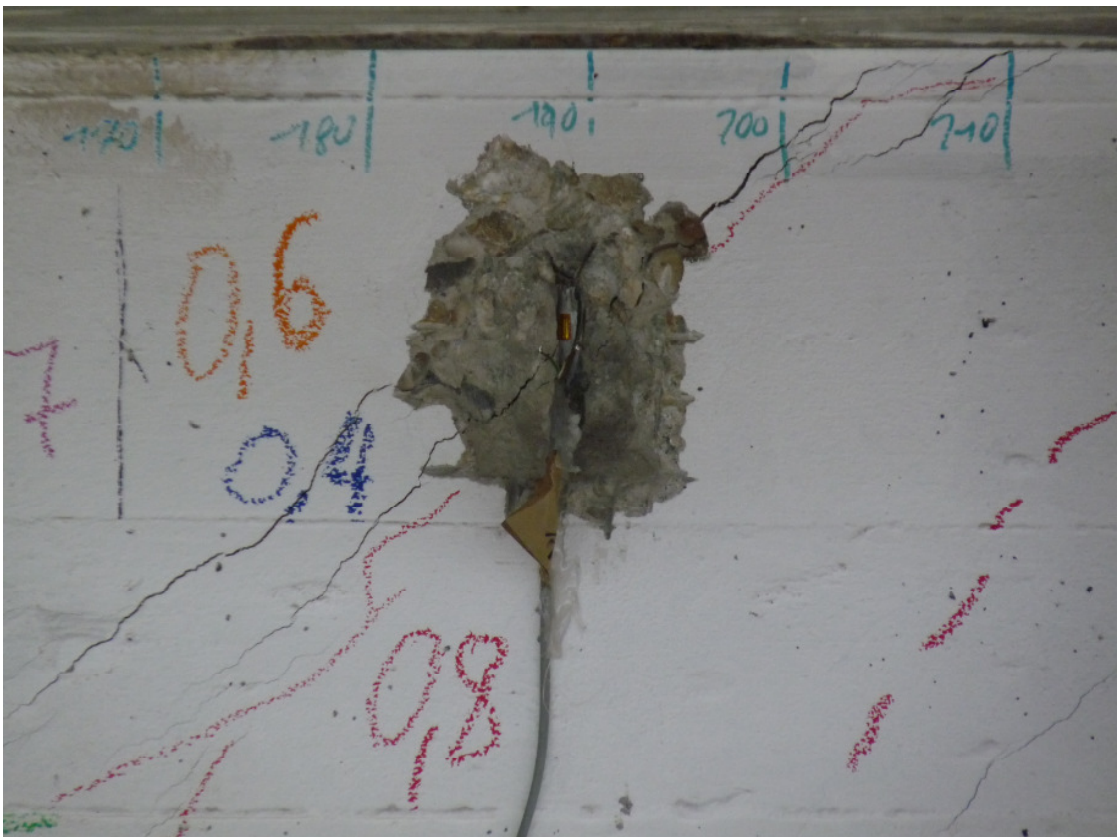


Abbildung 75: Rissbild bei Versuchende DMS 1



Abbildung 76: Rissbild rechte Seite – kein Riss bei DMS 5



Abbildung 77: : Rissbild linke Seite – kein Riss bei DMS 4

## 8. Schlussfolgerungen

Die Versuchsergebnisse zeigen eine deutlich höhere Belastbarkeit der Träger als dies durch die unterschiedlichen Vorberechnungen und Normen zu erwarten war. Die Versuchslast bei Träger 3 überschritt den zulässigen Wert der ÖNorm B4250 um den 2,8 fachen Wert.

Berechnung lt.	berechneter Widerstand		Pzul [kN]	Faktor [γ]
Hauptspannungen	Lasteinleitung bei x=3,25m	$V_k$	763	0,87
Hauptspannungen	Lasteinleitung bei x=2,75m	$V_k$	858	0,98
ÖN B4250	Bemessungszustand	$V_{Ed}$	875,2	1,0
ÖN B4250	Gebrauchszustand	$V_k$	554,6	0,59
EC / B4700	Zugstreben­tragfähigkeit Gebrauchszustand	$V_R$	929	1,06
EC / B4700	Zugstreben­tragfähigkeit	$V_{Rd,s}$	664	0,76
B4700	Druckstreben­tragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	4477	5,11
EC	Druckstreben­tragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	2728	3,52
Fachwerkmodell	Lasteinleitung bei x=3,0m	$V_k$	1069	1,22
	Versuch Träger 2.3 x=3,25m	$V_{T2.3}$	2280	2,61
	Versuch Träger 3 x=2,75m	$V_{T3}$	2640	3,02

**Tabelle 2: Lastvergleich Vorberechnung – Versuche**

Wie in Tabelle 2 erkennbar ist, liegen die zulässige Belastung entsprechend der Normen und Vorbemessungen relativ eng beisammen. Speziell die Berechnungen der Hauptzugspannungen, des Fachwerkmodells und der ÖNorm B4250 zeigen eine sehr starke Übereinstimmung in den Ergebnissen, da die Berechnungsart der ÖNorm sehr stark an die der Hauptnormalspannungen angelehnt ist.

