



Institut für Tragkonstruktionen / Betonbau
Vorstand: o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Karlsplatz 13 / E212, A-1040 Wien

DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

VERSUCHE AN STATISCH UNBESTIMMT GELAGERTEN VORGESpanNTEN PLATTENSTREIFEN OHNE BEWEHRUNG AUS BETONSTAHL

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

unter Anleitung von

o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Dipl.-Ing. Johannes Berger

am

Institut für Tragkonstruktionen / Betonbau (E212)
der Technischen Universität Wien

eingereicht an der Fakultät für Bauingenieurwesen

verfasst von

Günther Werner ILLICH
Matrikelnummer 0226363
Burgenlandstraße 16
2410 Hainburg / Donau

Hainburg/Donau, im Oktober 2008

.....

VORWORT

Ich möchte nun das Vorwort nützen, um all jenen Menschen zu danken, die mir im Laufe meines Studiums zur Seite gestanden sind und mich die letzten Jahre unterstützt haben.

Ich danke Herrn o. Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. für die Unterstützung während des Verfassens dieser Arbeit. Außerdem gebührt ihm für seine Hilfsbereitschaft und sein stets offenes Ohr für alle Belange der Studenten besondere Anerkennung.

Dipl.-Ing. Johannes Berger möchte ich für seine Hilfsbereitschaft und freundschaftliche Zusammenarbeit danken.

Nicht unerwähnt möchte ich all jene Mitarbeiter des Instituts für Tragkonstruktionen / Betonbau lassen, die tatkräftig an der Versuchsdurchführung mitwirkten - Danke!

Ebenso ist es mir ein Anliegen, mich an dieser Stelle auch bei Herrn Dipl. Ing. Herbert Pardatscher für seine kompetente und tatkräftige Unterstützung während den Versuchen zu bedanken.

Des Weiteren danke ich folgenden direkt an den Versuchen beteiligten Unternehmen:

- FELBERMAYR GmbH
- Grund- Pfahl- und Sonderbau GmbH
- TREPKA GmbH, Ing. Josef WIEDER
- VSL International AG
- ÖBB Infrastruktur Bau AG
- Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH (FFG)

Ein besonderer Dank aber gilt meiner Familie. Danke für die Geduld, Aufopferung, Unterstützung und den notwendigen Rückhalt in den letzten Jahren!

Kurzfassung

Diese Arbeit befasst sich mit der Auswertung von Versuchen an zwei identischen Prüfkörpern aus Spannbeton.

Die Probekörper, zwei Plattenstreifen, wurden gleich ausgeführt wie die Fahrbahnplatte der Egg-Graben Brücke in Salzburg. Die Versuchskörper waren zentrisch vorgespannt, mit nachträglichem Verbund und ohne zusätzliche schlaaffe Bewehrung hergestellt. Einzig im Bereich des Ankerkopfes musste ein Bewehrungskorb eingelegt werden, um die durch die Vorspannung entstehenden Spaltzugkräfte abzudecken. Die Plattenstreifen hatten eine Gesamtlänge von 15,3 m und wirkten im Versuchsaufbau als einfach statisch unbestimmte Zweifeldträger mit einer Spannweite von 7,5 m je Feld.

Am Probekörper VK1 wurden zwei Versuche durchgeführt. Im ersten Versuchsdurchgang, dem Kriechversuch, wurde das Mittelauflager angehoben, um den Probekörper einem Zwangsmoment auszusetzen. Anschließend wurde das Vermögen Zwangsschnittgrößen durch Kriechen umzulagern beobachtet. Nach 12 Tagen erfolgten eine neuerliche Anhebung des Mittelaufagers und anschließend der zweite Versuchsdurchgang, der Traglastversuch. Hierfür wurde die Last durch zwei Pressen, die 2,5 m links und rechts vom Mittelauflager entfernt positioniert waren eingebracht.

Der Versuchskörper VK2 wurde einem kleineren Zwangsmoment ausgesetzt und ebenfalls einem Traglastversuch mit der gleichen Laststellung wie beim Probekörper VK1 unterzogen.

Ziel war es, die Fähigkeit der Momentenumlagerung zu überprüfen und Aussagen über das Verhalten von statisch unbestimmt gelagerten, vorgespannten Betontragwerken ohne Mindestbewehrung bis zum Eintritt des Versagens zu erhalten.

Abstract

This thesis is about the results of experiments on two identical pre-stressed concrete beams.

These two specimens were full-scale slab-strips of a carriageway slab being built on a road-bridge (the Egg-Graben-Bridge in Salzburg). Both specimens were centrally pre-stressed with bonded tendons without the usage of any other reinforcement. Only in the area of the anchorages of the tendons, reinforcement cages had to be installed, to cover splitting tensile forces induced by prestressing the tendons. The total length of the beams was 15,3 meters. In the testing, the specimens acted as one way statically indeterminate continuous beams, with a free span of 7,5 meters.

The first specimen VK1 was exposed to a reactive moment over the bearing in the middle during the first test, as a result of lifting the middle bearing. Then, during the second test, was checked the ability of the specimen to reduce the reactive moment by the creeping-effect of concrete. After 12 days the middle-bearing was lifted once more and then the specimen was tested to the ultimate load by using two single loads positioned symmetrically, 2,5 meters from the middle-bearing.

The second specimen VK2 had also a reactive moment resulting from lifting the bearing in the middle and was also tested to the ultimate load by using the same load configuration as in the test on VK1.

The purpose of the testing was to study the ability of moment-rearrangements and check how pre-stressed concrete beams without conventional reinforcement, which are supported statically indeterminate, react till reaching the ultimate load.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	- 1 -
2	Vorversuche	- 4 -
2.1	Versuchsablauf	- 5 -
2.2	Versuchsergebnisse	- 5 -
3	Grundlagen	- 8 -
3.1	Zeitabhängiges Materialverhalten von Beton	- 8 -
3.1.1	Kriechen	- 8 -
3.1.2	Schwinden	- 11 -
3.1.3	Ermittlung der Schwinddehnungen	- 12 -
3.2	Zeitabhängiges Materialverhalten des Spannstahls	- 14 -
3.2.1	Ermittlung der Spannkraftverluste	- 14 -
3.3	Teilweiser Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen	- 15 -
4	Herstellung der Probekörper	- 20 -
4.1	Herstellung der Schalung, Verlegen der Spannglieder und Betонieren der Versuchskörper	- 20 -
4.2	Vorspannen und Verpressen der Hüllrohre	- 22 -
5	Ermittlung der Querschnittswerte	- 24 -
5.1	Brutto – Querschnittswerte	- 24 -
5.2	Netto-Querschnittswerte	- 25 -
5.3	Ideelle Querschnittswerte	- 25 -
5.4	Zusammenstellung der Querschnittswerte	- 26 -
6	Berechnung der Spannkraftverluste	- 27 -
6.1	Spannkraftverluste infolge Reibung	- 27 -
6.1.1	Gleichung der parabelförmigen Spanngliedführung	- 27 -
6.2	Spannkraftverlust infolge Keileinzug	- 29 -
6.3	Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation	- 30 -
6.3.1	Kriechen	- 30 -
6.3.2	Schwinden	- 32 -
6.3.3	Relaxation	- 33 -
7	Messtechnik	- 36 -
7.1	Potentiometrische Wegaufnehmer	- 36 -
7.2	Induktive Wegaufnehmer	- 36 -
7.3	Bogenwegaufnehmer	- 37 -

7.4	Zugmessglied	- 37 -
7.5	Kraftmessdosen	- 38 -
7.6	Schnittstellen	- 39 -
7.7	Programme	- 39 -
8	Bemessung des Querschnitts, Ermittlung der Querschnittswiderstände.....	- 40 -
8.1	Elastisches Grenzmoment	- 40 -
8.2	Grenzmoment	- 40 -
8.3	Bemessungswert des Momentenwiderstands M_{Rd}	- 43 -
8.4	Querkraftwiderstand aus den Mittelwerten	- 45 -
8.5	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes	- 46 -
9	Versuchskörper Nr.1	- 48 -
9.1	Beschreibung der Versuchsdurchführung	- 48 -
9.2	Vorberechnungen zum Versuch 1	- 52 -
9.2.1	Bestimmung des zeitabhängigen Verlaufs des E-Moduls und der Druckfestigkeit.....	- 52 -
9.2.2	Bestimmung des rechnerischen Zwangsmomentes über dem Mittelaufleger	- 55 -
9.2.3	Rechnerischer Abbau des Zwangsmomentes infolge Kriechen	- 57 -
9.3	Versuch Nr.1 / VK1 – Abbau des Zwangsmomentes durch Kriechen.....	- 59 -
9.3.1	Berechnung der Zwangsschnittgrößen aus den Versuchsergebnissen	- 59 -
9.3.2	Auswertung der Versuchsergebnisse	- 61 -
9.3.3	Verlauf des Zwangsmomentes	- 64 -
9.3.4	Verlauf der Auflagerkräfte	- 65 -
9.4	Versuch Nr.2 / VK1 – Traglastversuch	- 66 -
9.4.1	Versuchsgeschwindigkeit	- 66 -
9.4.2	Chronologie des Versuchsablaufs	- 66 -
9.4.3	Ermittlung der Durchbiegungen an den Messstellen.....	- 70 -
9.4.4	Zusammenhang von Verzerrungen und Krümmungen.....	- 71 -
9.4.5	Berechnung des Momentenverlaufs	- 79 -
9.4.6	Berechnung des Querkraftverlaufs	- 83 -
10	Versuchskörper 2.....	- 87 -
10.1	Beschreibung der Versuchsdurchführung	- 87 -
10.2	Der Traglastversuch.....	- 89 -
10.2.1	Versuchsgeschwindigkeit	- 89 -
10.2.2	Chronologie des Versuchsablaufs	- 89 -
10.2.3	Ermittlung der Durchbiegungen an den Messstellen.....	- 94 -

10.2.4	Zusammenhang von Verzerrungen und Krümmungen.....	- 95 -
10.2.5	Berechnung des Momentenverlaufs	- 99 -
10.2.6	Berechnung des Querkraftverlaufs	- 102 -
11	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	- 106 -
Anhang A	- 110 -
Anhang B	- 113 -
Anhang C	- 116 -

1 Einleitung

Der Spannbeton bietet gegenüber der herkömmlichen Stahlbetonbauweise viele Vorteile, da die Vorspannung gezielt auf das Materialverhalten von Beton abgestimmt wird. Der Werkstoff Beton weist eine um ein vielfaches höhere Druckfestigkeit als Zugfestigkeit auf.

Genau hier setzt der Gedanke der Vorspannung an:

Lässt es die Geometrie eines Bauteiles zu, so können durch die Wahl der Spanngliedführung und der anschließenden Vorspannung Druckspannungen im zukünftigen Zugbereich eingeprägt werden.

Herrschen, wie bei Platten, beengte Verhältnisse, die kaum eine beliebige Spanngliedführung zulassen, so kann der Beton mittels gerade liegender Spannglieder zentrisch vorgespannt werden, sodass zu keinem Belastungszeitpunkt Zugspannungen im Beton entstehen.

Die Vorteile, die sich durch die Vorspannung ergeben, sind:

- ◆ Geringere Durchbiegungen

Wird die Spannglied geometrie so gewählt, dass die Umlenkkräfte entgegen der Belastung wirken, wird durch die Vorspannung eine Überhöhung hervorgerufen, wodurch die Durchbiegung minimiert wird. Aber auch bei gerader Spanngliedführung können die Verformungen verringert werden.

Die Rissbildung im Beton ist immer mit einem Steifigkeitsverlust verbunden. Wird der Querschnitt nun stets Druckspannungen ausgesetzt, sodass keine Zugspannungen und somit auch keine belastungsinduzierten Risse entstehen, wird der Bauteil stets im Zustand I gehalten. Durch die höhere Steifigkeit werden die Durchbiegungen somit klein gehalten.

- ◆ Schlankere Bauteile

Durch die Vorspannung kann die auf der Querschnittsebene benötigte statische Nutzhöhe des Stahlbetons minimiert werden, wodurch sich geringere Bauteilhöhen ergeben.

- ◆ Größere Spannweiten

Dieser Vorteil geht mit dem der schlankeren Bauteile einher. Wird durch den Spannbeton weniger statische Nutzhöhe gebraucht, kann bei gleicher Bauteilhöhe die Spannweite erhöht werden.

- ◆ Verminderung der Risse

Nicht nur die Verminderung der Rissbildung, sondern auch deren selbstständiges Verschließen nach Belastungsabnahme durch die Vorspannung, verlängert die Dauerhaftigkeit vorgespannter Konstruktionen enorm, da schädigende Substanzen nicht in die Risse eindringen können.

- ◆ Geringere erforderliche schlaffe Bewehrung

In einer Spannbetonkonstruktion kann der Bedarf an schlaffer Bewehrung stark reduziert werden. Vor allem die Biegebewehrung kann oft soweit herabgesetzt werden, dass aus normativen Gründen nur mehr die Mindestbewehrung angesetzt werden muss. Durch die Vorspannung wird auch die Schubbewehrung reduziert, da der Querkraftwiderstand durch die Druckkraft aus der Vorspannung günstig beeinflusst wird.

Durch den Einsatz von Spannstahl ist es möglich, einen Bauteil stets unter Druckspannungen zu halten. Hier liegt es nahe, komplett auf den Einsatz von schlaffer Bewehrung zu verzichten. Es ist in der EN 1992-1-1 [1] nicht ausdrücklich untersagt, auf schlaffe Bewehrung zu verzichten, allerdings müssen einige Punkte eingehalten werden:

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

„Anmerkung: Der landesspezifische Wert für $\sigma_{ct,p}$ darf einem nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt $f_{ct,eff}$ gemäß 7.3.2 (2).“

Auf Brücken wirken viele schädigende Einflüsse auf die Bewehrung wie:

- ◆ Chloridbelastungen durch den Einsatz von Tausalz, Meersalz
- ◆ Witterungsschwankungen
- ◆ alternierende Feucht- und Trockenperioden

Dadurch sind teure Lösungen zum Schutz der korrosionsempfindlichen Bewehrung notwendig.

Der heutige Stand der Technik, zum Schutz der Bewehrung ist:

- ◆ Bituminöse Abdichtung des Tragwerks
- ◆ Verwendung von Hochleistungsbetonen (UHPC) bei Brücken ohne Abdichtung mit oder ohne zusätzlicher Spannbewehrung
- ◆ Ausführung von beschichteten Bewehrungen mit Epoxidharz
- ◆ Bewehrung mit Glasfaser- oder Kohlefaserverstärkten Kunststoffen
- ◆ Einsatz von Edelstahlbewehrung

Der Verzicht der Mindestbewehrung wäre aber gerade bei Brücken sehr lukrativ, da entweder auf teure Isolierungen und Fahrbahnaufbauten oder kostenintensiver Sonderlösungen verzichtet werden könnte.

Außerdem könnte die Lebensdauer von Betonbrücken ohne Abdichtung, bei niedrigeren Erhaltungs- und Sanierungskosten wesentlich erhöht werden.

Diese Diplomarbeit soll zeigen, dass vorgespannte Konstruktionen ohne Mindestbewehrung technisch möglich sind und in Zukunft auch durchgeführt werden können.

2 Vorversuche

Im Zuge einer Versuchsreihe, die 2004 an der TU-Wien im Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau durchgeführt wurde [2], wurden fünf verschiedenen bewehrte Plattenstreifen einem Vier-Punkt-Biegezugversuch unterzogen. Ziel dieser Versuche war es, zu zeigen, dass bei vorgespannten Deckensystemen auf die Einlage einer Mindestbewehrung verzichtet werden kann. Dies ermöglicht die Realisierung wirtschaftlicher Deckensysteme im Hochbau.

Die fünf Probekörper waren unterschiedlich bewehrt. Probekörper PK1 wurde nach der ÖNORM B4700 bemessen und nur mit schlaffer Bewehrung ausgeführt. Die Probekörper PK2 und PK3 wurden nach der ÖNORM B4750 und mit einer Kombination aus schlaffer und vorgespannter Bewehrung ausgebildet. Allerdings wurde der Probekörper PK2 mit Vorspannung ohne Verbund hergestellt, während der Versuchskörper PK3 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt wurde. Die Probekörper PK4 und PK5 wurden vorgespannt mit nachträglichem Verbund hergestellt, wobei der Probekörper PK5 mit Stahlfaserbeton mit einem Faseranteil von 30kg/m³ hergestellt wurde. Sowohl der Probekörper PK4, als auch der Probekörper PK5 wurden ohne die Verwendung schlaffer Bewehrung ausgebildet. In Tabelle 2.1 sind die unterschiedlichen Bewehrungskonfigurationen, sowie die Vorspannkräfte bei der Verwendung von Spanngliedern aufgelistet.

PK	Bewehrung	Spannglied	Art	Vorspannkraft P ₀ pro Spannglied
1	6 Ø 14			
2	2 Ø 12 ; 2 Ø 14	1 x VT01-150 S	o.V.	207 kN
3	2 Ø 12 ; 2 Ø 14	1 x VT01-150 S	m.n.V.	207 kN
4		2 x VT01-150 S	m.n.V.	207 kN
5		2 x VT01-150 S	m.n.V.	207 kN

Tabelle 2.1: Probekörper und Bewehrungsausführung

Abkürzungen:

o.V. ohne Verbund

m.n.V. mit nachträglichem Verbund

Zur Verwendung kamen Spannglieder, bestehend aus 7-drähtigen Spanndrahtlitzen der Güte St 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von 150 mm². Der Bewehrungsstahl war vom Typ BSt550 und der Beton hatte eine Güte von B40. Die beigemengten Stahlfasern waren vom Typ DRAMIX 45/50, mit einer Länge von 50mm, einem Durchmesser von 1,05 mm und Endhaken. Die verwendeten Stahlfasern zeichnen sich durch einen geringen Kohlenstoffgehalt und eine Zugfestigkeit von 100 N/mm² aus. In der Abbildung 2.1 sind die Querschnitte der Prüfkörper schematisch abgebildet.

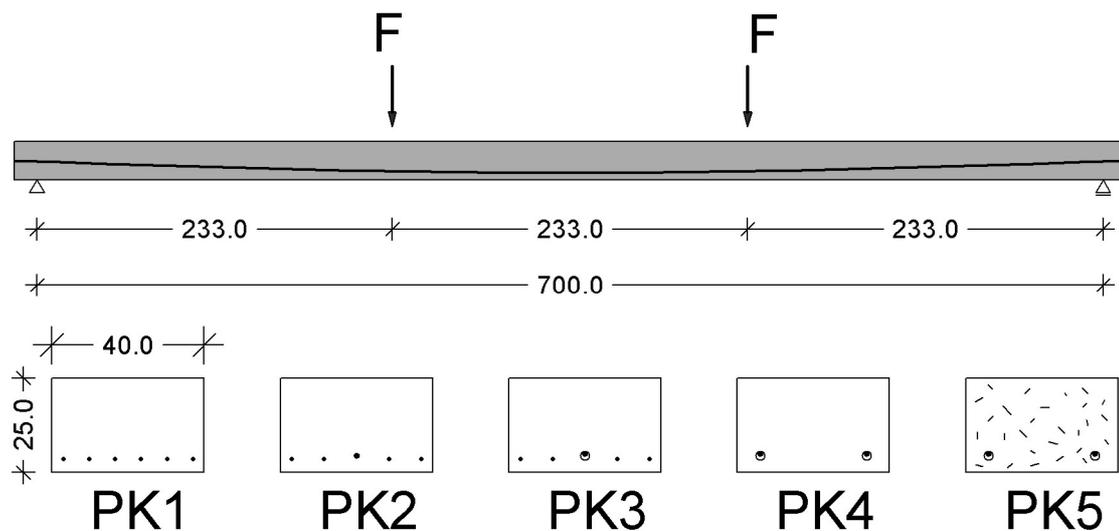


Abbildung 2.1: System und Bewehrungsvarianten der Probekörper

2.1 Versuchsablauf

Die 700cm langen Plattenstreifen wurden, wie in Abbildung 2.1 ersichtlich, jeweils in den Drittelpunkten belastet. Gemessen wurden die Vertikalverschiebungen der Auflager, der Lasteinleitungsstellen sowie der Plattenstreifenmitte. Weiters wurden in der Mitte des Streifens an der Ober- und Unterseite Wegaufnehmer installiert, welche die jeweilige Verzerrung ermittelt haben. Dies ermöglichte die Rückrechnung auf die Krümmung.

2.2 Versuchsergebnisse

Es konnte gezeigt werden, dass sowohl für die nach Norm bemessenen Probekörper PK1, PK2 und PK3 als auch für die abseits der Norm bemessenen Probekörper PK4 und PK5 ein ausgeprägt duktiler Nachbruchverhalten vorlag.

Die Abbildung 2.2 zeigt das ausgeprägt nichtlineare Kraft-Weg-Verhalten der vorgespannten Probekörper mit nachträglichem Verbund (PK4 und PK5). Dadurch waren bei diesen Versuchskörpern die Durchbiegungen bei gleichen Laststufen wesentlich kleiner als bei den Probekörpern PK1, PK2 und PK3, die ein annähernd lineares Kraft-Weg Verhalten bis zur Traglast zeigten.

In der Abbildung 2.3 ist das Kraft-Krümmungs-Verhalten der Probekörper abgebildet. Auch hier ist das ausgeprägt nichtlineare Verhalten und die durch die Vorspannung mit nachträglichem Verbund erreichte höhere Biegesteifigkeit der Körper PK4 und PK5 zu erkennen.

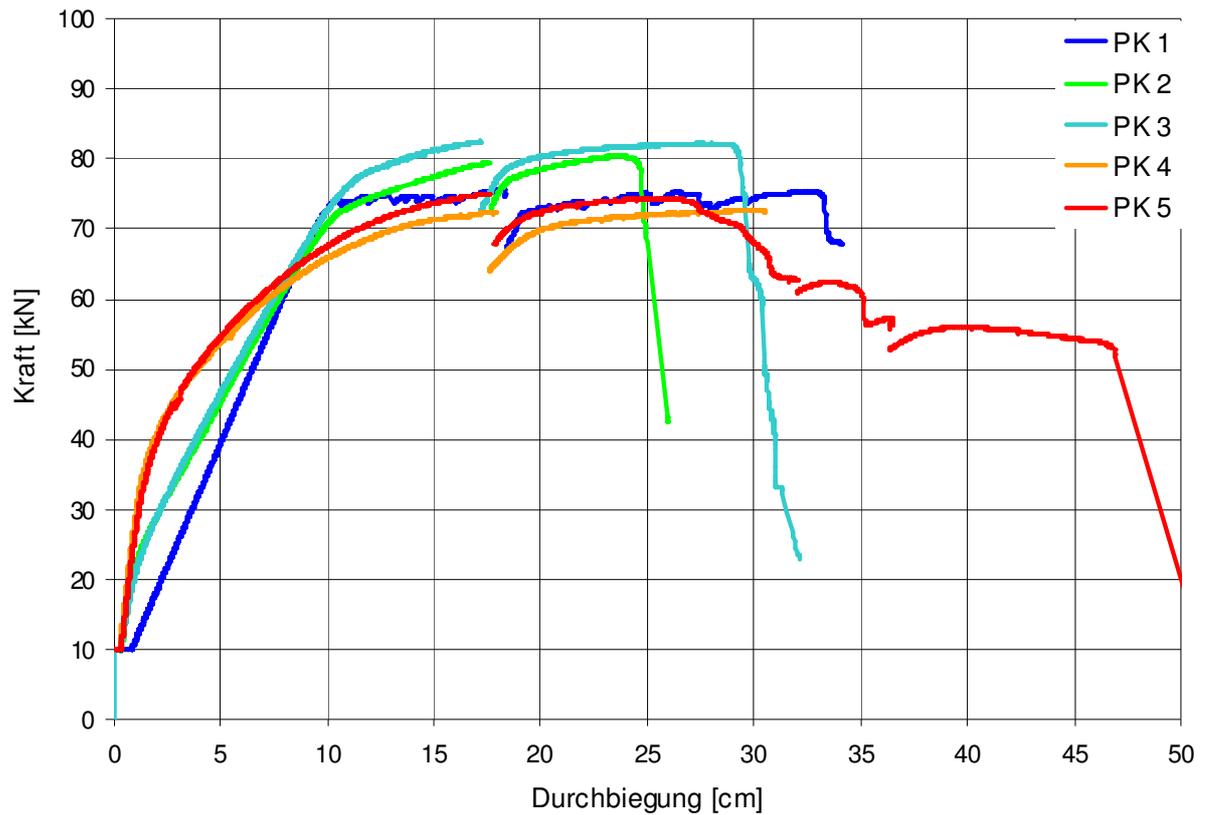


Abbildung 2.2: Kraft – Wegdiagramm

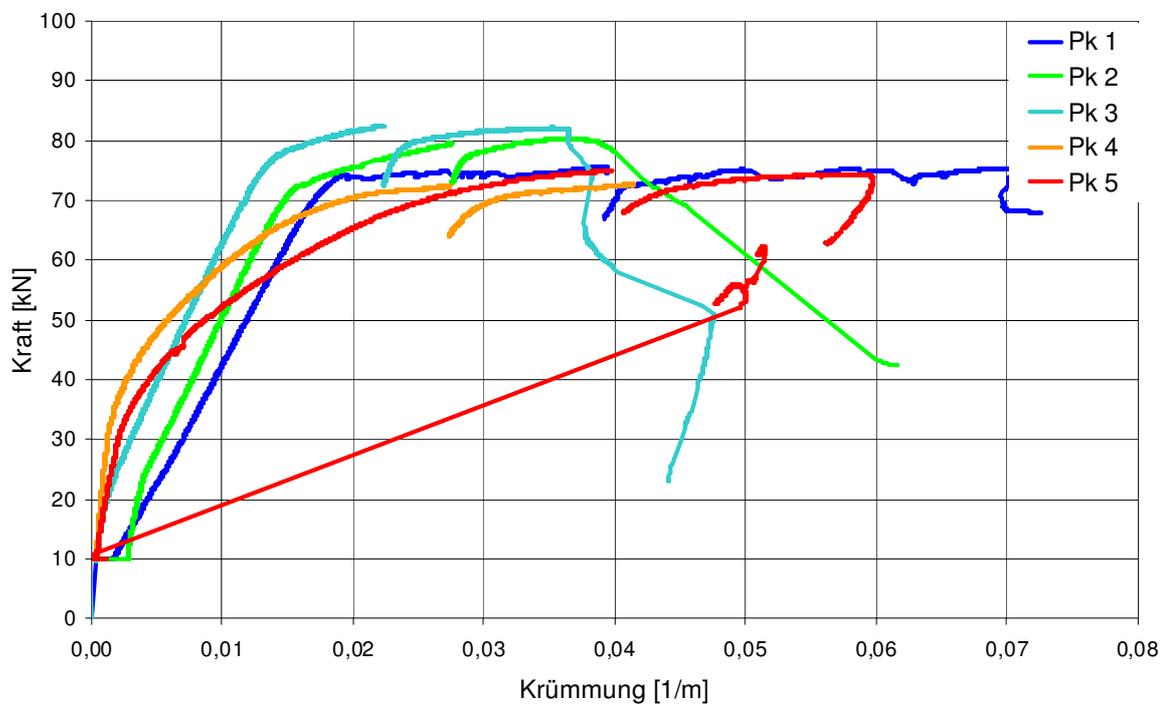


Abbildung 2.3: Kraft – Krümmungsdiagramm

Alle Probestkörper zeigten ein ähnlich großes Tragvermögen. In allen Fällen war das errechnete Tragmoment mit den Mittelwerten der Materialkennwerte kleiner, als das tatsächlich im Versuch erreichte Tragmoment (siehe Tabelle 2.2).

Traglast						
	PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5	
Kraft:	75,7	79,3	82,6	72,5	75,1	[kN]
rechnerisches Tragmoment:	101,3	107,7	105,4	97,6	94,7	[kNm]
tatsächliches Tragmoment:	103,5	109,1	111,7	100,3	102,8	[kNm]

Tabelle 2.2: Übersicht der berechneten und im Versuch erzielten Tragmomente

Die Probekörper PK1, PK2 und PK3 zeigten unter Gebrauchslast schon die ersten Risse, während die Versuchskörper PK4 und PK5 noch im Zustand I also ungerissen waren (siehe Tabelle 2.3). Besonders groß waren die durchschnittlichen Rissbreiten des vorgespannten Probekörpers ohne Verbund (PK2). Die Zugabe von Stahlfasern hatte zufolge, dass die Rissbreiten klein gehalten werden konnten. In allen Fällen waren die Rissbreiten unter den nach Norm geforderten 0,3mm.

Gebrauchslast						
	PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5	
Kraft:	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	[kN]
Durchbiegung:	3,43	1,91	1,93	0,99	1,10	[cm]
durchschnittliche Rissweite:	0,08	0,27	0,11	0,00	0,00	[mm]

Tabelle 2.3: Übersicht der Gebrauchslast, Durchbiegung und durchschnittlicher Rissbreite

In Tabelle 2.3 ist gut ersichtlich, dass der Einsatz von Spanngliedern einen günstigen Einfluss auf die Durchbiegungen hat, da vorgespannte Systeme länger im Zustand I bleiben und dadurch wesentlich steifer sind, als schlaff bewehrte Systeme.

Letztendlich konnte durch diese Versuchsreihe bewiesen werden, dass im Hochbau auf den Einsatz der rechnerischen Mindestbewehrung verzichtet werden könnte und vorgespannte Decken ohne schlaffe Bewehrung realisierbar wären.

3 Grundlagen

3.1 Zeitabhängiges Materialverhalten von Beton

3.1.1 Kriechen

Als Kriechen bezeichnet man die zeit- und lastabhängige Verformung des Betons unter Dauerbeanspruchung.

Dieser Effekt ist abhängig von

- der Zementart
- dem Wassergehalt
- der relativen Luftfeuchte
- der Umgebungstemperatur
- dem Betonalter

Da eine Vorspannkraft eine Dauerlast ist, geht von dieser ein Teil durch den Kriecheffekt verloren. Zwangsschnittgrößen, wie sie in statisch unbestimmten Systemen vorkommen, werden durch das Kriechen teilweise abgebaut.

Nach der EN 1992-1-1 [1] Anhang B wird zur Berechnung der Kriecheffekte wie folgt vorgegangen

Ermittlung der wirksamen Bauteildicke h_0 :

Dieser Wert spiegelt das Verhältnis von Querschnittsfläche zum Umfang, welcher dem Trocknen ausgesetzt ist, wieder.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \text{ [mm]} \quad (3.1)$$

Zunächst werden alle für die Kriechzahl erforderlichen Beiwerte ermittelt:

- ◆ Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (3.2)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (3.3)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.4)$$

- ◆ Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte (RH in%) in Abhängigkeit von der zuvor ermittelten wirksamen Bauteildicke h_0 :

$$\text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (3.5)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500;$$

$$\text{für } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (3.6)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

- ◆ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Grundzahl:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.7)$$

- ◆ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (3.8)$$

- ◆ Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.9)$$

mit

t_0 ...Betonalter (in Tagen) bei Belastungsbeginn

t ...Betonalter (in Tagen) zum Betrachtungszeitpunkt

Die Auswirkung der verwendeten Zementart auf die Kriechzahl erfolgt über die Anpassung des Wertes für t_0 in der Gleichung für $\beta(t_0)$.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \quad (3.10)$$

mit

$$\begin{aligned} & -1 \text{ für Zemente der Klasse S} \\ \alpha = & 0 \text{ für Zemente der Klasse N} \\ & 1 \text{ für Zemente der Klasse R} \end{aligned}$$

In $t_{0,T}$ kann das an die Temperatur angepasste Betonalter (in Tagen) genommen werden.

- ◆ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Grundzahl des Kriechens:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (3.11)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{für } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (3.12)$$

Somit lässt sich die Grundzahl des Kriechens nun wie folgt berechnen:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.13)$$

Nun kann auch die Kriechzahl für einen bestimmten Zeitpunkt t für eine zum Zeitpunkt t_0 beginnende Belastung errechnet werden.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.14)$$

Diese Formel gilt nur für Betonspannungen zum Zeitpunkt t_0 , die kleiner als das 0,45-fache der charakteristischen Würfeldruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt t_0 sind.

Also: $\sigma_c(t_0) \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, wobei $f_{ck}(t)$ wie folgend beschrieben ermittelt wird:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad \text{für } 3 \leq t \leq 28d \quad (3.15)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad \text{für } t \geq 28d \quad (3.16)$$

Der Verlauf von $f_{ck}(t)$ darf nach EN 1991 1-1 [1] wie folgt ermittelt werden:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.17)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} s &= 0,20 \quad \text{für CEM 42,5R; CEM 52,5 N; CEM 52,5 R} \\ s &= 0,25 \quad \text{für CEM 32,5 R; CEM 42,5 N} \\ s &= 0,38 \quad \text{für CEM 32,5 N} \end{aligned} \quad (3.19)$$

s...Beiwert zur Erfassung der Zementart

Die Kriechverformungen zum Zeitpunkt t können nun wie folgt angegeben werden:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c0}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.20)$$

3.1.2 Schwinden

Als Schwinden bezeichnet man die Volumsverringerung, die mit dem Austrocknungs- und Hydratationsvorgang einhergeht. Der Schwindvorgang ist im Unterschied zum Kriecheffekt nur zeitabhängig, also nicht lastabhängig.

Der Schwindeffekt wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- ◆ Wasserzementwert
- ◆ Zementgehalt
- ◆ Zementart
- ◆ Lagerungsbedingungen (Rissebildung)

Die Schwindverkürzung kann mit einer Abkühlung des Betons gleichgesetzt werden. Wird diese Verkürzung behindert, so entwickeln sich im Beton Zugspannungen, die zu Rissen führen können.

Das Verkürzen kann durch folgende Faktoren behindert werden

- ◆ Durchlaufsysteme
- ◆ Rahmen
- ◆ Einfeldträger in Verbundbauweise (der Stahlträger behindert den Betongurt am Verkürzen)
- ◆ Reibung

Die Rissbildung im Beton kann durch das sogenannte Schwindvorspannen im jungen Betonalter minimiert werden! Auch der Kriecheffekt minimiert die Schwindspannungen zusätzlich.

Die Schwinddehnung setzt sich aus 2 Komponenten zusammen:

- 1 Die autogene Schwinddehnung, die sich schon in den ersten Tagen nach dem Betonieren einstellt.
- 2 Die Trocknungsschwinddehnung, die sich sehr langsam ausbildet.

3.1.3 Ermittlung der Schwinddehnungen

Die Ermittlung der Schwinddehnung erfolgt nach der EN 1992-1-1 [1], Abschnitt 3.1.4 (6)

3.1.3.1 Trocknungsschwinddehnung

Zunächst wird der Nennwert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ berechnet. Hierfür werden zunächst wieder alle erforderlichen Beiwerte ermittelt:

- ◆ Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte:

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.22)$$

mit $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$

und den Beiwerten α_{ds1} und α_{ds2} zur Berücksichtigung der Zementart:

$$\alpha_{ds1} = \begin{matrix} 3 & \text{für Zemente der Klasse S} \\ 4 & \text{für Zemente der Klasse N} \\ 6 & \text{für Zemente der Klasse R} \end{matrix} \quad (3.23)$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{matrix} 0,13 & \text{für Zemente der Klasse S} \\ 0,12 & \text{für Zemente der Klasse N} \\ 0,11 & \text{für Zemente der Klasse R} \end{matrix} \quad (3.24)$$

Mit dem Beiwert k_h , der die wirksame Bauteildicke berücksichtigt, und dem Beiwert $\beta_{ds}(t, t_s)$, der von der Zeitspanne zwischen Schwindbeginn und Betrachtungszeitpunkt

abhängt und die wirksame Bauteildicke berücksichtigt, kann nun der zeitabhängige Wert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd}(t)$ wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.25)$$

wobei die Werte für k_h aus folgender Tabelle zu interpolieren sind:

h_0	k_0
100	1
200	0,85
300	0,75
500	0,7

Tabelle 3.1: k_h – Werte

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) \cdot 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.26)$$

t ... Betrachtungszeitpunkt (in Tagen)

t_s ... Alter des Betons zu Beginn der Trocknungsschwinddehnung oder des Quellens (in Tagen)

3.1.3.2 Autogene Schwinddehnung

Die autogene Schwinddehnung bildet sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus. Die Betondehnung, welche durch das autogene Schwinden entsteht, steht im linearen Zusammenhang zur Betonfestigkeit.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.27)$$

mit

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.28)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (3.29)$$

Die Gesamtschwinddehnung ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.30)$$

3.2 Zeitabhängiges Materialverhalten des Spannstahls

Die Abnahme der Stahlspannungen infolge hoher Dehnungen über lange Zeiträume wird Relaxation genannt.

Für die in der Diplomarbeit durchgeführten Versuche wurden Litzen mit niedriger Relaxation verwendet. Diese fallen in die Klasse 2, wofür sich nach der EN 1992 1-1 [1], Abschnitt 3.3.2 (7), folgende Relaxationsverluste ergeben:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot \left[0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right] \quad (3.31)$$

Für Stähle der Relaxationsklasse 2 ergibt sich ρ_{1000} zu 2,5%.

Die Stahlspannung σ_{pi} ist die unmittelbar nach dem Vorspannen oder Einleiten hoher Kräfte vorhandene Stahlspannung.

Der Faktor $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$ berücksichtigt die Größe der vorhandenen Stahlspannung in Abhängigkeit zur charakteristischen Zugfestigkeit.

Der Faktor t (in Stunden) steht für die Zeit nach dem Anspannen.

3.2.1 Ermittlung der Spannkraftverluste

Im Spannbetonbau ist immer mit Spannkraftverlusten zu rechnen, wobei zwischen den sofortigen Spannkraftverlusten und den nachträglichen Spannkraftverlusten zu unterscheiden ist.

3.2.1.1 Sofortige Spannkraftverluste

Verluste durch Reibung

In jedem Spannglied, das umgelenkt wird - also eine Krümmung hat - gibt es Reibung. Diese führt zu Verlusten. Der Umlenkwinkel selbst setzt sich aus dem ungewollten und dem geplanten Umlenkwinkel zusammen.

Verluste durch Keilschlupf

Die Spannprese greift an den Spanngliedern an, dehnt diese und treibt nach Erreichen der gewünschten Vorspannkraft einen Keil in den Ankerkopf. Dabei entsteht der sogenannte Keilschlupf, also der Weg, den der Keil nach Loslassen der Presse zurücklegt, bis die notwendige Kraft aufgebaut wurde, um das Spannglied zu verankern. Der Keilschlupf wird meist mit 6mm angegeben oder ist in der jeweiligen Zulassung zu entnehmen.

Die sofortigen Verluste werden nach der EN 1992-1-1 [1], Abschnitt 5.10.5.2 (1), wie folgt berechnet:

$$P_0(x) = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)} \quad (3.32)$$

mit

μ ... Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr

θ ... Summe der planmäßigen horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel

k ... der ungewollte Umlenkwinkel

x ... Länge des Spannglieds von der Vorspannstelle an gerechnet

3.2.1.2 Nachträgliche Verluste

Nachträgliche Spannkraftverluste entstehen durch das zeitabhängige Materialverhalten von Stahl (Relaxation) und Beton (Kriechen, Schwinden).