Die wesentlichen Einflüsse für den Querkraftwiderstand bestehen in der Bügelbewehrung, der Dübelwirkung der Bewehrung, einer Rissverzahnung und der Betonzugspannung. Bei vorgespannten Trägern kann noch ein Anteil aus Umlenkkraften hinzukommen.

Im Fall der Versuchsträger wird ein großer Teil der Spannglieder im Auflagerbereich nach oben geführt. Dies erzeugt eine Querkraftwirkung die dem Eigengewicht und der aufgetragenen Belastung entgegen wirkt. Weiters wirken sich die großen Durchmesser der Spannkabel und der damit verbundene

Verdübelungseffekt positiv auf das Tragverhalten aus. Auch das Überdrücken des Querschnitts durch die aufgebrachte Normalspannung zufolge Vorspannung ergibt einen positiven Effekt, da sich wesentlich flachere Betondruckstrebenneigungen ergeben können.

Diese günstig wirkenden Einfüße können eine Erklärung für die große Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger darstellen.

## **Literaturverzeichnis**

- [1] Leonhardt – Spannbeton für die Praxis – 2. Auflage (1962). Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn Berlin
- [2] Fritz Bauer - Spannbetonbauten – Konstruktion und Praxis (1971). Springer Verlag
- [3] ÖNorm B4200 – Ausgabe: 1979-08-01
- [4] ÖNorm B4250 – Ausgabe: 1974-06-01
- [5] ÖNorm B4700 - Ausgabe: 2006-06-01  
Stahlbetontragwerke Eurocode- nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung
- [6] ÖNorm B4750 - Ausgabe: 2000-11-01  
Spannbetontragwerke Eurocode- nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung
- [7] EC 1992-1-1 - Ausgabe: 2009-07-01  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [8] EC B 1992-1-1 - Ausgabe: 2007-02-01  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [9] EC 1992-2 - Ausgabe: EN 2007-09-01  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [10] Diplomarbeit Herwig Hengl – TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
- [11] Diplomarbeit Harald Torgele– TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen, O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger
- [12] Karl Heinz Holst – Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton – Entwurf, Konstruktion und Berechnung – 4. Auflage (1998). Ernst & Sohn
- [13] Dywidag Spannverfahren (d26 Spannglieder) Zulassungsbescheid – Dyckerhoff & Widmann KG – Bayrisches Staatsministerium des inneren, September 1957



## **Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 1: Last- Durchbiegungslinie bei unterschiedlichen Vorspanngraden [1].....	7
Abbildung 2: Zulässige Hauptzugspannungen laut ÖNorm B4250 [4] .....	13
Abbildung 3: Zulässige Hauptdruckspannungen laut ÖNorm B4250 [4] .....	13
Abbildung 4: Grenzwerte der Hauptzugspannung laut ÖNorm B4250 [4] .....	14
Abbildung 5: Anforderungsklassen gemäß ÖNorm B4750 [6].....	16
Abbildung 6: Mindestanforderungsklassen gemäß ÖNorm B4750 [6].....	16
Abbildung 7: Definition der in Formel 16 verwendeten Bezeichnung gemäß ÖNorm B4750 [6] .....	17
Abbildung 8: Querkraftkomponenten für Bauteile mit geneigtem Gurt laut EN 1992-1-1 [7].....	21
Abbildung 9: Fachwerkmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung laut EN 1992-1-1 [7].....	23
Abbildung 10: Brückenträger im eingebauten Zustand .....	24
Abbildung 11: Bahnsteig Überdachung.....	25
Abbildung 12: Lagerung der Versuchsträger.....	25
Abbildung 13: Anordnung Brückenträger im Einbauzustand [10].....	26
Abbildung 14: Versuchsträger .....	28
Abbildung 15: Schlaffe Bewehrung .....	29
Abbildung 16: Anordnung der Bügelbewehrung.....	30
Abbildung 17: Spannkabelverlauf [10].....	31
Abbildung 18: Ergebnisse Materialprüfung Tabelle 1.....	32
Abbildung 19: Ergebnisse Materialprüfung Tabelle 2 [10].....	33
Abbildung 20: Hüllrohr [10].....	34
Abbildung 21: Spanngliedverankerung [13] .....	34
Abbildung 22: Spanngliedverankerung eines Versuchsträgers [10].....	35
Abbildung 23: Spanngliedverankerung eines Versuchsträgers.....	35
Abbildung 24: Karbonatisierung eines Versuchsträgers [10].....	36
Abbildung 25: Lagerung der Versuchsträger.....	37
Abbildung 26: Auflagersockel.....	38
Abbildung 27: Sockelbewehrung Teil 1 .....	39
Abbildung 28: Sockelbewehrung Teil 2 .....	40
Abbildung 29: ÖBB Hilfsbrücke .....	41