Vereinfacht dürfen nach der EN 1992 1-1 [1], Abschnitt 5.10.6 (2), die Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (3.33)$$

$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}}$... Verhältnis der E-Moduln des Spannstahls und des Betons

z_{cp} ... Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und dem Schwerpunkt der Spannglieder

$\sigma_{c,QP}$... Betonspannung in Höhe der Spannglieder, welche sich aus dem Eigengewicht, der Ausgangsspannung (Vorspannung) und weiterer Teile der quasi-ständigen Einwirkungskombination ergibt.

3.3 Teilweiser Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen

Die Dehnung im Beton setzt sich aus der elastischen Dehnung, der Dehnung aus dem Kriechen, sowie der Dehnung aus dem Schwinden zusammen.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} + \varepsilon_{c,cr}(t) + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} + \varepsilon_{c,e} \cdot \varphi(t, t_0) + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.35)$$

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.36)$$

Wird vereinfacht angenommen, dass das Schwinden erst ab dem Beginn der Lastaufbringung einsetzt und affin zum Kriechen verläuft, so kann die obige Gleichung (3.36) wie folgt angeschrieben werden:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,e} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\varepsilon_{c,s}(\infty)}{\varphi(\infty, t_0)} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.37)$$

Aus dem Hooke'schen Gesetz:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.38)$$

folgt

$$\varepsilon_{c,e} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.39)$$

Der Beton erfährt durch den Krieeffekt eine stetige Spannungsänderung. Diese kann als eine Folge von Lastfällen mit den dazugehörigen Spannungsstufen $d\sigma_c = \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau$ gleichgesetzt werden.

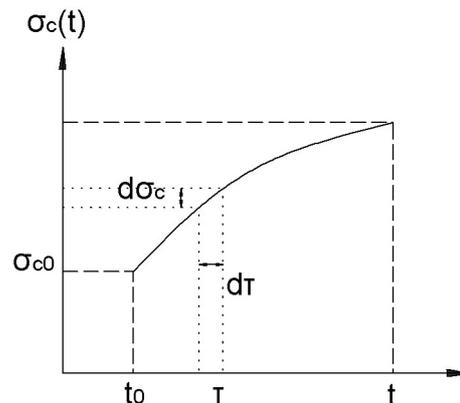


Abbildung 3.1: Skizze – Ersetzung der stetigen Spannungsänderung durch Spannungsstufen

Jede Spannungsstufe $d\sigma_c$ erzeugt eine Verzerrung $d\varepsilon_c(t)$ zum Betrachtungszeitpunkt t .

$$d\varepsilon_c(t) = d\sigma_c \cdot \frac{1}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] \quad (3.40)$$

Werden alle Spannungsstufen aufsummiert, erhält man das Integral:

$$\int_{\tau=t_0}^t d\varepsilon_c(t) d\tau = \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] d\tau \quad (3.41)$$

daraus folgt:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_{c,0}}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{\tau=t_0}^t d\varepsilon_c(t) d\tau + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.42)$$

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_{c,0}}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] d\tau + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.43)$$

Bei einer differenzierbaren Spannungs-Zeitfunktion im betrachteten Zeitintervall $t_0 - t$ kann die Gleichung (3.43) wie folgt dargestellt werden:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_{c,0}}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_{c0}}{E_c} + \frac{1}{E_c} \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) d\tau + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.44)$$

Wird die Größe $\rho(t)$ mit

$$\rho(t) = \frac{\int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) d\tau}{[\sigma_c(t) - \sigma_{c0}] \cdot \varphi(t, t_0)} \leq 1 \quad (3.45)$$

eingeführt, erhält man die Dehnung des Betons zum Betrachtungszeitpunkt t zu:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_{c,0}}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_{c0}}{E_c} [1 + \rho(t) \cdot \varphi(t, t_0)] + \varepsilon_{c,s}(t) \quad (3.46)$$

Da der Term $\rho(t)$ nicht analytisch bestimmbar ist, wird ein aus Versuchen hergeleiteter Faktor χ eingeführt. Dieser Faktor wird Alterungsfaktor oder auch Relaxationsbeiwert genannt.

Ein $\chi = 0,8$ führt bei altem Beton zu hinreichend genauen Ergebnissen.

Um nun den Abbau von Zwangsschnittgrößen durch das Kriechen zu beschreiben, wird zwecks Vereinfachung der Term der Schwinddehnung außer Acht gelassen.

Die Ausgangsgleichung lautet demnach:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_{c,0}}{E_c} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_{c0}}{E_c} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.47)$$

mit $\sigma = \frac{F}{E \cdot A}$ folgt:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{F_c(t_0)}{E_c \cdot A} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{F_c(t) - F_c(t_0)}{E_c \cdot A} [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.48)$$

Für eine Zwangsschnittgröße in einem einfach statisch unbestimmten System kann die Gleichung zur Beschreibung der zeitlichen Änderung der Zwangsschnittgröße wie folgt angeschrieben werden:

$$X_1(t) = X_1(t_0) \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + [X_1(t) - X_1(t_0)] \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.49)$$

bzw.

$$X_1(t) = X_1^{elast.} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + X_{1\varphi(t)} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (3.50)$$

Die Zwangsschnittgröße X_1 in einem einfach statisch unbestimmten System kann aus der Verträglichkeitsbedingung

$$\delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.51)$$

gewonnen werden.

Die Verträglichkeitsbedingung muss zu jedem beliebigen Zeitpunkt erfüllt sein.

$$\delta_{10}(t) + X_1(t) \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.52)$$

mit:

$$\delta_{10}(t) = \delta_{10}(t_0) + \delta_{10\varphi(t)} \quad (3.53)$$

daraus folgt:

$$\delta_{10}(t_0) + \delta_{10\varphi(t)} + \{X_1^{elast.} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + X_{1\varphi(t)} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)]\} \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.54)$$

Die zeitunabhängigen Anteile ergeben sich aus:

$$\delta_{10}(t_0) + X_1^{elast.} \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.55)$$

Aus dieser Gleichung ergibt sich die elastisch errechnete Zwangsschnittgröße $X_1^{elast.}$

Die zeitlich abhängigen Anteile ergeben sich aus:

$$\delta_{10\varphi(t)} + \{X_1^{elast.} \cdot \varphi(t, t_0) + X_{1\varphi(t)} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)]\} \cdot \delta_{11} = 0 \quad (3.56)$$

Für den Fall des plötzlich aufgebracht Zwanges, also einer plötzlich aufgebracht Auflagerabsenkung oder -anhebung gilt:

$$\frac{\delta_{10\varphi(t)}}{0} + \{X_1^{elast.} \cdot \varphi(t, t_0) + X_{1\varphi(t)} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)]\} \cdot \underbrace{\delta_{11}}_{\neq 0} = 0 \quad (3.57)$$

Daraus folgt:

$$X_1^{elast.} \cdot \varphi(t, t_0) + X_{1\varphi(t)} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)] = 0 \quad (3.58)$$

$$X_{1\varphi(t)} = -\frac{X_1^{elast.} \cdot \varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.59)$$

Zusammenführen der zeitunabhängigen und zeitabhängigen Anteile:

$$X_1(t) = X_1^{elast.} + X_{1\varphi(t)} \quad (3.60)$$

$$X_1(t) = X_1^{elast.} - \frac{X_1^{elast.} \cdot \varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.61)$$

$$X_1(t) = X_1^{elast.} \cdot \left[1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \right] \quad (3.62)$$

In der Abbildung 3.2 ist der charakteristische Verlauf des Zwangsmomentes nach einem plötzlich aufgebracht Zwang dargestellt.

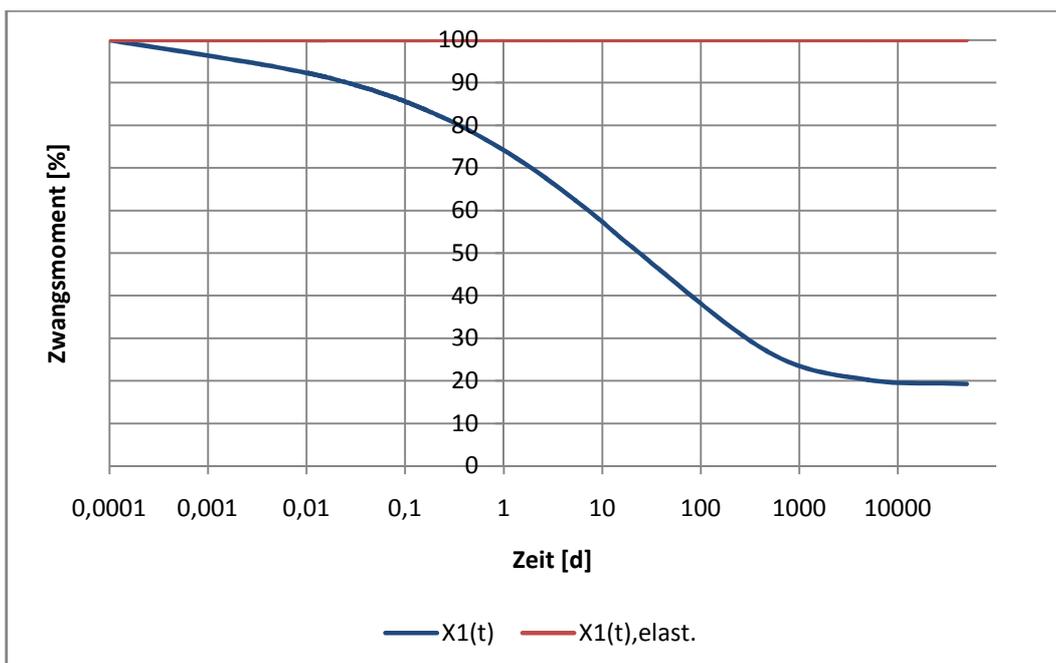


Abbildung 3.2: Charakteristischer Verlauf von $X_1(t)$ für plötzlich aufgebracht Zwang

4 Herstellung der Probekörper

4.1 Herstellung der Schalung, Verlegen der Spannglieder und Betonieren der Versuchskörper

Die Schalung, sowie die Probekörper wurden im Fertigeilwerk der Firma TREPKA hergestellt. Um die durch die Vorspannung entstehenden Spaltzugkräfte aufnehmen zu können, wurden im Verankerungsbereich Bügel und eine spiralförmige Bewehrung verlegt (siehe Abbildung 4.1). Die Ankerplatten wurden mittels Schrauben an der Stirnschalung befestigt.



Abbildung 4.1: Bügel- und Spiralbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte

Die Spannglieder wurden in PP-Hüllrohren des Typs PT-Plus 59 mit einer Betondeckung von 4,4 cm eingebaut. Der planmäßige Abstand des Hüllrohrschwerpunktes zum Probekörperperrand beträgt laut Bewehrungsplan 8cm (siehe Anhang B). Dies entspricht einer Betondeckung von 4,35cm. Um die Lage der Hüllrohre zu sichern, wurden, wie in der Zulassung [3] in Abschnitt 2.4.3 gefordert, Abstandhalter aus Faserbeton alle 50cm an den Hüllrohren befestigt. Um die Lage des an der Oberseite liegenden Hüllrohres zu sichern, wurden diese an der Oberseite mit den Abstandhaltern an Querstegen aus Holz bzw. an der Unterseite an Bewehrungsstahlstangen angebracht. Der Anschluss der Hüllrohre an die Ankerplatten erfolgte über Klemmen des Typs WS6 der Firma VSL. Die Ankerstellen, bestehend aus Ankerplatte, -büchse und -trompete, waren alle der Bauart CS 2000 Typ 6-7. Des Weiteren wurden durch das Verlegen von Abzweigrohren Hochpunkte geschaffen, um ein vollständiges Verpressen des Verpressgutes zu gewährleisten. Die Abbildung 4.2 zeigt die Höhe der Betondeckung und die Lage der Spannglieder.

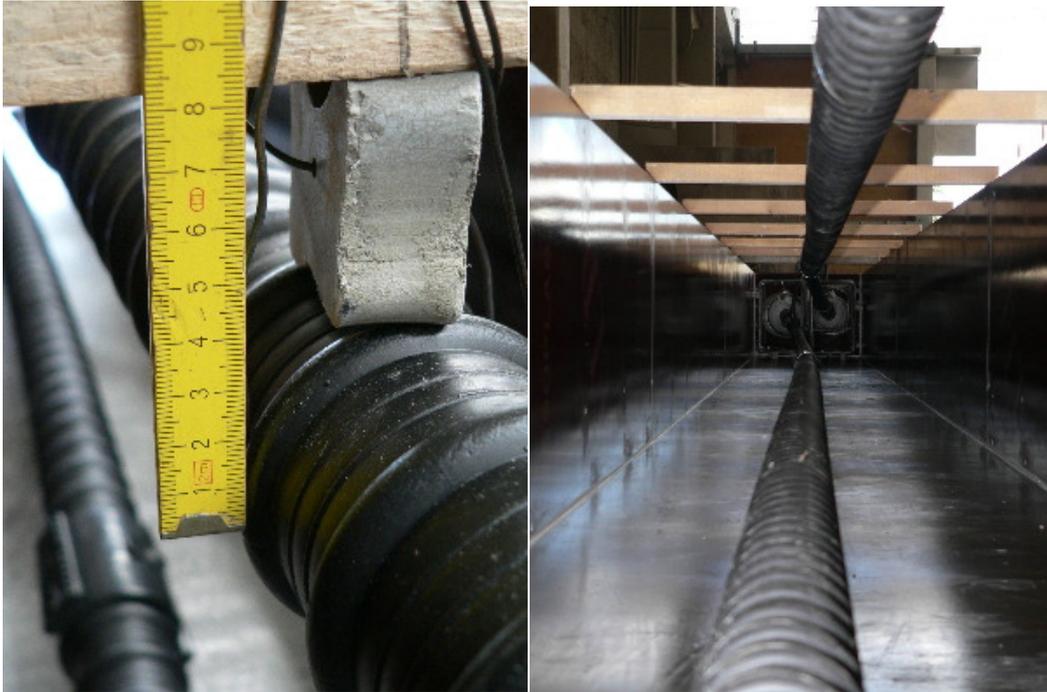


Abbildung 4.2: Abstandhalter und Lage der Hüllrohre

Das Betonieren der beiden Versuchskörper erfolgte in einem Arbeitsgang mit der gleichen Betonmischung (C30/37/B3/GK16/F45/CEMI-52,5R). Dadurch sollte die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse der beiden Probekörper gewährleistet werden. Die Verdichtung des Betons erfolgte abschnittsweise mittels Flaschenrüttler (siehe Abbildung 4.3). Am Tag des Betonierens wurden 19 Probewürfel zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit hergestellt. Nach Beendigung des Betoniervorganges wurde, wie in Abbildung 4.4 dargestellt, die freiliegende Oberfläche mit Folien abgedeckt, um ein zu rasches Austrocknen des Betons und somit eine übermäßige Rissbildung zu verhindern.



Abbildung 4.3: Betonieren und Verdichten



Abbildung 4.4: Aushärtungszustand der Versuchskörper

4.2 Vorspannen und Verpressen der Hüllrohre

Die Vorspannung wurde, wie in Abbildung 4.5 ersichtlich, einseitig mittels einer Spannpressen eingebracht. Nach 2 Tagen erfolgte das Schwindvorspannen, um den Schwindrissen entgegenzuwirken. Dieses geschah mit einer Kraft von 400kN pro Spannglied. Nach 6 Tagen erfolgte die Vollvorspannung abschnittsweise bis zu einer endgültigen Spannkraft von 1400kN pro Spannglied. Durch die gewählten Spannstufen, die im Anhang C beigefügt sind, sollte der gleichmäßige Eintrag der Vorspannkraft beider Spannglieder gewährleistet werden und das Einbringen eines Momentes an den Enden des Querschnitts vermieden werden.



Abbildung 4.5: Vorspannen der Versuchskörper

Anschließend wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel voll verpresst, um den Verbund zwischen Betonkörper und Spannglieder herzustellen. In der Abbildung 4.6 wurde das Auffangen des austretenden Einpressmörtels festgehalten.

Des Weiteren wurden Proben des Verpressmörtels genommen, um auch vom Verpressgut Druckfestigkeiten ermitteln zu können. Die ausgewerteten Festigkeiten sind im Anhang A beigefügt.



Abbildung 4.6: Verpressen der Hüllrohre

5 Ermittlung der Querschnittswerte

Die Querschnittswerte wurden mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten für Beton und Spannstahl ermittelt.

$$E_p = 200300 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33110 \text{ N/mm}^2$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{Hüllrohr}} = 6,3 \text{ cm}$$

$$A_p = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{Litzen}} = 3,66 \text{ cm}$$

5.1 Brutto – Querschnittswerte

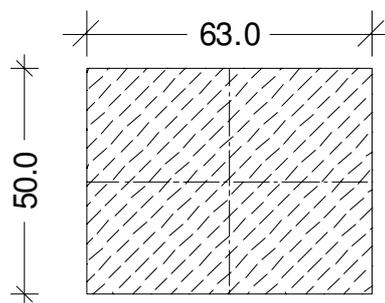


Abbildung 5.1: Querschnitt für die Ermittlung der Bruttowerte

$$I_{c,brutto} = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{50^3 \cdot 63}{12} = 656250 \text{ cm}^4 \quad (5.1)$$

$$W_{c,brutto} = \frac{I_{c,brutto}}{\frac{h}{2}} = \frac{656250}{25} = 26250 \text{ cm}^3 \quad (5.2)$$

5.2 Netto-Querschnittswerte

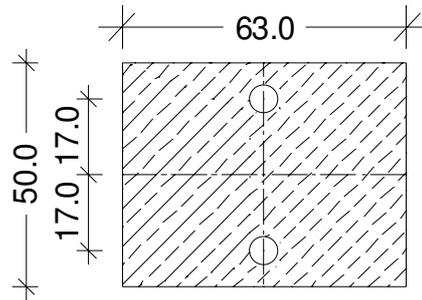


Abbildung 5.2: Querschnitt zur Ermittlung der Nettowerte

i	A_i [cm ²]	z_i [cm]	$A_i \cdot z_i$ [cm ³]	$A_i \cdot z_i^2$ [cm ⁴]	$I_{y,i}$ [cm ⁴]
Beton	3150	0	0	0	656250,00
Hüllrohr oben	-31,17	-17	529,93	-9008,84	-77,33
Hüllrohr unten	-31,17	-17	529,93	-9008,84	-77,33
Summe	3087,66		0	-18017,68	656095,35

Tabelle 5.1: Berechnungswerte für die Nettoquerschnittswerte

$$\hat{z}_{s,netto} = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{0}{3087,66} = 0 \text{ cm} \quad (5.3)$$

$$I_{c,netto} = \sum I_{y,i} + \left(\sum A_i \cdot z_i^2 \right) - \hat{z}_{s,netto}^2 \cdot \left(\sum A_i \right) \quad (5.4)$$

$$= 656095,35 + (-18017,68) - 0^2 \cdot 3087,66 = 638077,67 \text{ cm}^4$$

$$W_{c,netto} = \frac{I_{c,netto}}{\frac{h}{2}} = \frac{638077,67}{25} = 25523,11 \text{ cm}^3 \quad (5.5)$$

5.3 Ideelle Querschnittswerte

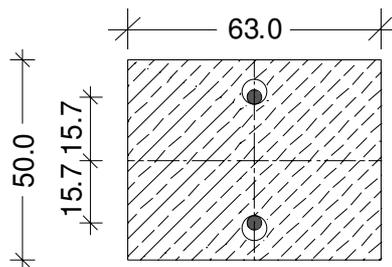


Abbildung 5.3: Querschnitt zur Ermittlung der ideellen Werte

Bei der Ermittlung der ideellen Querschnittswerte, wird die Spannstahl-Fläche in eine äquivalente Betonfläche umgerechnet. Dies geschieht mit dem Wert α , dem Verhältnis des E-Moduls des Stahls zum E-Modul des Betons.

$$A_{\text{Stahl,ideell}} = \alpha \cdot A_{\text{Stahl}}$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{20030}{3311,0} = 6,05$$

i	A_i [cm ²]	z_i [cm]	$A_i \cdot z_i$ [cm ³]	$A_i \cdot z_i^2$ [cm ⁴]	$I_{y,i}$ [cm ⁴]
Beton netto	3087,66	0	0	0	638077,67
Spannstahl oben	63,55	-15,69	996,82	15635,19	7946,79
Spannstahl unten	63,55	-15,69	996,82	15635,19	7946,79
Summe	3214,76		0	31270,38	653971,26

Tabelle 5.2: Berechnungswerte für die ideellen Querschnittswerte

$$\hat{z}_{s,id} = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{0}{3214,76} = 0 \text{ cm} \quad (5.6)$$

$$I_{c,id} = \sum I_{y,i} + \left(\sum A_i \cdot z_i^2 \right) - \hat{z}_{s,id}^2 \cdot \left(\sum A_i \right) \quad (5.7)$$

$$= 653971,26 + 31270,38 - 0^2 \cdot 3214,76 = 685241,6 \text{ cm}^4$$

$$W_{c,id} = \frac{I_{c,id}}{\frac{h}{2}} = \frac{685241,6}{25} = 27409,7 \text{ cm}^3 \quad (5.8)$$

5.4 Zusammenstellung der Querschnittswerte

In der Tabelle 5.3 sind die in den Kapiteln 5.1 bis 5.3 ermittelten Querschnittswerte gegenübergestellt.

	A_c [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
Brutto	3150,00	656250,0	26250,0
Netto	3087,66	638077,7	25523,1
Ideell	3212,76	685241,6	27409,7

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der Querschnittswerte

6 Berechnung der Spannkraftverluste

6.1 Spannkraftverluste infolge Reibung

6.1.1 Gleichung der parabelförmigen Spanngliedführung

Hier wird aus der allgemeinen quadratischen Parabelgleichung die vorhandene Parabelgleichung im Verziehungsbereich des Spanngliedes ermittelt, welche den angegebenen Randbedingungen genügt. Der Verzug der geraden Spanngliedführung an den Enden der Versuchskörper war aus geometrischen Gründen notwendig, da die Form und Größe der Ankerplatten keine andere Führung der Spannglieder zuließ. Die genaue Spanngliedführung ist im Anhang B im Schalungs- und Bewehrungsplan ersichtlich. Die Biegeradien im Verziehungsbereich entsprechen den Anforderungen der Zulassung [3].

Randbedingungen (Werte in cm)

- 1) $\begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$
- 2) $\begin{pmatrix} x_2 \\ y_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 150 \\ 17 \end{pmatrix}$
- 3) $y'(x = 150) = 0$

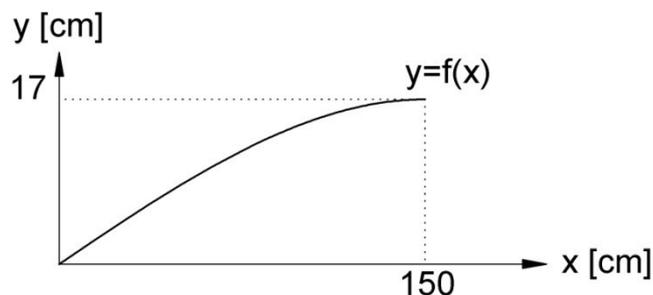


Abbildung 6.1: Skizze des parabelförmigen Spanngliedverlaufs

Die allgemeine Gleichung der in Abbildung 6.1 skizzierten Parabel wird wie folgt hergeleitet:

$$y = a + b \cdot x + c \cdot x^2 \quad (6.1)$$

$$y' = b + 2 \cdot c \cdot x \quad (6.2)$$

Werden die Randbedingungen in die allgemeine Gleichung der Parabel und deren 1. Ableitung, Gleichung (6.1) und Gleichung 6.2, eingesetzt folgt:

$$I: 0 = a \quad (6.3)$$

$$II: 17 = a + 150 \cdot b + 150^2 \cdot c \quad (6.4)$$

$$III: 0 = b + 150 \cdot c \rightarrow b = -2 \cdot 150 \cdot c \quad (6.5)$$

Das Einsetzen der Gleichungen (6.3) und (6.5) in die Gleichung (6.4) führt zu folgendem Ergebnis:

$$17 = 150 \cdot (-300 \cdot c) + 150^2 \cdot c \quad (6.6)$$

$$c = -0,00075556 \quad (6.7)$$

$$b = -300 \cdot (-0,0007555) = 0,226667 \quad (6.8)$$

Einsetzen von (6.3), (6.7) und (6.8) in (6.1) ergibt die Parabelgleichung des Spannglieds:

$$y = 0,226667 \cdot x - 0,00075556 \cdot x^2 \quad (6.9)$$

$$y' = 0,226667 - 0,0015111 \cdot x \quad (6.10)$$

Da nun durch die Gleichung 6.9 der Verlauf des Spanngliedes bekannt ist, und durch dessen Ableitung (Gleichung 6.10) der geplante Umlenkwinkel an jeder beliebigen Stelle angegeben werden kann, ist es möglich nach der Gleichung 3.32 die Spannkraftverluste, hervorgerufen durch die Reibung, anzugeben. In der Tabelle 6.1 sind diese für einige Werte der Laufkoordinate x angegeben. Die für die Gleichung 3.32 erforderlichen Werte für den ungewollten Umlenkwinkel (k) und den Reibungsbeiwert (μ) wurden der Zulassung [3], Abschnitt 2.7.1, entnommen und betragen:

$$k = 0,006 \text{ rad/m}$$

$$\mu = -0,14$$

x [cm]	x [m] [m]	y [cm]	y' [-]	α Grad	α RAD	$P_0(x)$ [kN]	
0	0	0,000	0,227	12,77	0,00	1400,00	P_a
150	1,5	17,000	0,000	0,00	0,22	1355,28	P_b
515	5,15	17,000	0,000	0,00	0,22	1351,13	
765	7,65	17,000	0,000	0,00	0,22	1348,29	
1015	10,15	17,000	0,000	0,00	0,22	1345,47	
1380	13,8	17,000	0,000	0,00	0,22	1341,35	P_c
1530	15,3	0,000	-0,227	12,77	0,45	1298,50	P_d

Tabelle 6.1: Verlauf der Spannkraft nach Abzug der Reibungsverluste

6.2 Spannkraftverlust infolge Keileinzug

Der Keileinzug ist jener Weg, den der Verankerungskeil in den Keilkonus eingedrückt wird. Durch diesen Schlupf nimmt die Vorspannkraft wieder ab. In der Abbildung 6.2 ist die Einflusslänge abgebildet.

$$k \cdot E_p \cdot A_p = 0,6 \cdot 20030,0 \cdot 10,5 = 126189 \text{ kNcm} = \mathbf{1261,89 \text{ kNm}}$$

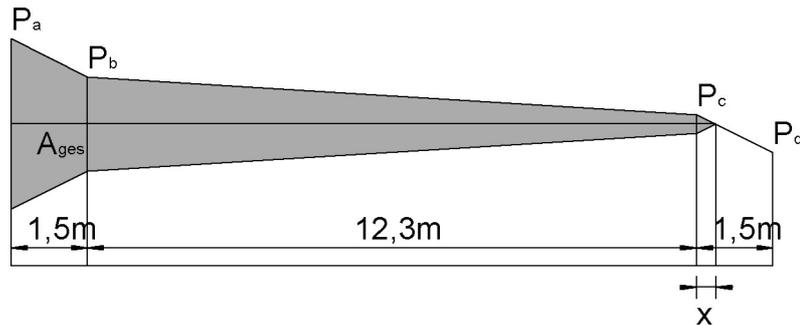


Abbildung 6.2: Berechnung des Einflussbereiches des Keilschlupfs

Es wird zunächst angenommen, dass der Keileinzug bis mindestens 13,8m in den Träger wirkt. Deshalb beginnt die Koordinate x ab $l=13,8\text{m}$, wobei diese Annahme allerdings noch überprüft werden muss. Die Laufkoordinate x darf, wenn die Annahme stimmt, keinen negativen Wert annehmen! Die Tabelle 6.2 zeigt den Verlauf der Spanngliedkräfte nach dem Keileizug für ausgewählte Werte der Laufkoordinate x . Die graphische Darstellung des Spannkraftverlaufs ist in der Abbildung 6.3 erfasst.

$$P_x = P_c - \frac{P_c - P_d}{l_{c-d}} \cdot x = 1341,35 - 28,566 \cdot x$$

$$A_{ges} = 2 \cdot \left[\frac{(P_a - P_x) + (P_b - P_x)}{2} \cdot l_{a-b} + \frac{(P_b - P_x) + (P_c - P_x)}{2} \cdot l_{b-c} + \frac{(P_c - P_d)}{l_{c-d}} \cdot x \cdot \frac{1}{2} \right]$$

$$A_{ges} = 2 \cdot \left[\frac{72,58 + 57,132 \cdot x}{2} \cdot 1,5 + \frac{13,93 + 57,132 \cdot x}{2} \cdot 12,3 + \frac{42,85}{1,5} \cdot x \cdot \frac{1}{2} \right]$$

$$A_{ges} = k \cdot E_p \cdot A_p \rightarrow x = \mathbf{1,2 \text{ m}} ; x \geq 0 \text{ w. A}$$

Die Annahme, dass der Keileinzug bis mindestens 13,8m in den Träger wirkt war richtig. Er wirkt sogar bis $x=15,0\text{m}$.

x [cm]	x [m] [m]	P₀(x) [kN]	P_{0,Keileinzug}(x) [kN]
0	0	1400,00	1213,88
150	1,5	1355,28	1258,60
515	5,15	1351,13	1262,75
765	7,65	1348,29	1265,58
1015	10,15	1345,47	1268,41
1380	13,8	1341,35	1272,53
1500	15	1306,94	1306,94
1530	15,3	1298,50	1298,50

Tabelle 6.2: Verlauf der Spanngliedkräfte vor und nach dem Keileinzug an ausgewählten Punkten x

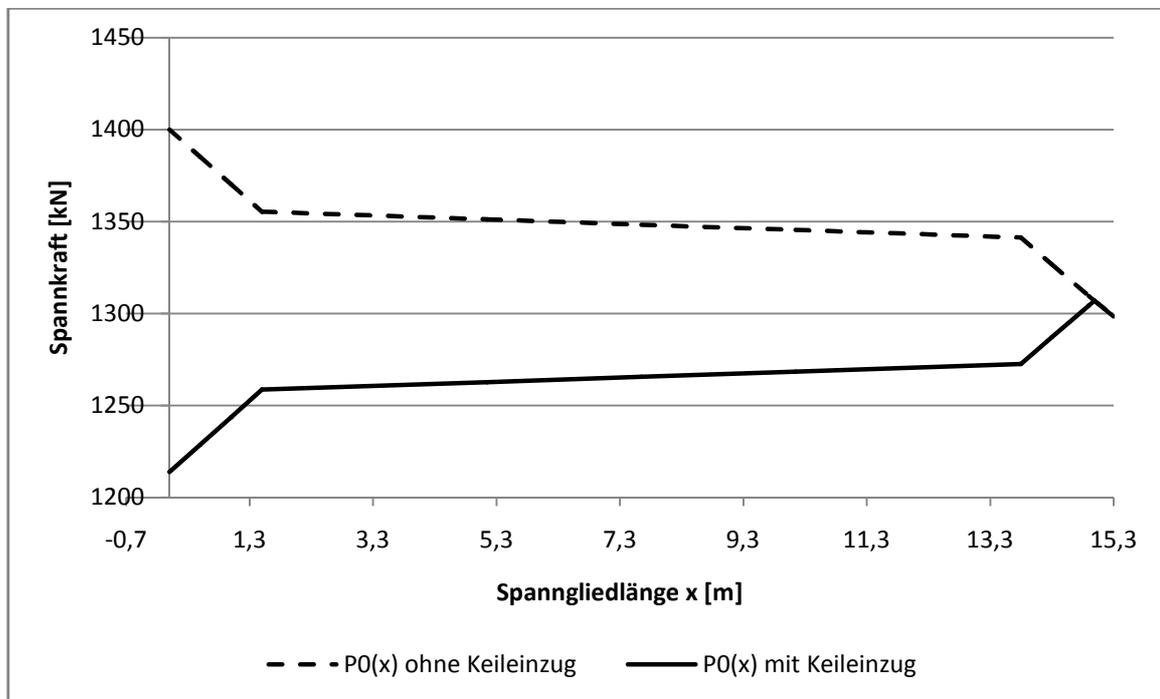


Abbildung 6.3: Verlauf der Spannkraft vor und nach dem Keileinzug

6.3 Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

6.3.1 Kriechen

Datum der Herstellung: 10. Juni 2008

Datum des Versuchs: 28. Juli 2008 (hier wurde das Datum des letzten Traglastversuchs verwendet)

Aus dem Datum der Herstellung und dem Datum der Versuchsdurchführung kann nun die Kriechzahl, wie in Kapitel 3.1.1 beschrieben, ermittelt werden:

Angaben:

$$\varphi_{rel.} = 65\%$$

$$f_{cm,cube} = 48,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl.} = f_{cm} = f_{cm,cube} \cdot 0,8 = 0,8 \cdot 48,83 = 39,06 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 630 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$A_c = 630 \cdot 500 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$t_0 = 6 \text{ d}$$

$$t = 48 \text{ d}$$

$$t - t_0 = 42 \text{ d}$$

Durch Einsetzen der Angaben in die Gleichungen 6.1 bis 6.14 folgt:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 315000}{2 \cdot (630 + 500)} = 278,76 \text{ mm}$$

$$t_0^* = 6 \cdot \left[\frac{9}{2 + 6^{1,2}} + 1 \right]^1 = 11,10 \text{ d}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,7} = 0,9261$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,2} = 0,9783$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,5} = 0,9466$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{39,06}} = 2,6881$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 65)^{18}] \cdot 278,76 + 250 \cdot 0,9466 = 659,568$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 11,10^{0,2})} = 0,58196$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{42}{659,568 + 42} \right)^{0,3} = 0,4297$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{65}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{278,76}} \cdot 0,9261 \right] \cdot 0,9783 = 1,4637$$

$$\varphi_0 = 1,4637 \cdot 2,6881 \cdot 0,58196 = 2,2897$$

$$\varphi(t, t_0) = 2,2897 \cdot 0,4297 = \mathbf{0,9839}$$

6.3.2 Schwinden

6.3.2.1 Trockenschwinddehnung

Hier erfolgt die Berechnung der Trockenschwinddehnung nach Kapitel 3.1.3.1:

Angaben:

$$t_s = 1 \text{ d}$$

$$t - t_s = 47 \text{ d}$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0,11$$

$$RH_0 = 100 \%$$

$$f_{cm0} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

Nach den Gleichungen 6.21 bis 6.26 und der Tabelle 3.1 folgt:

$$k_h = 0,77124$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{47}{47 \cdot 0,04 \cdot \sqrt[3]{278,76^3}} = 0,20157$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{65}{100} \right)^3 \right] = 1,12433$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 6) \cdot \exp\left(-0,11 \cdot \frac{39,06}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,12433$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 5,473 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,20157 \cdot 0,77124 \cdot 5,473 \cdot 10^{-4} = \mathbf{8,508 \cdot 10^{-5}}$$

6.3.2.2 Autogene Schwinddehnung

Die Grundlagen für folgende Berechnung sind im Kapitel 3.1.3.2 beschrieben. Durch Einsetzen in die Gleichungen 6.27 bis 6.30 erhält man folgende Ergebnisse:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 47^{0,5}) = 0,74984$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (39,06 - 10) \cdot 10^{-6} = 7,265 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,74984 \cdot 7,265 \cdot 10^{-5} = \mathbf{5,4476 \cdot 10^{-5}}$$

Die Gesamtschwinddehnung setzt sich aus den Anteilen der Trockenschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung zusammen:

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

$$\varepsilon_{cs}(t) = 8,508 \cdot 10^{-5} + 5,4476 \cdot 10^{-5} = \mathbf{13,9556 \cdot 10^{-5}}$$

Der Wert der Gesamtschwinddehnung wird zum Berechnen der Verluste der Spannkraft durch Kriechen, Schwinden und Relaxation nach Gleichung 3.33 gebraucht.

6.3.3 Relaxation

Die hier durchgeführten Berechnungsschritte beziehen sich auf die in 3.2.1.2 beschriebenen Grundlagen.