Abbildung 30: Stahlbauzeichnung Querjoch .....	43
Abbildung 31: Querjoch.....	44
Abbildung 32: Zugmessglieder.....	44
Abbildung 33: Lasteinleitung HEB 300.....	45
Abbildung 34: Systembild Versuchsaufbau Vorversuch 1 und 2.1 .....	46
Abbildung 35: Spindelspreize Bild 1 .....	47
Abbildung 36: Spindelspreize Bild 2.....	48
Abbildung 37: Versuchsumbau .....	49
Abbildung 38: Elastomerlager .....	50
Abbildung 39: Versuchsaufbau Hauptversuch .....	51
Abbildung 40: Wegaufnehmer.....	52
Abbildung 41: Wegaufnehmer unter dem Prüfträger.....	53
Abbildung 42: Zugmessglieder.....	54
Abbildung 43: Sensorenanordnung Vorversuch 1 .....	55
Abbildung 44: Anordnung DMS VV1 .....	56
Abbildung 45: Sensorenanordnung Vorversuch 2.1 und 2.2.....	57
Abbildung 46: Anordnung DMS 2.1, 2.2, 2.3 und Hauptversuch.....	58
Abbildung 47: Sensorenanordnung Vorversuch 2.3 und Hauptversuch.....	59
Abbildung 48: Fachwerkmodell .....	72
Abbildung 49: DMS .....	74
Abbildung 50: Versuchsumbau .....	75
Abbildung 51: Vorspannen.....	76
Abbildung 52: Lagerverguss .....	77
Abbildung 53: Rissbild VV1 .....	79
Abbildung 54: Rissbild VV1 linke Seite .....	80
Abbildung 55: Rissbild bei Prüflast.....	81
Abbildung 56: Rissbild VV2.....	82
Abbildung 57: Rissbilder zweiter Hauptversuch .....	85
Abbildung 58: P-F Diagramm Träger 1 – [10].....	86
Abbildung 59: Bügeldehnung Träger 1 – [10].....	87
Abbildung 60: Rissbildung im Bereich des DMS 0 .....	88
Abbildung 61: Rissbildung im Bereich des DMS 1 .....	88
Abbildung 62: Rissbild linke Seite bei Versuchende .....	89
Abbildung 63: P-F Diagramm Träger 2.1 – [10].....	90

Abbildung 64: Bügeldehnung Träger 2.1 - [10].....	91
Abbildung 65: Rissbild rechte Seite bei Versuchende.....	91
Abbildung 66: P-F Diagramm Träger 2.2 – [10].....	92
Abbildung 67: Bügeldehnung Träger 2.2 - [10].....	93
Abbildung 68: P-F Diagramm Träger 2.3 – [10].....	94
Abbildung 69: Rissbild linke Seite bei Versuchende .....	94
Abbildung 70: Bügeldehnung Träger 2.3 - [10].....	95
Abbildung 71: Biegeriss bei Versuchende.....	96
Abbildung 72: P-F Diagramm Träger 3 – [10].....	97
Abbildung 73: Bügeldehnung Träger 3 - [10] .....	98
Abbildung 74: Schubrisse bei Versuchende - Trägerrückseite.....	99
Abbildung 75: Rissbild bei Versuchende DMS 1 .....	99
Abbildung 76: Rissbild rechte Seite – kein Riss bei DMS 5 .....	100
Abbildung 77: : Rissbild linke Seite – kein Riss bei DMS 4 .....	100