Angaben:

$$P_0 = 1400 \text{ kN}$$

$$A_p = 1005 \text{ mm}^2$$

$$f_{pm} = 1894 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pm0} = \frac{1400 \cdot 1000}{1050} = 1333,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t = 42 \text{ d} \triangleq 1008 \text{ h}$$

$$\mu = \frac{1333,33}{1894} = 0,703977$$

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1333,33 \cdot \left[0,66 \cdot 0,025 \cdot e^{9,1 \cdot 0,703977} \cdot \left(\frac{1008}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1 - 0,703977)} \cdot 10^{-5} \right] = 13,35 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = \frac{13,35}{1333,33} = 0,0100$$

An einer beliebigen Stelle x ergibt sich nun der Spannkraftverlust durch Kriechen, Schwinden und Relaxation nach Gleichung 3.33 zu:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \cdot \sigma_{p,c+s+r}(x) = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr}(x) + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \underbrace{\frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2}_{=0, da \ z_{cp}=0} \right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

mit

$$E_c(t = 30d) = 3311,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_p = 20030,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} = \frac{20030}{3311,0} = 6,05$$

$$A_c = 3087,66 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 10,5 \text{ cm}^2$$

Aus der Gleichung 3.33 kann für jeden beliebigen Wert der Laufkoordinate x die Spannkraft P_{eff} nach Abzug der Verluste durch Kriechen, Schwinden, Relaxation, Reibung und Keileinzug angegeben werden. Die Tabelle 6.3 bietet eine Übersicht der Lage des Spanngliedes an einer bestimmten Stelle x und die dazugehörigen Werte der Spannkraft vor dem Keileinzug, nach dem Keileinzug und nach Abzug aller zuvor erwähnten Verluste. Die Abbildung 6.4 zeigt die graphische Darstellung des Spannkraftverlaufs der Werte aus der Tabelle 6.3. Hier ist gut zu erkennen, dass beidseitiges Spannen durch den Keileinzug an beiden Ankerstellen zu einem niedrigeren Spannkraftverlauf geführt hätte und somit der einseitige Spannvorgang die richtige Wahl war.

x	x [m]	y	y'	α	α	$P_0(x)$	$P_{0,Keileinzug}(x)$	$\sigma_{c,QP}$	$\sigma_{c,P0}$	$\Delta\sigma_{pr}$	ΔP_{c+s+r}	Verlust	P_{eff}
[cm]	[m]	[cm]	[-]	Grad	RAD	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[%]	[kN]
0	0	0,000	0,227	12,77	0,00	1400,00	1213,52	7,86	11,57	21,03	1,50	1192,49	
50	0,5	9,444	0,151	8,59	0,07	1385,20	1228,33	7,96	11,71	21,20	1,53	1207,13	
100	1	15,111	0,076	4,32	0,15	1370,24	1243,29	8,05	11,85	21,36	1,56	1221,93	
150	1,5	17,000	0,000	0,00	0,22	1355,28	1258,25	8,15	12,00	21,52	1,59	1236,72	
515	5,15	17,000	0,000	0,00	0,22	1351,13	1262,40	8,18	12,03	21,57	1,60	1240,83	
765	7,65	17,000	0,000	0,00	0,22	1348,29	1265,23	8,20	12,06	21,60	1,60	1243,63	
1015	10,15	17,000	0,000	0,00	0,22	1345,47	1268,06	8,21	12,09	21,99	1,63	1246,07	
1380	13,8	17,000	0,000	0,00	0,22	1341,35	1272,18	8,24	12,13	22,03	1,64	1250,15	
1430	14,3	15,111	-0,076	4,32	0,30	1326,70	1286,82	8,34	12,27	22,17	1,67	1264,65	
1480	14,8	9,444	-0,151	8,59	0,37	1312,37	1301,15	8,43	12,40	22,31	1,70	1278,84	
1500	15	6,120	-0,181	10,28	0,40	1306,76	1306,76	8,46	12,46	22,37	1,71	1284,40	
1530	15,3	0,000	-0,227	12,77	0,45	1298,50	1298,50	8,41	12,38	22,29	1,72	1276,21	

Tabelle 6.3: Verlauf der Spanngliedkräfte nach Kriechen, Schwinden und Relaxation

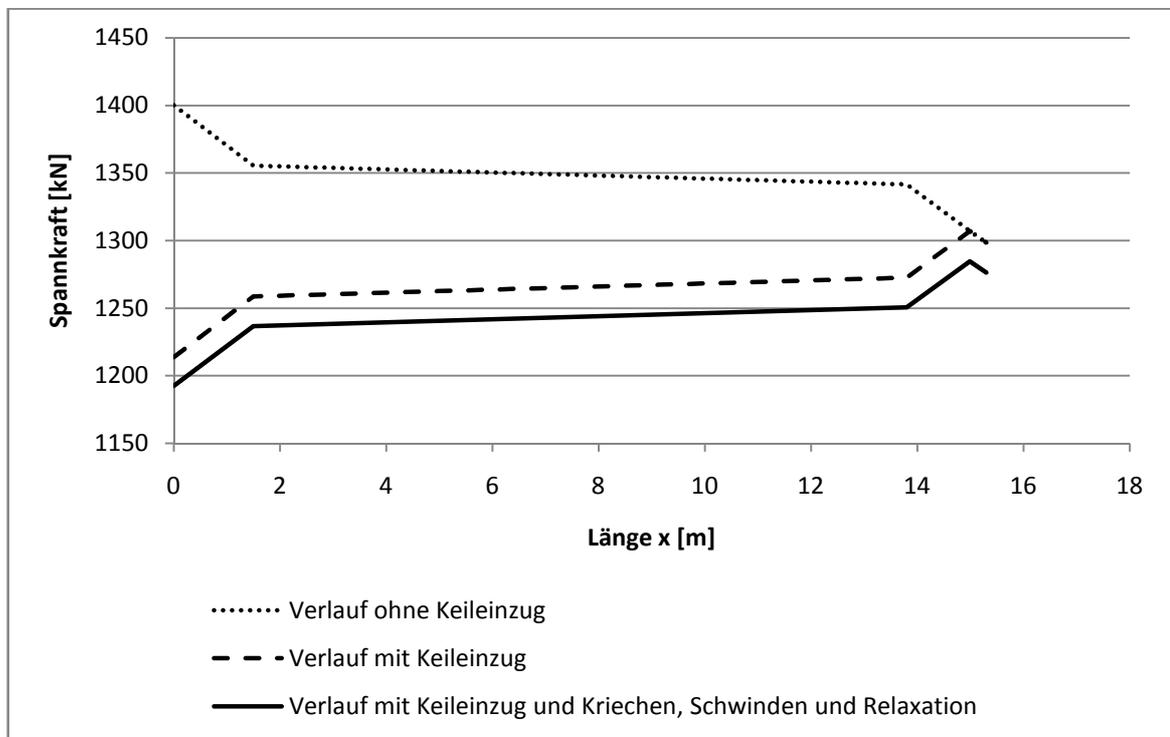


Abbildung 6.4: Übersicht des Spannkraftverlaufs verschiedener Zustände

7 Messtechnik

In diesem Kapitel wird auf die in den Versuchen angewandte Messtechnik eingegangen.

7.1 Potentiometrische Wegaufnehmer

Diese Wegaufnehmer, dargestellt in Abbildung 7.1, beinhalten eine Widerstandsschicht, die für ihre Länge einen bestimmten Widerstand aufweist. Im Zuge der Messung wird am Anfang und am Ende dieser Schicht eine elektrische Spannung angelegt. Wird der Taststift hineingedrückt oder herausgezogen greift der Schleifkontakt jeweils an einer anderen Stelle auf die Widerstandsschicht. Gemessen wird über den Schleifkontakt die Spannung an der jeweiligen Stelle. Da die Änderung der Spannung über den Widerstand bekannt ist, kann der zurückgelegte Weg des Taststiftes rückgerechnet werden. Dieser Wert wird dann als Messwert abgespeichert.



Abbildung 7.1: Potentiometrischer Wegaufnehmer und Positionierung

7.2 Induktive Wegaufnehmer

Diese Wegaufnehmer bestehen aus zwei Spulen, die hintereinander angeordnet sind und mittig mit Strom versorgt werden. Jede Spule besitzt eine spezifische Induktivität und einen spezifischen induktiven Widerstand, die beide bekannt sind. In den Spulen ist ein Weicheisenkern jeweils zur Hälfte eingeschoben. Wird der Druckstift des Messgerätes im Zuge einer Messung verschoben, so ändert sich die Position des Weicheisenkerns bezüglich der Spulen und somit auch die induktiven Widerstände. Somit kann wieder auf den zurückgelegten Weg des Taststiftes rückgeschlossen werden. Die Abbildung 7.2 zeigt einen induktiven Wegaufnehmer und dessen Positionierung im Versuch.



Abbildung 7.2: Induktiver Wegaufnehmer und Positionierung

7.3 Bogenwegaufnehmer

Diese Wegaufnehmer (siehe Abbildung 7.3) bestehen aus einem Bronzebogen, der zwischen dem Taststift und einem Festpunkt eingeklemmt ist. Auf dem Bronzebogen ist ein Dehnmessstreifen (DMS) angebracht, der die Verzerrung des Bogens misst. So wird der zurückgelegte Weg des Taststiftes ermittelt.

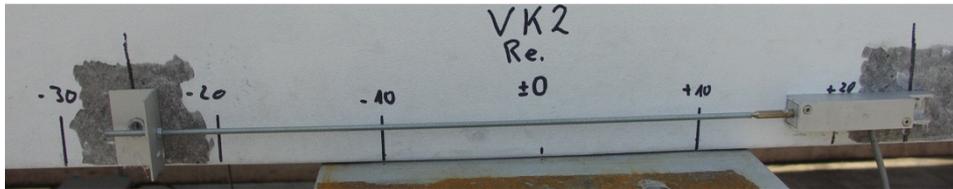


Abbildung 7.3: Bogenwegaufnehmer und Positionierung

7.4 Zugmessglied

In diesem Messgerät, ersichtlich in der Abbildung 7.5, ist auf einer Stahlstange eine DMS-Vollbrücke angebracht, über die die vorhandene Zugkraft errechnet werden kann.

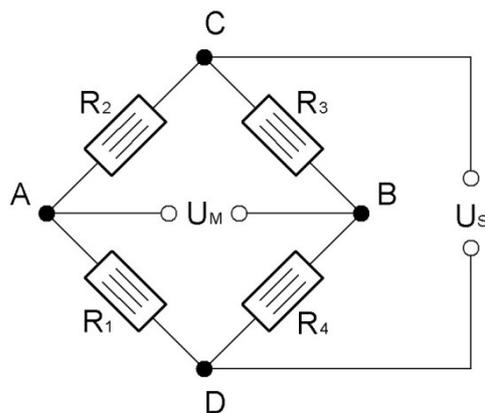


Abbildung 7.4: DMS-Vollbrückenschaltung

U_S ... Speisespannung [V]

U_M ... Messspannung [V]

$R_i \dots$ Widerstände [Ω]

$$\frac{U_M}{U_S} \approx \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\Delta R_1}{R} - \frac{\Delta R_2}{R} + \frac{\Delta R_3}{R} - \frac{\Delta R_4}{R} \right)$$

Aus der Beziehung:

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \varepsilon$$

folgt:

$$\frac{U_M}{U_S} \approx \frac{k}{4} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4)$$

Über das Hooke'sche Gesetz $\sigma = E \cdot \varepsilon$ kann dann auf die Kraft rückgerechnet werden.



Abbildung 7.5: Zugmessglied

7.5 Kraftmessdosen

Das Funktionsprinzip der Kraftmessdosen (siehe Abbildung 7.6) ist dem der Zugmessglieder ähnlich, allerdings mit dem Unterschied, dass hier mehrere DMS-Vollbrückenschaltungen zur Errechnung der Druckkräfte verwendet werden.



Abbildung 7.6: Kraftmessdose

7.6 Schnittstellen

Um die analogen Signale der Messgeräte in digitale Signale umzuwandeln, wurden als Schnittstellen mehrere Spider 8 A/D Wandler der Firma HBM mit einer möglichen Frequenz von bis zu 9600 Messwerten pro Sekunde bei einer Auflösung von 16 Bit pro Kanal verwendet.

7.7 Programme

Zur Aufzeichnung der Messergebnisse wurde das Programm CATMAN 5.0 ebenfalls von der Firma HBM verwendet.

Die Speicherfrequenz der Messergebnisse wurde mit 1 Hz gewählt.

8 Bemessung des Querschnitts, Ermittlung der Querschnittswiderstände

8.1 Elastisches Grenzmoment

Nach Abziehen der Spannkraftverluste infolge Keileinzug, Kriechen, Schwinden und Relaxation (vgl. Kapitel 6) ergibt sich an der Stelle des maximalen Zwangsmomentes eine effektive Vorspannkraft P_{eff} von 2487,3kN.

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

$$f_{cm,cube} = 48,83 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cm,cyl.} = f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} = 0,8 \cdot 48,83 = 39,06 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 39,06 - 8 = 31,06 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 31,06^{2/3} = 2,96 \frac{N}{mm^2}$$

Nun kann das elastische Grenzmoment durch Verwendung des Widerstandsmoments $W_{c,id} = 27409,7 \text{ cm}^3$ (siehe Gleichung 5.8) und f_{ctm} ermittelt werden:

$$M_{el}^{Grenz} = \left(\frac{P_{eff}}{A_{netto}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id} = \left(\frac{2487,3}{3087,66} + \frac{2,96}{10} \right) \cdot 27409,7 \cdot \frac{1}{100}$$

$$M_{el}^{Grenz} = 301,9 \text{ kNm} \quad (8.1)$$

8.2 Grenzmoment

Die für das Grenzmoment gewählten Materialkennwerte wurden durch Versuche an Proben ermittelt. Hierbei handelt es sich um Mittelwerte der Prüfergebnisse, welche im Anhang A beigelegt sind. Im Falle der Festigkeitswerte des Betons wurde von der geprüften Würfeldruckfestigkeit nach 30 Tagen ausgegangen.

◆ Beton

Als maximale Druckfestigkeit des Betons, wurde die mittlere Würfeldruckfestigkeit von nach 30 Tagen geprüften Würfeln gewählt.

$$f_{cm,cube} = 48,83 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cm,cyl.} = f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} = 0,8 \cdot 48,83 = 39,06 \frac{N}{mm^2}$$

◆ Spannstahl

Für die Probekörper wurde zum Vorspannen Spannstahl des Typs 1570/1770 verwendet. Die Fließgrenze aus dem Prüfbericht, welcher im Anhang A beigelegt ist beträgt:

$$f_p = 1709,33 \text{ N/mm}^2$$

Der geprüfte E-Modul beträgt:

$$E_p = 200300 \text{ N/mm}^2$$

Durch die effektive Vorspannkraft von 1243,63kN pro Spannglied nach Abzug der Verluste erfährt der Spannstahl eine Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)}$.

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{1243,6}{10,5 \cdot 20030,0} \cdot 1000 = 5,914 \text{ ‰}$$

Die Dehnung, bei der der Spannstahl ins Fließen kommt lautet:

$$\varepsilon_p^{(f)} = \frac{f_p}{E_p} = \frac{1709,33}{20030,0} \cdot 1000 = 8,534 \text{ ‰}$$

Die Dehnungsreserve, die der Spannstahl bis zum Eintritt des Fließens noch zur Verfügung hat beträgt:

$$\varepsilon_p^{(1)} = \varepsilon_p^{(f)} - \varepsilon_p^{(0)} = 8,534 - 5,914 = 2,62 \text{ ‰}$$

Die maximale Druckzonenhöhe ergibt sich zu:

$$x_{lim} = \frac{d_p \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_p^{(1)}} = \frac{42 \cdot 3,5}{3,5 + 2,626} = 23,99 \text{ cm}$$

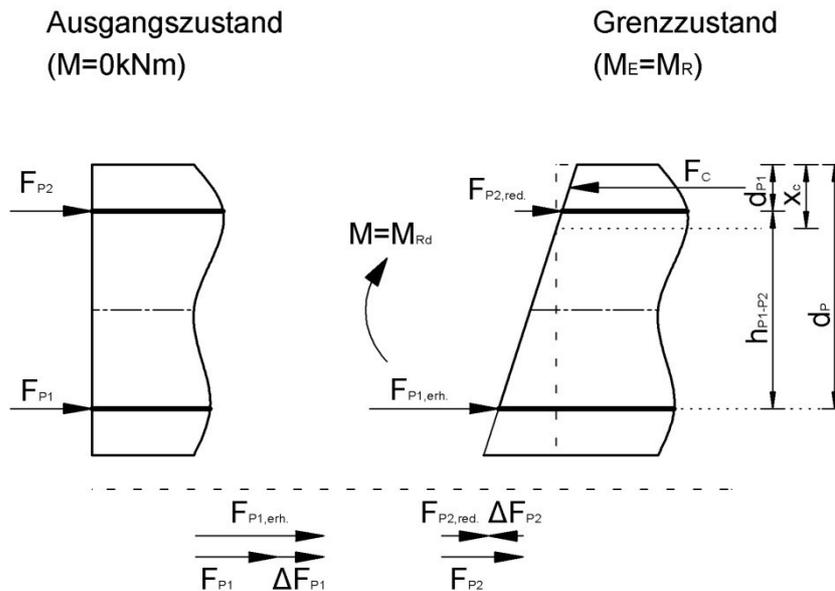


Abbildung 8.1: Kräfteverteilung im Querschnitt bei $M_E=M_R$

Aus der Bedingung $\sum H = 0$ muss die Druckzonenhöhe so lange iteriert werden, bis $F_{P2,red.} + F_{P1,erh.} = F_C$ ist. (siehe Abbildung 8.1)

$$\varepsilon_{P2} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (x_c - d_{p2}) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (x_c - 8) \quad (8.2)$$

$$\varepsilon_{P1} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (d_p - x_c) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (42 - x_c) \quad (8.3)$$

Die Reduktion der Spannkraft des Spannglieds in der 2. Lage beträgt

$$\Delta F_{P2} = \varepsilon_{P2} \cdot E_P \cdot A_p$$

Die Vergrößerung der Spannkraft des Spannglieds in der 1. Lage ergibt sich zu:

$$\text{Für } \varepsilon_{P1} \leq 2,62 \text{ ‰: } \Delta F_{P1} = \varepsilon_{P1} \cdot E_P \cdot A_p$$

$$\text{Für } \varepsilon_{P1} \geq 2,62 \text{ ‰: } \Delta F_{P1} = 0,00262 \cdot E_P \cdot A_p = 550,82 \text{ kN}$$

Nach der Iteration, welche mit Hilfe einer Excel Tabelle durchgeführt wurde, ergibt sich die Druckzonenhöhe x_c zu 13,71 cm. Nun werden nach den Gleichungen 8.2 und 8.3 die Verzerrungen in Spanngliedhöhe ermittelt:

$$\varepsilon_{P2} = \frac{3,5}{13,71} \cdot (13,71 - 8) = -1,458\text{‰}$$

$$\varepsilon_{P1} = \frac{3,5}{13,71} \cdot (42 - 13,71) = 7,221\text{‰}$$

Die daraus resultierenden Änderungen der Vorspannkraft betragen:

$$\Delta F_{P2} = 0,001458 \cdot 20030,0 \cdot 10,5 = -306,64 \text{ kN}$$

$$F_{P2} = 1243,63 - 306,64 = 936,99 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{P1} = 550,82 \text{ kN}$$

$$F_{P1} = 1243,63 + 550,82 = 1794,45$$

$$\sum F_P = 1794,45 + 936,99 = 2731,44 \text{ kN}$$

Nun wird kontrolliert, ob für $x_c = 13,71 \text{ cm}$ die Bedingung $\sum H = 0$ erfüllt bleibt:

$$F_C = 0,8095 \cdot b \cdot x_c \cdot f_c = 0,8095 \cdot 63 \cdot 13,71 \cdot 3,906 = 2731,44 \text{ kN}$$

$$F_P = F_C \text{ w. A}$$

Aus der zweiten Bedingung ($\sum M = 0$) wird das zulässigen Grenzmoment ($\sum M$ um Lage Spannglied 1) ermittelt:

$$M_{Rm} = F_C \cdot (d_p - 0,4160 \cdot x_c) - F_{P2} \cdot h_{P1-P2}$$

$$M_{Rm} = \frac{2731,44 \cdot (42 - 0,4160 \cdot 13,71) - 936,99 \cdot 34}{100} = 672,8 \text{ kNm} \quad (8.4)$$

8.3 Bemessungswert des Momentenwiderstands M_{Rd}

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit für den zur Herstellung der Versuchskörper verwendeten Betonsorte (C30/37, siehe Kapitel 4.1) beträgt:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Der Bemessungswert der Streckgrenze des Spannstahls ergibt sich zu:

$$f_{p0,1k} = 0,9 \cdot f_{pk} = 0,9 \cdot 1770 = 1593 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1593}{1,15} = 1385 \text{ N/mm}^2$$

Der E-Modul für Spannstahl bestehend aus Litzen beträgt:

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

Durch die effektive Vorspannkraft von 1243,63kN pro Spannglied nach Abzug der Verluste erfährt der Spannstahl eine Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)}$.

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{1243,63}{10,5 \cdot 195000,0} \cdot 1000 = 6,07 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p^{(f)} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1385}{195000,0} \cdot 1000 = 7,10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p^{(1)} = \varepsilon_p^{(f)} - \varepsilon_p^{(0)} = 7,10 - 6,07 = 1,03 \text{ ‰}$$

Die maximale Druckzonenhöhe ergibt sich zu:

$$x_{lim} = \frac{d_p \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_p^{(1)}} = \frac{42 \cdot 3,5}{3,5 + 1,03} = 32,45 \text{ cm}$$

Nun wird wie in 8.2 vorgegangen:

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (x_c - d_{p2}) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (x_c - 8)$$

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} \cdot (d_p - x_c) = \frac{3,5}{x_c} \cdot (42 - x_c)$$

Die Reduktion der Spannkraft des Spannglieds in der 2. Lage beträgt:

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

Die Vergrößerung der Spannkraft des Spannglieds in der 1. Lage ist:

$$\text{Für } \varepsilon_{p1} \leq 1,03 \text{ ‰: } \Delta F_{p1} = \varepsilon_{p1} \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\text{Für } \varepsilon_{p1} \geq 1,03 \text{ ‰: } \Delta F_{p1} = 0,00103 \cdot E_p \cdot A_p = 210,62 \text{ kN}$$

Die mit Excel ermittelte Betondruckzonenhöhe x_c beträgt 21,982 cm.

$$\varepsilon_{P2} = \frac{3,5}{21,982} \cdot (21,982 - 8) = -2,226\text{‰}$$

$$\varepsilon_{P1} = \frac{3,5}{21,982} \cdot (42 - 21,982) = 3,187\text{‰}$$

Die daraus resultierenden Änderungen der Vorspannkraft betragen:

$$\Delta F_{P2} = 0,002226 \cdot 19500,0 \cdot 10,5 = -455,82 \text{ kN}$$

$$F_{P2} = 1243,63 - 455,82 = 787,81 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{P1} = 210,62 \text{ kN}$$

$$F_{P1} = 1243,63 + 210,89 = 1454,25$$

$$\sum F_P = 1454,25 + 787,81 = 2242,06 \text{ kN}$$

Nun wird kontrolliert, ob für $x_c = 13,71 \text{ cm}$ die Bedingung $\sum H = 0$ erfüllt bleibt:

$$F_C = 0,8095 \cdot b \cdot x_c \cdot f_c = 0,8095 \cdot 63 \cdot 21,982 \cdot 2,0 = 2242,06 \text{ kN}$$

$$F_P = F_C \text{ w. A}$$

Aus der zweiten Bedingung ($\sum M = 0$) wird das Grenzmoment M_{Rd} ($\sum M$ um Lage Spannglied 1) ermittelt:

$$M_{Rd} = F_C \cdot (d_p - 0,4160 \cdot x_c) - F_{P2} \cdot h_{P1-P2}$$

$$M_{Rd} = \frac{2242,06 \cdot (42 - 0,4160 \cdot 21,982) - 787,81 \cdot 34}{100} = 468,8 \text{ kNm} \quad (8.5)$$

8.4 Querkraftwiderstand aus den Mittelwerten

Hier wurde der Querkraftwiderstand für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach der EN 1992-1-1 [1], Abschnitt 6.2.2 ermittelt.

$$f_{cm,cube} = 48,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl.} = f_{cm} = 0,8 \cdot f_{cm,cube} = 0,8 \cdot 48,83 = 39,06 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c = 1,0$$

Zunächst werden alle zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes erforderlichen Beiwerte errechnet:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{420}} = 1,69 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1050}{630 \cdot 420} = 0,00397$$

$$k_1 = 0,15$$

Die Betonspannung σ_{cp} durch die Vorspannkraft wirkt günstig auf den Querkraftwiderstand.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{eff}}{A_{netto}} = \frac{2 \cdot 1243,63}{3087,66} \cdot 10 = 8,06 \text{ N/mm}^2$$

Der Querkraftwiderstand ergibt sich zu:

$$V_{Rm,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{1000}$$

$$V_{Rm,c} = [0,18 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,00397 \cdot 39,06)^{1/3} + 0,15 \cdot 8,06] \cdot \frac{630 \cdot 420}{1000}$$

$$V_{Rm,c} = 520,62 \text{ kN} \tag{8.6}$$

8.5 Bemessungswert des Querkraftwiderstandes

Der charakteristische Wert der Druckfestigkeit für den zur Herstellung der Versuchskörper verwendeten Betonsorte (C30/37, siehe Kapitel 4.1) beträgt:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

Zunächst werden alle zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes erforderlichen Beiwerte errechnet:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{420}} = 1,69 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1050}{630 \cdot 420} = 0,00397$$

$$k_1 = 0,15$$

Die Betondruckspannung durch die Vorspannkraft ergibt sich zu:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{eff}}{A_{netto}} = \frac{2 \cdot 1243,27}{3087,66} \cdot 10 = 8,05 \text{ N/mm}^2$$

Der Querkraftwiderstand beträgt:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{1000}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,00397 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 8,05] \cdot \frac{630 \cdot 420}{1000}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{442,05 \text{ kN}} \quad (8.7)$$

9 Versuchskörper Nr.1

9.1 Beschreibung der Versuchsdurchführung

Der erste Versuch am Probekörper VK1 begann am 10. Juli 2008. Am Versuchskörper wurde sowohl ein Kriechversuch, welcher in Kapitel 9.3 ausgewertet ist, als auch ein Traglastversuch, beschrieben in Kapitel 9.4, durchgeführt.

Zuerst wurde eine Auflagerüberhöhung von 4,25mm eingepreßt. Da der Probekörper durch die Vorspannung eine Aufschüsselung der Enden um 2mm erfuhr, beträgt die effektive Auflagerüberhöhung 6,25mm. Dann wurde der Abbau des Zwangsmomentes über dem Mittelaufleger gemessen, um Aussagen über das Kriechverhalten des jungen Plattenstreifens zu erhalten. Dieser Versuchsabschnitt lief bis zum 21. Juli 2008, also 12 Tage lang.

Am 21. Juli 2008 wurde das Mittelaufleger weiter überhöht, um das Restzwangsmoment nochmals zu vergrößern. Die neuerliche Überhöhung betrug 9,6mm. Am selben Tag wurde der Probekörper dann dem Traglastversuch unterzogen. Dafür wurde über zwei Pressen, welche sich im Abstand von $x=\pm 2,5\text{m}$ vom Mittelaufleger über Zugstangen und Querhäupter gegen den Stahlträger spannten, Kraft in den Versuchskörper eingeleitet (siehe Abbildung 9.1). Der Versuch wurde bis zum Versagen des Probekörpers durchgeführt.

Das Ziel bestand darin, einerseits das Kriechumlagerungsvermögen zu testen, andererseits aber auch den Einfluss des erstmaligen Zwanges auf einen weiteren Zwang und auf die Tragfähigkeit des Systems zu überprüfen.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Träger realen Bedingungen im Freien ausgesetzt wurde, da im Gebrauchszustand nie Laborbedingungen herrschen. Der Versuchszeitpunkt hätte in dieser Hinsicht nicht besser gewählt werden können, da der Monat Juli 2008 besonders von Witterungsschwankungen geprägt war. Es kam ständig zu abwechselnden Hitze- und Abkühlungsphasen, sowie Niesel- und Schlagregeneignissen. Somit konnten in nur 12 Tagen des Versuchs viele klimatisch bedingte Effekte beobachtet werden. In den Abbildungen 9.2 bis 9.4 sind die meteorologischen Daten des Monats Juli 2008 in Wien graphisch dargestellt. Diese Daten wurden von der Homepage des meteorologischen Instituts der BOKU-Wien [4] entnommen. In der Abbildung 9.4 ist das Monatsmittel der relativen Luftfeuchte mit 64% angegeben. Bei der Ermittlung des rechnerischen Verlaufs des Zwangsmomentes in Kapitel 9.2.3 wurde von einer relativen Luftfeuchte von 65% ausgegangen. Diese war somit gut abgeschätzt.

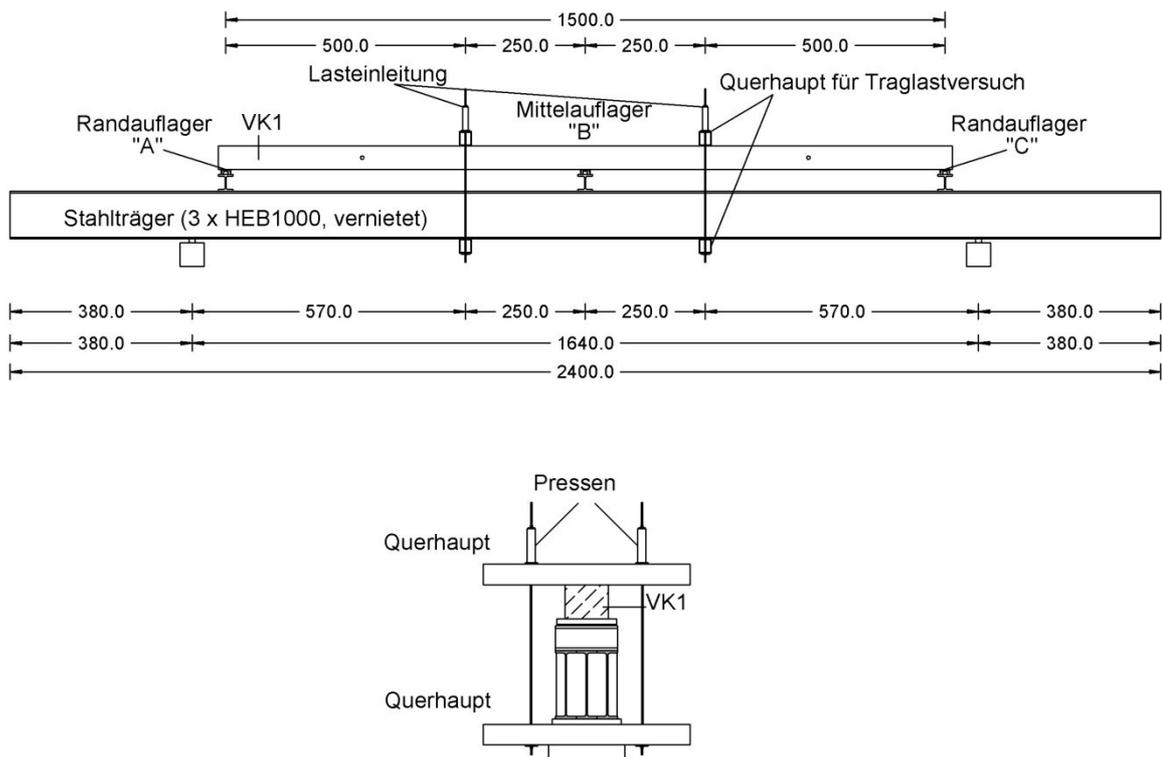


Abbildung 9.1: Versuchsaufbau

Lufttemperatur (rot) / Taupunkt (blau)

10-Minuten-Mittelwerte
 Min: 12.3 °C Max: 30.5 °C
 Monatsmittel: 19.9 °C
 Mittel 1961-90: 20.1 °C

Juli 2008

Institut f. Meteorologie (BOKU-Met) 1190 Wien
 Dach Schwachhoefer-Haus (265 m NN)

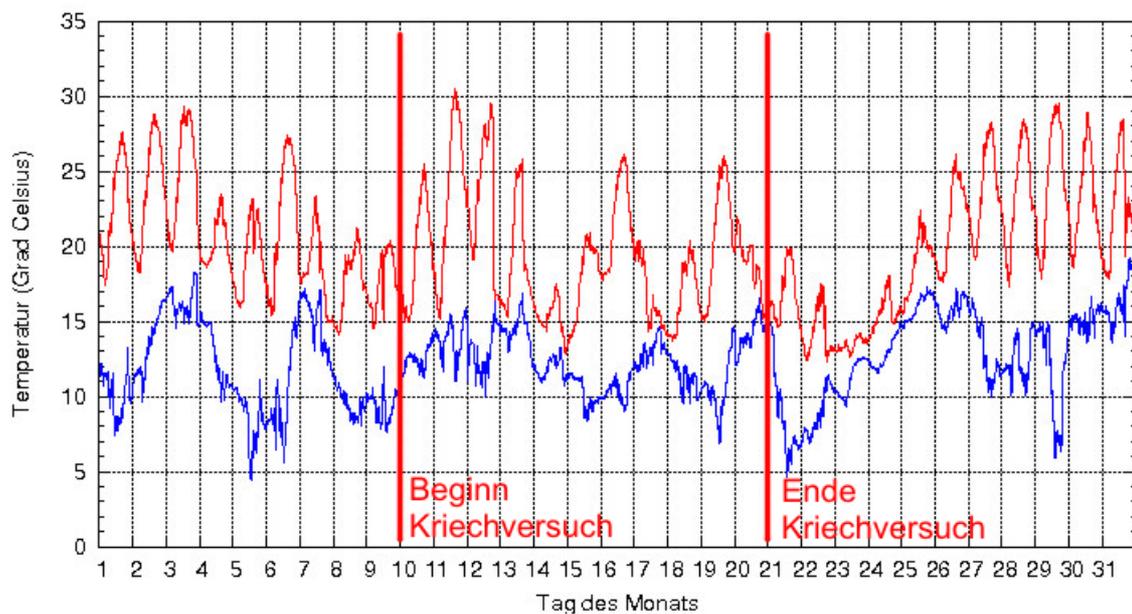


Abbildung 9.2: Temperaturverlauf des Monats Juli 2008

Niederschlag

Tagessummen

Summe / Max. TW / $N \geq 1\text{mm}$
beobachtet: 119.6 mm / 40.9 mm / 11 Tage
Klima 1961-90: 63.0 mm / 47.0 mm / 9 Tage

Juli 2008

Institut f. Meteorologie (BOKU-Met) 1190 Wien
Dach Schwackhoefer-Haus (265 m NN)

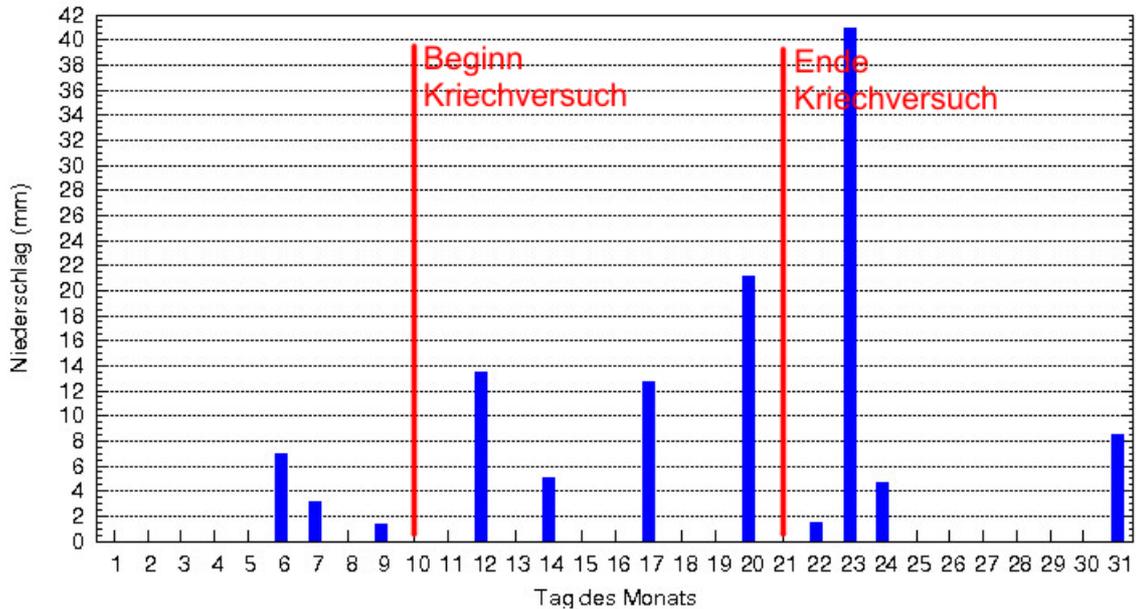


Abbildung 9.3: Verlauf der Tagesniederschläge des Monats Juli 2008

Relative Luftfeuchtigkeit

10-Minuten-Mittelwerte

Min: 23 % Max: 97 %

Monatsmittel: 64 %

Mittel 1961-90 7h / 14h: 74 % / 52 %

Juli 2008

Institut f. Meteorologie (BOKU-Met) 1190 Wien
Dach Schwackhoefer-Haus (265 m NN)

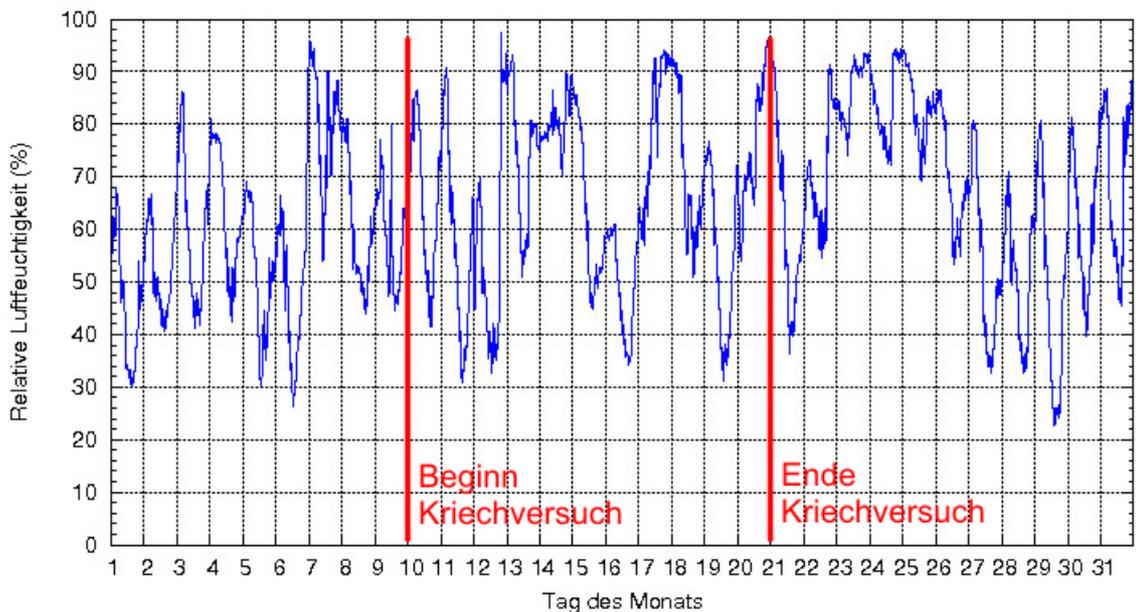


Abbildung 9.4: Verlauf der relativen Luftfeuchte des Monats Juli 2008

MESSTECHNIK

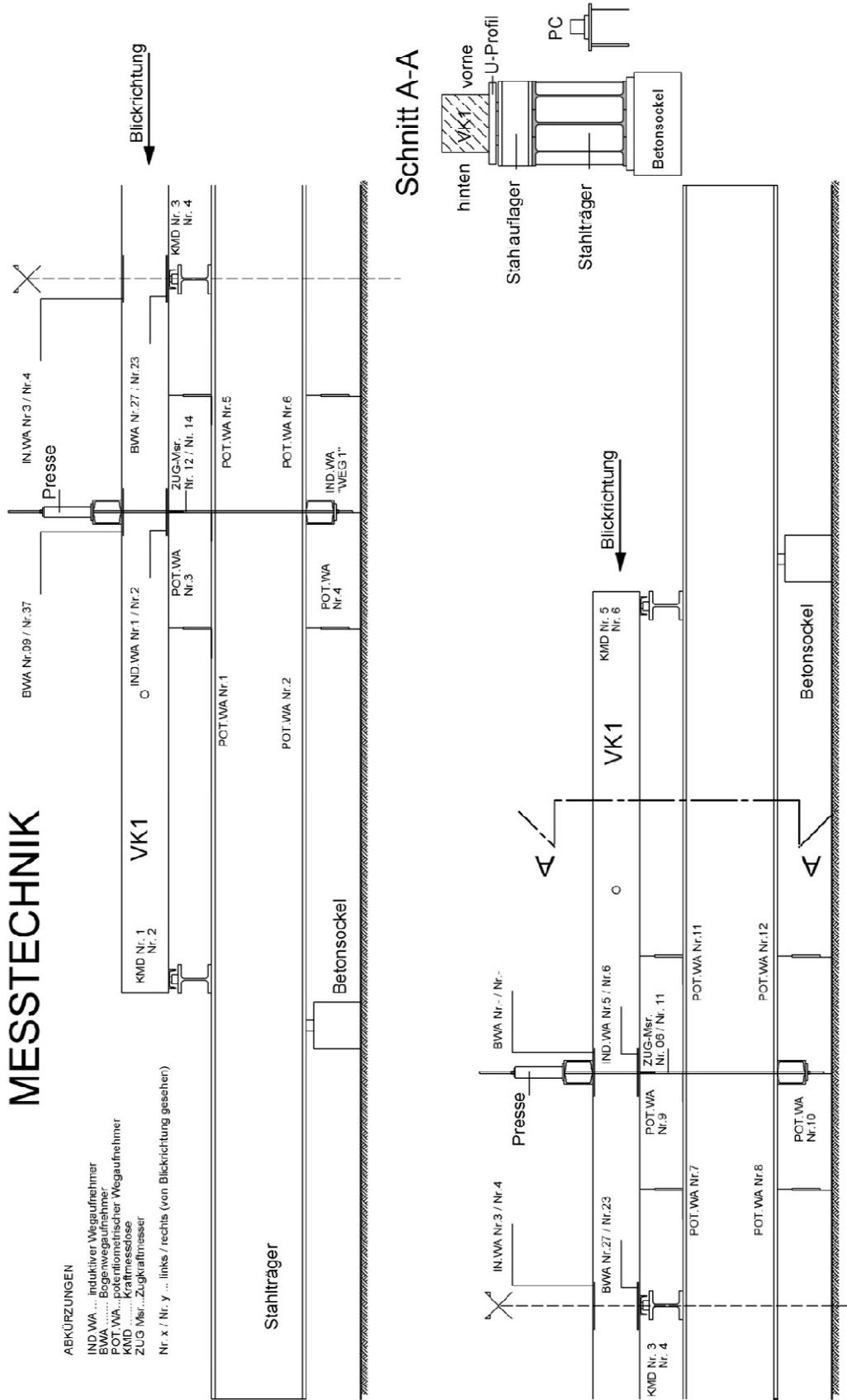


Abbildung 9.5: Anordnung der Messtechnik VK1

9.2 Vorberechnungen zum Versuch 1

9.2.1 Bestimmung des zeitabhängigen Verlaufs des E-Moduls und der Druckfestigkeit

In der EN 1992 1-1 [1], Abschnitt 3.1.2 (6), wird der Zusammenhang zwischen der mittleren Würfeldruckfestigkeit und dem E-Modul wie folgt beschrieben:

Mit Anwendung der Gleichungen (3.17), (3.18) und (3.19)

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$$
$$s = 0,20$$

und dem nach EN 1992-1-1 [1] berechneten mittleren E-Modul,

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (9.1)$$

kann der E-Modul für jeden beliebigen Zeitpunkt angegeben werden:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \quad (9.2)$$

Wobei E_{cm} für den E-Modul und f_{cm} für die mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen stehen.