### **Formelverzeichnis**

Formel 1a – 1b Randzugspannungen für Vorspannung mit Verbund [1] .....	8
Formel 2: Schubspannung bei parallelgurtigen Trägern [1] .....	8
Formel 3: Schubspannung bei Rechteckträgern veränderlicher Höhe [1] .....	9
Formel 4: Querspannung zufolge Umlenkraft [1].....	9
Formel 5: Hauptzugspannung [1].....	10
Formel 6: Hauptdruckspannung [1].....	10
Formel 7: Winkel der Hauptzugspannung [1] .....	10
Formel 8: Reduzierte Hauptnormalspannung [2].....	10
Formel 9: Zugkraft durch Überschreitung der zul. Hauptnormalspannung [2]..	11
Formel 10: Aufnehmbare Zugkraft der Bügelbewehrung [2] .....	11
Formel 11: Zugkraft je Längeneinheit laut ÖNorm B4250 [4] .....	14
Formel 12: Abgeminderte Querkraft laut ÖNorm B4250 [4] .....	14
Formel 13: erforderliche schlaffe Bügelbewehrung laut ÖNorm B4250 [4] .....	14
Formel 14: Mindestbügelbewehrung je m + Seite laut ÖNorm B4200 [3].....	15
Formel 15: Querkraftnachweis [5] .....	17

Formel 16: Querkraftwiderstand [6].....	17
Formel 17: Grenzen der zulässigen Betondruckstrebenneigung [5].....	18
Formel 18: Abminderungsfaktor $v$ [5] .....	18
Formel 19: Querkrafttragfähigkeit von Betondruckstreben laut ÖNorm B4700 [5] .....	18
Formel 20: Aufgrund von Längsdruck abgeminderte .....	
Betondruckstrebentragfähigkeit [6].....	18
Formel 21: mittlere wirksame Betonspannung zufolge Längsdruck laut ÖNorm B4750 [6].....	18
Formel 22: Tragfähigkeit der Schrägzugbewehrung laut ÖNorm B4700 [5].....	19
Formel 23: Mindestbügelbewehrung laut ÖNorm B4700 [5] .....	19
Formel 24: Mindestbewehrung laut EN 1992-2 [9].....	20
Formel 25: Querkraftwiderstand lt. Eurocode [9].....	21
Formel 26: Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung laut EN 1992-2 [9].....	21
Formel 27: Mindestwert für $V_{Rd,c}$ laut EN 1992-2 [9].....	21
Formel 28: Beiwert $k$ [9] .....	22
Formel 29: Bewehrungsgrad [9].....	22
Formel 30: Normalspannung im Querschnitte zufolge Vorspannung $N_{ed}$ [9]....	22
Formel 31: Beiwert $v_{min}$ [9] .....	22
Formel 32: Querkraftwiderstand von Spannbetoneinfeldträgern laut EN 1992-1- 1 [7].....	22
Formel 33: Eingrenzung der Betondruckstrebenneigung [7] .....	22
Formel 34: Querkraftwiderstand laut EN 1992-2 [9].....	23
Formel 35: Maximalwert des Querkraftwiderstandes laut EN 1992-2 [9] .....	23
Formel 36: Abminderungsbeiwert für gerissenen Beton [9] .....	23
Formel 37: Mindestbewehrungsgrad laut EN B 1992-1-1 [8] .....	23
Formel 38: Zugfestigkeit des Spannstahls .....	60
Formel 39: Zugfestigkeit der schlaffen Bewehrung .....	60
Formel 40: Höhe der Betondruckzone .....	60
Formel 41: Hebelarm des Spannstahls .....	61
Formel 42: Hebelarm der schlaffen Bewehrung .....	61
Formel 43: Zulässiges Biegemoment an der Stelle $x=1,5m$ .....	61
Formel 44: Hebelarm des Spannstahls .....	61

Formel 45: Hebelarm der schlaffen Bewehrung .....	61
Formel 46: Zulässiges Biegemoment an der Stelle $x=3,0\text{m}$ .....	61
Formel 47: Hauptnormalspannungen für eine Betongüte B700 .....	62
Formel 48: Hauptzugspannung .....	62
Formel 49: Trägerschwerpunkt .....	63
Formel 50: Trägheitsmoment .....	63
Formel 51: Widerstandsmoment unten .....	63
Formel 52: Widerstandsmoment oben .....	63
Formel 53: Umlenkräfte der äußeren Spannglieder .....	63
Formel 54: Umlenkräfte der inneren Spannglieder.....	63
Formel 55: Querkraft zufolge Vorspannung .....	63
Formel 56: Querkraft zufolge Eigengewicht .....	64
Formel 57: Gebrauchsmoment an der Stelle $x=3,25\text{m}$ .....	64
Tabelle 1: Mindestbügelbewehrung in Stegen in % von $b_0 \cdot h$ [2] .....	11
Tabelle 2: Lastvergleich Vorberechnung – Versuche.....	101