Für die Würfeldruckfestigkeit wurden die in Tabelle 9.1 angeführten Mittelwerte ermittelt:

Würfel Nr.	Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	MW [N/mm ²]
1	12.07.2008	2	32,5	31,55
2	12.07.2008	2	30,6	
3	16.07.2008	6	39,5	38,45
4	16.07.2008	6	37,4	
5	10.07.2008	30	46,7	48,83
6	10.07.2008	30	50,9	
7	10.07.2008	30	48,9	
8	21.07.2008	41	49,8	46,9
9	21.07.2008	41	45,7	
10	21.07.2008	41	50,0	
11	21.07.2008	41	46,1	
12	21.07.2008	41	46,6	
13	21.07.2008	41	43,1	
14	23.07.2008	43	54,3	49,9
15	23.07.2008	43	52,1	
16	23.07.2008	43	54,2	
17	23.07.2008	43	47,2	
18	23.07.2008	43	46,1	
19	23.07.2008	43	45,8	

Tabelle 9.1: Geprüfte Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeit

Durch Einsetzen in die Gleichungen (3.18), (3.17) und (9.2) ergeben sich folgende in Tabelle 9.2 angeführten Werte und Verläufe für den E-Modul und die mittlere Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit:

t [d]	$\beta_{cc}(t)$ [-]	$f_{cm}(t)$ [-]	$f_{cm,cyl}(t)$ [N/mm ²]	E(t) [N/mm ²]	Bemerkungen
0	0	0,0	0,0	0	
1	0,4239	20,6	16,4	25541	
2	0,5779	28,0	22,4	28031	Zeitpunkt Schwindvorspannen
3	0,6630	32,2	25,7	29209	
4	0,7195	34,9	27,9	29936	
5	0,7609	36,9	29,5	30442	
6	0,7929	38,5	30,8	30820	Zeitpunkt Vollvorspannen
7	0,8187	39,7	31,8	31118	
14	0,9205	44,6	35,7	32231	
21	0,9695	47,0	37,6	32737	
28	1,0000	48,5	38,8	33042	
30	1,0068	48,8	39,1	33110	Beginn Kriechversuch
41	1,0353	50,2	40,2	33388	Traglastversuch VK1
43	1,0394	50,4	40,3	33427	
45	1,0431	50,6	40,5	33464	
46	1,0449	50,7	40,5	33481	
47	1,0467	50,8	40,6	33498	Traglastversuch VK2

Tabelle 9.2: Mittlere Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten und E-Module für verschiedene Betonalter

Die Abbildungen 9.6 und 9.7 zeigen den zeitlichen Verlauf des E-Moduls und der Würfeldruckfestigkeit mit fortschreitender Zeit t in Tagen.

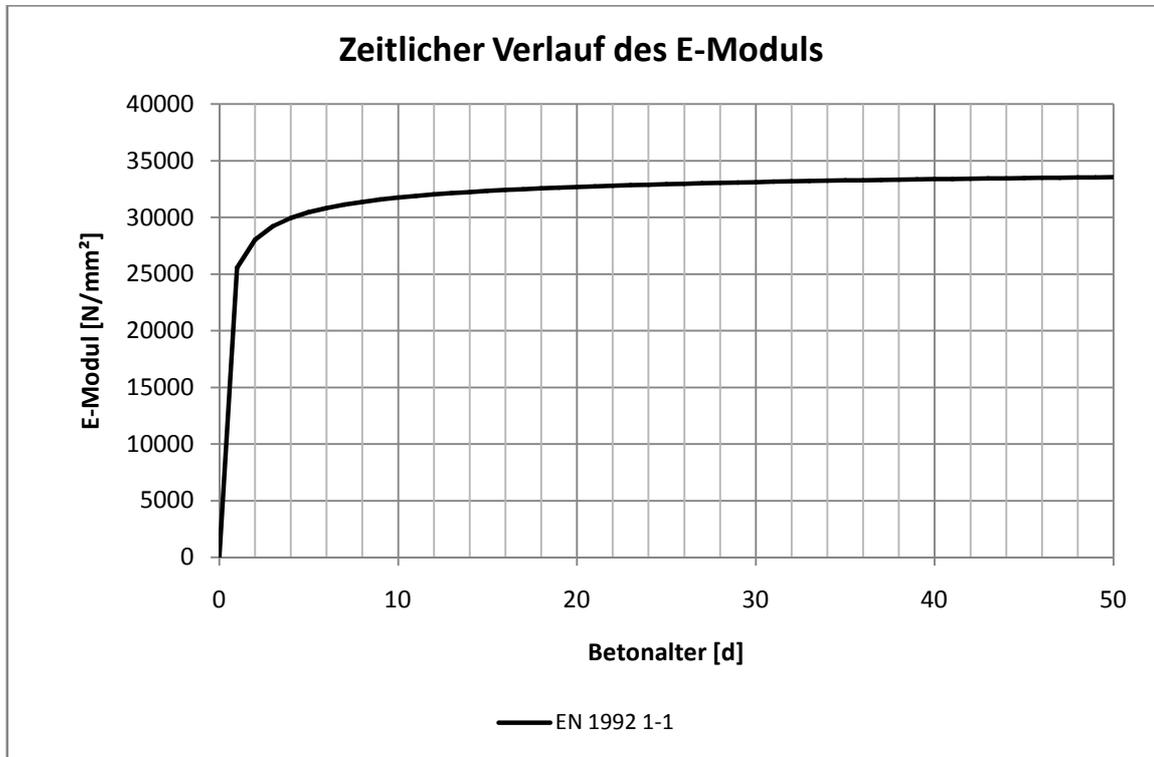


Abbildung 9.6: Zeitlicher Verlauf des E-Moduls, nach EN1992 1-1

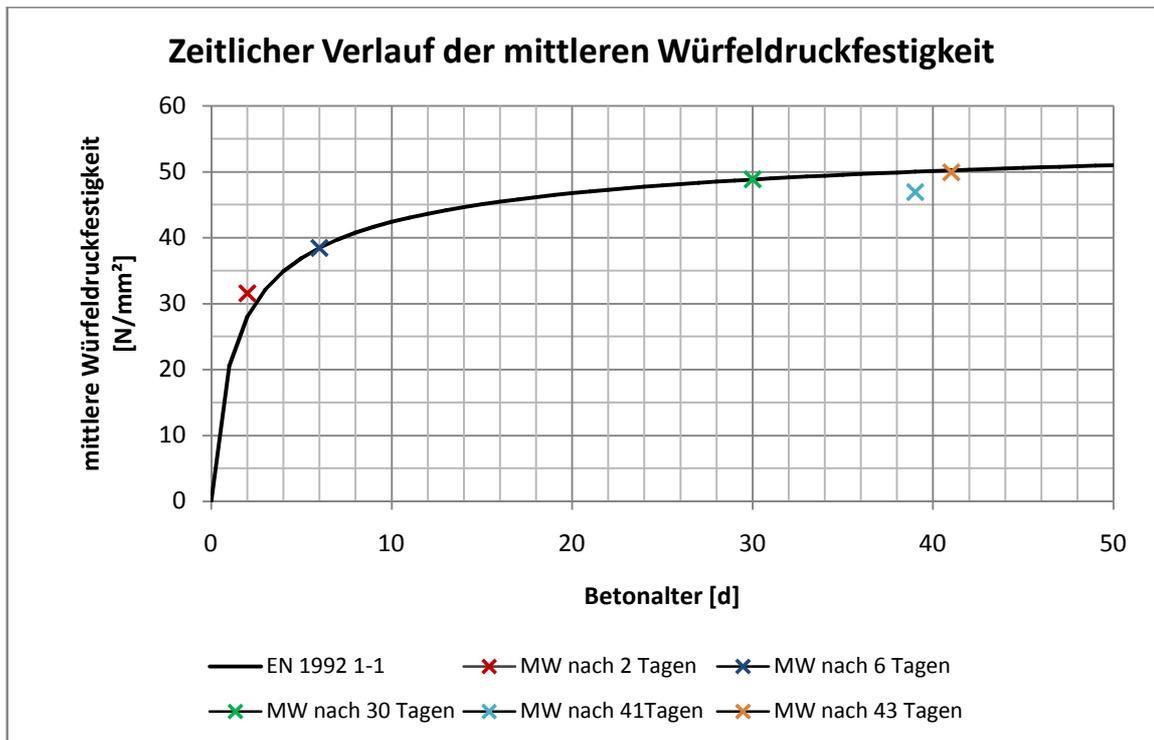


Abbildung 9.7: Darstellung errechnete Würfeldruckfestigkeit und geprüfte Werte

9.2.2 Bestimmung des rechnerischen Zwangsmomentes über dem Mittelaufleger

Aus den Berechnungen im Kapitel 5 und 9.2.1 ergeben sich nun folgende Parameter, die zur Bestimmung des Zwangsmomentes notwendig sind:

$$E_c = E_c(30d) = 3311,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_{c,id} = 685241,6 \text{ cm}^4$$

◆ System und Belastung

In der Abbildung 9.8 ist der Lastfall Auflageranhebung für den 1-fach statisch unbestimmten Zweifeldträger abgebildet.

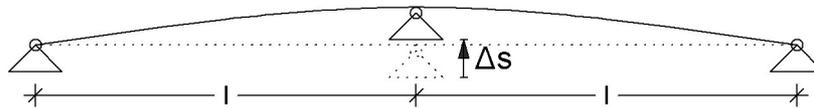


Abbildung 9.8: System mit Auflagerhebung

$$l = 750 \text{ cm}$$

$$\Delta s = 1 \text{ mm}$$

◆ Drehwinkel φ am statisch bestimmten System infolge Lageranhebung

Zunächst wird der Zweifeldträger durch ein Gelenk über dem Mittelaufleger in zwei Einfeldträger umgewandelt. Die Auflageranhebung verursacht nun den Drehwinkel φ .

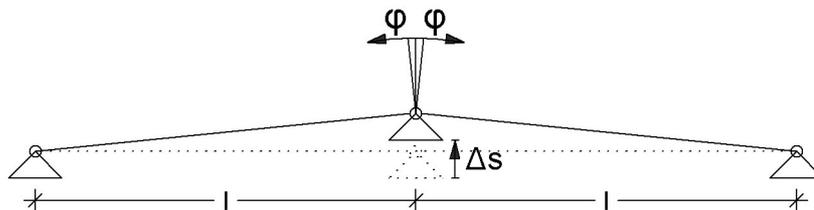


Abbildung 9.9: Drehwinkel durch Auflagerhebung

$$\delta_{10} = \varphi = -\frac{\Delta s}{l}$$

- ◆ Drehwinkel φ am statisch bestimmten System infolge eines virtuellen Momentes der Größe 1

Erzeugt man ein Drehmoment der Größe „1“, so erhält man dadurch den zur Auflagerhebung entgegengesetzten Drehwinkel φ .

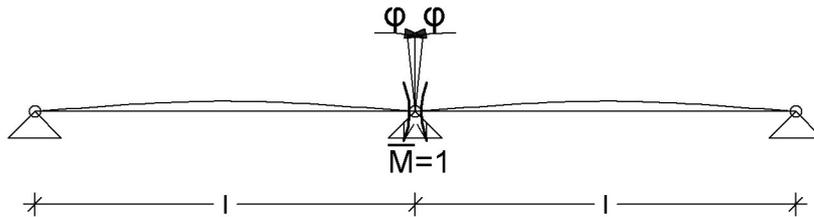


Abbildung 9.10: Drehwinkel durch virtuelles Moment der Größe „1“

$$\delta_{11} = \varphi = \frac{l}{3 \cdot EI} \cdot \bar{M}$$

Aus der Verträglichkeitsbedingung, der Bedingung, dass die Drehwinkel δ_{10} und δ_{11} gleich groß, aber entgegengesetzt orientiert sind folgt:

$$\delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} = 0$$

$$X_1 = M_{Zwang} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = -\frac{3 \cdot EI}{l^2} \cdot \Delta s$$

$$M_{Zwang} = -\frac{3 \cdot 3311,0 \cdot 685241,6}{750^2 \cdot 1000} \cdot 1 = -12,10 \text{ kNm (pro mm Lageranhebung)}$$

Wird das elastische Grenzmoment des Querschnitts überschritten, so werden sich unweigerlich Risse in der meistbeanspruchten Stelle einstellen. Durch diese Rissbildung würden aber die gewünschten Versuchsdaten aufgrund unterschiedlicher Biegesteifigkeitsverhältnisse im Träger verfälscht werden. In erster Linie soll aber Auskunft darüber erhalten werden, in welchem Maße der junge Betonquerschnitt in der Lage ist, Zwangsschnittgrößen abzubauen und mit welcher Geschwindigkeit dies vor sich geht. Deshalb ist es wichtig den Plattenstreifen stets im Zustand I zu halten und durch die Auflageranhebung nicht das elastische Grenzmoment zu überschreiten. Aus Gleichung 8.4 folgt:

$$M_{el}^{Grenz} = 301,9 \text{ kNm}$$

9.2.2.1 Ermittlung der maximalen Lageranhebung

Mit dem errechneten Zwangsmoment $M_{Zwang} = 12,10 \text{ kNm}$ pro Millimeter Lageranhebung und der Kenntnis des elastischen Grenzmomentes, ergibt sich nach Gleichung 9.3 eine maximal zulässige Anhebung des mittleren Auflagers von 24,9 mm.

$$\Delta s_{max,1} = \frac{-301,9}{-12,10} = 24,9 \text{ mm} \quad (9.3)$$

Damit sich aber auch ein Zwangsmoment einstellen kann, muss das System statisch unbestimmt gelagert bleiben. Deswegen dürfen bei der Anhebung des mittleren Auflagers die Ränder nicht von den Randauflagern abheben.

Mit einer Biegesteifigkeit von

$$EI = E_c(30d) \cdot I_{c,id} = 3311,0 \cdot 685241,6 = 2,27 \cdot 10^9 \text{ kNcm}^2$$

hätte der Plattenstreifen beim Abheben der Ränder eine Maximaldurchbiegung von:

$$w_{max} = \frac{1}{4} \cdot M \cdot \bar{M} \cdot l \cdot \frac{1}{EI} = \frac{1}{4} \cdot (-206,156 \cdot 100) \cdot (-7,50 \cdot 100) \cdot 750 \cdot \frac{1}{2,27 \cdot 10^9} = 1,28 \text{ cm}$$

$$M = -\frac{q \cdot l^2}{2} = -\frac{7,33 \cdot 7,50^2}{2} = -206,156 \text{ kNm}$$

$$\bar{M} = -\bar{P} \cdot l = -1 \cdot 7,50 = -7,50 \text{ kNm}$$

Daraus folgt:

$$\Delta s_{max,2} = 12,8 \text{ mm}$$

9.2.3 Rechnerischer Abbau des Zwangsmomentes infolge Kriechen

Der Plattenstreifen wurde am 10. Juni 2008 betoniert und am 10. Juli 2008 erstmalig dem Zwang durch eine effektive Auflagerüberhöhung $\Delta s = 6,25 \text{ mm}$ ausgesetzt.

$$\Delta s \leq \Delta s_{max,1} \vee \Delta s_{max,2}$$

$$M_{Zwang} = 6,25 \cdot (-12,10) = -75,63 \text{ kNm}$$

Das im Versuch, in Kapitel 9.3.1 ermittelte Zwangsmoment beträgt nach einer Versuchsdauer von 22min -75,61 kNm (siehe Tabelle 9.4). Dies bedeutet, dass der theoretische Rechenansatz, also die Modellbildung und die errechnete Biegesteifigkeit eine gute Näherung der Wirklichkeit sind.

Im folgenden Absatz wird nun die Kriechzahl nach den Grundlagen des Kapitels 3.1.1 ermittelt.

$$t_0 = 30 \text{ d}$$

Das angepasste Betonalter zur Berücksichtigung der verwendeten Zementsorte CEM 52,5 R beträgt laut Gleichung (3.10)

$$t_0^* = 30 \cdot \left[\frac{9}{2 + (30)^{1,2}} + 1 \right]^1 = 34,41$$

$$f_{cm,cube} = 48,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{cm,cube} \cdot 0,8 = 0,8 \cdot 48,83 = 39,06 \text{ N/mm}^2$$

Durch Einsetzen in die Gleichungen (3.1) bis (3.14) erhält man

$$h_0 = 278,8 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,7} = 0,9261$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,2} = 0,9783$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{39,06} \right]^{0,5} = 0,9467$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{39,06}} = 2,6881$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 65)^{18}] \cdot 278,8 + 250 \cdot 0,9467 = 659,568$$

$$659,568 \leq 1500 \cdot 0,9466 = 1419,9 \text{ w. A}$$

$$\beta(t_0^*) = \frac{1}{(0,1 + 34,41^{0,2})} = 0,46965$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 65/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{278,8}} \cdot 0,9261 \right] \cdot 0,9783 = 1,4637$$

$$\varphi_0 = 1,4637 \cdot 2,6881 \cdot 0,46965 = 2,2897$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$X_1(t) = X_1^{elast.} \cdot \left[1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \right]$$

Der Relaxationsbeiwert χ wurde mit 0,8 angenommen.

Die Tabelle 9.3 zeigt den theoretischen Verlauf des Zwangsmomentes mit fortschreitender Zeit t .

Versuchsdauer		$t-t_0$	$\beta_c(t-t_0)$	$\varphi(t,t_0)$	M_{Zwang}
[min]	[d]	[d]	[-]	[-]	[kNm]
0	0,000	0,000	0,00000	0,00000	-75,63
22	0,015	0,015	0,04069	0,09316	-69,07
30	0,021	0,021	0,04465	0,10224	-68,48
60	0,042	0,042	0,05497	0,12587	-66,98
120	0,083	0,083	0,06768	0,15496	-65,20
360	0,250	0,250	0,09409	0,21544	-61,73
720	0,500	0,500	0,11583	0,26521	-59,08
1080	0,750	0,750	0,13080	0,29948	-57,36
1440	1	1	0,14257	0,32644	-56,05
	2	2	0,17544	0,40171	-52,64
	3	3	0,19805	0,45347	-50,46
	4	4	0,21580	0,49412	-48,85
	5	5	0,23064	0,52809	-47,55
	6	6	0,24349	0,55753	-46,47
	7	7	0,25490	0,58365	-45,54
	8	8	0,26520	0,60723	-44,72
	9	9	0,27462	0,62879	-43,99
	10	10	0,28331	0,64869	-43,33
	11	11	0,29140	0,66721	-42,73

Tabelle 9.3: Theoretischer Verlauf des Zwangsmomentes mit fortschreitender Versuchsdauer

9.3 Versuch Nr.1 / VK1 – Abbau des Zwangsmomentes durch Kriechen

9.3.1 Berechnung der Zwangsschnittgrößen aus den Versuchsergebnissen

Im Versuch 1 am Probekörper VK1 wurden die Kraftmessdosen KMD Nr. 1 bis Nr. 6 verwendet. Zusätzlich waren an der Oberseite des Plattenstreifens über dem Mittelaufleger 2 Bogenwegaufnehmer installiert, die die Verzerrungen auf einer Messlänge von 500mm gemessen haben. Leider waren die Messergebnisse eines Wegaufnehmers verfälscht, da dieser während der Messung bewegt wurde.

$$M_{B,inf.g} = 0,5 \cdot \frac{0,15^2}{2} \cdot g - \frac{7,5^2}{8} \cdot g = 0,5 \cdot \frac{0,15^2}{2} \cdot 7,33 - \frac{7,5^2}{8} \cdot 7,33 = -51,49 \text{ kNm}$$

$$M_{B,inf.FQH} = -\frac{1 - \alpha^2}{2} \cdot \alpha \cdot F_{QH} \cdot 7,5 = -\frac{1 - 0,667^2}{2} \cdot 0,667 \cdot 3,6 \cdot 7,5 = -5,0 \text{ kNm}$$

mit $\alpha = \frac{(7,5-2,5)}{7,5} = 0,667$

$$M_{B,inf.FPressen} = -\frac{1 - \alpha^2}{2} \cdot \alpha \cdot F_{QH} \cdot 7,5 = -\frac{1 - 0,6933^2}{2} \cdot 0,6933 \cdot 1,08 \cdot 7,5 = -1,46 \text{ kNm}$$

mit $\alpha = \frac{(7,5-2,3)}{7,5} = 0,6933$

Somit ergibt sich das Zwangsmoment nach einer Versuchsdauer von 22min infolge Auflagerüberhöhung zu:

$$M_{B,Zwang} = M_B - M_{B,inf.g} - M_{B,inf.FQH} - M_{B,inf.FPressen}$$

$$M_{B,Zwang} = -133,50 + 51,49 + 5 + 1,46 = -75,55 \text{ kNm}$$

Im Falle einer Gewichtsveränderung aufgrund von Regen oder Sonneneinstrahlung kann das Zwangsmoment wie folgt rückgerechnet werden:

- 1 Umrechnen der Änderung der Auflagerkräfte auf eine äquivalente Gleichlast:

$$\Delta g = \frac{\Delta \Sigma V}{l} = \frac{\Delta \Sigma V}{15,3} \text{ [kN/m]}$$

- 2 Für eine Änderung der Gleichlast um 1 kN/m entstehen nun folgende Schnittgrößen:

$$M_B = A \cdot 7,5 - \frac{7,65^2 \cdot g}{2} - F_{QH} \cdot 2,5 - F_{Pressen} \cdot 2,3 - \frac{7,65^2 \cdot \Delta g}{2}$$

$$M_{B,inf.\Delta g} = 0,5 \cdot \frac{0,15^2}{2} \cdot \Delta g - \frac{7,5^2}{8} \cdot \Delta g = 0,5 \cdot \frac{0,15^2}{2} \cdot 1 - \frac{7,5^2}{8} \cdot 1 = -7,025 \text{ kNm}$$

$$M_{B,Zwang} = M_B - M_{B,inf.g} - M_{B,inf.FQH} - M_{B,inf.FPressen} - \Delta g \cdot M_{B,inf.\Delta g}$$

9.3.2 Auswertung der Versuchsergebnisse

Statisch unbestimmte Systeme reagieren sehr empfindlich auf ungleichmäßige Befeuchtung, Sonneneinstrahlung und Eigengewichtsverteilung. Deshalb sind die Randauflagerkräfte A und C unterschiedlich groß. Die Auswertungsergebnisse der Lagerreaktionen wurden sowohl separiert als auch gemittelt angegeben und ausgewertet.

$$A_{gem} = \frac{Wert_{KMD1} + Wert_{KMD2}}{2}$$

$$B_{gem} = \frac{Wert_{KMD3} + Wert_{KMD4}}{2}$$

$$C_{gem} = \frac{Wert_{KMD5} + Wert_{KMD6}}{2}$$

$$MW_{A/C} = \frac{A_{gem} + B_{gem}}{2}$$

$$M_{Zwang, Versuch} = MW_{A/C} \cdot 7,5$$

Datum	t	Auflagerkräfte					durch Gewichtszunahme (z.B.:infolge Regen)				Auflagerkräfte Zwang				M _{Zwang}	
		A _{gem}	B _{gem}	C _{gem}	MW A/C	ΣV	ΔΣV	äqiv. g	ΔA	ΔB	A _{zwang}	C _{zwang}	MW (A/C) _{zw}	B _{zwang}	Versuch	rechn.
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
10.07.2008	08:42	0,0000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-75,63
		0,0153	12,07	96,29	12,58	12,33	120,94	0,0	0,00	0,01	0,02	-10,34	-9,82	-10,08	20,16	-75,61 -69,07
		0,0208	12,11	96,17	12,62	12,36	120,89	0,0	0,00	0,00	-0,01	-10,29	-9,78	-10,04	20,07	-75,27 -68,48
	09:34	0,0361	12,43	95,75	12,93	12,68	121,11	0,2	0,01	0,04	0,13	-10,01	-9,51	-9,76	19,52	-73,20 -67,31
		0,0417	12,56	95,54	13,01	12,78	121,11	0,2	0,01	0,04	0,13	-9,88	-9,43	-9,66	19,31	-72,42 -66,98
		0,0486	12,96	95,25	13,34	13,15	121,55	0,7	0,04	0,13	0,40	-9,56	-9,19	-9,37	18,75	-70,31 -66,61
	17:25	0,3635	17,81	86,47	17,72	17,77	122,00	1,1	0,07	0,21	0,67	-4,80	-4,90	-4,85	9,69	-36,36 -60,35
	18:07	0,3930	17,60	86,83	17,61	17,60	122,03	1,1	0,07	0,22	0,69	-5,02	-5,01	-5,02	10,03	-37,63 -60,05
	18:12	0,3968	17,58	86,82	17,60	17,59	122,00	1,1	0,07	0,21	0,68	-5,04	-5,01	-5,02	10,04	-37,67 -60,01
11.07.2008	07:09	0,9368	13,44	95,48	13,32	13,38	122,23	1,3	0,09	0,26	0,82	-9,22	-9,34	-9,28	18,56	-69,61 -56,36
	18:45	1,4213	17,58	87,14	16,88	17,23	121,61	0,7	0,05	0,14	0,43	-4,95	-5,66	-5,31	10,61	-39,79 -54,37
12.07.2008	15:31	2,2874	18,54	84,99	18,12	18,33	121,65	0,8	0,05	0,15	0,46	-4,00	-4,43	-4,22	8,43	-31,61 -51,93
13.07.2008	13:31	3,2047	20,24	83,84	18,79	19,52	122,87	2,0	0,13	0,38	1,21	-2,54	-3,99	-3,27	6,53	-24,50 -50,10
14.07.2008	11:57	4,1402	20,22	87,56	16,08	18,15	123,86	3,0	0,19	0,57	1,81	-2,75	-6,90	-4,82	9,65	-36,18 -48,65
15.07.2008	07:56	4,9734	20,16	90,06	15,06	17,61	125,29	4,4	0,29	0,85	2,69	-3,09	-8,19	-5,64	11,28	-42,29 -47,58
	16:31	5,2897	22,56	83,84	18,05	20,30	124,45	3,6	0,23	0,69	2,18	-0,53	-5,04	-2,78	5,57	-20,88 -47,22
16.07.2008	08:36	5,9603	19,82	87,18	17,14	18,48	124,13	3,2	0,21	0,63	1,98	-3,21	-5,89	-4,55	9,10	-34,11 -46,51
	12:48	6,1773	23,65	79,84	20,54	22,10	124,03	3,1	0,20	0,61	1,92	0,64	-2,47	-0,91	1,82	-6,83 -46,30
17.07.2008	07:51	6,9702	17,07	88,36	16,57	16,82	121,99	1,1	0,07	0,21	0,67	-5,54	-6,05	-5,79	11,59	-43,45 -45,56
	08:54	7,0426	17,09	87,15	17,01	17,05	121,24	0,3	0,02	0,07	0,21	-5,38	-5,45	-5,42	10,84	-40,63 -45,50
18.07.2008	08:15	8,0296	20,474	87,749	16,946	18,71	125,17	4,3	0,28	0,83	2,61	-2,75	-6,28	-4,52	9,03	-33,88 -44,70
18.07.2008	10:45	8,0929	23,166	83,178	19,099	21,13	125,44	4,5	0,30	0,88	2,78	-0,11	-4,18	-2,15	4,29	-16,11 -44,65
18.07.2008	16:19	8,3663	24,046	84,408	20,285	22,17	128,74	7,8	0,51	1,52	4,80	0,13	-3,63	-1,75	3,51	-13,15 -44,44
21.07.2008	07:45	10,9687	16,53	87,997	15,978	16,25	120,5	-0,4	-0,03	-0,08	-0,24	-5,79	-6,35	-6,07	12,14	-45,52 -42,75

Tabelle 9.4: Messergebnisse aus dem Kriechversuch

Die Tabelle 9.4 zeigt die gemessenen Auflagerkräfte, sowie die errechneten Mittelwerte. Des Weiteren sind die Änderungen des Eigengewichtes infolge Regen und dessen Auswirkungen auf die Auflagerkräfte enthalten. Außerdem enthält diese Tabelle den direkten Vergleich des theoretisch ermittelten Verlaufs des Zwangsmoments mit dem tatsächlich gemessenen.

Im Zuge des Versuchs wurden auch die Verzerrungen an der Oberseite über dem mittleren Auflager des Versuchskörpers ermittelt. Aus der ermittelten Krümmung wurde unter Annahme einer Biegesteifigkeit von $2,27 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2$ auf die Differenz des Zwangsmomentes zwischen den Messungen rückgerechnet. Diese Werte wurden mit jenen aus den Auflagergrößen ermittelten Zwangsmomenten und den dadurch ermittelten Differenzen verglichen und in Tabelle 9.5 erfasst. Abbildung 9.12 spiegelt die graphische Auswertung wieder.

$$\varepsilon = \frac{WEG \ BWA \ [mm]}{500} \cdot 1000 \ [‰]$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{0,25} \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

$$\Delta\kappa = \kappa_j - \kappa_i$$

$$\Delta M = \Delta\kappa \cdot EI = \Delta\kappa \cdot \frac{2,27 \cdot 10^5}{1000} [kNm]$$

Datum	t	t	κ	$\Delta\kappa$	M_{gemessen}	ΔM aus $\Delta\kappa$	ΔM
		[d]	[1/1000m]	[1/1000m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
10.07.2008	18:07	0,4	-0,026	0,000	-37,6	0,0	0,0
10.07.2008	18:12	0,4	-0,097	-0,072	-37,7	-16,3	0,0
11.07.2008	07:09	0,9	-0,401	-0,304	-69,6	-68,9	-31,9
11.07.2008	18:45	1,4	-0,246	0,155	-39,8	35,2	29,8
12.07.2008	15:31	2,3	-0,224	0,022	-31,6	5,1	8,2
13.07.2008	13:31	3,2	-0,067	0,157	-24,5	35,7	7,1
14.07.2008	11:57	4,1	-0,479	-0,412	-36,2	-93,5	-11,7
15.07.2008	07:56	5,0	-0,649	-0,170	-42,3	-38,7	-6,1
15.07.2008	16:31	5,3	-0,421	0,228	-20,9	51,7	21,4
16.07.2008	08:36	6,0	-0,107	0,314	-34,1	71,4	-13,2
17.07.2008	08:54	7,0	-0,898	-0,201	-40,6	-45,5	2,8
18.07.2008	08:15	8,0	-0,537	0,361	-33,9	81,9	6,8

Tabelle 9.5: Gegenüberstellung der ermittelten Momentendifferenzen

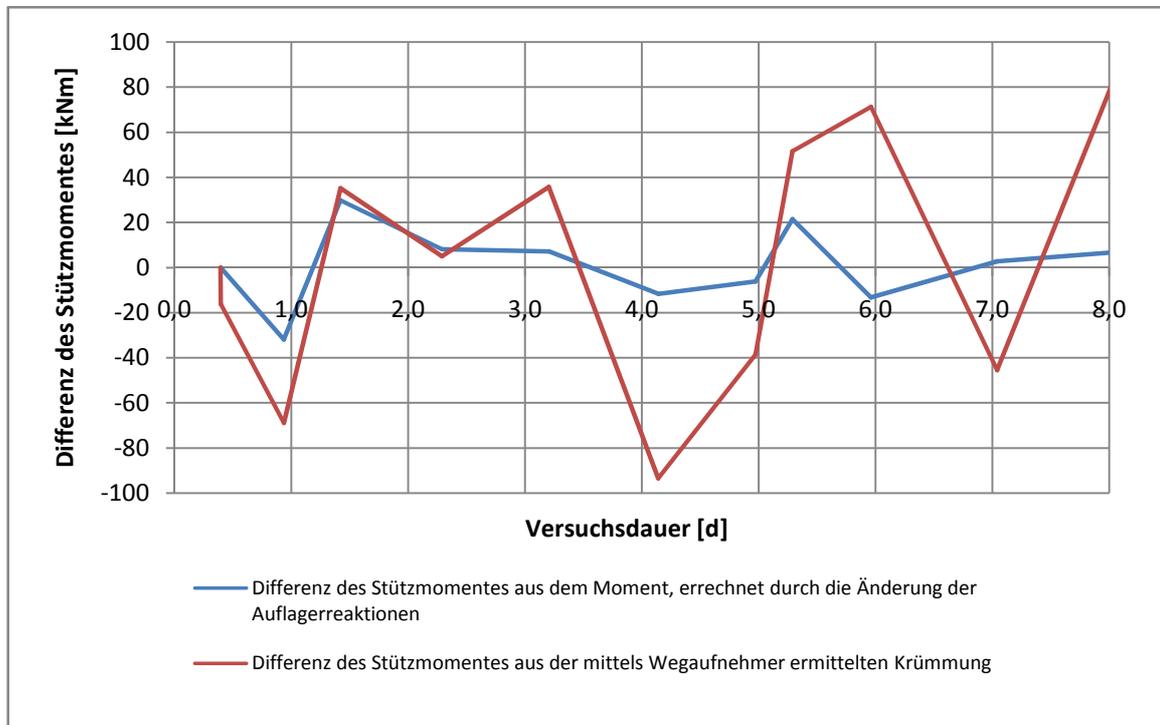


Abbildung 9.12: Graphische Auswertung der ermittelten Momentendifferenzen

Anmerkung zu Abbildung 9.12: Da die Bogenwegaufnehmer etwas später montiert wurden, beginnt der Graph erst bei der Versuchsdauer 0,4 Tagen.

9.3.3 Verlauf des Zwangsmomentes

In der Abbildung 9.13 ist der Verlauf der gemessenen und rechnerischen Verläufe des Zwangsmomentes abgebildet. Die nach EN 1992-1-1 [1] berechnete Verlaufskurve bietet eine genaue Abschätzung des Verlaufs des Zwangsmomentes. Sehr gut erkennbar ist der Einfluss der Temperaturunterschiede zwischen der oberen und unteren Seite des Plattenstreifens. An den Nachmittagen konnte beobachtet werden, dass die Verkrümmung aus der Temperaturänderung der oberen Betonfläche ein gegengerichtetes Zwangsmoment bewirkte und somit das Zwangsmoment aus der Auflagerüberhöhung verringert wurde. Dies kann in Abbildung 9.13 an der schwarz strichlierten Kurve beobachtet werden. Die rote Kurve beinhaltet nur die Messergebnisse jener Tage, an denen zur gleichen Uhrzeit, wie zu Versuchsbeginn gemessen wurde. Die rote strichlierte Kurve, ist eine logarithmische Regressionskurve der roten durchgezogenen Linie. Die blaue Kurve spiegelt die rechnerisch ermittelten Werte nach EN 1992 1-1 [1] wieder. Am Ende des Versuchsdurchganges betrug das Restzwangsmoment über der Stütze -45,52kNm, also nur mehr 60% des Anfangswertes -75,61 kNm.

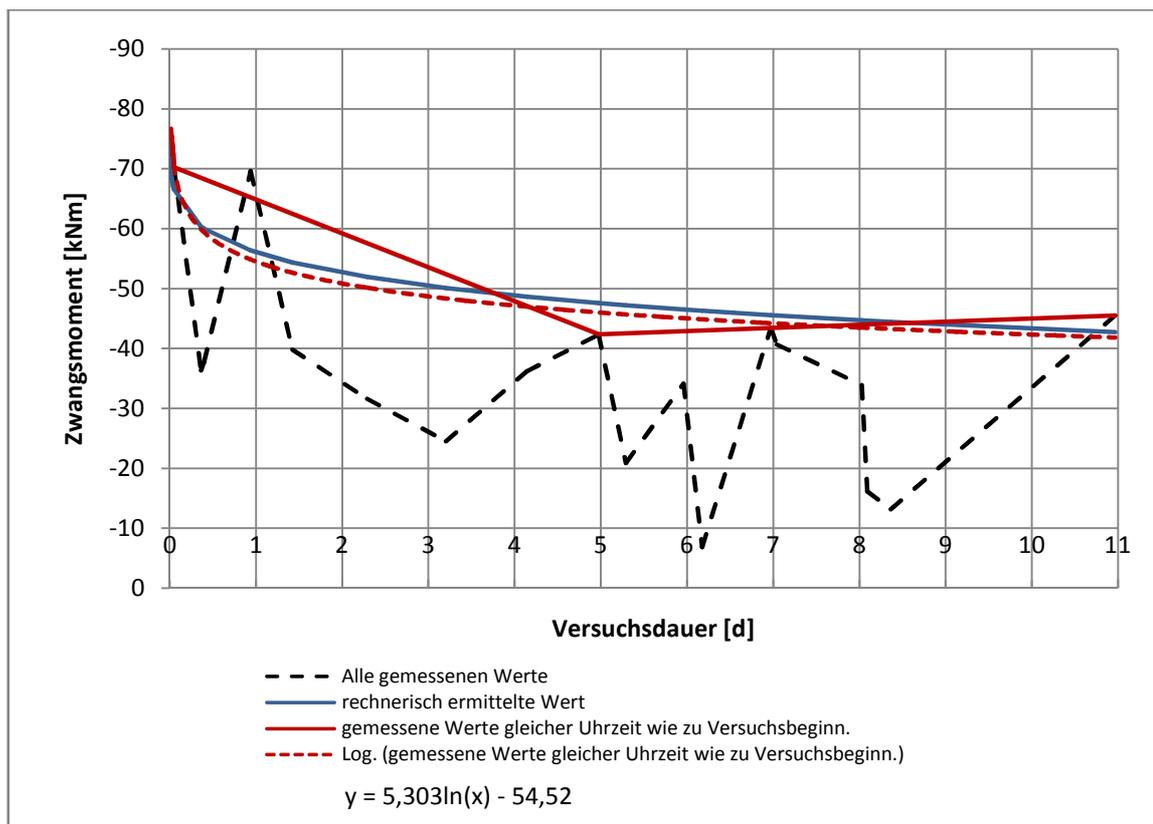


Abbildung 9.13: Vergleich des Verlaufs des gemessenen und rechnerischen Zwangsmomentes

9.3.4 Verlauf der Auflagerkräfte

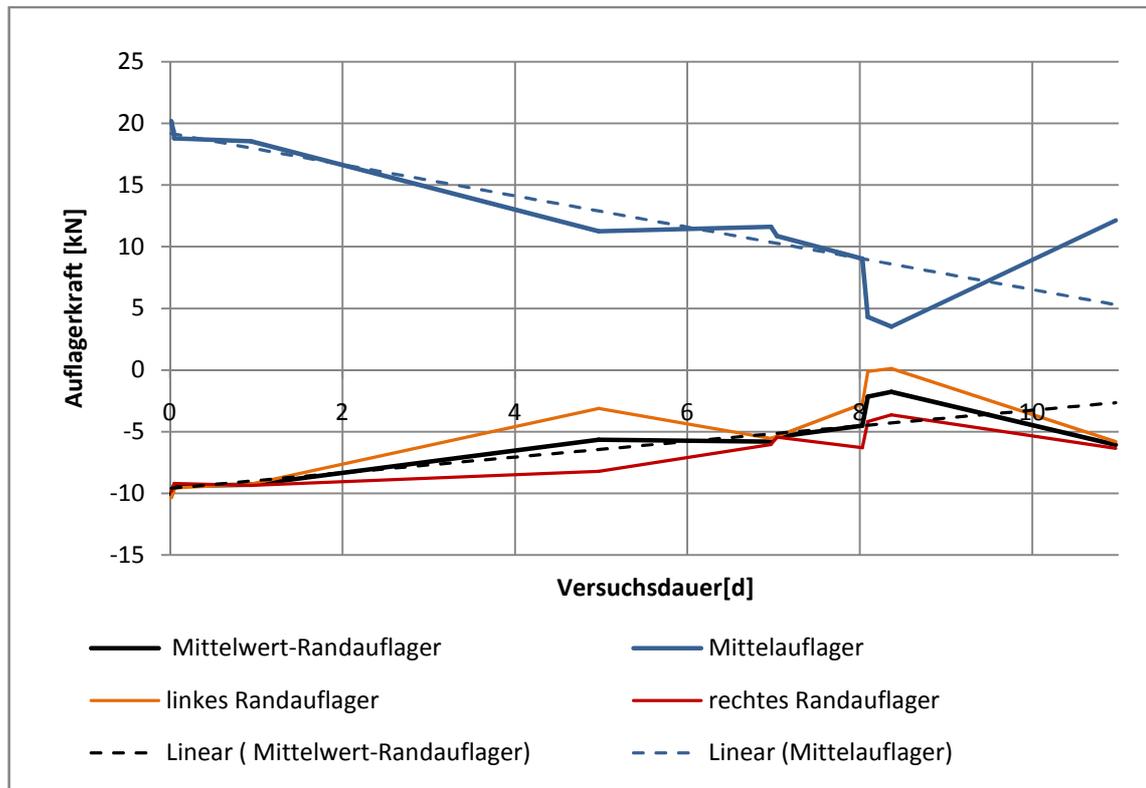


Abbildung 9.14: Verlauf der Auflagerkräfte infolge des Zwangsmomentes

Die Abbildung 9.14 gibt den Verlauf der Auflagerkräfte infolge Zwang wieder. Die Abweichungen der Größen der beiden Randaufleger konnte vor allem nach Regenereignissen beobachtet werden.

9.4 Versuch Nr.2 / VK1 – Traglastversuch

9.4.1 Versuchsgeschwindigkeit

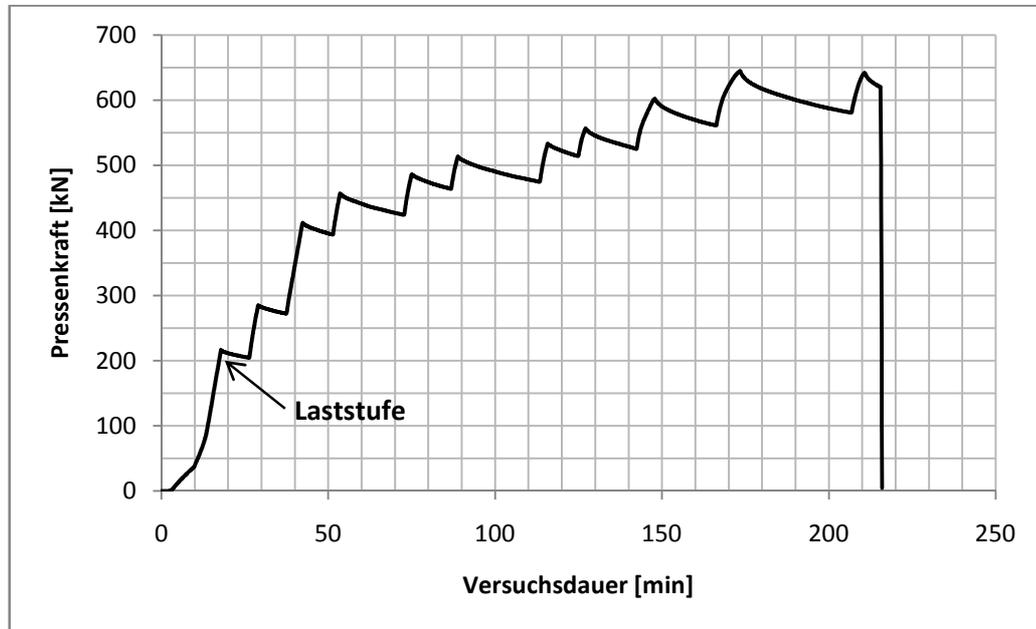


Abbildung 9.15: Pressenkraft-Versuchsdauer

Die Abbildung 9.15 beschreibt die Geschwindigkeit, mit der der Versuchskörper belastet wurde. Jeder Knick in dieser Kurve stellt eine Laststufe dar, bei der neue Risse sichtbar wurden. Bei jeder Laststufe wurden die Risslagen, Rissbreiten sowie deren Verläufe aufgenommen.

9.4.2 Chronologie des Versuchsablaufs

Bei einer Kraft von 216kN konnte der erste Biegeriss (Nr.1) an der Oberseite des Versuchskörpers über dem Mittelaugler B vernommen werden. Eine Steigerung der Pressenkraft auf 282,8kN brachte einen weiteren Biegeriss (Nr.2) bei $x=+0,30\text{m}$ zum Vorschein. Der letzte Biegeriss (Nr.3) im Stützbereich stellte sich bei einer Pressenkraft von 454,6kN bei $x=-0,25\text{m}$ ein. Ab 454,6kN begannen sich schrittweise Risse in den Feldbereichen zu entwickeln, die bis 5m in positiver und negativer Richtung vorzufinden waren. Dieses Rissverhalten weist auf eine Momentenumlagerung hin. Über der Mittelstütze war ein beachtliches Anwachsen der Rissöffnungen zu vernehmen. Ab einer Kraft von 409kN konnte ein Abflachen Verlaufs der Risse bei $x=-0,40\text{m}$ und $x=+0,30\text{m}$, also der Übergang von reinen Biegerissen in Biegeschubrisse, festgestellt werden (siehe Abbildung 9.16). Ab hier begannen sich aus den reinen Biegerissen Biegeschubrisse zu entwickeln. Die erreichte Maximalkraft betrug 644,5kN. Nach wiederholter Laststeigerung konnten nur mehr 640kN Pressenkraft erzielt werden. Der Versuchskörper versagte letztendlich durch Zerstörung der Betondruckzone im Bereich des Mittelauglers bei

einer Pressenkraft von 640kN. Die Pressenkraft der vorletzten Laststufe konnte dadurch nicht mehr erreicht werden. In Tabelle 9.6 sind die Verläufe der Rissöffnungen und die Entwicklung der Druckzonenschädigung festgehalten.

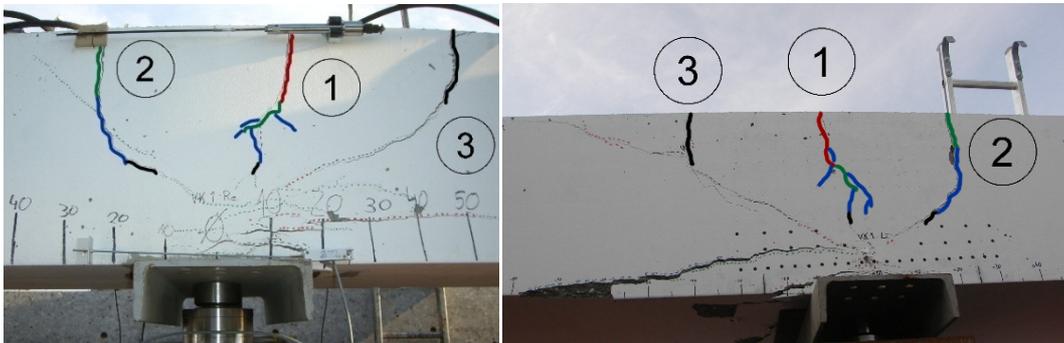


Abbildung 9.16: Rissbild VK1 im Stützbereich (Vorderseite des VK – linkes Bild; Hinterseite des VK – rechtes Bild)

In der Abbildung 9.16 sind die Ausbildung der Biegeschubrisse sowie das Versagen der Betondruckzone im Bereich des Mittelaufagers besonders gut zu erkennen. Die Abbildung 9.17 zeigt die Unterseite des Auflagerbereiches mit der zerstörten Betondruckzone nach dem Abheben des Versuchskörpers.



Abbildung 9.17: Unterseite des Bereichs über dem Mittelaufleger

Die Abbildung 9.18 und Abbildung 9.17 zeigen die Rissverteilung im Feldbereich nach Maximallast.

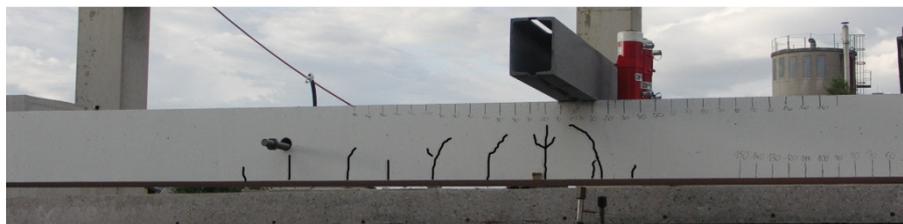


Abbildung 9.18: Gerissene Bereiche im Feld (x=negativ)



Abbildung 9.19: Gerissene Bereiche im Feld (x=positiv)

Sehr auffällig waren die mittleren Rissabstände im Feldbereich, die sehr gleichmäßig ausfielen. Der Rissabstand betrug bis $x = \pm 3,00m$ durchschnittlich 35cm und ab $x = \pm 3,00m$ durchschnittlich 50cm.

Die Tabelle 9.6 zeigt die Risslänge und die Rissbreite zu einer zugehörigen Kraft, sowie den Verlauf der Rissöffnung im Zuge des Versuchsablaufs. Auch hier kann der Rissabstand abgelesen werden.

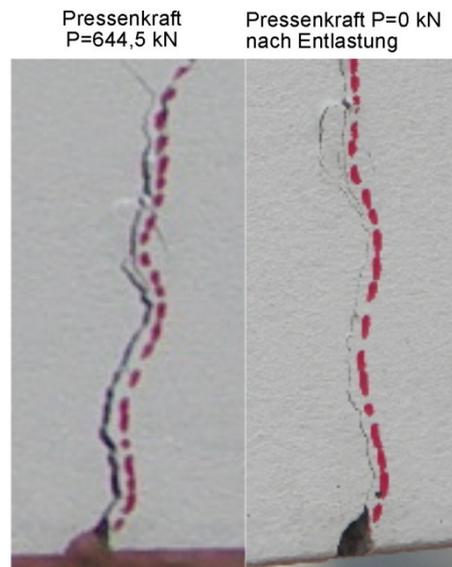


Abbildung 9.20: Schließen des Risses nach Entlastung

In Abbildung 9.20 ist sehr gut zu erkennen, wie sich Risse nach Entlastung aufgrund der Vorspannung wieder schließen. Der hier abgebildete Riss (Nr. 7) war bei $x=+3,15m$ und hatte bei 644,5kN Pressenkraft eine Öffnung von 0,75mm. Nach Entlastung war nur mehr eine Rissbreite von 0,1mm zu erkennen.

F [kN] →											
Riss Nr.:	216	282,8	409*	454,6	483	512	531,6	555	600	644,5	640
1 x = ±0m	0,1	0,35	0,6	0,9	1	1	1	1,5	2	2,8	2,8
2 x = +0,3m	-	0,1	0,35	0,55	0,8	1	1,2	1,5	2	3,5	3,5
3 x = -0,4m	-	-	-	0,05	0,15	0,25	0,3	0,45	0,6	1	2,8
4 x = -2,80m	-	-	-	0,05	0,1	0,1	0,15	0,2	0,3	0,45	0,45
5 x = +2,55m	-	-	-	0,05	0,15	0,15	0,15	0,15	0,3	0,55	0,55
6 x = -3,35m	-	-	-	-	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,4
7 x = +3,15m	-	-	-	-	0,05	0,05	0,15	0,25	0,5	0,75	0,75
8 x = -3,00m	-	-	-	-	-	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,5
9 x = -2,50m	-	-	-	-	-	0,05	0,15	0,25	0,3	0,45	0,45
10 x = +2,90m	-	-	-	-	-	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
11 x = +3,55m	-	-	-	-	-	0,05	0,1	0,15	0,3	0,4	0,4
12 x = -2,35m	-	-	-	-	-	-	0,05	0,05	0,05	1	1
13 x = -4,50m	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,1	0,2	0,2
14 x = -4,00m	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,15	0,3	0,3
15 x = -3,70m	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,2	0,3	0,3
16 x = +2,30m	-	-	-	-	-	-	-	0,1	0,5	1,5	1,5
17 x = +2,70m	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,1	0,25	0,25
18 x = +3,90m	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,1	0,25	0,25
19 x = -5,00m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,05
20 x = +4,50m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,15	0,15
21 x = +5,00m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	0,05
Beton- druckzone Nr.	F [kN] →										
	216	282,8	409*	454,6	483	512	531,6	555	600	644,5	640
D1 x = ±0m	-	-	-	-	-	•	•	•	•	•	x
D2 x = -2,5m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	•	•

Tabelle 9.6: Auftreten und Verlauf der Risse und deren Breite w_k und der Betondruckzonenschädigung (VK1)

Anmerkungen zur Tabelle 9.6:

- *...Kraft, bei der die Biegerisse bei $x = \pm 0,25m$ in Biegeschubrisse übergingen
- ...Auftreten sichtbarer Schädigungen der Betondruckzone (Abplatzungen)
- x...Versagen der Betondruckzone

9.4.3 Ermittlung der Durchbiegungen an den Messstellen

Die Vertikalverschiebungen des Stahlträgers und des Versuchskörpers wurden an den Stellen, die in Abbildung 9.21 ersichtlich sind gemessen. Die absoluten Vertikalverschiebungen des Plattenstreifens ergeben sich zu:

$$w_{x=-3,5} = |w_{POT.WA1}| - |w_{POT.WA2}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{4,7}{8,2}$$

$$w_{x=-2,5} = |w_{POT.WA3}| - |w_{POT.WA4}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{5,7}{8,2}$$

$$w_{x=-1,25} = |w_{POT.WA5}| - |w_{POT.WA6}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{6,95}{8,2}$$

$$w_{x=0} = |w^{''Weg1''}| - |w^{''Weg1''}|$$

$$w_{x=1,25} = |w_{POT.WA7}| - |w_{POT.WA8}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{6,95}{8,2}$$

$$w_{x=2,5} = |w_{POT.WA9}| - |w_{POT.WA10}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{5,7}{8,2}$$

$$w_{x=3,5} = |w_{POT.WA11}| - |w_{POT.WA12}| + |w^{''Weg1''}| \cdot \frac{4,7}{8,2}$$

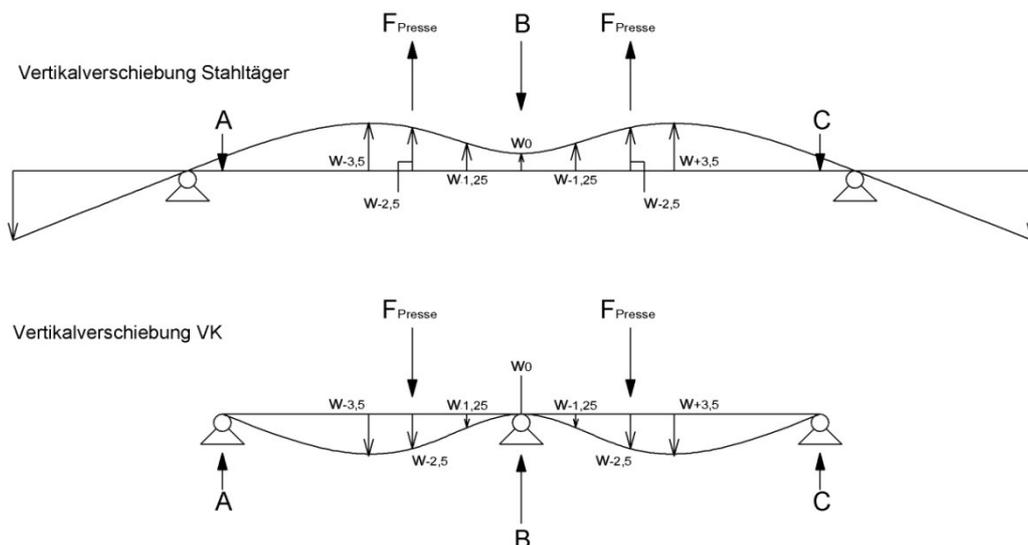


Abbildung 9.21: Vertikalverschiebungen von Stahlträger und Versuchskörper

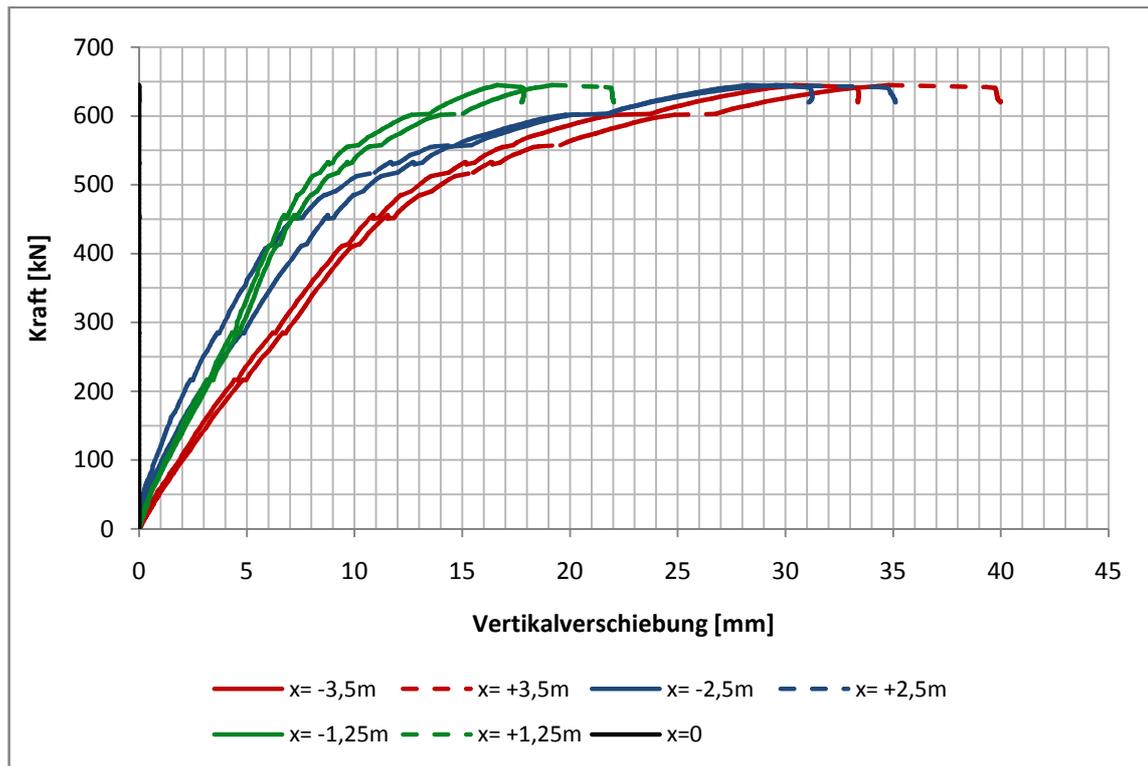


Abbildung 9.22: Kraft-Verschiebungsdiagramm

In der Abbildung 9.22 ist zu erkennen, dass die Durchbiegungen der Messstellen in positiver x-Richtung etwas größer sind, als jene in negativer x-Richtung. Dies deckt sich mit den in Tabelle 9.6 eingetragenen Rissöffnungen, wo zu erkennen ist, dass die Rissweiten in positiver x-Richtung ebenfalls größer sind als jene in negativer Richtung. Die Anzahl der Risse war in beiden Richtungen jedoch gleich. Weiters ist sichtbar, dass die Kraft-Verformungskurve bis zur Pressenkraft $P=450$ kN linear verläuft. Danach wird sie zunehmend nichtlinear und endet schließlich in einem Plateau. Dies bedeutet, dass am Ende des Versuches kaum mehr Kraft angewendet werden musste, um die Vertikalverschiebung zu vergrößern, also dass der Spannstahl bereits im Fließen war. Die Maximaldurchbiegung betrug bei Maximallast $l/187$, wobei erwähnt werden muss, dass die Laststellung nicht für die Maximalverformung ausgelegt wurde. Die Kraft-Verformungskurve zeigt außerdem, dass der Probekörper ausreichend Duktilität besitzt.

9.4.4 Zusammenhang von Verzerrungen und Krümmungen

9.4.4.1 Ermittlung der Stauchungen in den Betondruckzonen

In den Betondruckzonen wurden Bogenwegaufnehmer (BWA) zur Messung der Stauchungen verwendet (siehe Abbildung 9.23). Die Definition von „vorne“ und „hinten“ in der Berechnung der Stauchungen befindet sich in der Abbildung 9.5.

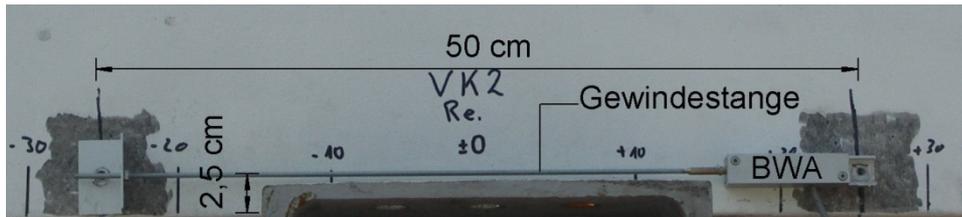


Abbildung 9.23: Messanordnung Bogenwegaufnehmer

$$|\varepsilon_d|_{vo.} = \frac{|WEG\ BWA_{vo.}\ [mm]|}{500} \cdot 1000[‰]$$

$$|\varepsilon_d|_{hi.} = \frac{|WEG\ BWA_{hi.}\ [mm]|}{500} \cdot 1000[‰]$$

9.4.4.2 Ermittlung der Dehnungen in den Zugzonen

Hierfür kamen induktive Wegaufnehmer (IND.WA), wie in Abbildung 9.24 ersichtlich, zur Anwendung. Induktive Wegaufnehmer können längere Wege messen. Da die Dehnungen die Messkapazität der Bogenwegaufnehmer überschritten hätten, waren die induktiven Wegaufnehmer die bessere Wahl.

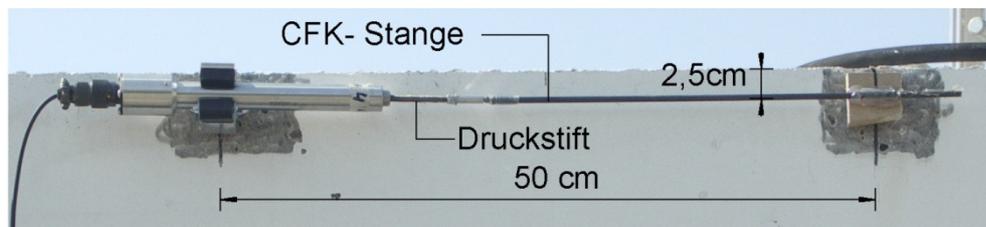


Abbildung 9.24: Messanordnung der induktiven Wegaufnehmer

$$|\varepsilon_z|_{vo.} = \frac{|WEG\ IND.WA_{vo.}\ [mm]|}{500} \cdot 1000[‰]$$

$$|\varepsilon_z|_{hi.} = \frac{|WEG\ IND.WA_{hi.}\ [mm]|}{500} \cdot 1000[‰]$$

9.4.4.3 Ermittlung der Krümmung

Der Versuchskörper wurde vor der Montage der Messgeräte auf die Auflager gelegt. Durch das Eigengewicht des Prüfkörpers und des Versuchsaufbaus und der Auflagerüberhöhung entstanden schon Vorkrümmungen über der Stütze und im Lasteinleitungsbereich im Feld, welche durch die nachträglich montierte Messtechnik nicht erfasst werden konnten. Das linear elastische Verhalten des Versuchskörpers vor Erstrissbildung wurde ausgenutzt, um die Verkrümmung des Feld- und Mittelaullagerquerschnitts pro 1kNm Moment zu ermitteln (siehe Gleichung 9.4). Daraus konnte auf die Vorverkrümmung im Feld- und Stützenbereich rückgerechnet werden.

$$\Delta\kappa = \frac{\kappa_{\text{Versuch}}}{M_{\text{inf.P}}} \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right] \dots \text{pro } 1\text{kNm Moment} \quad (9.4)$$

Ermittlung der Krümmungen im Traglastversuch:

Aus den in 9.4.4.1 und 9.4.4.2 ermittelten Verzerrungen kann die Krümmung (Gleichungen 9.5 und 9.6) errechnet werden.

$$\kappa_{\text{Versuch}} = \frac{|\varepsilon_{d,vo}| + |\varepsilon_{z,vo}|}{0,45} \quad (9.5)$$

$$\kappa_{\text{Versuch}} = \frac{|\varepsilon_{d,hi}| + |\varepsilon_{z,hi}|}{0,45} \quad (9.6)$$

Der Abstand der Messgeräte, die zur Ermittlung der Verzerrungen eingesetzt wurden, beträgt wie in Abbildung 9.25 zu erkennen 45cm.



Abbildung 9.25: Abstand der Messgeräte zur Dehnungs- und Stauchungsermittlung

Die ermittelten Krümmungen aus dem Versuch beziehen sich nur auf die durch die Pressenkraft induzierten Werte. Die Vorkrümmungen aus dem Eigengewicht des Probekörpers und des Versuchsaufbaus konnten messtechnisch, wie eingangs erwähnt, nicht ermittelt werden. Weiters beziehen sich die ermittelten Dehnungen der Wegaufnehmer nicht auf die Dehnungen in Spanngliedhöhe und die aus den Versuchen erhaltenen Stauchungen nicht auf den Betonrand. Auf die Verzerrungen in der richtigen Höhenlage wurde wie folgernd beschrieben rückgerechnet:

Die Betonstauchungen am Rand des Versuchskörpers können mit der Gleichung (9.7) berechnet werden:

$$\varepsilon_{c,Rand,Versuch} = - \left(\underbrace{\frac{|\varepsilon_d|}{|\varepsilon_d| + \varepsilon_z} \cdot 0,45 + 0,025}_{\text{Nulllinienlage}} \right) \cdot \kappa_{Versuch} \quad (9.7)$$

Somit erhält man die Dehnungen in Spanngliedhöhe mittels der Gleichung 9.8:

$$\varepsilon_{p,Versuch} = |\varepsilon_d| - \kappa_{Versuch} \cdot 0,42 \quad (9.8)$$

Nun werden die Vorkrümmung, die Krümmungen aus dem Traglastversuch und die dadurch entstehenden Verzerrungen für den Mittelaugler- und Feldbereich ermittelt:

DER BEREICH DES MITTELAUFLAGERS:

◆ Ermittlung der Vorkrümmung über dem Mittelaugler:

Zuerst wird zu einer Pressenkraft zu Beginn des Versuches das zugehörige Moment ermittelt:

Pressenkraft $P=21,8\text{kN}$

$$M_{inf.P}^{Stütze} = -29,43 \text{ kNm}$$

$$\kappa_{Versuch} = -0,0594 \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

Nun folgt die Ermittlung der Krümmung pro 1kNm aufgebrachtem Stützmoment:

$$\Delta\kappa = \frac{0,0594}{29,43} = 0,002 \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

Das Stützmoment, infolge des Eigengewichtes und des Versuchsaufbaus und des Zwangsmomentes beträgt $-234,154\text{kNm}$. Somit ergibt sich eine Vorkrümmung über dem Mittelaugler mit der Größe:

$$\kappa_1^{Stütze} = -234,154 \cdot 0,002 = -\mathbf{0,468} \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

◆ **Ermittlung der Vorverzerrungen über der Stütze durch die Vorkrümmung**

$$\varepsilon_{c,Rand,1} = \kappa_1^{Stütze} \cdot \frac{h}{2} = -0,468 \cdot 0,25 = -\mathbf{0,117} \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_{p,1} = -\kappa_1^{Stütze} \cdot h_p = 0,468 \cdot 0,17 = \mathbf{0,0796} \text{ [‰]}$$

$$h_p = d_p - \frac{h}{2} = 0,42 - 0,25 = 0,17 \text{ m}$$

◆ **Die vorhandene Krümmung mit Einbeziehung der Vorkrümmung lautet:**

$$\kappa^{Stütze} = \kappa_{Versuch} + \kappa_1^{Stütze}$$

◆ **Die Verzerrungen mit Einbeziehung der Verzerrungen durch die Vorkrümmung betragen:**

$$\varepsilon_{c,Rand} = \varepsilon_{c,Rand,Versuch} + \varepsilon_{c,Rand,1} \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,Versuch} + \varepsilon_{p,1} \text{ [‰]}$$

DER FELDBEREICH:

◆ **Ermittlung der Vorkrümmung im Lasteinleitungsbereich des Feldes:**

Zur Ermittlung der Vorkrümmung im Feld wird genauso wie beim Mittelaufleger vorgegangen.

Pressenkraft $P=53,64\text{kN}$

$$M_{inf.P}^{Feld} = 42,338 \text{ kNm}$$

$$\kappa_{Versuch} = 0,0908 \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

Die Vorkrümmung pro 1kNm aufgebrachtem Feldmoment lautet:

$$\Delta\kappa = \frac{0,0908}{42,338} = 0,002 \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

Das Feldmoment vor dem Aufbringen der Pressenkraft betrug $-94,73\text{kNm}$. Somit war die Vorkrümmung:

$$\kappa_1^{Feld} = -94,73 \cdot 0,002 = -\mathbf{0,188} \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

◆ **Ermittlung der Vorverzerrungen im Feld durch die Vorkrümmung**

$$\varepsilon_{c,Rand,1} = \kappa_1^{Feld} \cdot \frac{h}{2} = -0,188 \cdot 0,25 = \mathbf{0,047} [‰]$$

$$\varepsilon_{p,1} = -\kappa_1^{Feld} \cdot h_p = 0,188 \cdot 0,17 = \mathbf{-0,032} [‰]$$

$$h_p = d_p - \frac{h}{2} = 0,42 - 0,25 = 0,17 \text{ m}$$

◆ **Die vorhandene Krümmung mit Einbeziehung der Vorkrümmung lautet:**

$$\kappa_1^{Feld} = \kappa_{Versuch} + \kappa_1^{Feld}$$

◆ **Die Verzerrungen mit Einbeziehung der Verzerrungen durch die Vorkrümmung betragen:**

$$\varepsilon_{c,Rand} = \varepsilon_{c,Rand,Versuch} + \varepsilon_{c,Rand,1} [‰]$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,Versuch} + \varepsilon_{p,1} [‰]$$

Abschließend sind in der Tabelle 9.7 die ermittelten Vorkrümmungen (P=0kN) und die dadurch entstandenen Verzerrungen sowie die Krümmungen und Verzerrungen bei Maximallast (644,5kN) gegenübergestellt.

Bereich	P=0 kN			P=646 kN		
	$\varepsilon_{c, Rand}$ [‰]	ε_p [‰]	κ [1/1000m]	$\varepsilon_{c, Rand}$ [‰]	ε_p [‰]	κ [1/1000m]
Feld	0,047*	-0,032	-0,188	-1,58	3,35	11,74
Stütze	-0,117	0,079	-0,468	-5,17	11,83	-40,49

Tabelle 9.7: Übersicht der Verzerrungs- und Krümmungsverhältnisse zu Versuchsbeginn und bei Maximallast im Lasteinleitungsbereich und über dem Mittelaufleger*

*Bei zentrischer Vorspannung hat die Vorstauchung des Betons keinen Einfluss auf die Krümmung, weshalb dieser Wert hier außer Acht gelassen wurde. Dies ist der Grund dafür, warum es in der Tabelle 9.7 im Feldbereich zu Versuchsbeginn zu Betondehnungen kommt. In Wirklichkeit war der Beton allerdings durch die Vorspannung vorgestaucht. Zusätzlich müssten noch die Verzerrungen aus dem Kriechversuch mitberücksichtigt werden. Aufgrund ungenügender Messergebnisse der Verzerrungsbeziehungen und Verkümmungen durch den Kriecheffekt, konnten diese Ergebnisse aber nicht miteinbezogen werden.

Der Spannstahl hatte über dem Mittelaufleger, wenn man die Vordehnung von 5,9‰ aus dem Spannvorgang mitberücksichtigt, bei der Maximallast eine Dehnung von 18,20‰.

Dies bedeutet, dass der Stahl schon im Fließen gewesen sein muss. (Die Arbeitslinie des Spannstahls kann dem Anhang A entnommen werden.)

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{P_{eff}}{A_p \cdot E_p} = \frac{1243,6}{10,5 \cdot 20030,0} \cdot 1000 = 5,914 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{p,tot} = \varepsilon_p + \varepsilon_p^{(0)} = 11,83 + 5,9 = 18,20 \text{ ‰}$$

In der Abbildung 9.26 ist die Momenten-Krümmungs-Beziehung dargestellt. Obwohl weder die blaue, noch die rote Kurve im Ursprung beginnen kann, da weder das Stütz- noch das Feldmoment zu Versuchsbeginn null war, wurden die Kurven trotzdem bis in den Ursprung verlängert, um eine geschlossene Funktion zu erhalten. Es ist sehr gut zu erkennen, dass sich der Versuchskörper zu Versuchsbeginn linear elastisch verhielt und dann zunehmend in ein nicht-lineares Momenten-Krümmungs-Verhalten überging.

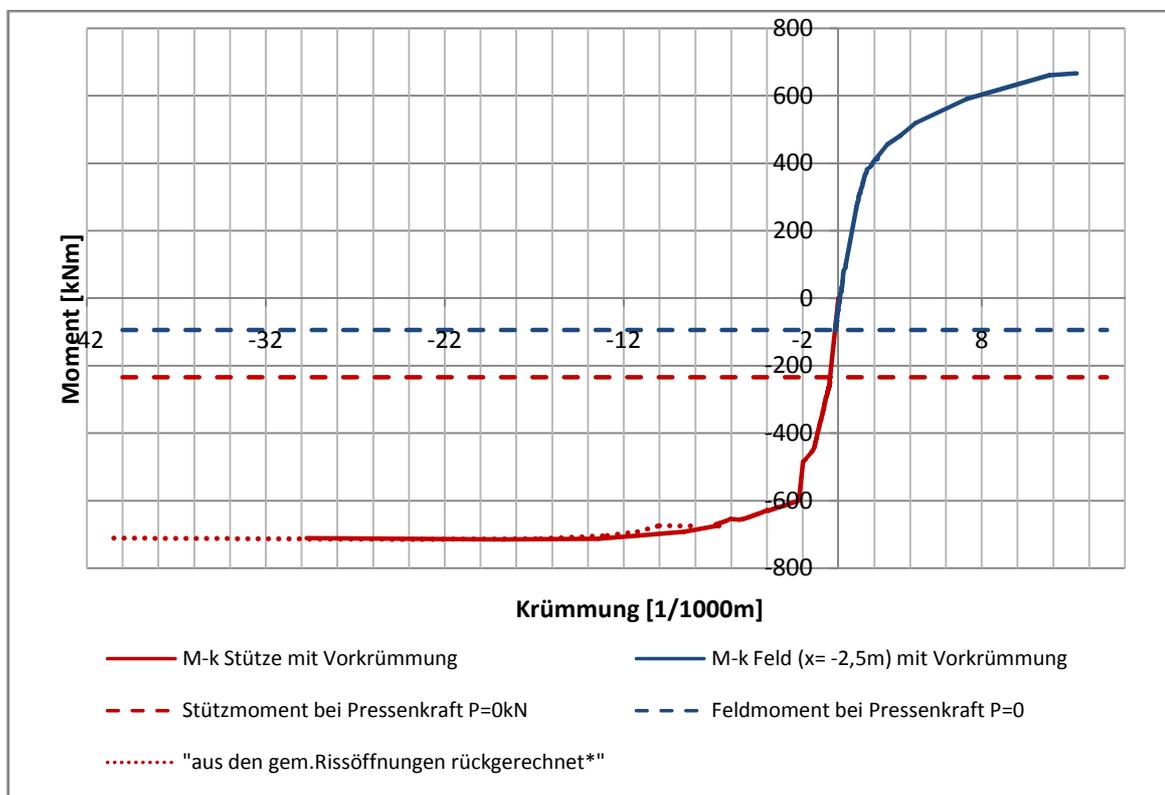


Abbildung 9.26: Momenten-Krümmungs-Beziehung im Feld- und Stützbereich

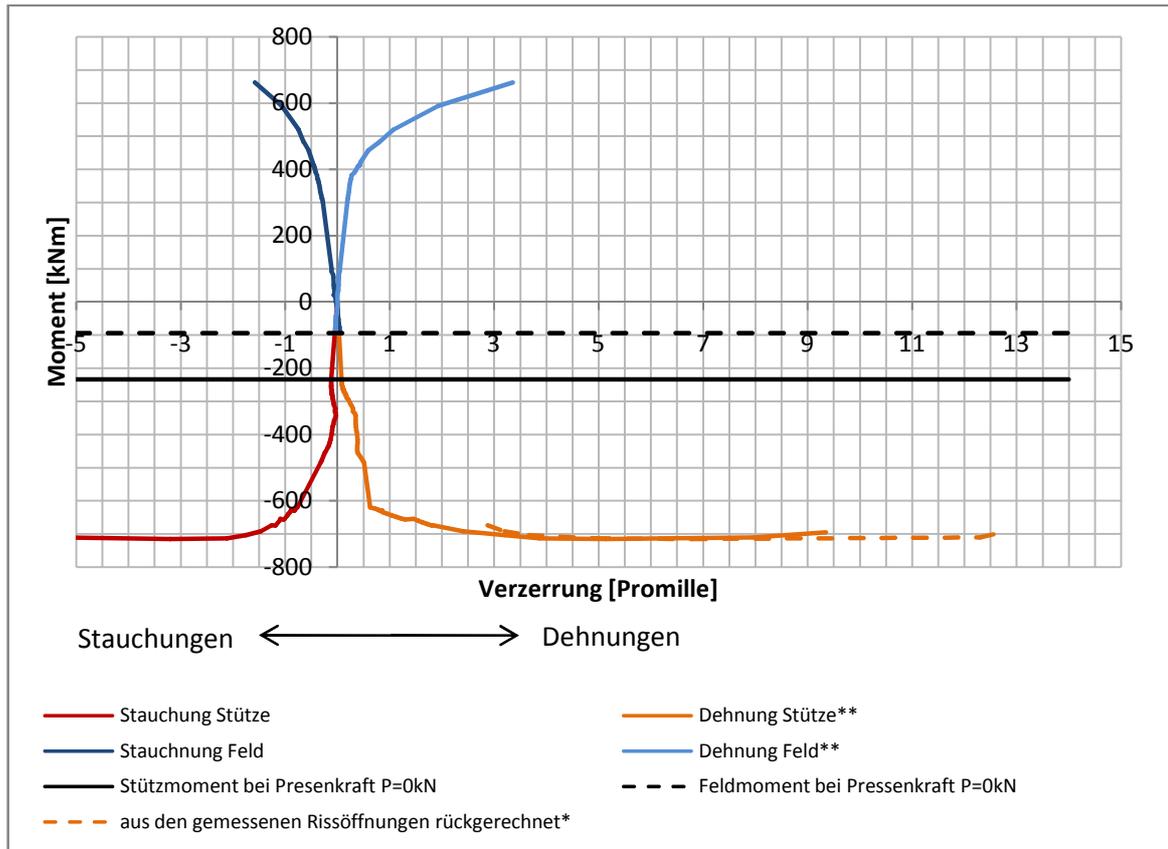


Abbildung 9.27: Vergleich der Verzerrungen im Lasteinleitungsbereich und über dem Mittelaugler

Ergänzungen zu Abbildung 9.26 und Abbildung 9.27

*Die induktiven Wegaufnehmer über der Stütze lieferten mit fortschreitendem Versuchsablauf zu kleine Werte. Deswegen wurden ab der Laststufe P=483kN die mit den Risskarten gemessenen Werte der Rissöffnungen auf Dehnungen umgerechnet. Somit stellt dieses Ergebnis der Dehnung und in weiterer Folge auch der Krümmung das Verhalten des „Fließbereiches Mittelstütze“ dar, welches ein genaueres Ergebnis liefert, als die Ergebnisse der induktiven Wegaufnehmer. Die Dehnungen aus den Rissöffnungen wurden wie folgt errechnet:

$$\varepsilon_z = \sum_{i=1}^3 w_i \cdot \frac{1000}{l_{w1-3}} [\text{‰}]$$

$$l_{w1-3} = 700\text{mm}$$

Dann wurde äquivalent wie in 9.4.4.3 beschrieben vorgegangen um Verkrümmung und Dehnung zu ermitteln.

** Die Dehnungen beziehen sich auf die Werte in Spannliedhöhe.

In der Abbildung 9.27 ist das Momenten-Verzerrungsverhalten des Versuchskörpers festgehalten. Wie in Abbildung 9.26 ist auch hier der Übergang vom linear-elastischen

zum nichtlinearen Verhalten zu erkennen. Außerdem ist sehr gut erkennbar, dass die Verzerrungen im Mittelauflagerbereich wesentlich größer waren als im Feld.

9.4.5 Berechnung des Momentenverlaufs

Um die Momentenumlagerung zu einem bestimmten Zeitpunkt des Versuches ersichtlich zu machen, kann aus den gemessenen Auflagergrößen und der bekannten Pressenkraft zum Zeitpunkt „t“ das Moment an einer beliebigen Stelle x berechnet werden und mit der nach Elastizitätstheorie ermittelten Momentenverteilung verglichen werden. Die Richtung der Laufkoordinate x kann aus der Abbildung 9.11 entnommen werden.

Eigengewicht des Versuchskörpers:

$$g = 7,33 \text{ kN/m}$$

Gewicht eines Querhauptes und 2 Pressen:

$$F_{\text{Presse+QH}} = 4,68 \text{ kN}$$

Gewicht des Querhauptes, 2 Stahl-Gewindestangen und Stahlscheiben:

$$F_{\text{Zus.}} = 4,67 \text{ kN}^*$$

Gesamter Versuchsaufbau:

$$F = F_{\text{Presse+QH}} + F_{\text{Zus.}} + P$$

$$P \dots \text{Pressenkraft [kN]}$$

*Da zum Gegenspannen der Pressen gegen den Stahlträger ein zweites Querhaupt sowie zusätzliche Scheiben notwendig sind, muss dieses Gewicht zum Ermitteln des Momentes infolge Eigengewichts mitgerechnet werden.

$$M_{\text{Zwang}} = - \frac{(|KMD1| + |KMD2| + |KMD5| + |KMD6|)}{2} \cdot 7,5$$

$$M_{\text{Zwang}} = \frac{16,3694 + 16,734}{2} \cdot 7,5 = -124,14 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Zwang}}^{\text{Stütze}} = M_{\text{Zwang}} + M_{\text{Zwang,Rest}} = -124,14 - 45,52 = -169,67 \text{ kNm}^{**} \quad (9.9)$$

**Das Zwangsmoment über der Stütze wurde aus dem Restzwangsmoment nach dem Kriechversuch sowie dem zusätzlichen Zwangsmoment aus der erneuten Mittelauflagerhebung ermittelt. Dabei wurde das zusätzliche Zwangsmoment über die gemessenen Auflagerkräfte der Kraftmessdosen errechnet. Hierfür wurden die Kraftmessdosen vor der zusätzlichen Überhöhung auf den Wert „0“ zurückgestellt.

Die Auflagerkraft A infolge des Eigengewichts des Versuchskörpers, des Versuchsaufbaus sowie einer beliebigen Pressenkraft errechnet sich zu:

$$\beta = \frac{2,5}{7,5} = 0,333$$

$$A_{inf.g+F} = 1,015 \cdot 0,15 \cdot g + \frac{3 \cdot 7,5 \cdot g}{8} + \frac{3 - \beta}{2} \cdot \beta^2 \cdot F$$

Das elastische Moment an der Stelle x ergibt sich zu:

Für $|\pm 2,5 \text{ m}| \geq x \geq 0 \text{ m}$

$$M_x^{el} = A_{inf.g+F} \cdot (7,5 - |x|) - \frac{g}{2} \cdot (7,65 - |x|)^2 - F \cdot (2,5 - |x|) + M_{Zwang}^{Stütze} \cdot \frac{7,5 - |x|}{7,5} \quad (9.10)$$

Für $|\pm 7,5| \geq x \geq |\pm 2,5|$

$$M_x^{el} = A_{inf.g+F} \cdot (7,5 - |x|) - \frac{g}{2} \cdot (7,65 - |x|)^2 + M_{Zwang}^{Stütze} \cdot \frac{7,5 - |x|}{7,5} \quad (9.11)$$

Das im Versuch erreichte Moment kann wie folgt angegeben werden:

$$F_1 = F_{Presse+QH} + F_{zus.}$$

$$\beta = \frac{2,5}{7,5} = 0,333$$

$$A_{inf.g+F_1} = 1,015 \cdot 0,15 \cdot g + \frac{3 \cdot 7,5 \cdot g}{8} + \frac{3 - \beta}{2} \cdot \beta^2 \cdot F_1$$

Für $|\pm 2,5 \text{ m}| \geq x \geq 0 \text{ m}$

$$M_{x,Eigengewicht} = A_{inf.g+F_1} \cdot (7,5 - |x|) - \frac{g}{2} \cdot (7,65 - |x|)^2 - F_1 \cdot (2,5 - |x|)$$

$$M_x^{Versuch} = A_{gem.} \cdot (7,5 - |x|) + M_{x,Eigengewicht} + M_{Zwang}^{Stütze} \cdot \frac{7,5 - |x|}{7,5} - P \cdot (2,5 - |x|) \quad (9.12)$$

Für $|\pm 7,5| \geq x \geq |\pm 2,5|$

$$M_{x,Eigengewicht} = A_{inf.g+F1} \cdot (7,5 - |x|) - \frac{g}{2} \cdot (7,65 - |x|)^2$$

$$M_x^{Versuch} = A_{gem.} \cdot (7,5 - |x|) + M_{x,Eigengewicht} + M_{Zwang}^{Stütze} \cdot \frac{7,5 - |x|}{7,5} \quad (9.13)$$

In der Abbildung 9.28 wurde der Verlauf des Stützmomentes und des Feldmomentes in Abhängigkeit von der Pressenkraft angegeben. Hier ist sehr gut der Effekt der Momentenumlagerung zu erkennen. Die rot und blau strichlierte Linie spiegelt das nach der Elastizitätstheorie ermittelte Moment zu einer beliebigen Pressenkraft wieder. Je höher die Pressenkraft im Versuch wird, desto mehr weicht das im Versuch ermittelte Stützmoment vom elastisch ermittelten Wert ab und lagert sich ins Feld um. Dadurch flacht die rote Kurve ab, während die blaue Kurve mit fortschreitender Pressenkraft ansteigt. In der Abbildung 9.29 ist der nach Elastizitätstheorie ermittelte Momentenverlauf im Vergleich zum im Versuch vorhandenen Verlauf bei Maximallast ($P=644,5\text{kN}$) abgebildet. In dieser Abbildung wird die Momentenumlagerung nochmals verdeutlicht. Die tabellarische Erfassung der Abbildung 9.29 erfolgt in der Tabelle 9.8.

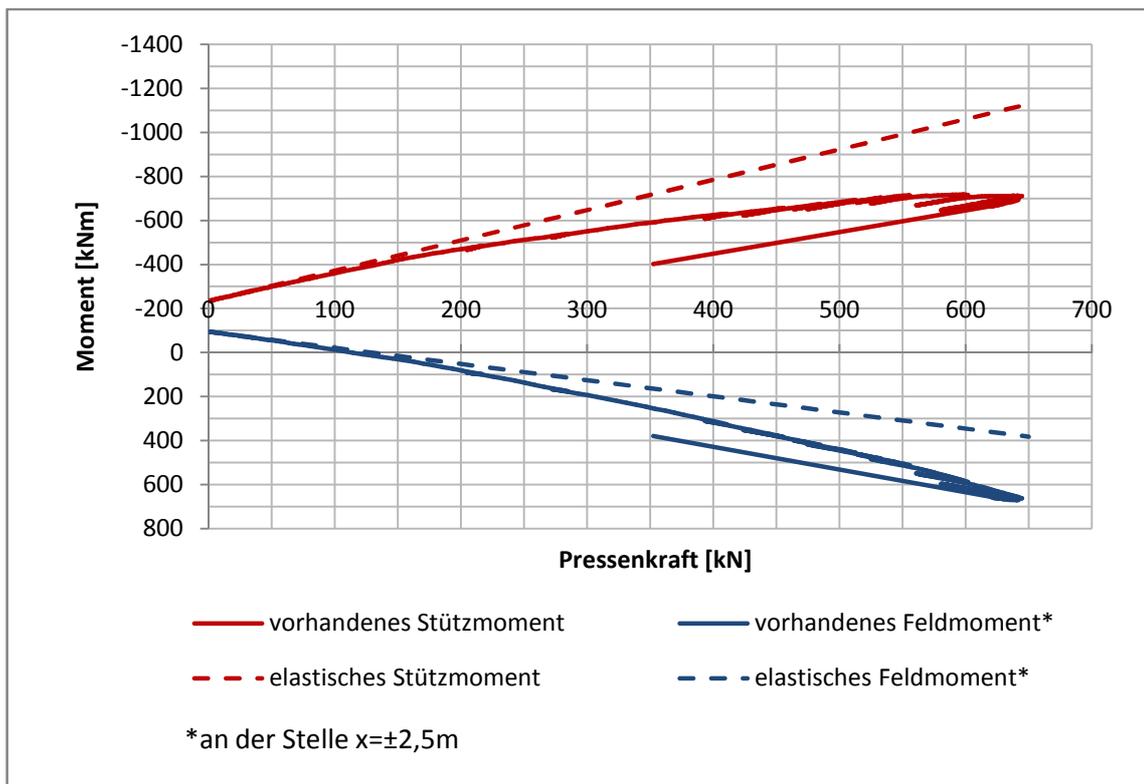


Abbildung 9.28: VK1-Gegenüberstellung elastisches Stütz- und Feldmoment mit dem gemessenen Stütz- und Feldmoment

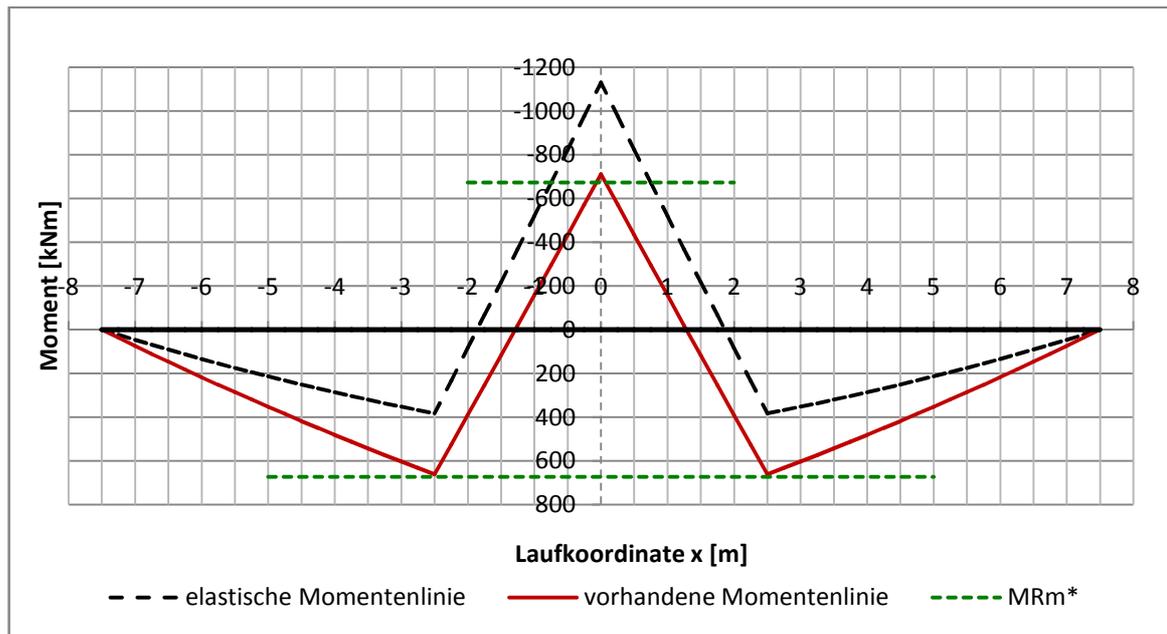


Abbildung 9.29: VK1-Graphische Darstellung der Umlagerung des Stützmomentes ins Feld bei Maximallast $P=644,5\text{kN}$

*Der Querschnittswiderstand M_{Rm} bezieht sich auf das Ergebnis der Gleichung 8.4.

x [m]	$M_{\text{elastisch}}$ [kNm]	M_{gemessen} [kNm]
-7,5	0	0
-6,5	91,1	146,9
-5,5	175,0	286,5
-4,5	251,6	418,8
-3,5	320,8	543,7
-2,5	382,7	661,4
-1,5	-216,6	117,8
-0,5	-823,2	-433,1
0	-1129,3	-711,3
0,5	-823,2	-433,1
1,5	-216,6	117,8
2,5	382,7	661,4
3,5	320,8	543,7
4,5	251,6	418,8
5,5	175,0	286,5
6,5	91,1	146,9
7,5	0	0

Tabelle 9.8: VK1-Gegenüberstellung des elastischen Momentes mit dem vorhandenen Moment bei Maximallast $P=644,5\text{kN}$

Führt man den Umlagerungsfaktor $\delta = \frac{M_{\text{gemessen}}}{M_{\text{elastisch}}}$ ein, so ergibt sich

$$\delta = \frac{-711,3}{-1129,3} = 0,63$$

Es lagerten sich im Versuch also 37% des nach Elastizitätstheorie ermittelten Momentes in die Feldbereiche um!

9.4.6 Berechnung des Querkraftverlaufs

Nachdem die elastisch gerechneten und tatsächlich gemessenen Auflagergrößen und die Gleichlast aus dem Eigengewicht des Versuchsköpers bekannt sind, können der elastische und reelle Querkraftverlauf angegeben werden.

Auflagergrößen durch Pressenlast $P = 644,5 \text{ kN}$:

$$A_{\text{rechn.}} = C_{\text{rechn.}} = 95,48 \text{ kN}$$

$$B_{\text{rechn.}} = 2 \cdot P - 2 \cdot A_{\text{rechn.}} = 2 \cdot 644,5 - 2 \cdot 95,48 = 1098,04 \text{ kN}$$

$$A_{\text{gem.}} = MW A/C \frac{151,47 + 150,97}{2} = 151,22 \text{ kN}$$

aus $\sum V = 0!$ muss folgende Beziehung gelten:

$$B_{\text{gem.theoretisch}} = 2 \cdot P - A_{\text{gem.}} - C_{\text{gem.}} = 2 \cdot 644,5 - 151,47 - 150,97 = 986,56 \text{ kN}$$

Die tatsächlich im Versuch gemessene Auflagerkraft B beträgt aber

$$B_{\text{gem.}} = 991,82 \text{ kN}$$

Die Differenz ΔB zwischen den Auflagerkräften $B_{\text{gem.theoretisch}}$ und $B_{\text{gem.}}$ bei der maximalen Pressenkraft beträgt:

$$\Delta B = B_{\text{gem.}} - B_{\text{gem.theoretisch}} = 991,82 - 986,56 = 5,26 \text{ kN}$$

In Abbildung 9.30 ist ΔB in Abhängigkeit von der Pressenkraft P aufgetragen. Zusätzlich sind noch die Laststufen als vertikale strichlierte Linien angegeben.

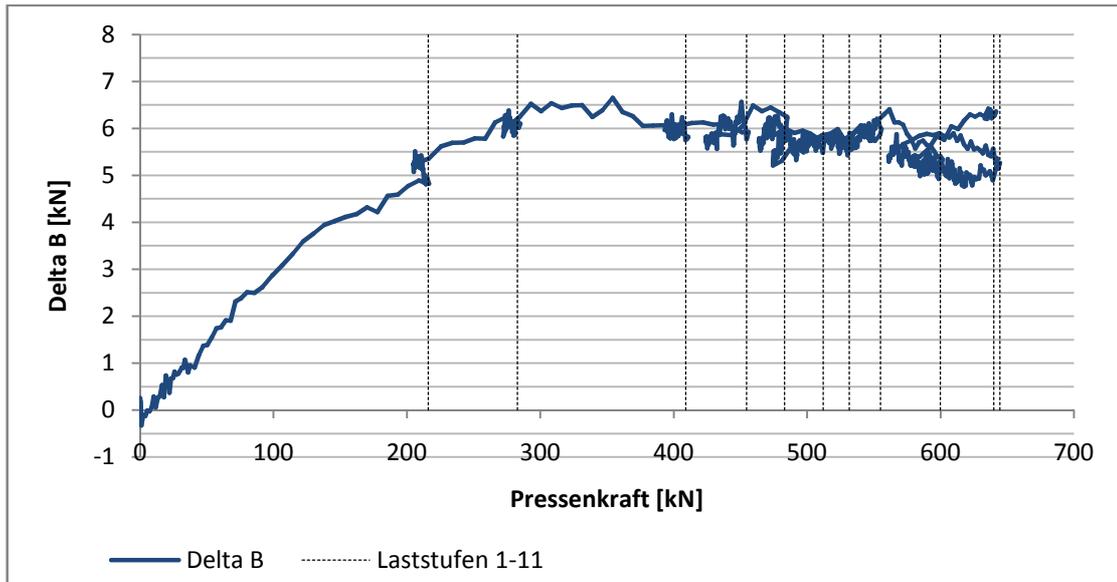


Abbildung 9.30: Verlauf von ΔB über dem Mittelaugler in Abhängigkeit der Pressenkraft P während des Versuchs

Die Auflagergrößen infolge des Eigengewichts des Versuchsaufbaus und des Zwangsmomentes aus Gleichung 9.9 betragen:

$$A_{\text{Eigengewicht}} = 23,117 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Eigengewicht}} = 84,615 \text{ kN}$$

$$A_{\text{Zwang}} = -\frac{169,76}{7,5} = -22,62 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Zwang}} = 45,24 \text{ kN}$$

Somit ergeben sich bei einer Pressenkraft von 644,5kN folgende Auflagergrößen:

$$A_{\text{elast.}} = A_{\text{rechn.}} + A_{\text{Eigengewicht}} + A_{\text{Zwang}}$$

$$A_{\text{elast.}} = 95,48 + 23,117 - 22,62 = 95,98 \text{ kN}$$

$$B_{\text{elast.}} = B_{\text{rechn.}} + B_{\text{Eigengewicht}} + B_{\text{Zwang}}$$

$$B_{\text{elast.}} = 1098,04 + 84,615 + 45,24 = 1227,9 \text{ kN}$$

$$A_{\text{Versuch}} = A_{\text{gem.}} + A_{\text{Eigengewicht}} + A_{\text{Zwang}}^*$$

$$A_{\text{Versuch}} = 151,22 + 23,117 - 22,62 = 151,72 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Versuch}} = B_{\text{gem.}} + B_{\text{Eigengewicht}} - \Delta B + B_{\text{Zwang}}^*$$

$$B_{\text{Versuch}} = 991,82 + 84,615 - 5,26 + 45,24 = 1116,42 \text{ kN}$$

* die Auflagergrößen A_{Zwang} und B_{Zwang} müssen aufgrund des Rückstellens der Kraftmessdosen auf den Wert „0“ vor Versuchsbeginn miteinbezogen werden. Sie sind also nicht in den Auflagerreaktionen des Versuchs enthalten!

Die Tabelle 9.9 bietet eine Übersicht der nach Elastizitätstheorie ermittelten und der im Versuch vorhandenen Querkräfte. In der Abbildung 9.31 sind die elastisch errechneten und im Versuchsdurchgang ermittelten Auflagerkräfte in Abhängigkeit der Pressenkraft graphisch dargestellt.

Stelle x	Bildungsgesetz	$Q_{el.} [kN]$	$Q_{gem.} [kN]$
-7,5m li.	$Q_{-7,5 li.} = -g \cdot 0,15$	-1,1*	-1,1*
-7,5m re.	$Q_{-7,5 re.} = Q_{-7,5 li.} + A$	94,9	150,6
-2,5m li.	$Q_{-2,5 li.} = Q_{-7,5 re.} - g \cdot 5$	58,2	113,97
-2,5m re.	$Q_{-2,5 re.} = Q_{-2,5 li.} - F$	-595,6	-539,9
0,0m li.	$Q_{0,0 li.} = Q_{-2,5 re.} - g \cdot 2,5$	-613,95	-558,21
0,0m re.	$Q_{0,0 re.} = Q_{0,0 re.1} - B$	613,95	558,21
2,5m li.	$Q_{2,5 li.} = Q_{0,0 re.} - g \cdot 2,5$	595,6	539,9
2,5m re.	$Q_{2,5 re.} = Q_{2,5 li.} - F$	-58,2	-113,97
7,5m li.	$Q_{7,5 li.} = Q_{2,5 re.} - g \cdot 5$	-94,9	-150,6
7,5m re.	$Q_{7,5 re.} = Q_{7,5 li.} + C$	1,1*	1,1*

Tabelle 9.9: Vergleich der elastisch ermittelten Querkräfte und den aus dem Versuch errechneten Werten bei Maximallast P=644,5kN

* Der Versuchskörper stand um 0,15m über die Randlager (siehe Abbildung 9.11). Dadurch ergibt sich die Querkraft bei $\pm 7,5\text{m}$ zu $\pm 1,1 \text{ kN}$!

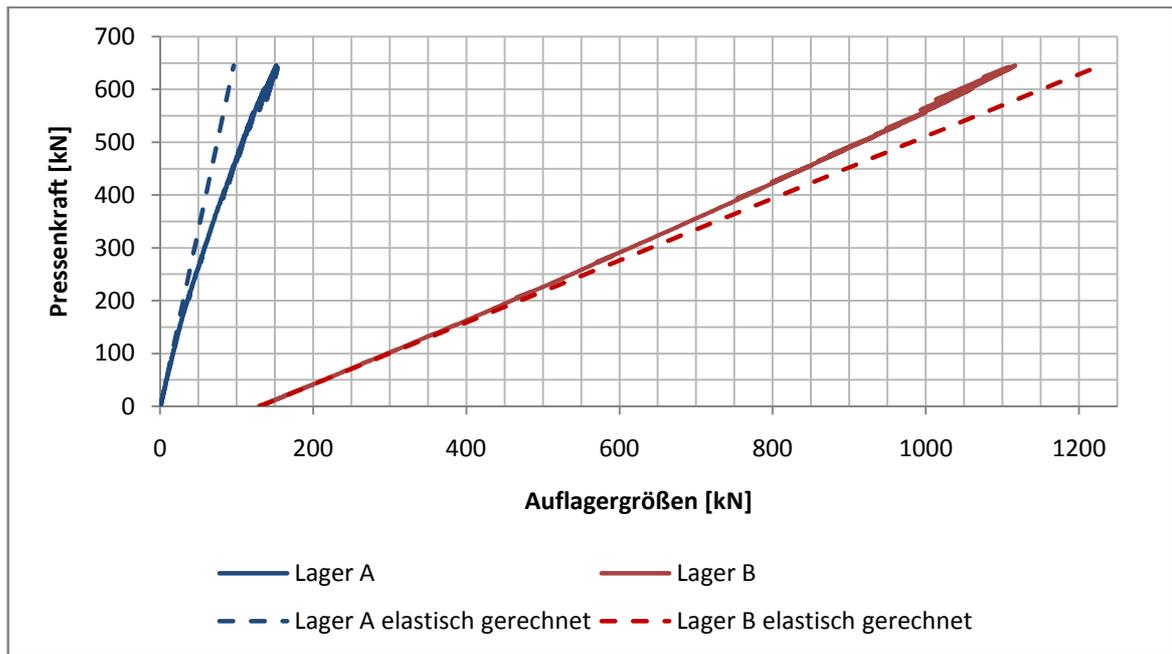


Abbildung 9.31: Vergleich der elastisch gerechneten Lagerreaktion mit den aus dem Versuch ermittelten Werten

Die Abbildung 9.32 zeigt den nach Elastizitätstheorie ermittelten und im Versuch vorhandenen Querkraftverlauf bei Maximallast. Zusätzlich ist der Querkraftwiderstand nach der Gleichung 8.6 eingezeichnet.

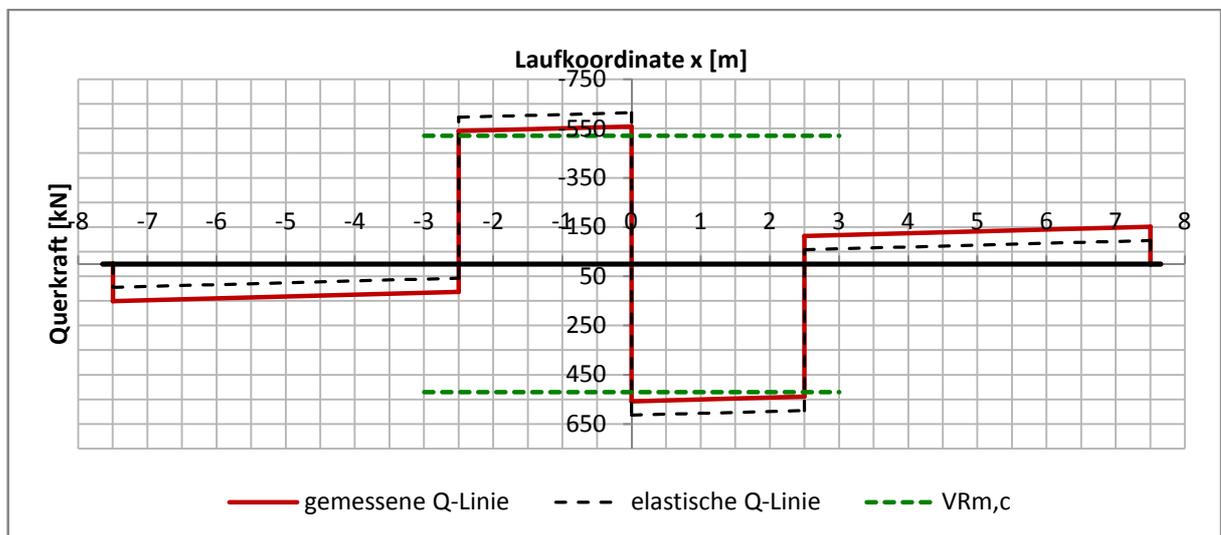


Abbildung 9.32: Vergleich der elastisch gerechneten mit der aus dem Versuch ermittelten Querkraftlinie bei Maximallast $P=644,5\text{kN}$

10 Versuchskörper 2

10.1 Beschreibung der Versuchsdurchführung

Der Versuch am zweiten Plattenstreifen bestand aus der Ermittlung der Traglast, der Rissweiten und der Rissöffnungen. Die konstruktive Durchbildung des zweiten Versuchskörpers ist mit der des ersten ident. Auch der Versuchsaufbau ist gleich gestaltet. Der Unterschied liegt nur in der Größe des eingprägten Zwangsmomentes. Dieses betrug auf Grund des um 4,25mm höher gelegenen Mittelaufagers -54,52 kNm. Der Plattenstreifen wurde am 23. Juli 2008 auf die Auflager gesetzt. Bedingt durch das schlechte Wetter konnte der Traglastversuch aber erst am 28. Juli 2008, also 5 Tage später durchgeführt werden. Es bestand also ein zeitlicher Versatz zwischen Zwangseinbringung und Versuchsdurchführung. Unter der Annahme, dass sich der zweite Versuchskörper in Hinsicht auf das Verhalten bezüglich der Reduktion des Zwangsmomentes mit fortschreitender Zeit gleich dem ersten Probekörper verhält, wird dem Versuchskörper VK2 ein Stützmoment von -31 kNm zu Versuchsbeginn in Rechnung gestellt.

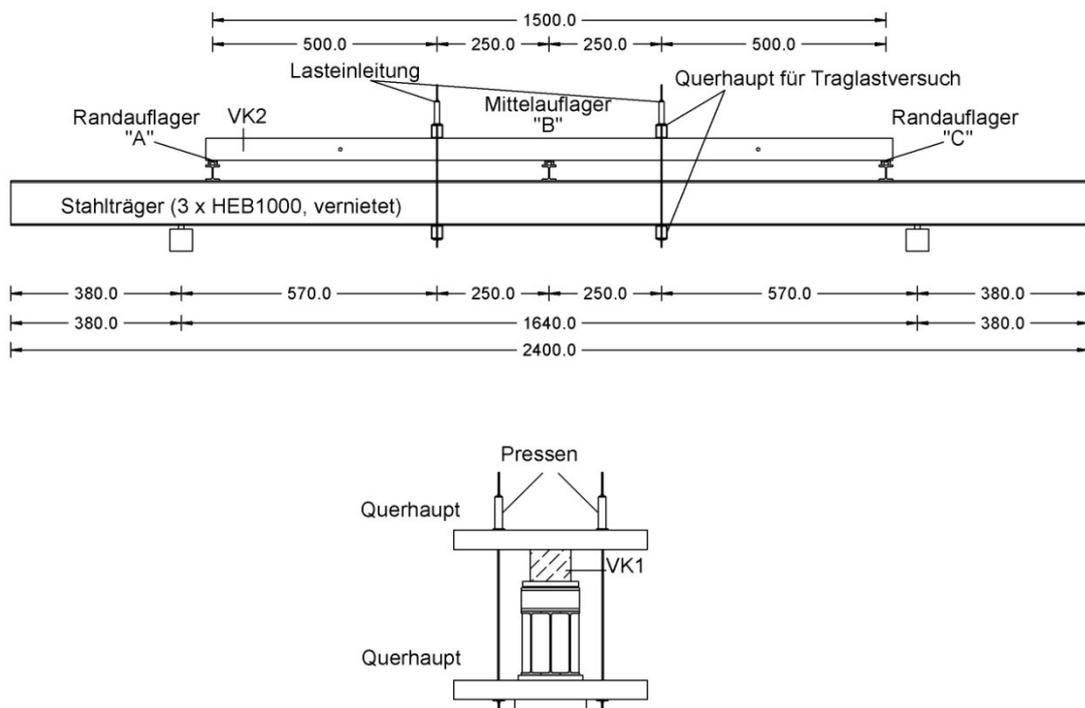
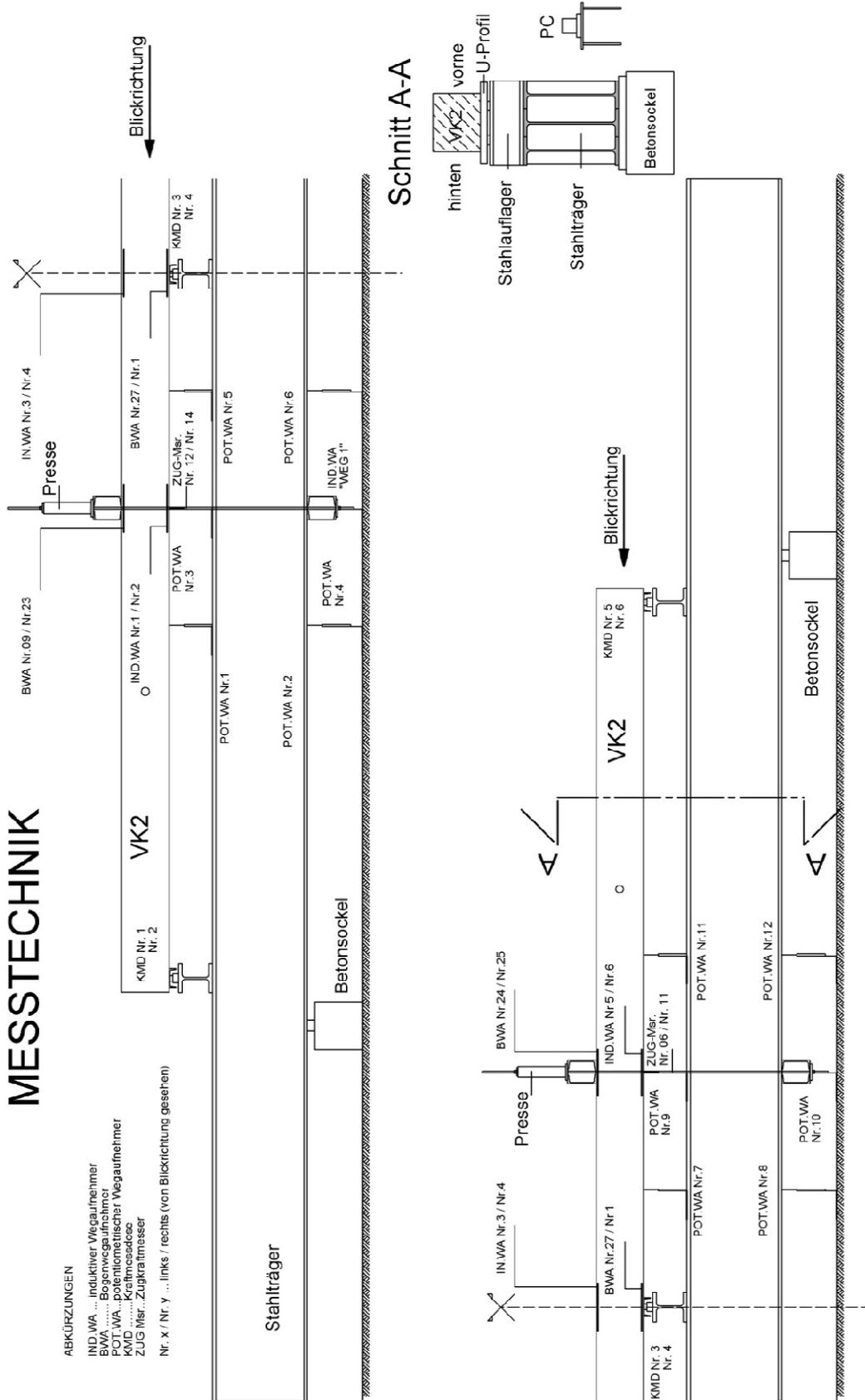


Abbildung 10.1: Versuchsaufbau

MESSTECHNIK



10.2 Der Traglastversuch

10.2.1 Versuchsgeschwindigkeit

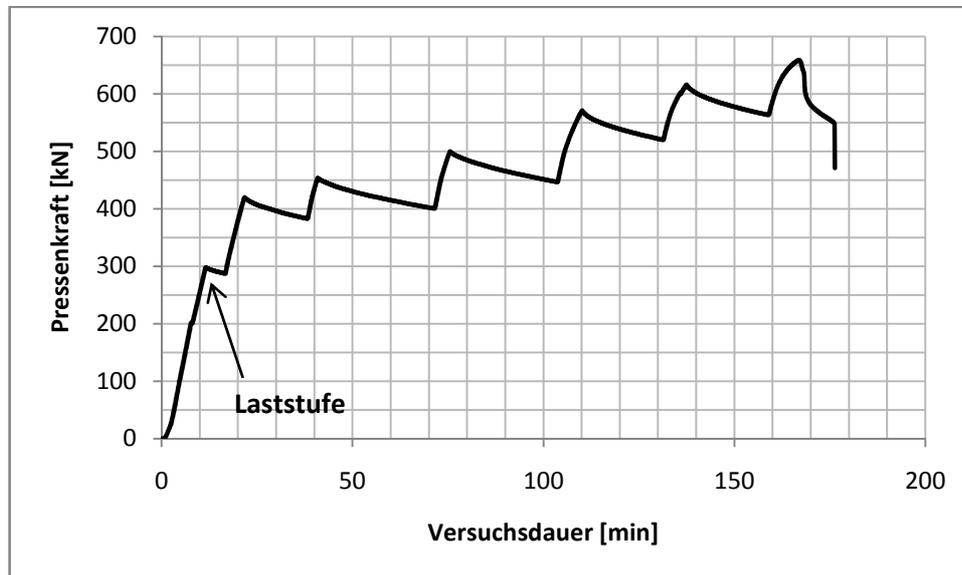


Abbildung 10.3: Pressenkraft-Versuchsdauer

Die Abbildung 10.3 beschreibt die Geschwindigkeit, mit der der Versuchskörper belastet wurde. Jeder Knick in dieser Kurve stellt eine Laststufe dar, bei der neue Risse sichtbar wurden. Bei jeder Laststufe wurden die Risslagen, Rissbreiten sowie deren Verläufe aufgenommen.

10.2.2 Chronologie des Versuchsablaufs

Bei einer Kraft von 297kN konnte der erste Biegeriss bei $x=0,0\text{m}$ an der Zugzonenseite des Versuchskörpers beobachtet werden. Die Definition der Laufkoordinate x kann der Abbildung 9.11 entnommen werden. Bei einer Laststeigerung auf 420kN entstand ein weiterer Biegeriss bei $x=+0,35\text{m}$ (Riss Nr.2). Außerdem konnten schon die ersten Biegerisse im Feld bei $x=+2,70\text{m}$, $x=-2,52$ und $x=-2,91\text{m}$ aufgenommen werden. Bei 500kN entstand dann ein 3. Biegeriss im Stützbereich bei $x=-0,34\text{m}$. Des Weiteren entwickelte sich direkt neben dem Riss Nr.2 ein weiterer Biegeriss, der dann parallel zum Riss Nr.2 verlief (siehe Abbildung 10.4). Auch die Rissverteilung ins Feld setzte sich weiter fort. Bei einer Pressenkraft von 658kN versagte der Versuchskörper durch Zerstören der Betondruckzone über dem Mittelaufleger. Kurz darauf kam es zum Abplatzen des gesamten geschädigten Bereiches in der Betondruckzone über dem Lasteinleitungsbereich bei $x= -2,5\text{m}$ und das linke Feld zerbrach in mehrere Teile. Durch den Versuch des Spanngliedes, sich über die Rippen des Hüllrohres im rechten Feld zu verankern, riss der Versuchskörper in der Mitte der Breite über die gesamte Höhe durch.

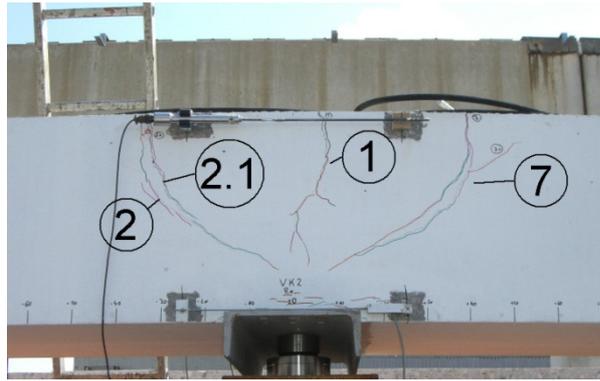


Abbildung 10.4: Rissbild VK2 - im Stützbereich (Vorderseite des VK)

Da im Gegensatz zum ersten Versuchskörper das Stützmoment viel geringer war, konnte im Feld früher die Zugfestigkeit des Betons erreicht werden. Deshalb konnten die ersten Biegerisse im Feld bei geringeren Laststufen vernommen werden. Eine genauere Gegenüberstellung der beiden Versuchskörper folgt in Kapitel 11. Die Abbildung 10.5 zeigt die Verformungen des Versuchskörpers bei der Pressenkraft $P=614\text{kN}$.



Abbildung 10.5: VK2 – Photographie der Verformungen bei Laststufe $P=614\text{kN}$

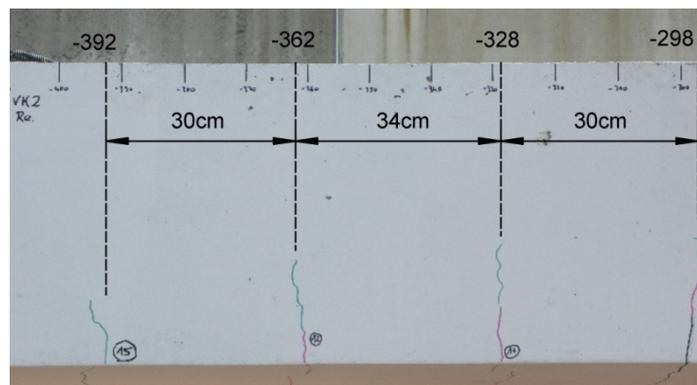


Abbildung 10.6: VK2 – Rissabstand im Feldbereich

In Abbildung 10.6 sind die Abstände der Risse im Bereich von $x = -2,98\text{m}$ bis $x = -3,92\text{m}$ abgebildet. Die Abstände betragen, ebenfalls wie bei VK1, durchschnittlich 30cm .

Die Abbildung 10.7 zeigt den Lasteinleitungsbereich bei $x = -2,5\text{m}$ kurz vor dem Totalversagen des Querschnittes und danach. Im rechten Bild sind Abplatzungen nach Zerstörung des Feldbereiches aufgenommen.



Abbildung 10.7: VK2 – Abplatzungen der Betondruckzone im Feld bei $x = -2,5\text{m}$ vor dem Endversagen (links) und nach dem Endversagen (rechts)

Die linke Skizze in Abbildung 10.8 zeigt die Verbundwirkung zwischen Spannkabel und Betonkörper. In der rechten Skizze sind die aktivierten Umlenkräfte durch die Vertikalverschiebung des Probekörpers und der dadurch entstandenen Verkrümmung des Spanngliedes dargestellt.

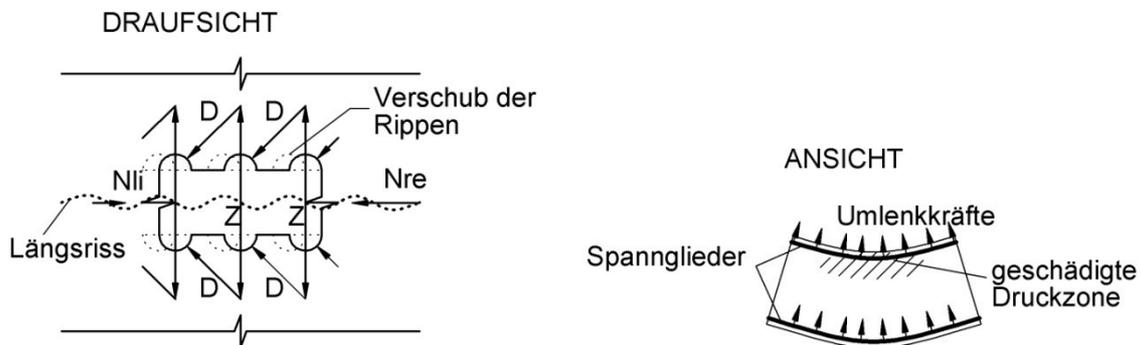


Abbildung 10.8: Skizze der Verbundwirkung zwischen Hüllrohr und Betonkörper und Aktivierung der Umlenkräfte

Abschätzung der Umlenkräfte im Feldbereich infolge Durchbiegung und der Vorspannkraft

Die Maximaldurchbiegung im Feld lag bei $x = -3,5\text{m}$ bei $36,1\text{mm}$

Setzt man näherungsweise eine parabelförmige Biegelinie mit dem Stich $f = 36,1\text{mm}$ im Feld voraus, so ergibt sich die Umlennkraft zu:

$$u_p = \frac{8 \cdot f \cdot P}{l^2} = \frac{8 \cdot 36,1/1000 \cdot 1243,27}{7,65^2} = 6,14 \text{ kN/m}$$

Während des Versuches konnte wie bei VK1 die Entwicklung von Längsrissen über dem Mittelaufleger beobachtet werden. Diese waren das Resultat von Spaltzugkräften aus der Verbundwirkung des Hüllrohres. In der Abbildung 10.9 ist der Versuchskörper VK1 nach dem Versagen des Lasteinleitungsbereiches bei $x=-2,5\text{m}$ abgebildet. Die orangen Gewebegurte wurden zur Gewährleistung des gefahrlosen Abbaus der Messtechnik nachträglich montiert, da der Träger, wie in Abbildung 10.10 sichtbar, an der Ober- und Unterseite über die gesamte Länge durchgerissen war und die Gefahr von herabfallenden Teilen bestand.



Abbildung 10.9: VK2 nach dem Versagen des Lasteinleitungsbereiches bei $x= -2,5\text{m}$



Abbildung 10.10: VK2 – Längsriss nach Komplettversagen

Riss Nr.:	F [kN] →						
	297	420	460	500	565*	614	658
1 x = -0,05m	0,05	0,5	0,9	1	1,8	1,9	n.a.
2 x = +0,35m	-	0,05	0,15	0,3	2	2,2	n.a.
3 x = +2,70m	-	0,05	0,15	0,25	0,35	0,45	n.a.
4 x = -2,52m	-	0,05	0,25	0,25	1	1,2	1,2
5 x = -2,91m	-	0,05	0,1	0,4	0,5	1	2,2
6^h x = -2,58m	-	0,05	0,1	0,3	0,5	0,8	n.a.
7 x = -0,34m	-	-	0,05	0,25	0,8	2	n.a.
8 x = -3,30m	-	-	0,05	0,15	0,45	0,9	2,8
9 x = +3,10m	-	-	0,05	0,15	0,35	0,45	n.a.
10^h x = +2,10m	-	-	0,05	0,05	0,05	0,05	n.a.
11 x = +3,35m	-	-	-	0,05	0,2	0,35	n.a.
12 x = +3,65m	-	-	-	0,05	0,15	0,25	n.a.
13 x = +2,32m	-	-	-	0,05	0,25	0,4	n.a.
14 x = -3,70m	-	-	-	0,05	0,25	0,4	n.a.
15 x = +4,05m	-	-	-	-	0,05	0,15	n.a.
16 x = -4,10m	-	-	-	-	0,1	0,2	n.a.
17 x = +4,45m	-	-	-	-	0,1	0,1	n.a.
18 x = -4,43m	-	-	-	-	0,05	0,05	n.a.
19 x = -2,19m	-	-	-	-	0,3	1,1	n.a.

Beton- druckzone Nr.	F [kN] →						
	297	420	460	500	565*	614	658
D1 x = ±0m	-	-	-	-	•	•	x
D2 x = -2,50m	-	-	-	-	-	•	x

Tabelle 10.1: Auftreten und Verlauf der Risse und deren Breite w_k und Abplatzungen der Betondruckzonen (VK2)

Anmerkungen zur Tabelle 10.1:

*... Kraft, bei der die Biegerisse bei $x = \pm 0,35m$ in Biegeschubrisse übergingen

^h... Diese Risse wurden anfangs nur an der Hinterseite des Versuchskörpers beobachtet.

n.a...nicht mehr aufnehmbar

•... Erscheinen von Abplatzungen in der Druckzone

10.2.3 Ermittlung der Durchbiegungen an den Messstellen

Die Ermittlung der Durchbiegung erfolgte wie in Kapitel 9.4.3 beschrieben. Die Richtungen der Vertikalverschiebungen sind in der Skizze der Abbildung 9.21 ersichtlich. Bei der Versuchsdurchführung am Probekörper VK2 kam es zu einem Ausfall des Wegaufnehmers „Weg 1“. Deswegen konnten diese Werte nicht miteingerechnet werden. Dies ist bei der graphischen Auswertung zu beachten. Der maximale Messwert des Wegaufnehmers „Weg 1“ liegt bei Maximallast bei rund 1mm unter der Mittelstütze. Die daraus resultierende Vergrößerung der Vertikalverschiebung bei $x = \pm 1,25 m$ beträgt somit:

$$\Delta w_{x=\pm 1,25m} < \frac{1}{8,2} \cdot 6,95 = 0,85 \text{ mm}$$

$$w_{max,x=\pm 1,25m} = 15,86 \text{ mm}$$

Dies entspricht einem maximalen Fehler von 5,4 %, da die maximale Vertikalverschiebung bei $x = \pm 1,25$ die geringste Größe im Versuch hatte. Bei $x = \pm 3,5 m$ liegt der Fehler bei maximal 1,9%.

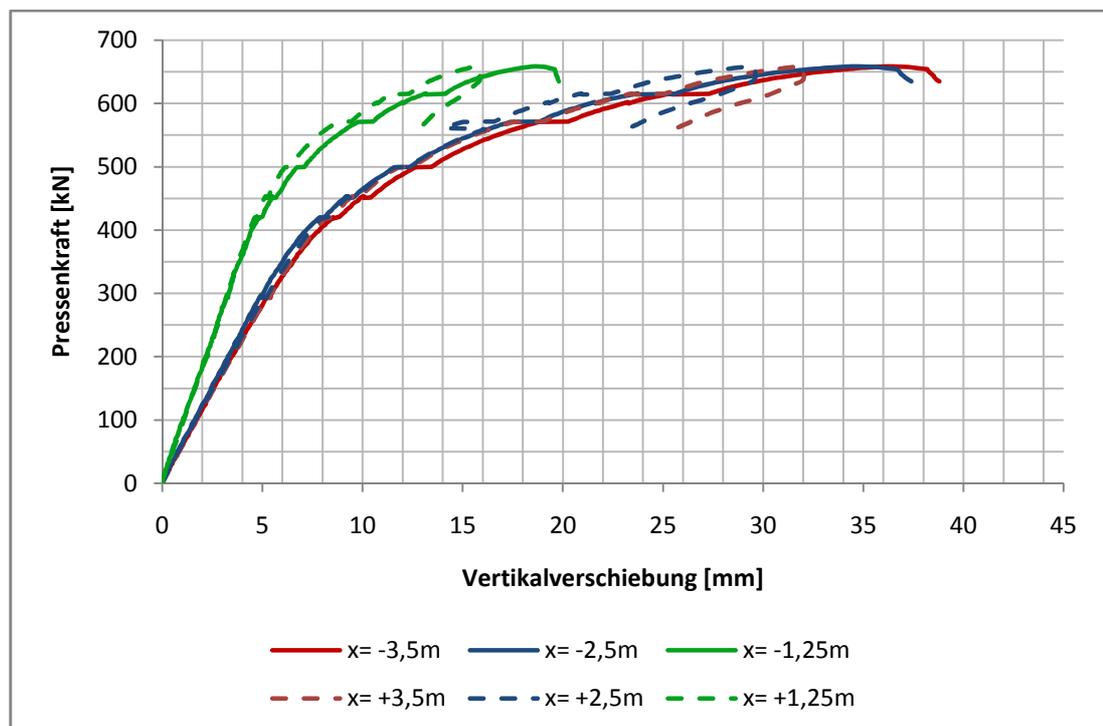


Abbildung 10.11: Kraft-Verschiebungsdiagramm

Die Abbildung 10.11 zeigt die graphische Auswertung der Vertikalverschiebungen mit fortschreitender Pressenkraft P. Das Feld in positiver x-Richtung war etwas steifer als jenes in negativer x-Richtung, weshalb die Durchbiegungen etwas geringer sind. Schon im Durchbiegungsverhalten ist das zu Versuchsbeginn vorherrschende linear-elastische Verhalten des Plattenstreifens zu erkennen. Ab einer Pressenkraft von 400kN ist der Übergang zu nicht-linearem Verhalten zu erkennen. Die Maximaldurchbiegung betrug hier 1/190, war also ähnlich groß wie beim Versuchskörper VK1. Auch diesem Probekörper kann ein ausreichendes Maß an Duktilität zugeschrieben werden!

10.2.4 Zusammenhang von Verzerrungen und Krümmungen

Die Vorgangsweise zur Berechnung der Stauchungen, Dehnungen und Krümmungen, sowie der Berücksichtigung der Vorkrümmung kann aus Kapitel 9.4.4.3 entnommen werden.

DER BEREICH DES MITTELAUFLAGERS:

◆ Ermittlung der Vorkrümmung über dem Mittelaufleger

Zunächst wird zu einer beliebig gewählten Pressenkraft P zu Versuchsbeginn das zugehörige Moment ermittelt und dadurch die Krümmung pro 1kNm Moment ermittelt:

Pressenkraft P=83,88kN

$$M_{inf.P}^{Stütze} = -107,62 \text{ kNm}$$

$$\kappa_{Versuch} = -0,449 \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

Krümmung pro 1kNm aufgebrachtes Stützmoment:

$$\Delta\kappa = \frac{0,449}{107,62} = 0,004 \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

Das durch Eigengewicht des Prüfkörpers und des Versuchsaufbaus sowie Zwangsmoment vorhandene Moment über dem Mittelaufleger vor Versuchsbeginn (P=0kN) beträgt -95,5kNm. Somit herrscht eine Vorkrümmung der Größe:

$$\kappa_1^{Stütze} = -95,5 \cdot 0,004 = -0,38 \left[\frac{1}{1000m} \right]$$

◆ Ermittlung der Vorverzerrungen über der Stütze durch die Vorkrümmung:

$$\varepsilon_{c,Rand,1} = \kappa_1^{Stütze} \cdot \frac{h}{2} = -0,38 \cdot 0,25 = -0,0955 \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_{p,1} = -\kappa_1^{Stütze} \cdot h_p = 0,38 \cdot 0,17 = \mathbf{0,065} \text{ [‰]}$$

$$h_p = d_p - \frac{h}{2} = 0,42 - 0,25 = 0,17 \text{ m}$$

- ◆ Die vorhandene Krümmung unter Einbeziehung der Vorkrümmung lautet:

$$\kappa = \kappa_{Versuch} + \kappa_1^{Stütze}$$

- ◆ Die Verzerrungen mit Einbeziehung der Verzerrungen aus der Vorkrümmung betragen:

$$\varepsilon_{c,Rand} = \varepsilon_{c,Rand,Versuch} + \varepsilon_{c,Rand,1} \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,Versuch} + \varepsilon_{p,1} \text{ [‰]}$$

DER FELDBEREICH:

- ◆ Ermittlung der Vorkrümmung im Lasteinleitungsbereich des Feldes:

Hier wurde wieder eine beliebige Pressenkraft zu Versuchsbeginn gewählt und analog zum Mittelauflagerbereich vorgegangen:

Pressenkraft $P=11,15\text{kN}$

$$M_{inf.P}^{Feld} = 9,4 \text{ kNm}$$

$$\kappa_{Versuch} = 0,0367 \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

Die Vorkrümmung pro 1kNm aufgebracht Feldmoment beträgt:

$$\Delta\kappa = \frac{0,0367}{9,4} = 0,004 \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

Zu Versuchsbeginn ($P=0\text{kN}$) betrug das Feldmoment $-2,29\text{kNm}$. Die Vorkrümmung im Feld lautet daher:

$$\kappa_1^{Feld} = -2,29 \cdot 0,004 = \mathbf{-0,009} \left[\frac{1}{1000\text{m}} \right]$$

- ◆ Ermittlung der Vorverzerrungen im Feld durch die Vorkrümmung:

$$\varepsilon_{c,Rand,1} = \kappa_1^{Feld} \cdot \frac{h}{2} = -0,009 \cdot 0,25 = \mathbf{0,0023} \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_{p,1} = -\kappa_1^{Feld} \cdot h_p = 0,009 \cdot 0,17 = \mathbf{-0,00156} \text{ [‰]}$$

$$h_p = d_p - \frac{h}{2} = 0,42 - 0,25 = 0,17 \text{ m}$$

Die Vorverzerrungen im Feld sind von durchaus vernachlässigbarer Größe!

- ◆ Die vorhandene Krümmung mit Einbeziehung der Vorkrümmung lautet:

$$\kappa = \kappa_{\text{Versuch}} + \kappa_1^{\text{Feld}}$$

- ◆ Die Verzerrungen mit Einbeziehung der Verzerrungen aus der Vorkrümmung betragen:

$$\varepsilon_{c,\text{Rand}} = \varepsilon_{c,\text{Rand},\text{Versuch}} + \varepsilon_{c,\text{Rand},1} \text{ [‰]}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,\text{Versuch}} + \varepsilon_{p,1} \text{ [‰]}$$

In der Tabelle 10.2 sind die ermittelten Vorkrümmungen (P=0kN) und die dadurch vorherrschenden Verzerrungen sowie die Krümmungen und Verzerrungen bei Maximallast (P=658kN) gegenübergestellt.

Bereich	P=0 kN			P=658 kN		
	$\varepsilon_{c,\text{Rand}}$ [‰]	ε_p [‰]	κ [1/1000m]	$\varepsilon_{c,\text{Rand}}$ [‰]	ε_p [‰]	κ [1/1000m]
Feld	0,0023	-0,00156	-0,009	-2,2	4	14,5
Stütze	-0,0955	0,065	-0,382	-4,13	7,48	-17,96

Tabelle 10.2: Übersicht der Verzerrungs- und Krümmungsverhältnisse zu Versuchsbeginn und bei Maximallast im Lasteinleitungsbereich und über dem Mittelaufleger*

*Wie bei Versuchskörper VK1 wurde auch hier die Stauchung aus der zentrischen Vorspannung außer Acht gelassen, da sie keinen Einfluss auf die Krümmung hat.

Die Abbildung 10.12 zeigt das Momenten-Krümmungs-Verhalten des Versuchskörpers VK2. Auch hier wurden die Kurven wieder bis in den Ursprung verlängert, um eine durchgehende Verlaufskurve zu erhalten. Sehr gut erkennbar ist, dass sich das Krümmungsverhalten bis kurz nach der Erstrissbildung (bei P=297kN) linear verhält und dann in ein nichtlineares Verhalten übergeht.

In der Abbildung 10.13 ist das Verzerrungsverhalten des Versuchskörpers in Abhängigkeit des vorherrschenden Biegemomentes angegeben. Auch hier ist der Übergang vom linearen zum nichtlinearen Verhalten zu erkennen. Die orange strichlierte Linie bezieht sich auf die Dehnungen des Spannstahls im neu definierten Fließbereich über dem Mittelaufleger. Eine genauere Beschreibung befindet sich in den Ergänzungen zu den Abbildungen 10.12 und 10.13 auf Seite - 99 -.

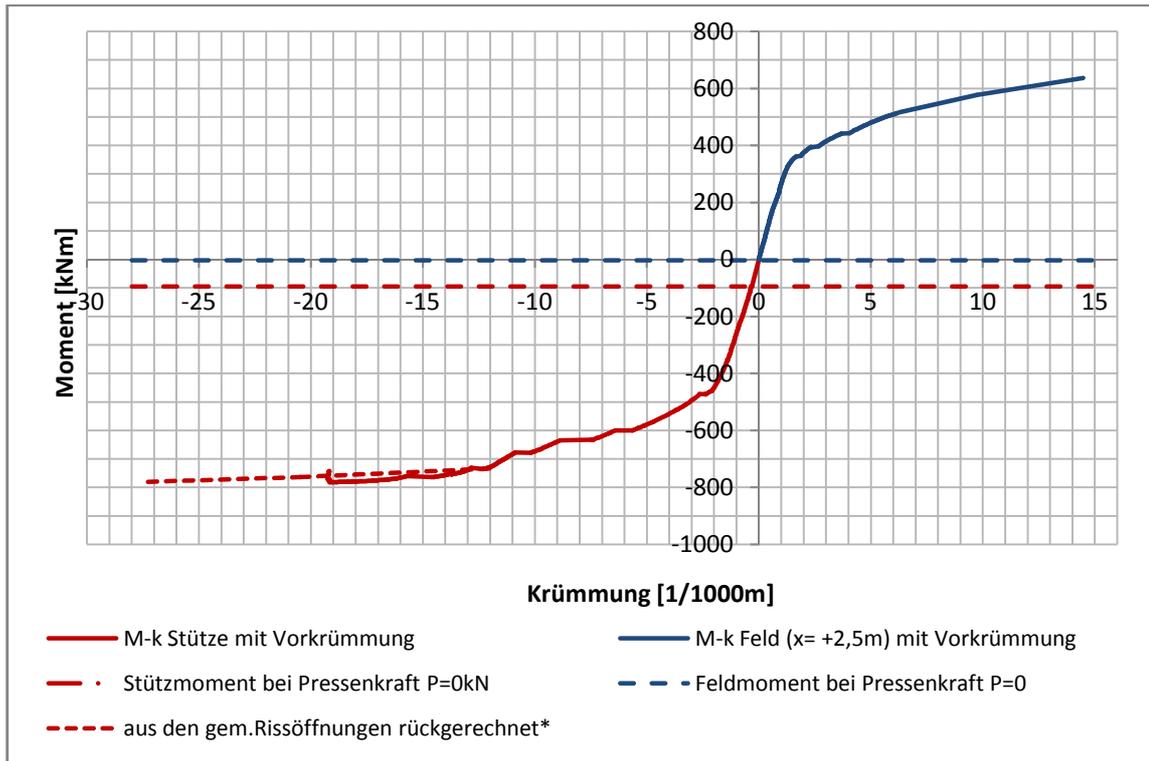


Abbildung 10.12: Momenten-Krümmungs-Beziehung im Feld- und Stützbereich

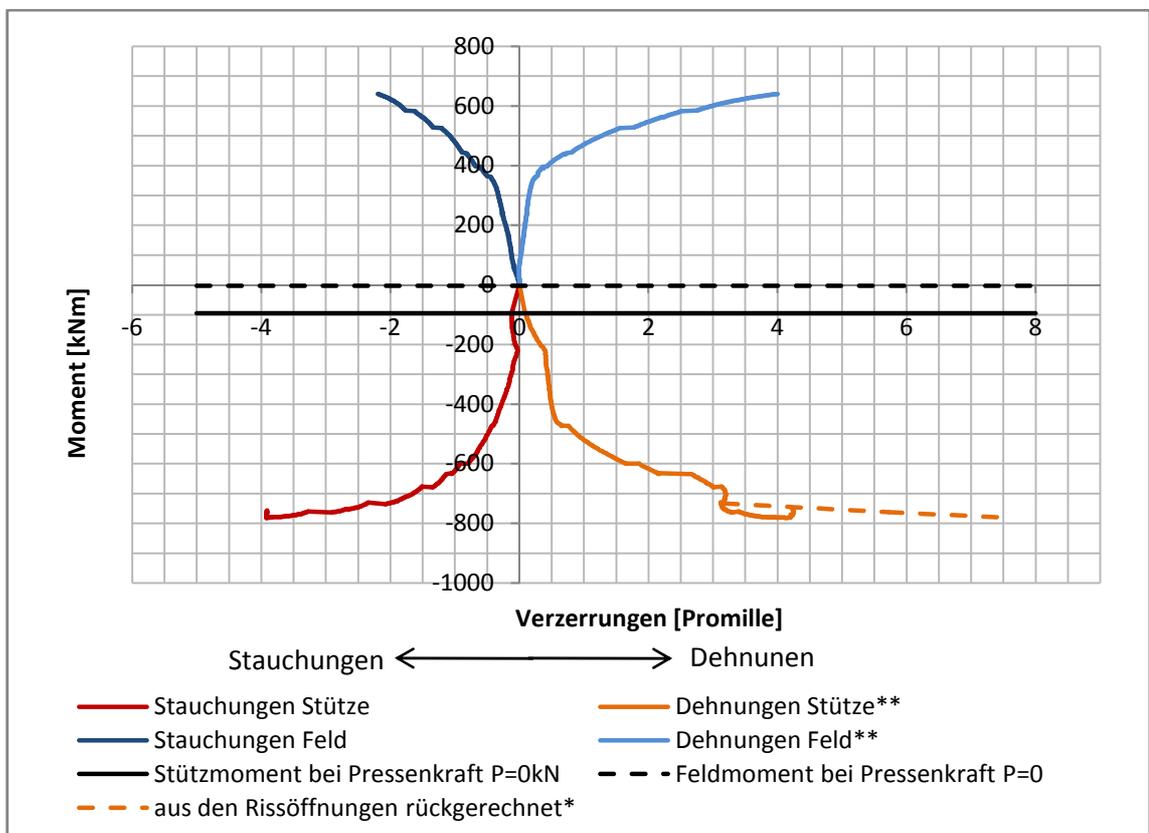


Abbildung 10.13: Vergleich der Verzerrungen im Lasteinleitungsbereich und über dem Mittelaufleger

Ergänzungen zu Abbildung 10.12 und Abbildung 10.13

* Da über dem Mittelaufleger kein reines Fließgelenk entstand, sondern ein Fließbereich, wurde aus den Messwerten der induktiven Wegaufnehmer ein zu kleiner Wert der Dehnungen ermittelt. Deshalb wurden ab der Laststufe $P=565\text{kN}$ die mit den Risskarten gemessenen Werte der Rissöffnungen in Dehnungen für den mit der Länge l_w definierten Fließbereich umgerechnet.

$$\varepsilon_z = (w_1 + w_2 + w_7) \cdot \frac{1000}{l_w} [\text{‰}]$$

$$l_w = 690\text{mm}$$

Dann wurde äquivalent wie in Kapitel 9.4.4.3 beschrieben vorgegangen um Verkrümmung und Dehnung zu ermitteln.

** Die Dehnungen beziehen sich auf die Werte in Spanngliedhöhe.

10.2.5 Berechnung des Momentenverlaufs

Um die Momentenumlagerung zu einem bestimmten Zeitpunkt des Versuches ersichtlich zu machen, kann aus den gemessenen Auflagergrößen und der bekannten Pressenkraft zum Zeitpunkt „t“ das Moment an einer beliebigen Stelle x berechnet werden und mit der nach Elastizitätstheorie ermittelten Momentenverteilung verglichen werden. Die Richtung der Laufkoordinate x kann aus der Abbildung 9.11 entnommen werden.

Eigengewicht des Versuchskörpers:

$$g = 7,33 \text{ kN/m}$$

Gewicht eines Querhauptes und 2 Pressen:

$$F_{\text{Presse+QH}} = 4,68 \text{ kN}$$

Gewicht des Querhauptes, 2 Stahl-Gewindestangen und Stahlscheiben:

$$F_{\text{Zus.}} = 4,67 \text{ kN}^*$$

Gesamter Versuchsaufbau:

$$F = F_{\text{Presse+QH}} + F_{\text{Zus.}} + P$$

$$P \dots \text{Pressenkraft [kN]}$$

*Da zum Gegenspannen der Pressen gegen den Stahlträger ein zweites Querhaupt, sowie zusätzliche Scheiben notwendig sind, muss dieses Gewicht zum Ermitteln des Momentes aus dem Eigengewicht mitgerechnet werden.

$$M_{Zwang}^{Stütze} = -31,0 \text{ kNm}^{**}$$

**Das Zwangsmoment über der Stütze wurde aus der Annahme gleichen Kriechverhaltens der beiden Versuchskörper aus den Ergebnissen des ersten Versuchskörpers rückgerechnet. Der Berechnung wurde die Fähigkeit des ersten Versuchskörpers das Zwangsmoment abzubauen zugrundegelegt. (siehe Abbildung 9.13 und Tabelle 9.4) Nach 5 Tagen konnte beim Probekörper VK1 das Zwangsmoment auf 57% reduziert werden.

$$M_{Zwang}^{Stütze} = 0,57 \cdot 54,52 = -31,0 \text{ kNm}$$

Die Bildungsgesetze zur Berechnung der Momente nach Elastizitätstheorie und aus den Versuchsergebnissen sind im Kapitel 9.4.5 in den Gleichungen 9.10 bis 9.13 angegeben.

Die graphische Auswertung des Momentenverlaufs ist in der Abbildung 10.14 angegeben. Hier wurden wieder die nach der Elastizitätstheorie ermittelten und im Versuch vorhandenen Momentenverläufe mit fortschreitender Pressenkraft ausgewertet. Der erste sichtbare Riss war bei einer Pressenkraft von 297kN zu erkennen. In der Abbildung 10.14 ist sichtbar, dass bereits vor dem Sichtbarwerden des Erstrisses geringe Abweichungen des elastischen Momentenverlaufs vorhanden waren. Mit fortschreitender Pressenkraft lagerten sich die Stützmomente (rote Linie) in die Feldbereiche (blaue Linie) um.

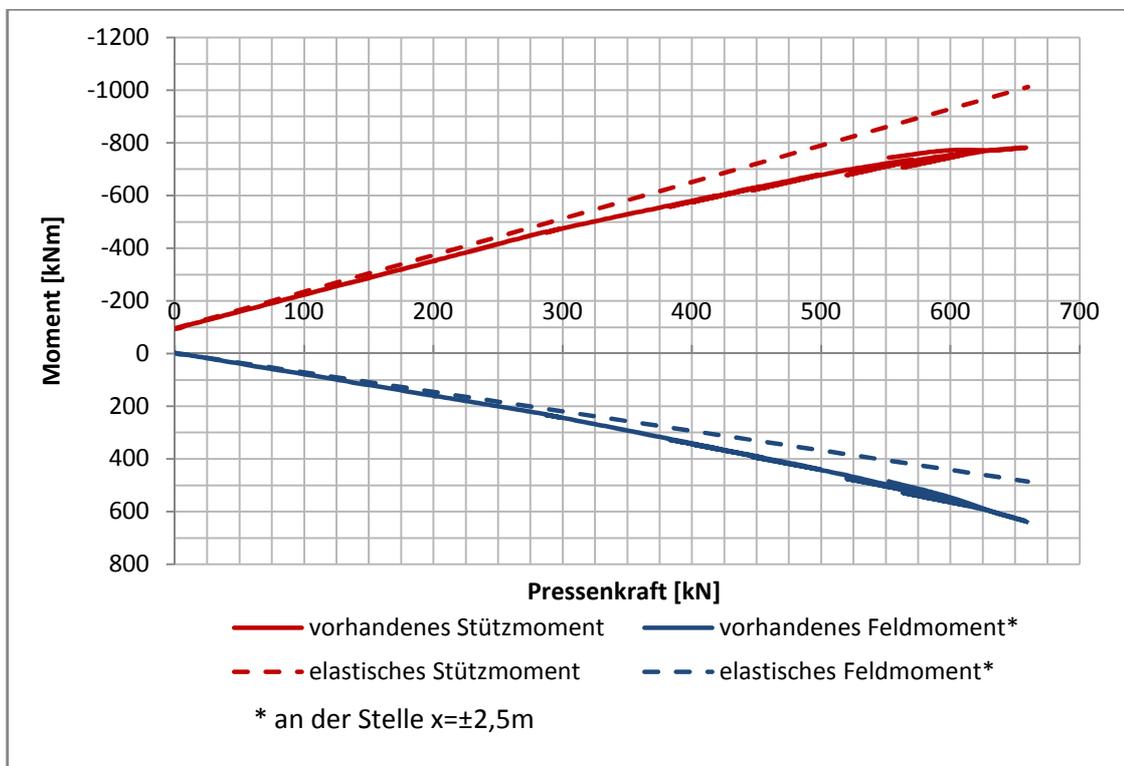


Abbildung 10.14: VK2-Gegenüberstellung elastisches Stütz- und Feldmoment mit dem vorhandenen Stütz- und Feldmoment

In der Abbildung 10.15 ist der Momentenverlauf des Zweifeldträgers bei der maximalen Pressenkraft von 658kN sowohl nach der Elastizitätstheorie, als auch nach den vorhandenen Versuchsergebnissen aufgetragen. Hier wird die Momentenumlagerung vom Mittelauflagerbereich in die Feldbereiche nochmals verdeutlicht. In der Tabelle 10.3 erfolgte die tabellarische Erfassung der Abbildung 10.15.

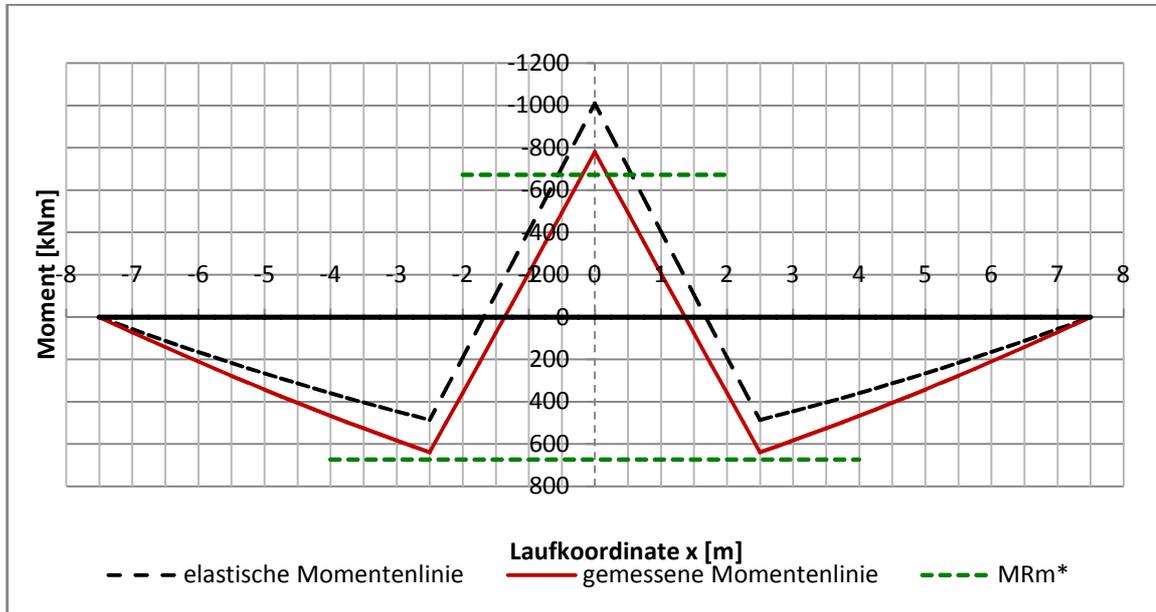


Abbildung 10.15: VK2-Graphische Darstellung der Umlagerung des Stützmomentes ins Feld bei Maximallast P=658kN

* Der Momentenwiderstand M_{Rm} bezieht sich auf das Ergebnis der Gleichung 8.4.

x [m]	$M_{\text{elastisch}}$ [kNm]	M_{gemessen} [kNm]
-7,5	0	0
-6,5	111,7	142,2
-5,5	216,1	277,2
-4,5	313,2	404,8
-3,5	403,0	525,1
-2,5	485,4	638,0
-1,5	-107,2	75,9
-0,5	-707,2	-493,6
0	-1010,0	-781,1
0,5	-707,2	-493,6
1,5	-107,2	75,9
2,5	485,4	638,0
3,5	403,0	525,1
4,5	313,2	404,8
5,5	216,1	277,2
6,5	111,7	142,2
7,5	0	0

Tabelle 10.3: VK2-Gegenüberstellung des elastisches Moment mit dem vorhandenen Moment bei Maximallast P=658kN

Führt man den Umlagerungsfaktor $\delta = \frac{M_{gemessen}}{M_{elastisch}}$ ein, so ergibt sich

$$\delta = \frac{-781,1}{-1010,0} = 0,77$$

Der zweite Versuchskörper lagerte also 23% des nach der Elastizitätstheorie ermittelten Stützmomentes in die Feldbereiche um!

10.2.6 Berechnung des Querkraftverlaufs

Nachdem die nach Elastizitätstheorie gerechneten und die tatsächlich gemessenen Auflagergrößen und die Gleichlast aus dem Eigengewicht des Versuchsköpers bekannt sind, können der elastische und reelle Querkraftverlauf angegeben werden.

Auflagergrößen durch Pressenlast $P = 658,44 \text{ kN}$

$$A_{rechn.} = C_{rechn.} = 97,44 \text{ kN}$$

$$B_{rechn.} = 2 \cdot P - 2 \cdot A_{rechn.} = 2 \cdot 658,44 - 2 \cdot 97,44 = 1122 \text{ kN}$$

$$A_{gem.} = MW A/C \frac{128,46 + 127,67}{2} = 128,065 \text{ kN}$$

aus $\sum V = 0!$ muss folgende Beziehung gelten:

$$B_{gem.theoretisch} = 2 \cdot P - 2 \cdot A_{gem.} = 2 \cdot 658,44 - 2 \cdot 128,065 = 1060,75 \text{ kN}$$

Die tatsächlich im Versuch gemessene Auflagerkraft B beträgt aber:

$$B_{gem.} = 1071,045 \text{ kN}$$

Die Differenz ΔB zwischen den Auflagerkräften $B_{gem.}$ und $B_{gem.theoretisch}$ bei der maximalen Pressenkraft beträgt:

$$\Delta B = B_{gem.} - B_{gem.theoretisch} = 1071,045 - 1060,75 = 10,29 \text{ kN}$$

In Abbildung 10.16 ist ΔB in Abhängigkeit von der Pressenkraft P aufgetragen.

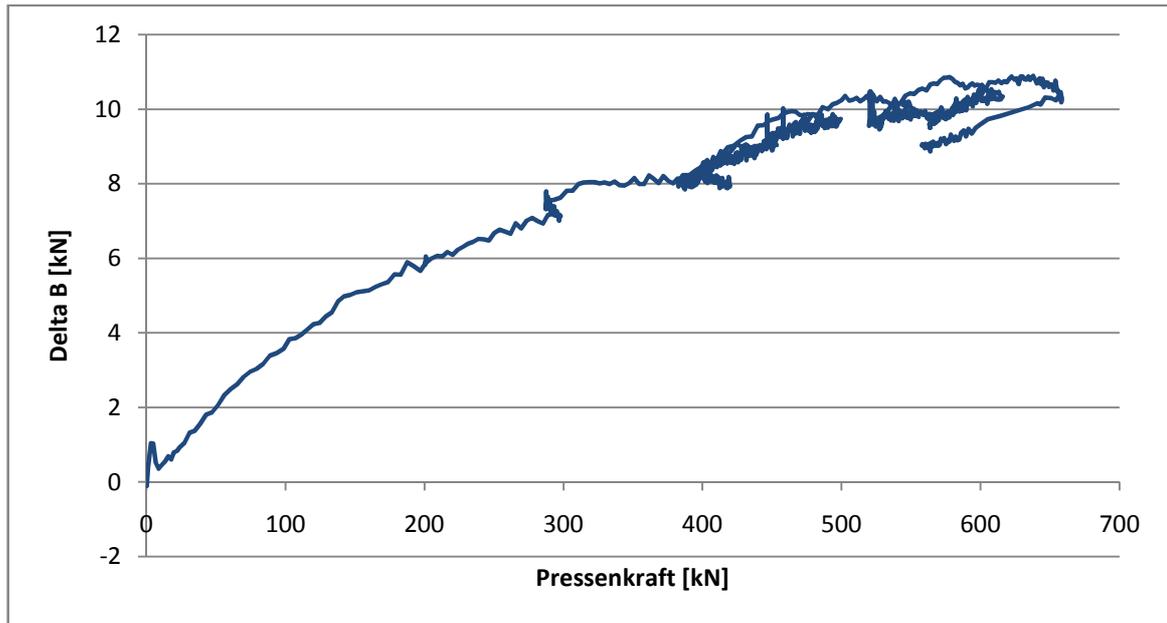


Abbildung 10.16: Verlauf von ΔB über dem Mittelaufleger in Abhängigkeit der Pressenkraft P während des Versuchs

Auflagergrößen infolge des Eigengewichts des Versuchsaufbaus und des Zwangsmomentes:

$$A_{\text{Eigengewicht}} = 23,117 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Eigengewicht}} = 84,615 \text{ kN}$$

$$A_{\text{Zwang}} = -\frac{31}{7,5} = -4,13 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Zwang}} = 8,26 \text{ kN}$$

Somit ergeben sich bei einer Pressenkraft von 658,44 kN folgende Auflagergrößen

$$A_{\text{elast.}} = A_{\text{rechn.}} + A_{\text{Eigengewicht}} + A_{\text{Zwang}}$$

$$A_{\text{elast.}} = 97,44 + 23,117 - 4,13 = 116,43 \text{ kN}$$

$$B_{\text{elast.}} = B_{\text{rechn.}} + B_{\text{Eigengewicht}} + B_{\text{Zwang}}$$

$$B_{\text{elast.}} = 1122 + 84,615 + 8,26 = 1214,8 \text{ kN}$$

$$A_{\text{Versuch}} = A_{\text{gem.}} + A_{\text{Eigengewicht}} + A_{\text{Zwang}}^*$$

$$A_{\text{Versuch}} = 128,065 + 23,117 - 4,13 = 147,05 \text{ kN}$$

$$B_{\text{Versuch}} = B_{\text{gem.}} + B_{\text{Eigengewicht}} - \Delta B + B_{\text{Zwang}}^*$$

$$B_{\text{Versuch}} = 1071,045 + 84,615 - 10,29 + 8,26 = 1153,63 \text{ kN}$$

* auch bei Versuchskörper VK2 sind die resultierenden Auflagerkräfte A_{Zwang} und B_{Zwang} aus dem Zwangsmoment im Versuch nicht mehr enthalten, da vor Versuchsbeginn die Kraftmessdosen auf den Wert „0“ zurückgestellt wurden. Sie müsse daher ebenfalls nachträglich hinzugerechnet werden!

Die folgende Tabelle 10.4 bietet eine Übersicht der nach der Elastizitätstheorie ermittelten und der im Versuch vorhandenen Querkräfte. Die Abbildung 10.17 zeigt den Verlauf der Auflagerkräfte mit fortschreitender Pressenkraft. Auch hier ist die Umlagerung durch die Abweichung der elastischen Auflagerkräfte von denen im Versuch vorhandenen zu erkennen.

Stelle x	Bildungsgesetz	$Q_{el.}$ [kN]	$Q_{gem.}$ [kN]
-7,5m li.	$Q_{-7,5 \text{ li.}} = -g \cdot 0,15$	-1,1*	-1,1*
-7,5m re.	$Q_{-7,5 \text{ re.}} = Q_{-7,5 \text{ li.}} + A$	115,3	145,95
-2,5m li.	$Q_{-2,5 \text{ li.}} = Q_{-7,5 \text{ re.}} - g \cdot 5$	78,7	109,3
-2,5m re.	$Q_{-2,5 \text{ re.}} = Q_{-2,5 \text{ li.}} - F$	-589,1	-558,5
0,0m li.	$Q_{0,0 \text{ li.}} = Q_{-2,5 \text{ re.}} - g \cdot 2,5$	-607,4	-576,8
0,0m re.	$Q_{0,0 \text{ re.}} = Q_{0,0 \text{ re.1}} - B$	607,4	576,8
2,5m li.	$Q_{2,5 \text{ li.}} = Q_{0,0 \text{ re.}} - g \cdot 2,5$	589,1	558,5
2,5m re.	$Q_{2,5 \text{ re.}} = Q_{2,5 \text{ li.}} - F$	78,7	-109,3
7,5m li.	$Q_{7,5 \text{ li.}} = Q_{2,5 \text{ re.}} - g \cdot 5$	-115,3	-145,95
7,5m re.	$Q_{7,5 \text{ re.}} = Q_{7,5 \text{ li.}} + C$	1,1*	1,1*

Tabelle 10.4: Vergleich der elastisch ermittelten Querkräfte und den aus dem Versuch errechneten Werten bei Maximallast P=658 kN

* Der Versuchskörper stand um 0,15m über die Randlager (siehe Abbildung 9.11). Dadurch ergibt sich die Querkraft bei $\pm 7,5\text{m}$ zu $\pm 1,1 \text{ kN}$!

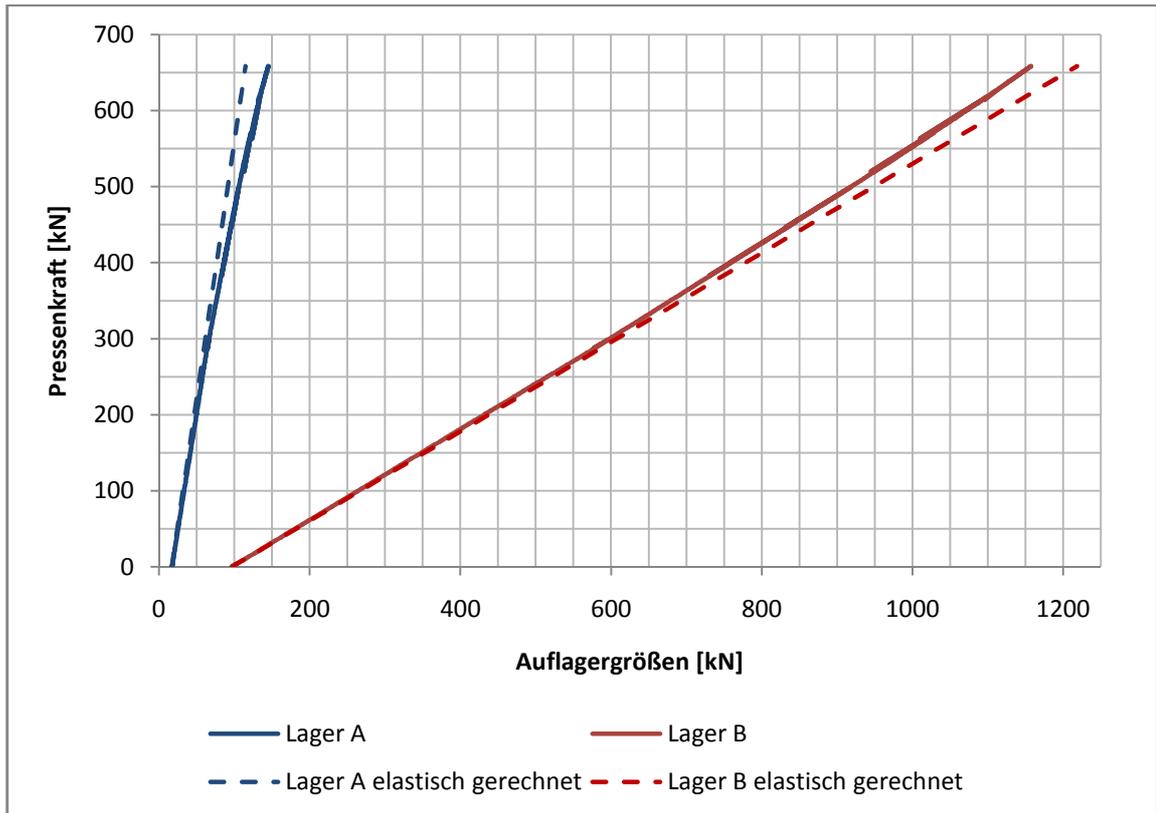


Abbildung 10.17: Vergleich der elastisch gerechneten Lagerreaktion mit den aus dem Versuch ermittelten Werten

Die folgende Abbildung 10.18 zeigt den elastischen und den im Versuch vorhandenen Querkraftverlauf des Versuchskörpers bei der maximalen Pressenkraft $P=658\text{kN}$. Zusätzlich ist der Querkraftwiderstand, der in der Gleichung 8.6 ermittelt wurde eingezeichnet. Der Versuchskörper konnte demnach eine größere Querkraft aufnehmen, als rechnerisch ermittelt wurde.

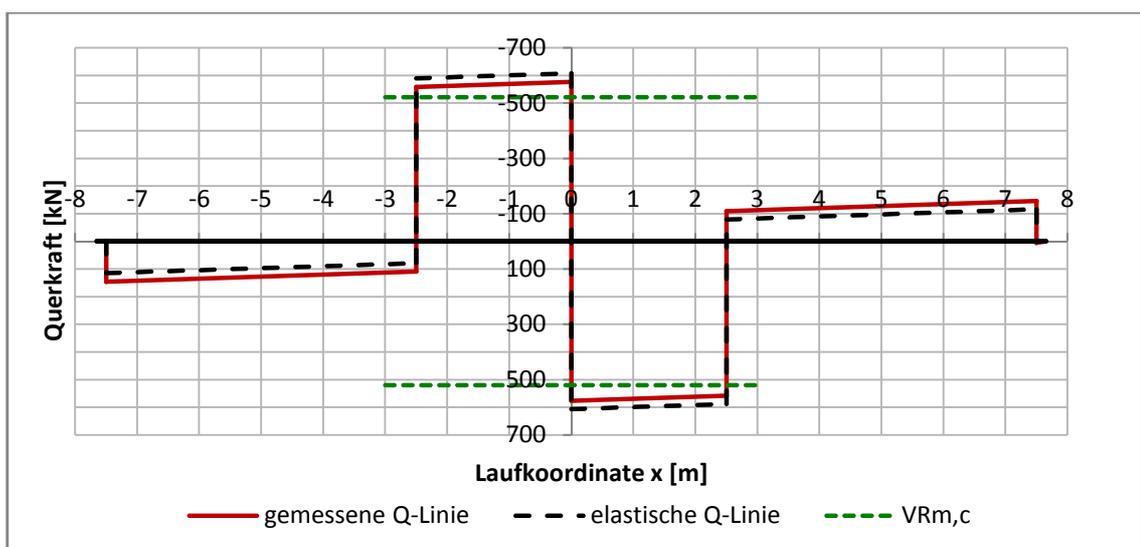


Abbildung 10.18: Vergleich der elastisch gerechneten Querkraftlinie mit der aus dem Versuch ermittelten bei Maximalast 658kN

11 Zusammenfassung der Ergebnisse

Dieses Kapitel bietet einen Überblick über die wesentlichsten Versuchsergebnisse der Probekörper VK1 und VK2.

Der Versuchskörper VK1 wurde einem Kriechersuch unterzogen. Nach 12 Tagen reduzierte sich das zuvor eingeprägte Zwangsmoment von $-75,6 \text{ kNm}$ (22min nach Einprägung des Zwanges ermittelt) auf $-45,5 \text{ kNm}$. Durch den Krieeffekt des Betons erfolgte also ein Abbau des Zwangsmomentes um 40%.

Während der Durchführung des Traglastversuches konnte ein unterschiedliches Rissverhalten zwischen den beiden Versuchskörpern vernommen werden.

Vor Durchführung des Traglastversuches wurde das Zwangsmoment des Versuchskörpers VK1 durch eine erneute Auflageranhebung nochmals um -124 kNm vergrößert. Durch das hohe Zwangsmoment über dem Mittelaufleger ($-169,67 \text{ kNm}$) entwickelten sich bei dem Probekörper VK1 in sehr kleinen Lastabständen drei Risse (Nr.1, Nr.2 und Nr.3) im Mittelauflegerbereich. Für den Feldbereich hatte dieses Zwangsmoment bezüglich des Momentes infolge der Pressenkraft eine positive (entlastende) Wirkung. Deswegen blieb der Feldbereich lange ungerissen. Nachdem die Biegesteifigkeit im Bereich über dem mittleren Lager durch die drei Risse klein gegenüber jener im Feld war, lagerten sich die Schnittgrößen in den Feldbereich um und es entstanden dadurch dort vermehrt Risse.

Beim Versuchskörper 2 entwickelten sich durch das kleinere eingeprägte Zwangsmoment ($-31,0 \text{ kNm}$) über dem Mittelaufleger rascher Risse im Feld, da die entlastende Wirkung aufgrund der kleineren Größe des Zwangsmomentes geringer war. Der erste Riss entstand wieder über dem Mittelauflegerbereich. Bevor jedoch der zweite und dritte Riss im mittleren Auflagerbereich entstand, entwickelten sich schon erste Risse im Feldbereich.

Beide Prüfkörper zeigten an der Zugseite über dem Mittelaufleger in Spanngliedlage Längsrisse, die durch Spaltzugkräfte aus der Verbundwirkung mit dem Hüllrohr resultierten. Diese wären durch Quervorspannung eliminierbar gewesen.

Der erste Prüfkörper versagte durch Zerstörung der Betondruckzone im mittleren Auflagerbereich. Der zweite Versuchskörper versagte ebenfalls zuerst an der Stütze, wobei anschließend, der Lasteinleitungsbereich bei $x = -2,5 \text{ m}$ versagte.

Die Tabelle 11.1 gibt einen Überblick über die errechneten Widerstandsgrößen und die aus dem Versuch ermittelten Werten. Hier ist zu erkennen, dass sowohl der Momentenwiderstand als auch der Querkraftwiderstand im Versuch größer war, als mit den Mittelwerten der Werkstoffkennwerte berechnet wurde. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit konnte der Probekörper VK2 im Versuch ein um 9,8% größeres Stützmoment als der Versuchskörper VK1 aufnehmen.

Ein besonderer Einfluss des Zwangsmomentes und des Krieeffektes auf die Tragfähigkeit des Versuchskörpers VK1 konnte in Anbetracht der nur geringfügig höheren Tragfähigkeit des Probekörpers VK2 nicht vernommen werden. Um hier aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten müsste eine größere Versuchsreihe durchgeführt werden!

M_R	errechnet mit Bemessungswerten (M_{Rd})		468,8	[kNm]
	errechnet mit Mittelwerten (M_{Rm})		672,8	[kNm]
M_E	aus den Versuchsergebnissen	VK1	711,3	[kNm]
		VK2	781,1	[kNm]
V_R	nach EN 1992 1-1 [1] mit Bemessungswerten ($V_{Rm,c}$)		442,1	[kN]
	nach EN 1992 1-1 [1], mit Mittelwerten ($V_{Rm,c}$)		520,6	[kN]
V_E	aus den Versuchsergebnissen	VK1	558,2	[kN]
		VK2	576,8	[kN]

Tabelle 11.1: Vergleich des errechneten Momenten- und Querkraftwiderstandes mit den in den Versuchen erreichten Größen

In Tabelle 11.2 ist eine Zusammenfassung der Maximalkräfte und der maximalen Momente über dem Mittelaufleger und dem Lasteinleitungsbereich im Feld enthalten. Außerdem sind die Maximaldurchbiegungen aufgelistet. Hier können auch Daten über die Rissverteilung und deren Öffnungen abgelesen werden. In der Riss-Statistik ist zu erkennen, dass bei beiden Probekörpern das Feld in positiver x-Richtung etwas weicher war, als das Feld in negativer x-Richtung. Die Definition der Laufkoordinate x kann der Abbildung 9.11 entnommen werden. Dadurch waren im positiven Feld sowohl die Durchbiegungen als auch die Rissöffnungen etwas größer. Das Ausgangszwangsmoment über dem Mittelaufleger hatte zwar einen Einfluss auf die Rissentwicklung, nicht aber auf die Anzahl der entstandenen Risse. Der durchschnittliche Rissabstand war bei beiden Probekörpern ähnlich.

		VK 1	VK 2	
Ausgangszwangsmoment		-169,7	-31,0	[kNm]
Maximalkraft		644,5	658,4	[kN]
Max. Stützmoment		-711,3	-781,1	[kNm]
Max. Feldmoment		661,4	638,0	[kNm]
Max. Durchbiegung im Feld (x neg. / x pos.)		31,91/36,0	36,1*/34,4*	[mm]
Mittel- auflager	Anzahl der Risse	3	3	[-]
	Max. Rissweite	3,5	2,2	[mm]
	Durchschn. Rissweite	2,1	2	[mm]
	Max. Rissabstand	40	40	[cm]
	Durchschn. Rissabstand	35	34,5	[cm]
Feld (x neg. / x.pos.)	Anzahl der Risse	9 / 9	8 / 8	[-]
	Max. Rissweite	1 / 1,5	2,8 / n.a	[mm]
	Durchschn. Rissweite	0,41 / 0,44	0,71 / 0,73 **	[mm]
	Min. Rissabstand	15 / 15	6 / 22	[cm]
	Max. Rissabstand	50 / 50	40 / 40	[cm]
	Durchschn. Rissabstand	33 / 38	32 / 39	[cm]

* ohne Stahlträgerhebung unter dem Mittelaullager

** bei vorletzter Laststufe (P=614kN)

Tabelle 11.2: Überblick der Maximalwerte der Momente, Durchbiegungen und Riss-Statistik bei Maximallast

Beide Versuchskörper zeigten eine ausgeglichene Rissverteilung und ein duktiles Nachbruchverhalten. Die Fähigkeit Schnittgrößen umzulagern zeigten beide Versuchskörper, wobei der Plattenstreifen VK1 im Stande war, mit 37% einen größeren Teil umzulagern als der Körper VK2 mit 23%.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] EN 1991-1-1. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Ausgabe 2005-11-01.
- [2] Veronika Löffler, Diplomarbeit – Großversuche zu vorgespannten Decken mit und ohne Betonstahlbewehrung, TU-Wien, 2004
- [3] European Technical Approval No. ETA-06/0006
- [4] Meteorologisches Institut der BOKU-Wien
<http://www.wau.boku.ac.at/wetter.html>

Anhang A

Ergebnisse der Materialprüfungen

voestalpine

EINEN SCHRITT VORAUS.

BAHNHOFSTRASSE 2
A-8600 BRUCK A. D. MUR
Telefon +43-3862-893-0
Fax +43-3862-893-267

Last - Dehnungs - Diagramm Spannbetonlitze

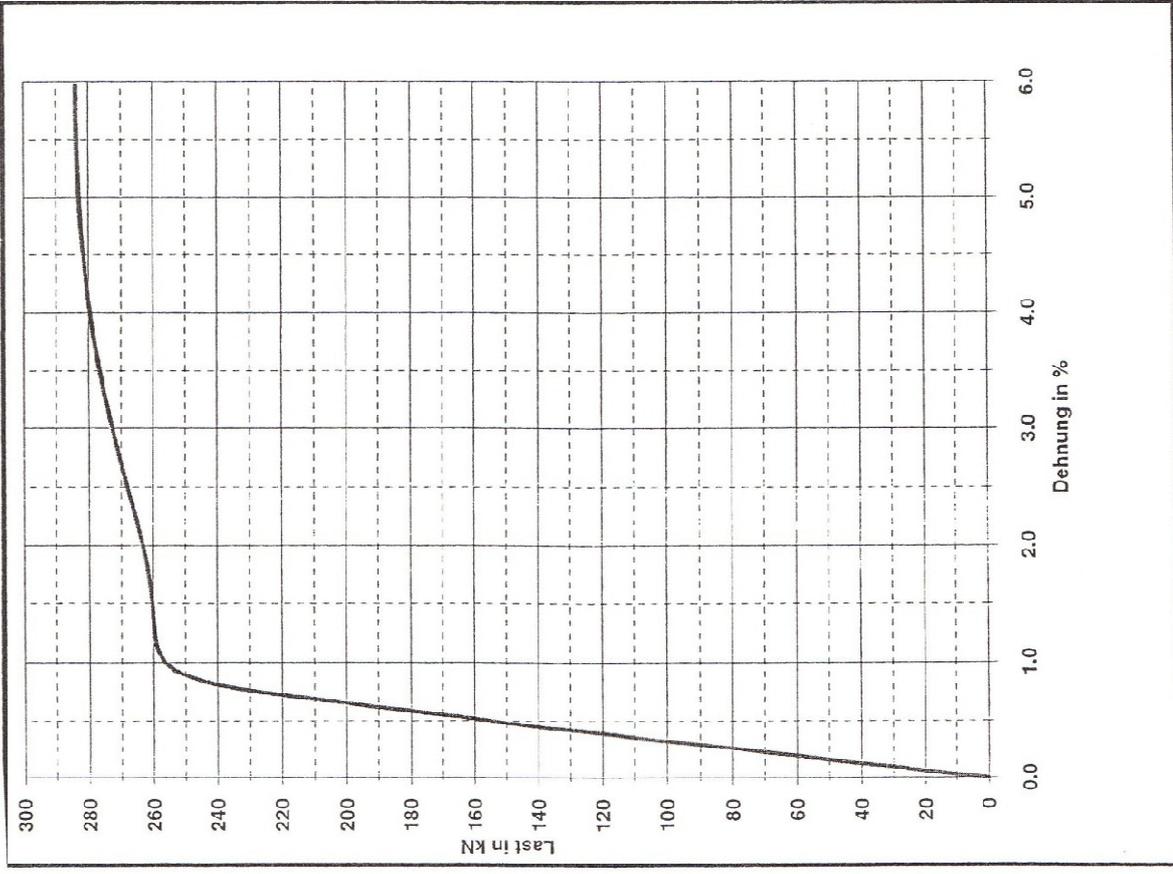
Unsere Auftrags-Nr.:	0760664	Nenn Durchmesser	15,7 mm
Einheit	1	Nenn Querschnitt:	150,0 mm ²
Schmelze Nr.	721540H	Interne Norm:	L1770/A (B4258)

Hochstlast	284,0	kN
Zugfestigkeit	1894	N/mm ²
Dehngrenze 0,2%	1718	N/mm ²
Dehngrenze 0,1%	1687	N/mm ²
Dehngrenze 0,01%	1550	N/mm ²
Dehngrenze 1%	1709	N/mm ²

Last bei 1%	256,4	kN
Last bei 0,2%	257,7	kN
Last bei 0,1%	253,0	kN
Dehnung bei Hochstlast	6,1	%
Bruchdehnung	6,7	%
Bruchdehnung auf 10d		
Gleichmass Dehnung L=10d		
Kontraktion		
Elastizitätsmodul	200,3	kN/mm ²

Durchmesser		
Querschnitt	149,8	mm ²
Metergewicht g/m	1176,3	g/m

Gepueft: KREITH RAIMU Attest Nr.: 121465



Druckfestigkeiten Würfel

Probe Nr.	Gewicht kg	Abmessungen			Volumen	Rohdichte kg/m ³	Bruchlast KN	βd N/mm ²	MW N/mm ²	Prüfdatum
		a	b	h						
1	7,855	15,02	15,00	15,12	3,407	2306	1060	46,7		10.07.2008
2	7,853	15,00	14,99	15,10	3,395	2313	1152	50,9	48,8	10.07.2008
3	7,800	14,99	14,99	15,13	3,400	2294	1108	48,9		10.07.2008
4	7,798	14,95	14,96	15,15	3,388	2301	1128	49,8		21.07.2008
5	7,894	14,98	14,96	15,18	3,402	2321	1040	45,7		21.07.2008
6	7,896	14,95	14,95	15,20	3,397	2324	1137	50,0	46,9	21.07.2008
7	7,856	15,00	15,00	15,22	3,425	2294	1052	46,1		21.07.2008
8	7,834	15,05	15,00	15,31	3,456	2267	1074	46,6		21.07.2008
9	7,870	15,05	15,05	15,33	3,472	2267	994	43,1		21.07.2008
10	7,842	14,95	14,95	15,06	3,366	2330	1222	54,3		23.07.2008
11	7,791	15,00	15,00	15,11	3,400	2292	1180	52,1		23.07.2008
12	7,880	15,00	15,00	15,10	3,398	2319	1227	54,2	49,9	23.07.2008
13	7,822	15,00	15,00	15,22	3,425	2284	1078	47,2		23.07.2008
14	7,810	15,05	15,05	15,15	3,432	2276	1052	46,1		23.07.2008
15	7,781	15,05	15,00	15,10	3,409	2283	1041	45,8		23.07.2008

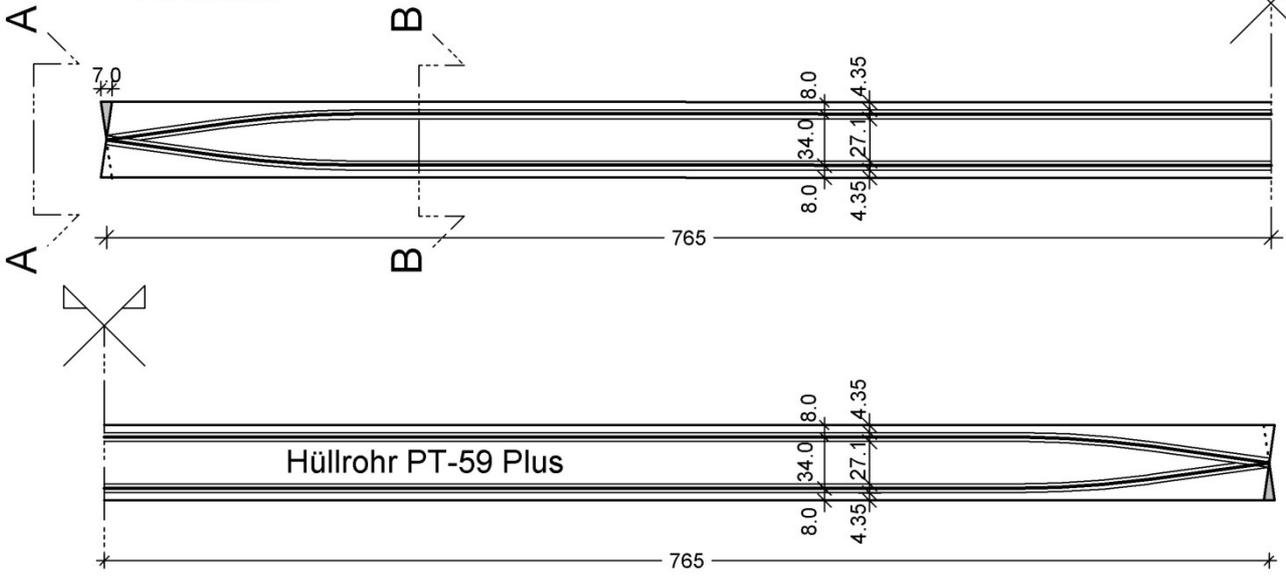
Druckfestigkeiten Verpressgut

Kern Nr.	Gewicht kg	Gewicht UW	Gewicht n. UW		Volumen cm ³	Rohdichte kg/m ³	Bruchlast KN	βd N/mm ²	MW N/mm ²	Prüfdatum
1	1405,4	642,4	1406,2		763,8	1840	254,4	33,1		10.07.2008
2	1394,8	644,1	1394,9		750,8	1858	222,7	28,9	33,1	21.07.2008
3	1459,4	685,7	1459,7		774,0	1886	286,9	37,3		23.07.2008

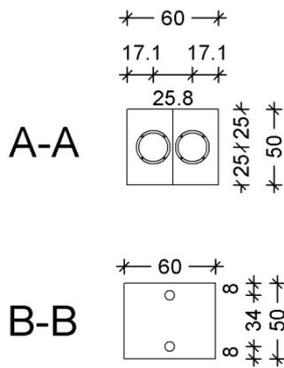
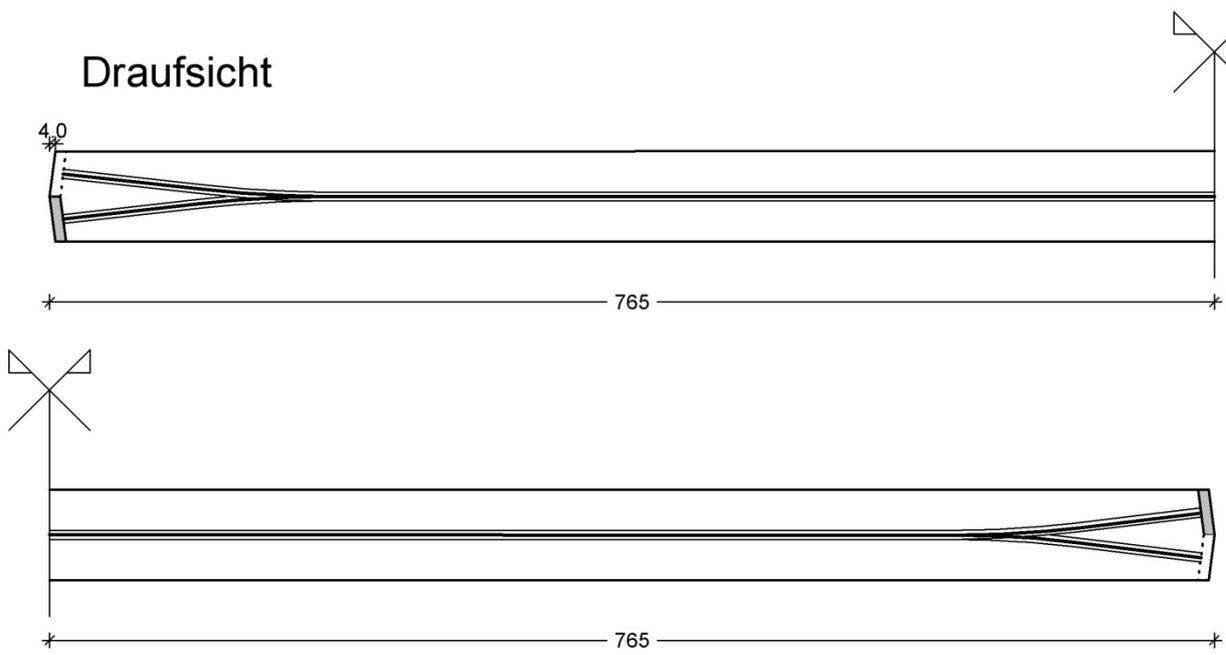
Anhang B

Schalungs- und Bewehrungspläne

Ansicht

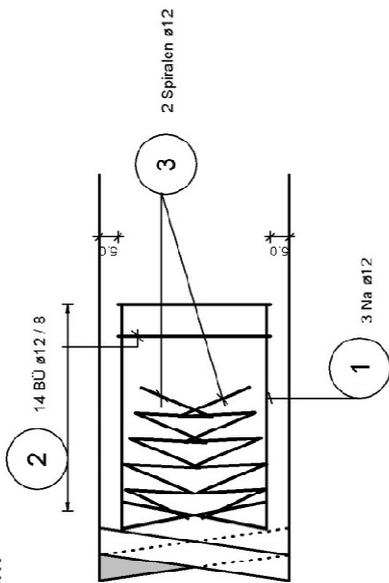


Draufsicht

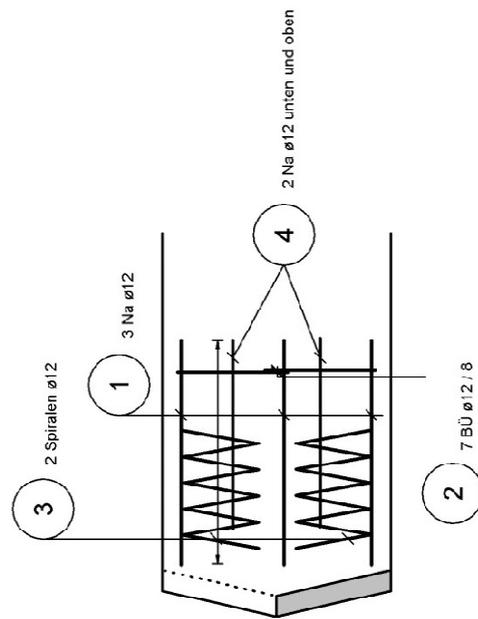


Projekt:		Datum: 01.06.2008	
Vorgespannte Plattenstreifen ohne Betonstahlbewehrung		Bearbeiter: DI. Johannes Berger, Günther Illich	
Planart: Schal- und Kabelplan		Beton: C30/37 Stahl: BST 550	
Plannummer: S1		Betondeckung: 5cm	
Maßstab: 1:50		Spannstahl: ST 1570/1770	

Ansicht



Draufsicht



BIEGELISTE

①		12 Na ø12 ; $g=1,50m$	Summe	18,0m
②		56 BÜ ø12/8 ; $lg=1,6m$		89,6m
③		8 Spiralen ø12 ; $lg=1,8m$ min. 4 Windungen !!		14,4m
④		16 Na ø12 ; $lg=1,10m$		17,6m
				140m = 123kg

Projekt:

Datum: 01.06.2008

Vorgespannte Plattenstreifen
ohne Betonstahlbewehrung

Bearbeiter:
Dl. Johannes Berger,
Günther Illich

Planart: Bewehrungsplan

Beton: C30/37 Stahl: BST 550

Plannummer: B1

Betondeckung: 5cm

Maßstab: 1:20

Spannstahl: ST 1570/1770

Anhang C

Spannprotokolle



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

VSL SPANNPROTOKOLL

Spannfolge Nr.: 1 | 2

Baustelle: Versuchskörpervorspannung TU Wien
 Bauabschnitt: VK 1 Schwindvorspannung
 Kabel Nr.: L1 / R1
 Länge: 15,29 / 15,29 m

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

E-Modul: rechn.: 201,2 kN/mm² Tatsächl.: 201,2 kN/mm² Faktor: 1,0000
 Bettung: B = 6mm Tatsächl.: 201,2 kN/mm² Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	L1		25			75						Δ100bar≅ 22 mm ohne Ü-Stuhl
			50			150						
				70			210					
				100			300					
			S	140			420				30,4	
	R1		25			75						Δ100bar≅ 22 mm ohne Ü-Stuhl
			50			150						
				70			210					
				100			300					
			S	140			420				30,4	

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

Gespannt:

Geprüft:

Auftraggeber:



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

VSL SPANNPROTOKOLL

Spannfolge Nr.: 3 | 4

Baustelle: Versuchskörpervorspannung TU Wien 7 Litzen F 150 Kabel: _____ kN
 Bauabschnitt: VK 2 Schwindvorspannung Stahl St 1570/1770 Lg
 Kabel Nr.: L2 / R2 Stahlfläche Fe = 1050 mm²
 Länge: 15,29 / 15,29 m Kolbenfläche Fk = 309,4 cm²

E-Modul: rechn.: 201,2 kN/mm² Tatsächl.: 201,2 kN/mm² Faktor: 1,0000
 Bettung: B = 6mm Tatsächl.: 201,2 kN/mm² Faktor: 1,0000

Datum	Kabel Nummer	Gang	SPANNKRAFT				DEHNWEG				Bemerkungen	
			Manom. [bar]	Verlust [bar]	4-5 [bar]	Kraft [kN]	Wert [mm]	Teil [mm]	Ist [mm]	Soll [mm]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	L2		25			75						Δ100bar≈ 22 mm ohne Ü-Stuhl
			50			150						
				70			210					
				100			300					
			S	140			420				30,4 - 6	Klemmen - 6 Betten lassen
	R2		25			75						Δ100bar≈ 22 mm ohne Ü-Stuhl
			50			150						
				70			210					
				100			300					
			S	140			420				30,4 - 6	Klemmen - 6 Betten lassen

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

Gespannt:

Geprüft:

Auftraggeber:

