

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



## DIPLOMARBEIT Master Thesis

### **Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen Großversuch zum Torsionswirkungsverhalten**

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

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

unter der Mitarbeit von  
Dipl.-Ing. David Wimmer

E212  
Institut für Tragkonstruktionen

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Thomas Lampl  
0526548  
Wr. Neustädterstrasse 62/16  
2542 Kottlingbrunn

Wien, im September 2012

## **Danksagung**

Ich möchte mich bei all denjenigen bedanken, die mir bei der Erstellung meiner Diplomarbeit geholfen haben. Besonders bedanken möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Betonbauinstitutes der TU Wien für die zahlreiche Unterstützung während meiner Diplomarbeit und bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kolleger für die Einladung zur Mitwirkung an diesem Projekt und der guten Betreuung während des Projekts. Auf Grund meiner beruflichen Tätigkeit neben dem Studium war ich in meiner Zeiteinteilung nicht so flexibel wie andere Studenten. Auf diese Tatsache wurde jedoch immer Rücksicht genommen, so dass ich ohne Problem an meiner Diplomarbeit arbeiten konnte. Besonders unterstützt wurde ich dabei von meinem Betreuer Herrn Univ. Ass. Dipl. Ing. David Wimmer. Er nahm sich immer wieder Zeit für meine Fragen und in zahlreichen Diskussionen konnten damit alle Aufgaben gelöst werden.

Damit es jedoch überhaupt zu diesem Abschluss kommen konnte, brauchte ich während des Studiums die Unterstützung meiner Familie und meiner Dienstgeber. Dabei ist das Zivilingenieurbüro gmeiner | haferl hervorzuheben, dass mir den Beginn meines Studiums neben der beruflichen Tätigkeit überhaupt erst ermöglichte. Ein besonderer Dank gehört meiner Freundin Astrid, die mich immer wieder, auch in schwierigen Stunden meines Studiums, unterstützte und in dieser Zeit sehr oft Rücksicht auf mich nehmen musste. Auch auf die Unterstützung unserer Eltern konnte ich mich in dieser langen Zeit immer verlassen.

Diese Diplomarbeit ist der Abschluss meines Studiums und damit das Ende einer anstrengenden aber sehr interessanten Zeit an der TU Wien. Die Mühe hat sich jedoch rentiert und es hat mir gezeigt, dass mit der Unterstützung meiner Familie große Ziele für mich erreichbar sind.

## **Kurzfassung**

Das Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau beschäftigt sich schon seit Jahren mit dünnwandigen Betonfertigteilen. Ziel dabei ist es, einen wirtschaftlichen Ersatz für Ortbeton- und Stahltragwerke im Brückenbau zu finden. Im Zuge der Entwicklung des Brückenklappverfahrens wurden diese dünnwandigen Betonfertigteile bereits bei Großversuchen in Gars am Kamp eingesetzt und getestet.

Der Einsatz von Betonfertigteilen im Brückenbau bringt einige Vorteile mit sich. Die Produktion der Fertigteile erfolgt im Werk, wodurch eine sehr hohe und immer gleichbleibende Betonqualität erreicht wird. Es wird dabei auch eine wesentlich bessere Oberflächenqualität in Verbindung mit einer hohen Fertigungsgenauigkeit erreicht. Auf Grund des Wegfalls der Schalung und des Lehrgerüsts auf der Baustelle kann die Bauzeit auf der Baustelle wesentlich verringert werden. Besonders bemerkbar machen sich dabei die kürzeren Fahrbahn- bzw. Gleissperren, die nur beim Einheben der Fertigteile benötigt werden.

Damit die dünnwandigen Betonfertigteile auch bei großen Spannweiten eingesetzt werden können, müssen mehrere Fertigteile aneinander gereiht werden. Die Größe der einzelnen Fertigteile ist dabei von den Transportmöglichkeiten zur Baustelle abhängig. Für das Einheben werden mehrere dünnwandige Betonfertigteile mit Hilfe einer Vorspannung zu einem Einfeldträger zusammengefügt. Danach werden die Fertigteile mit Ortbeton verfüllt und eventuell weiter vorgespannt.

Eine jede Brücke wird durch Wind und Verkehr einer Torsionsbeanspruchung ausgesetzt. Daher ist es notwendig den vorgespannten Einfeldträger aus dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton auf sein Torsionstragverhalten zu überprüfen. Dazu wird der Einfeldträger so vorgespannt, dass die Biegespannungen aus Eigengewicht des Betonfertigteiles und des Ortbetons durch die Vorspannung komplett kompensiert werden. Der Versuchsträger weist somit nach der Herstellung nur in Längsrichtung Druckspannungen auf und kann dann unter „reiner“ Torsionsbeanspruchung getestet werden. Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Theorie der Torsionstragfähigkeit im Zustand I und II, sowie mit der Auswertung der Versuchsergebnisse. Dabei soll festgestellt werden ob sich der Einfeldträger im Zustand I wie in der Elastizitätstheorie beschrieben verhält. Im Zustand II wird die Berechnung laut Eurocode 2 [1] mit den gemessenen Ergebnissen verglichen. Zusätzlich wird eine ausgiebige Recherche über Versuche mit Stahlbeton- und Spannbetonträgern unter „reiner“ Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Dabei wird besonders darauf geachtet wie der Versuchsaufbau für die Belastung „reine“ Torsion ausgeführt wird und welche Ergebnisse bezüglich der Torsionstragfähigkeit dabei erreicht werden.

## **Abstract**

The Research Center of Structural Concrete at the Institute of Structural Engineering has been working on thin-walled precast concrete parts for many years. The objective is to find an efficient replacement for in-situ concrete and steel trusses in bridge construction. In the course of developing the balanced lift method, thin-walled precast concrete parts have already been deployed in large-scale tests conducted in Gars am Kamp.

The use of precast concrete parts in bridge construction has several advantages. The precast parts are made at the production plant, which ensures excellent and consistent concrete quality. At the same time, this method warrants considerably higher surface quality in combination with high manufacturing accuracy. As no formwork and scaffolding is required on the construction site, time for construction can be substantially reduced. The shorter route and track closure periods are particularly noteworthy. This method requires only a brief interruption to lift in the precast parts.

To be able to use the thin-walled precast concrete parts for large spans as well, several precast parts need to be aligned next to each other. The size of the individual precast parts depends on the capacities available to transport them to the construction site. To lift them into place, several thin-walled precast concrete parts are joined to form a single span member by means of prestressing. The precast parts are then filled with in-situ concrete and, if need be, further prestressed.

Every bridge is exposed to a torsional load exerted by the wind and traffic. Therefore, the prestressed single span member made of thin-walled precast concrete parts that are filled with concrete must be tested for its torsional bearing capacity. To do this, the single span member is prestressed in such a manner as to ensure that the stress resulting from the concrete parts and the dead weight of the in-situ concrete are completely compensated by the prestressing. As a result, the test member is stress-free after production and can be tested under a "pure" torsional load. This diploma thesis examines the theory of torsional bearing capacity in states I and II and analyses the test results. The aim is to determine whether in state I the single span member behaves as described in the elasticity theory. In state II, the calculation according to Eurocode 2 [1] is compared with the measured results. In addition, extensive research is conducted on tests with reinforced concrete beams and prestressed concrete beams when exposed to a "pure" torsional load. In the process, special attention is given to determining how the test for the "pure" torsional load is carried out and what results can be achieved in relation to torsional bearing capacity.

# Inhaltsverzeichnis

<b>I</b>	<b>Allgemeines</b> .....	<b>1</b>
1	Einleitung.....	1
2	Theorie Biegung.....	2
2.1	Grundlagen.....	2
2.2	Biegetragverhalten eines Stahlbetonbalkens im Zustand I.....	3
2.3	Biegetragverhalten eines Stahlbetonbalkens im Zustand II.....	3
3	Theorie Vorspannung.....	5
3.1	Grundlagen.....	5
3.2	Spannkraftverluste.....	7
4	Theorie Torsion.....	10
4.1	Grundlagen.....	10
4.2	Torsion bei Stahlbetonbauteilen.....	11
4.3	Torsion im Zustand I.....	11
4.4	Torsion im Zustand II.....	13
4.5	Nachweisverfahren nach Eurocode 2 [1].....	15
<b>II</b>	<b>Recherche</b> .....	<b>17</b>
5	Zur Rissbildung von Stahlbetonträgern unter reiner Torsionsbeanspruchung von S.-K. Park aus Seoul, Korea.....	17
5.1	Einleitung.....	17
5.2	Arten der Probekörper.....	17
5.3	Versuchsdurchführung.....	18
5.4	Auswertung der Versuchsergebnisse.....	20
5.5	Zusammenfassung.....	22
6	Torsionsversuche an Stahlbetonbalken von F. Leonhardt und G. Schelling; Universität Stuttgart.....	23
6.1	Einleitung.....	23
6.2	Versuchsdurchführung.....	23
6.3	Ergebnisse zur Rissbildung.....	24
6.4	Bruchmomente.....	27
6.5	Zusammenfassung.....	29
7	Torsionsversuche an Stahlbetonbalken von P. Lampert und B. Thürlimann; Technische Hochschule Zürich.....	30
7.1	Einleitung.....	30
7.2	Versuchsbalken.....	30
7.3	Versuchsdurchführung.....	30
7.4	Bruchmomente der Versuchsträger.....	33
7.5	Tragverhalten der Versuchsträger.....	34
7.6	Schiebungsbruch.....	38
7.7	Zusammenfassung.....	39
8	Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken von P. Lampert, P. Lüchinger und B. Thürlimann; Technische Hochschule Zürich.....	40
8.1	Einleitung.....	40
8.2	Bruchmomente der Versuchsträger.....	40
8.3	Tragverhalten der Versuchsträger.....	41
8.4	Zusammenfassung.....	45
9	Experimentelle Versuche an Stahlbetonbalken aus normalen und hochfestem Beton von L. J. Rasmussen und G. Baker; ACI Journal.....	46
9.1	Einleitung.....	46

9.2	Versuchsträger .....	46
9.3	Versuchsdurchführung .....	47
9.4	Versuchsergebnisse .....	47
9.5	Zusammenfassung .....	49
<b>10</b>	<b>Untersuchungen über das Torsionsverhalten von Stahlbetonbalken aus normalem und hochfestem Beton von I.-K. Fang und J.-K. Shiau; ACI Journal .....</b>	<b>50</b>
10.1	Einleitung .....	50
10.2	Versuchsbalken .....	50
10.3	Versuchsdurchführung .....	51
10.4	Versuchsergebnisse .....	52
10.5	Zusammenfassung .....	54
<b>11</b>	<b>Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern von F. Leonhardt, R. Walther und O. Vogler; Universität Stuttgart .....</b>	<b>55</b>
11.1	Einleitung .....	55
11.2	Beschreibung der Versuche .....	55
11.3	Durchführung der Versuche .....	57
11.4	Riss- und Bruchlasten .....	58
11.5	Risse in der Bodenplatte .....	58
11.6	Risse in den Stegen .....	60
11.7	Zusammenfassung .....	62
<b>III</b>	<b>Torsionsversuch .....</b>	<b>63</b>
<b>12</b>	<b>Versuchsaufbau .....</b>	<b>63</b>
12.1	Versuchsträger .....	63
12.2	Versuchsdurchführung .....	66
<b>13</b>	<b>Die theoretische Berechnung .....</b>	<b>70</b>
13.1	Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand I .....	70
13.2	Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand II .....	76
<b>14</b>	<b>Auswertung der Messergebnisse .....</b>	<b>80</b>
14.1	Auswertung der Kraftmessdosen .....	80
14.2	Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche .....	82
14.3	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 903 kNm Torsionsmoment .....	89
14.4	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.075 kNm Torsionsmoment .....	90
14.5	Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.290 kNm Torsionsmoment .....	95
14.6	Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Bügelbewehrung .....	97
14.7	Auswertung der Wegaufnehmer .....	99
<b>15</b>	<b>Fazit .....</b>	<b>103</b>
<b>IV</b>	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>104</b>
<b>V</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>107</b>

# I Allgemeines

## 1 Einleitung

Um die Tragfähigkeit der dünnwandigen Betonfertigteile, die bereits mehrfach bei Großversuchen für das Brückenklappverfahren eingesetzt worden sind, unter verschiedenen Belastungen exakt bestimmen zu können, entschied sich das Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau weitere Versuche mit Einfeldträgern aus dünnwandigen Betonfertigteilen durchzuführen. Unter anderem wurde dazu bereits im Jahr 2010 ein 30,02 m langer Einfeldträger aus Stahlbeton-U-Fertigteilen hergestellt. Der Querschnitt des Einfeldträgers hat eine Breite von 0,70 m und eine Höhe von 1,44 m. Bei der Herstellung des Einfeldträgers wurden die Stahlbeton-U-Fertigteile mit Ortbeton ausgefüllt und so vorgespannt, dass nach der Fertigstellung praktisch keine Biegespannungen in dem Einfeldträger vorhanden waren. In den Stahlbeton-U-Fertigteilen wurde nur eine reine Biegebewehrung angeordnet.

Dieser Einfeldträger sollte im Jahr 2011 bei einem Versuch mit „reiner“ Torsionsbelastung bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit belastet werden. Um eine genau Aussage über die Tragfähigkeit im Zustand I und II zu bekommen, wurde in einer Trägerhälfte im Ortbeton noch zusätzlich eine Torsionsbewehrung angeordnet. Dieser Versuch musste jedoch auf Grund zu geringer Belastung ohne Ergebnisse abgebrochen werden.

Im Zuge dieser Diplomarbeit wird der Versuchsaufbau modifiziert, damit eine größere Belastung aufgebracht werden kann und ein Vergleich über die berechnete und gemessene Torsionstragfähigkeit im Zustand I und II möglich wird. Zusätzlich wird eine ausführliche Recherche über Versuche mit Stahlbeton- und Spannbetonträgern unter „reiner“ Torsionsbeanspruchung durchgeführt.

In der Abbildung 1 ist das Versuchsgelände in Gars am Kamp mit dem Versuchsträger und der Klappbrücke im Hintergrund zu erkennen.



Abbildung 1: Versuchsgelände Gars am Kamp

## 2 Theorie Biegung

### 2.1 Grundlagen

Als Biegung bezeichnet man die mechanische Veränderung der Geometrie eines Bauteils unter Belastung. Bei der Beschreibung der Geometrieänderung handelt es sich um ein 3-dimensionales Problem, für das nur sehr schwer eine exakte Lösung zu finden ist. Daher versucht man bei Balken durch Dimensionsreduktion das 3-dimensionale Problem durch eine 1-dimensionale Theorie anzunähern. Dabei lässt sich unter Verwendung von kinematischen Gesetzmäßigkeiten der Deformations- und Spannungszustand in jedem Punkt des Bauteils durch Bestimmung der Biegeverformung der Mittellinie bestimmen. Bis heute haben sich unzählige Wissenschaftler mit dem Biegeproblem beschäftigt und es wurden mehrere 1-dimensionale Biegetheorien entwickelt. Die bekannteste 1-dimensionale Biegetheorie ist der Bernoulli-Balken. Diese Theorie darf aber nur dann angewendet werden, wenn folgende Annahmen erfüllt sind:

- Der Balken ist schlank. Das heißt die Länge ist viel größer als die Querschnittsabmessungen.
- Die Balkendicke ändert sich über die Länge nicht.
- Balkenquerschnitte, die vor der Deformation senkrecht auf die Balkenachse standen (Abbildung 2), stehen auch nach der Deformation senkrecht auf die verformte Balkenachse (Abbildung 3).
- Die Querschnitte bleiben während der Deformation eben (Abbildung 3).
- Schubdeformationen infolge Querkraft werden vernachlässigt.
- Der Balken besteht aus einem elastischen Werkstoff.

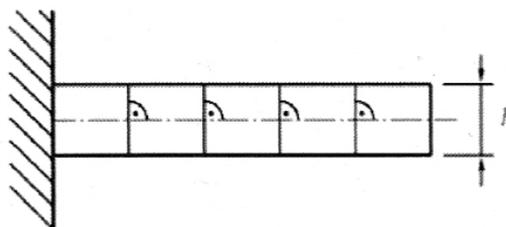


Abbildung 2: unverformter Balken [2]

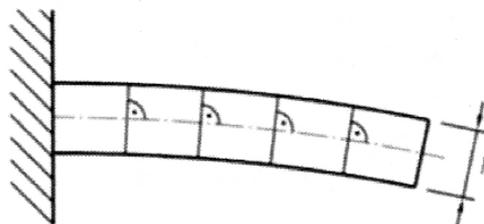


Abbildung 3: verformter Balken [2]

Diese Annahmen sind bei nahezu allen Betonbauteilen im Hoch- und Brückenbau erfüllt. Daher ist die Theorie nach Jakob I. Bernoulli bei Stahlbetonbalken anwendbar. In der Abbildung 4 ist der lineare Spannungsverlauf auf Basis der Theorie nach Bernoulli dargestellt.

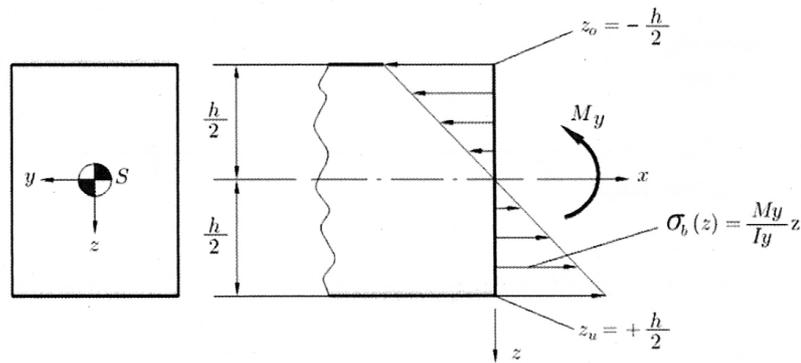


Abbildung 4: Spannungsverteilung eines geraden Biegebalkens [2]

## 2.2 Biegetragverhalten eines Stahlbetonbalkens im Zustand I

Im ungerissenen Zustand I sind die Dehnungen von Stahl und den benachbarten Betonfasern gleich und der Beton wirkt auf Zug mit. In der Grenzfläche zwischen Bewehrung und Beton wird keine Verbundspannung hervorgerufen. Daher setzt sich die Steifigkeit im Zustand I aus der Steifigkeit des Betons und der Bewehrung zusammen. Auf Grund des geringen Flächenanteils der Bewehrung am Gesamtquerschnitt ist die Steifigkeit jedoch hauptsächlich vom E-Modul des Betons, also von der Betonfestigkeitsklasse, abhängig. Die Aufteilung der Kräfte auf Beton und Bewehrung erfolgt mit Hilfe der ideellen Querschnittswerte. Dabei wird die Stahlfläche durch eine  $\alpha_s$ -fache Betonfläche, die sich aus dem Verhältnis der E-Module der beiden Materialien Beton und Stahl ergibt, ersetzt. Der Dehnungs- und Spannungsverlauf im Zustand I ist in der Abbildung 5 dargestellt.

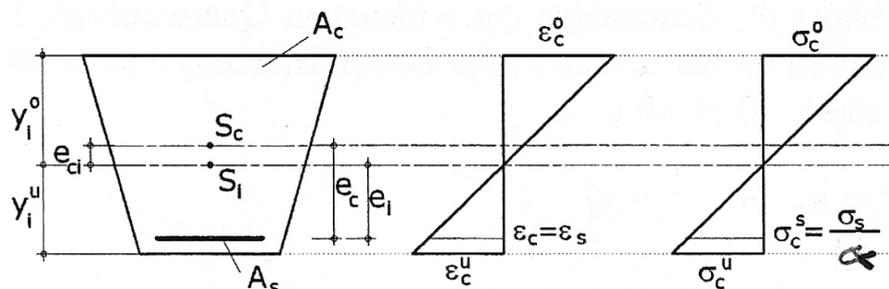


Abbildung 5: Berechnung der Spannungen im Zustand I [3]

## 2.3 Biegetragverhalten eines Stahlbetonbalkens im Zustand II

Beim Übergang in den Zustand II wird die Zugfestigkeit des Betons lokal überschritten, wodurch ein Riss entsteht und die gesamte Zugkraft im Bereich des Risses auf die Bewehrung übertragen wird. Dadurch kommt es zu unterschiedlichen Dehnungen im Beton und der Bewehrung und damit zu Verbundspannungen. Durch diese Verbundspannungen wird die Zugkraft wieder so lange in den Beton eingeleitet bis die Betonzugfestigkeit wieder überschritten wird und ein neuer Riss entsteht. Das geht so lange weiter bis an keiner Stelle des Stabes mehr die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Im Zustand II wird die gesamte Zugkraft der Bewehrung zugeordnet und aus Gleichgewichtsgründen bildet sich im Beton eine Druckzone mit der Druckzonenhöhe  $x$  (Abbildung 6). Diese Druckzonenhöhe ist nur von dem Bewehrungsgrad, dem E-Modul von Beton und Stahl und der statischen Nutzhöhe  $d$  abhängig. Die Steifigkeit des Trägers wird damit aus der Druckzone im Beton und der Zugzone des Stahls zusammengesetzt und nimmt somit im Zustand II schlagartig ab. Da der Träger jedoch nicht auf der

gesamten Länge reißt, sondern in gewissermaßen geregelten Abständen, kommt es zu einer Verbesserung der Steifigkeit durch Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Abbildung 7). Diese Zugversteifung wird als „Tension Stiffening“ bezeichnet.

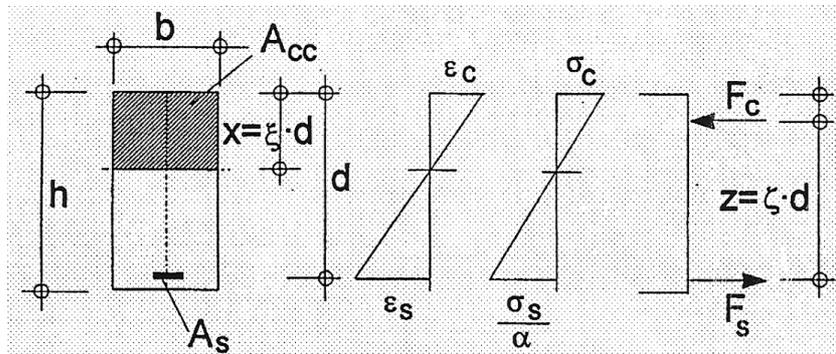


Abbildung 6: Berechnungen der Spannungen für einen Rechteckquerschnitt im Zustand II [3]

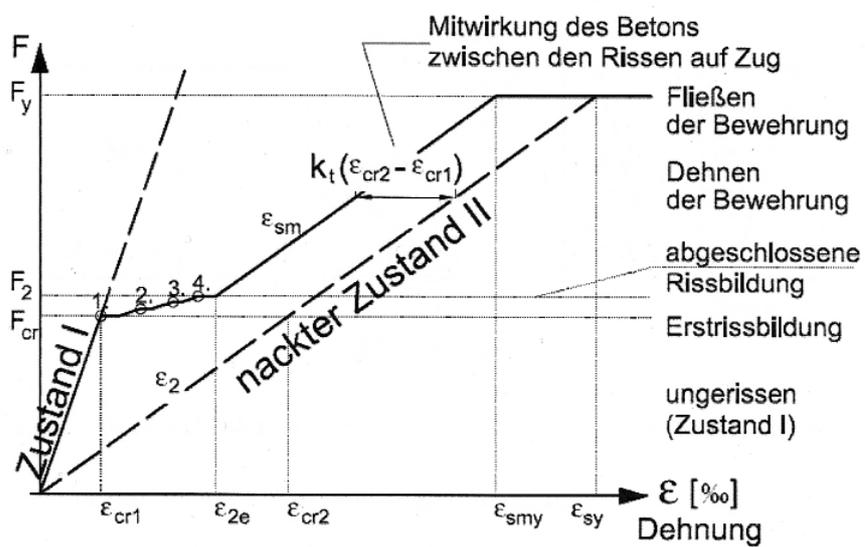


Abbildung 7: Kraft - Dehnungsdiagramm Stahlbeton [3]

### 3 Theorie Vorspannung

#### 3.1 Grundlagen

Das Prinzip der Vorspannung beruht darauf, die Spannungen die aus äußeren Einwirkungen entstehen mit entgegengesetzten durch Vorspannung verursachten Spannungen zu überlagern. Dadurch soll der Spannungszustand in einem Tragwerk unter Gebrauchslast so verändert werden, dass im Beton keine Risse oder nur solche mit geringer Rissbreite auftreten. Die Vorspannung bewirkt somit, neben der Möglichkeit große Spannweiten zu erreichen, vor allem die Gebrauchstauglichkeit im Vergleich zu Stahlbetontragwerken zu verbessern. Keine Unterschiede zwischen vorgespannten und nicht vorgespannten Tragwerken sind hingegen in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit festzustellen.

Durch die Eintragung von Druckspannungen in die Zugzone werden Risse weitgehend vermieden und die Bewehrung vor Korrosion besser geschützt. Der bessere Schutz ergibt sich auch dadurch, dass Risse die bei hohen Lasten entstehen sich nach dem Entfernen der Belastung wieder fast vollständig schließen. Auf Grund der geringen Anzahl von Rissen haben vorgespannte Konstruktionen ein wesentlich besseres Verformungsverhalten als schlaff bewehrte Tragwerke. Beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II von Stahlbetonkonstruktionen kommt es wegen der Rissbildung zu einem massiven Abfall der Steifigkeit und damit zu einem raschen Anstieg der Verformungen. Konstruktionen aus Spannbeton sind hingegen bei gleichen Querschnittsabmessungen wesentlich steifer und können somit schlanker ausgeführt werden.

Für die Spannungsberechnung werden die jeweiligen Spannungszustände mit den ideellen Querschnittskennwerten getrennt voneinander berechnet und anschließend für den Gesamtspannungszustand überlagert wie in Abbildung 8 zu erkennen ist.

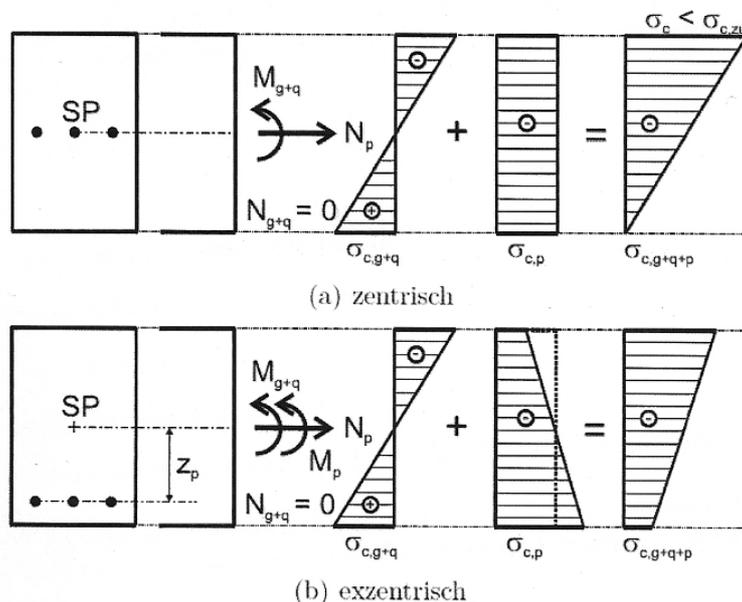


Abbildung 8: Spannungsverteilung (a) zentrisch (b) exzentrische Vorspannung [4]

Bei der Vorspannung werden drei grundsätzliche Arten unterschieden:

- Vorspannung mit sofortigem Verbund
- Vorspannung mit nachträglichem Verbund
- Vorspannung ohne Verbund (intern oder extern)

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund werden die Spanndrähte oder Spannritzen von einem festen Widerlager aus mit einer hydraulischen Presse vor dem Betonieren angespannt. Nach der Herstellung des Balkens wird die Verankerung gelöst und die Spannkraft über eine kurze Eintragungslänge an den Bauteilenden über Verbund auf den Betonquerschnitt übertragen (Abbildung 9). Der Korrosionsschutz der Spannstähle und Spannritzen ist durch den Beton gegeben. Auf Grund der erforderlichen Einrichtungen ist diese Art der Vorspannung auf Fertigteilwerke und dort wiederum auf Serienprodukte beschränkt.

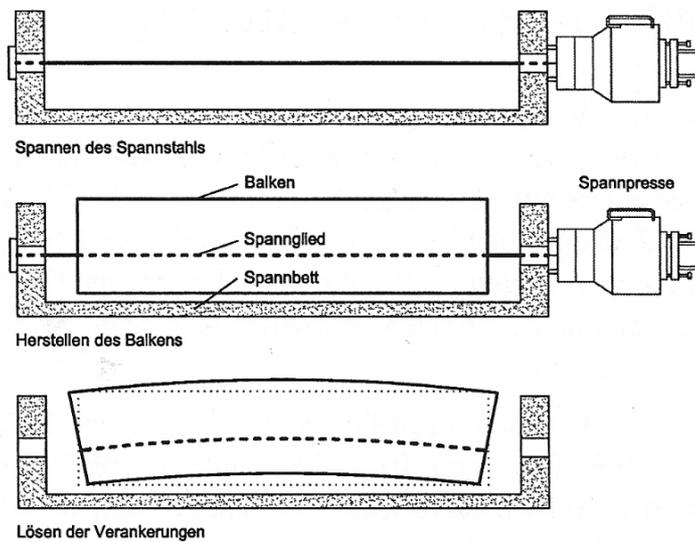


Abbildung 9: Vorspannung mit sofortigem Verbund – Spannbettvorspannung [3]

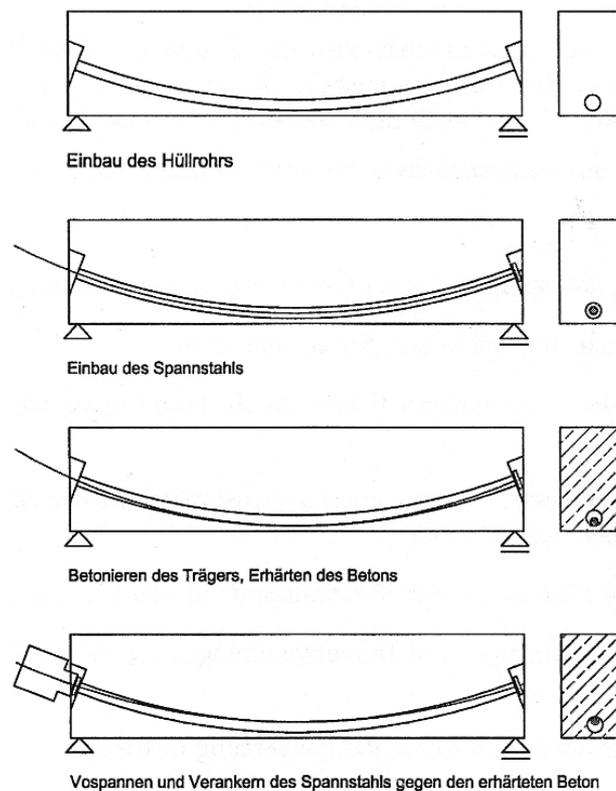


Abbildung 10: Vorspannung mit nachträglichem Verbund [3]

Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden Spannglieder in Hüllrohren in die planmäßige Lage innerhalb der Schalung eingebaut. Danach wird der Träger betoniert und die Vorspannkraft nach dem Erreichen einer vorgeschriebenen Mindestfestigkeit des Betons mit Hilfe einer hydraulischen Presse, die sich gegen die Stirnfläche abstützt, eingetragen (Abbildung 10). Wenn der Pressendruck abgelassen wird, verkeilen sich die Klemmen automatisch in den konischen Bohrungen der Ankerbüchsen [3]. Für den nachträglichen Verbund und den Korrosionsschutz der Spannglieder wird danach ein Injektionsmörtel in die Hüllrohre eingepresst.

Bei der Vorspannung ohne Verbund verzichtet man auf das Einpressen des Injektionsmörtels in die Hüllrohre. Daher müssen die Spannglieder bereits mit einem werksmäßigen Korrosionsschutz versehen werden, der in der Regel aus Korrosionsschutzfett und einem PE-Mantel besteht. Werden darauf ausgerichtete Verankerungen verwendet, können die Spannglieder nachgespannt und sogar ausgetauscht werden. Bei einer externen Anordnung der Vorspannung (Abbildung 11) muss man auf den Schutz vor Vandalismus achten.

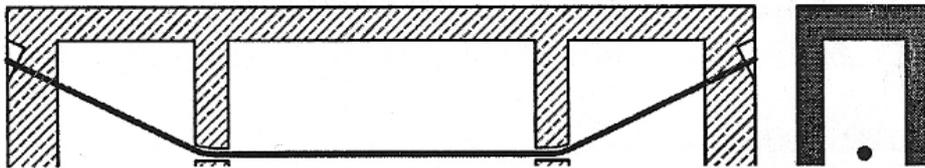


Abbildung 11: externen Vorspannung [3]

### 3.2 Spannkraftverluste

Die abgelesene Kraft an der Spannpresse während des Spannvorganges entspricht durch Spannkraftverluste nicht der vorhandenen Spannkraft in einem beliebigen Querschnitt des Bauteils zu einem beliebigen Zeitpunkt. Die Spannkraftverluste treten sofort ( $t=0$ ) und im Laufe der Zeit ( $0 < t < \infty$ ) auf. Die sofortigen Verluste treten während des Spannvorganges und beim Verankern und Übertragen der Spannkraft auf das Bauteil auf. Die zeitabhängigen Verluste werden durch das zeitabhängige Verhalten des Betons hervorgerufen.

Bei einer Vorspannung mit nachträglichem Verbund, wie bei dem untersuchten Träger im Zuge dieser Diplomarbeit, treten folgende sofortige Spannkraftverluste auf:

- Reibungsverluste
- Verluste infolge Keileinzug

Beim Reibungsverlust geht ein Teil der Vorspannkraft entlang des Spanngliedes durch Reibung zwischen dem Spannglied und der Hüllrohrwand verloren (Abbildung 12). Die Reibung entsteht durch das Vorspannen gegen den erhärteten Beton bei gekrümmter Spanngliederführung. Rechnerisch lässt sich dieser Reibungsverlust mit der Differentialgleichung der Seilreibung lösen. Einflussfaktoren sind dabei der Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr, die Summe der planmäßigen horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel, sowie der ungewollte Umlenkwinkel. Mit dem ungewollten Umlenkwinkel werden Abweichungen von der Solllage berücksichtigt. Die Reibungsverluste können durch das Spannen von beiden Enden, durch kurzfristiges Überspannen und Nachlassen und durch die geschickte Wahl des Spanngliedverlaufes reduziert werden.

Verluste infolge Keileinzug treten auf wenn die Spanngliedkraft von der Spannpresse auf die Verankerung umgesetzt wird. Dabei kommt es zu einer kleinen Bewegung von den

Litzen und den Keilen gegen die Spannrichtung und damit zu einer Reduktion der Spannkraft. Diese Bewegung wird als Keilschlupf bezeichnet. Die Größe dieses Keilschlupfes ist vom Spannglied abhängig und wird in Versuchen ermittelt. Im Bereich der Einflusslänge des Keilschlupfes gleitet der Spannsteel am Hüllrohr in die umgekehrte Richtung wie beim Spannen. Daher bewirkt die Reibung in die entgegengesetzte Richtung eine Erhöhung der Spannkraft im Bereich der Einflusslänge (Abbildung 12).

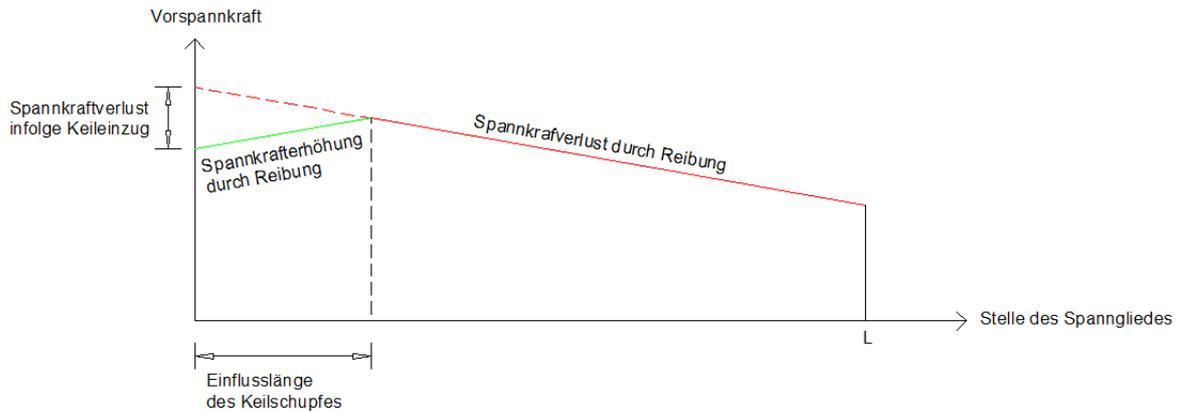


Abbildung 12: Verlauf der Vorspannkraft entlang des Spanngliedes

Zeitabhängige Spannkraftverluste treten beim nachträglichen Verbund durch:

- Kriechen des Betons,
- Schwinden des Betons und
- Relaxation des Stahls auf.

Wirkt eine Spannung auf einen Betonkörper nicht nur kurzfristig sondern konstant über einen längeren Zeitraum hinweg, so entsteht infolge des Kriechens des Betons zusätzlich zum elastischen Verformungsanteil auch noch ein plastischer Verformungsanteil (Abbildung 13 und Abbildung 14). Dieser plastische Verformungsanteil ist von der Dauer der Belastungseinwirkung abhängig und nähert sich nach längerer Zeit einem Endwert an.

Neben dem Kriechen erleidet der Beton zeitgleich eine Volumenänderung durch Schwinden. Schwinden bezeichnet die zeitliche Volumenänderung des Betons infolge von Feuchtigkeitsabgabe und ist von der Spannung unabhängig (Abbildung 13 und Abbildung 14). Die Verformungen aus Schwinden und Kriechen dürfen im Allgemeinen überlagert werden und führen durch Längenänderung des Betons zu einer Reduktion der Vorspannkraft.

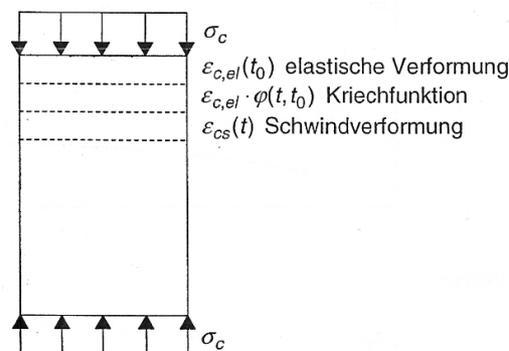


Abbildung 13: statisch bestimmtes System unter äußerer Last [5]

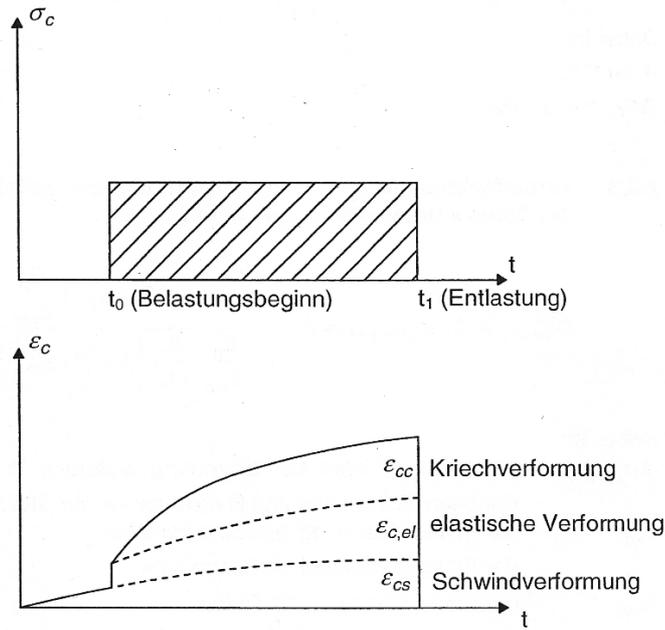


Abbildung 14: zeitlicher Verlauf der Verformungen [5]

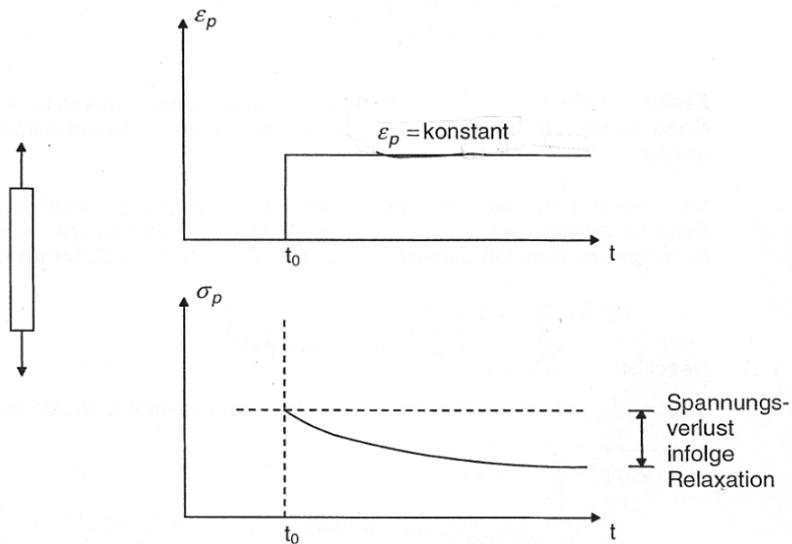


Abbildung 15: Relaxation des Stahles [5]

Unter Relaxation des Spannstahls versteht man den Spannungsverlust unter konstanter Dehnung (Abbildung 15).

Durch die Änderung der Vorspannkraft kommt es in Folge auch zu einer Änderung der Betonspannung. Daher sind die exakten Verformungen mit variabler Spannung meist auf dem Prinzip der Superposition zu berechnen.

## 4 Theorie Torsion

### 4.1 Grundlagen

Verdreht man einen Stab mit einem Hebel, so wirkt auf diesen Stab ein Drehmoment. Dieses Drehmoment wird als Torsionsmoment bezeichnet und die Verdrehung des Stabes wird durch die Torsion beschrieben (Abbildung 16).

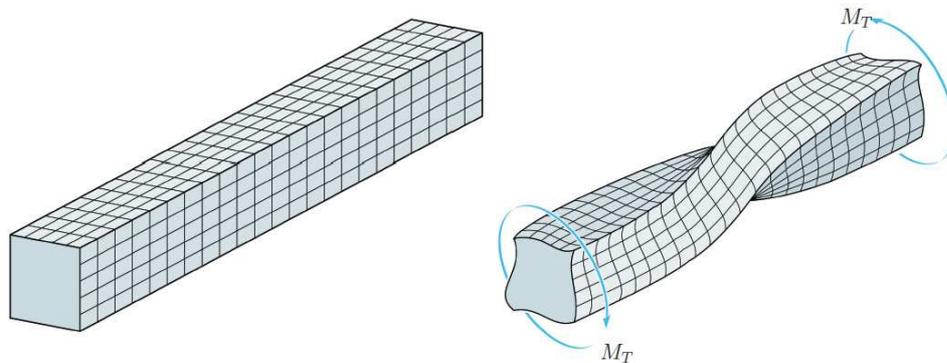


Abbildung 16: Torsion [6]

Das Torsionsmoment  $M_T$  ergibt sich aus der Multiplikation der Kraft  $F$ , die am Ende des Hebels angreift, mit der Länge  $L$  des Hebels.

$$M_T = F * L$$

Die Verdrehung  $\vartheta$  des Stabes ergibt sich aus dem Torsionsmoment  $M_T$  geteilt durch das Trägheitsmoment  $I_T$  und dem Schubmodul  $G$  des Stabes.

$$\vartheta = \frac{M_T}{G * I_T}$$

Das Trägheitsmoment  $I_T$  beschreibt dabei die Größe und die Form des Stabquerschnittes.

Durch die Verdrehung des Stabes entsteht eine Schubspannung  $\tau_T$  im Stab, die sich aus dem Torsionsmoment  $M_T$  geteilt durch das Torsionswiderstandsmoment  $W_T$  ergibt.

$$\tau_T = \frac{M_T}{W_T}$$

Bei der Torsion sind grundsätzlich drei verschiedene Arten zu unterscheiden:

- Torsion ohne Verwölbung
- Torsion mit unbehinderter Verwölbung (Sant-Venant'sche Torsion)
- Wölbkrafttorsion

Torsion ohne Verwölbung tritt bei kreisförmigen und kreisringförmigen Querschnitten auf. Bei diesen Querschnitten ändert sich die Verdrehung unter Einwirkung eines Torsionsmomentes linear von null im Querschnittsmittelpunkt bis zu ihrem Maximalwert an der Mantelfläche. Die Verdrehung ist damit in allen Punkten mit demselben Radius gleich groß und der Querschnitt deformiert sich daher nicht sondern bleibt eben und verdreht sich als Ganzes. Somit kommt es zu keiner Verwölbung des Querschnittes und es treten keine Spannungen in der Längsrichtung des Stabes auf.

Bei allen nichtkreisförmigen Querschnitten tritt eine Verwölbung der Querschnittsfläche in Richtung der Stabachse auf. Diese Verwölbung wird durch eine nicht mehr gleichförmige sondern sehr komplexe Verteilung der Verdrehung und Schubspannung über den Querschnitt verursacht. Wird diese Verwölbung nicht behindert entsteht keine Spannung in der Längsrichtung des Stabes und man spricht von einer unbehinderten Verwölbung. Die Lösung des Problems Torsion mit unbehinderter Verwölbung geht auf Saint-Venant zurück.

Wird die Querschnittsverwölbung des Stabes unter Torsionsbeanspruchung behindert, entsteht in der Längsrichtung des Stabes eine Spannung. In diesem Fall spricht man von Zwängungsdrillung oder Wölbkrafttorsion [7]. Da bei Vollquerschnitten meist nur geringe Verwölbungen auftreten, kann bei Vollquerschnitten die Wölbkrafttorsion in der Regel vernachlässigt werden.

## 4.2 Torsion bei Stahlbetonbauteilen

Die Bemessung von Stahlbetonbauteilen erfolgt in der Regel nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit reicht es in der Regel aus konstruktive Regeln hinsichtlich der Mindestbewehrung einzuhalten. Bei der Bemessung sind zwei grundsätzliche Beanspruchungsarten zu unterscheiden:

- Gleichgewichtstorsion
- Verträglichkeitstorsion

Bei der Gleichgewichtstorsion ist die Aufnahme der Torsionsbeanspruchung für die Tragfähigkeit der Konstruktion notwendig. Ist die Aufnahme der Torsionsbeanspruchung für die Einhaltung des Gleichgewichtes nicht notwendig, so spricht man von einer Verträglichkeitstorsion. Es muss dann nur die Verträglichkeit der Verformungen zwischen zwei Tragteilen erfüllt sein. Da im Zustand II die Torsionssteifigkeit massiv abfällt, darf auf den Nachweis der Torsionstragfähigkeit durch Verträglichkeitstorsion in der Regel verzichtet werden.

## 4.3 Torsion im Zustand I

Im ungerissenen Zustand I wirkt ein torsionsbeanspruchter Stahlbetonbalken als monolithischer Träger.

Bei einem Träger mit Kreisquerschnitt gibt es, wie bereits erwähnt, keine Verwölbung des Querschnittes und die Verdrehung verändert sich linear über den Querschnitt. Daher ergibt sich auch für die resultierende Schubspannung aus Torsionsbeanspruchung ein linearer Spannungsverlauf mit der maximalen Schubspannung an jeder Stelle der Außenhülle des Querschnittes (Abbildung 17).

Bei einem Träger mit Rechteckquerschnitt tritt eine Verwölbung des Querschnittes auf und die Verdrehung ist sehr komplex über den Querschnitt verteilt. Damit ergibt sich bei Rechteckquerschnitten für die resultierende Schubspannung aus Torsionsbeanspruchung ein komplexer Spannungsverlauf. Die maximale Schubspannung tritt im Mittelpunkt der längeren Seite des Rechteckquerschnittes auf (Abbildung 18).

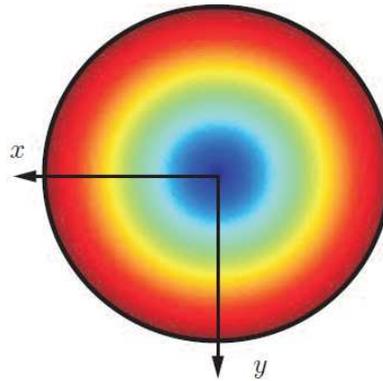


Abbildung 17: Darstellung der resultierenden Schubspannung bei einem Kreisquerschnitt [6]

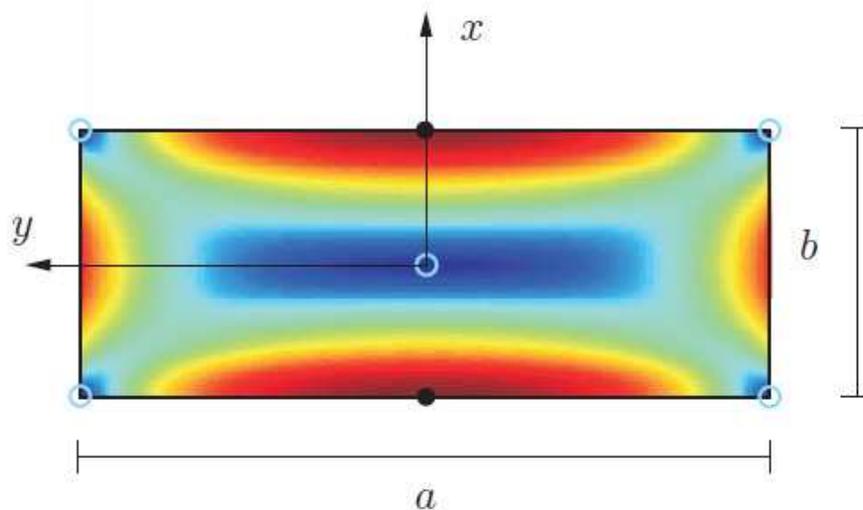


Abbildung 18: Darstellung der resultierenden Schubspannung bei einem Rechteckquerschnitt [6]

Die mathematische Lösung des Schubspannungsverlaufes für beliebige Vollquerschnitte ist im Allgemeinen sehr schwierig und erfordert fundierte mathematische Kenntnisse. Daher gibt es Näherungslösungen mit denen man qualitative Aussagen über den Spannungsverlauf im Querschnitt treffen kann. Zwei Näherungslösungen sind die Strömungs- und die Membrananalogie von Prandtl, bei der für die Berechnung des Trägheitsmomentes  $I_T$  und der Schubspannungen  $\tau_{max}$  und  $\tau_a$  unter Torsionsbeanspruchung bei Rechteckquerschnitten folgende Formeln entwickelt wurden:

$$I_T = \kappa_1 * h * b^3, \quad \tau_{max} = \frac{M_T}{W_T} = \kappa_2 * \frac{M_T}{h*b^2} \quad \tau_a = \mu * \tau_{max}$$

Die Faktoren  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$  und  $\mu$  sind in Abbildung 19 angegeben.

h/b	1	1,5	2	3	4	6	8	10	$\infty$
$\kappa_1$	0,140	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,306	0,312	0,333
$\kappa_2$	4,81	4,33	4,07	3,74	3,55	3,34	3,26	3,20	3,00
$\mu$	1,000	0,858	0,796	0,753	0,745	0,743	0,743	0,743	0,743

Abbildung 19: Faktoren für prismatische Stäbe [7]

Die Abbildung 20 zeigt die Näherungslösung für die Schubspannungsverteilung verschiedener Vollquerschnitte nach der Strömungsanalogie von Prandtl.

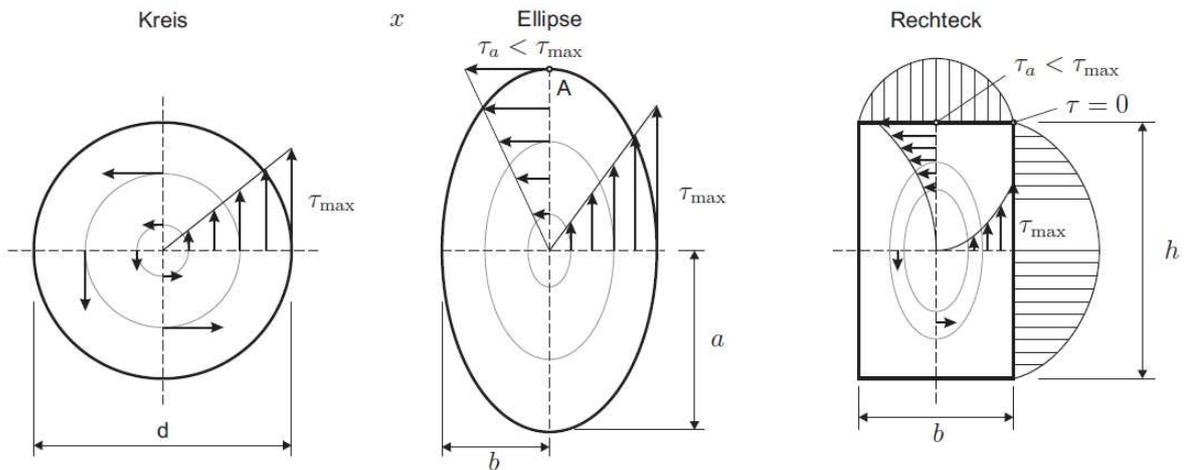


Abbildung 20: Darstellung der Strömungsanalogie an unterschiedlichen Querschnittsprofilen [6]

#### 4.4 Torsion im Zustand II

Wenn der Stahlbetonbalken auf Grund einer Torsionsbeanspruchung in den Zustand II übergeht, kommt es auf Grund der Rissbildung zu einer Umlagerung der inneren Kräfte. Dabei bildet sich ein räumliches Fachwerk mit Druckstreben aus Beton und Zugstreben aus Bewehrungsstahl aus (Abbildung 21). Für die Zugstreben werden in der Regel vertikale Bügel mit gleichmäßigem Abstand und über den Umfang verteilte Längsstäbe verwendet. Die einzelnen Kräfte in den Druck- und Zugstreben können ganz einfach mit den Gleichgewichtsbedingungen an jedem einzelnen Fachwerksknoten ermittelt werden. Bei Versuchen mit Vollquerschnitten (siehe Kapitel II Recherche) wurde festgestellt, dass der Beton im Kern praktisch unzerstört bleibt und damit keinen merklichen Anteil am Torsionswiderstand hat. Das Torsionsmoment wird nur durch eine äußere Betonschale mit einer Bügel- und Längsbewehrung aufgenommen. Daher wird bei der Torsionsbemessung von Vollquerschnitten nach Eurocode 2 [1] ein Hohlkastenquerschnitt mit einer effektiven Wanddicke angenommen. Die Wölbkrafttorsion kann in der Regel bei der Bemessung vernachlässigt werden, weil die dabei auftretenden Längsspannungen beim Übergang in den Zustand II rasch abgebaut werden.

Für die Ermittlung der Strebenkräfte des Fachwerkes wird ein konstanter Torsionsschubfluss in den Hohlkastenwänden angenommen. Dieser Torsionsschubfluss  $\tau_{Ed,T}$  wird für einen dünnwandigen Hohlkastenquerschnitt nach der 2. Bredt'schen Formel bestimmt. Dabei wird das einwirkende Torsionsmoment  $T_{Ed}$  geteilt durch die doppelte Kernfläche  $A_k$ .

$$\tau_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k}$$

Die Schubkraft  $V_{Ed,T}$  ergibt sich durch Aufsummierung des Torsionsschubfluss  $\tau_{Ed,T}$  über die Höhe  $z_i$  der Wand  $i$ .

$$V_{Ed,T} = \tau_{Ed,T} * z_i = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k} * z_i$$

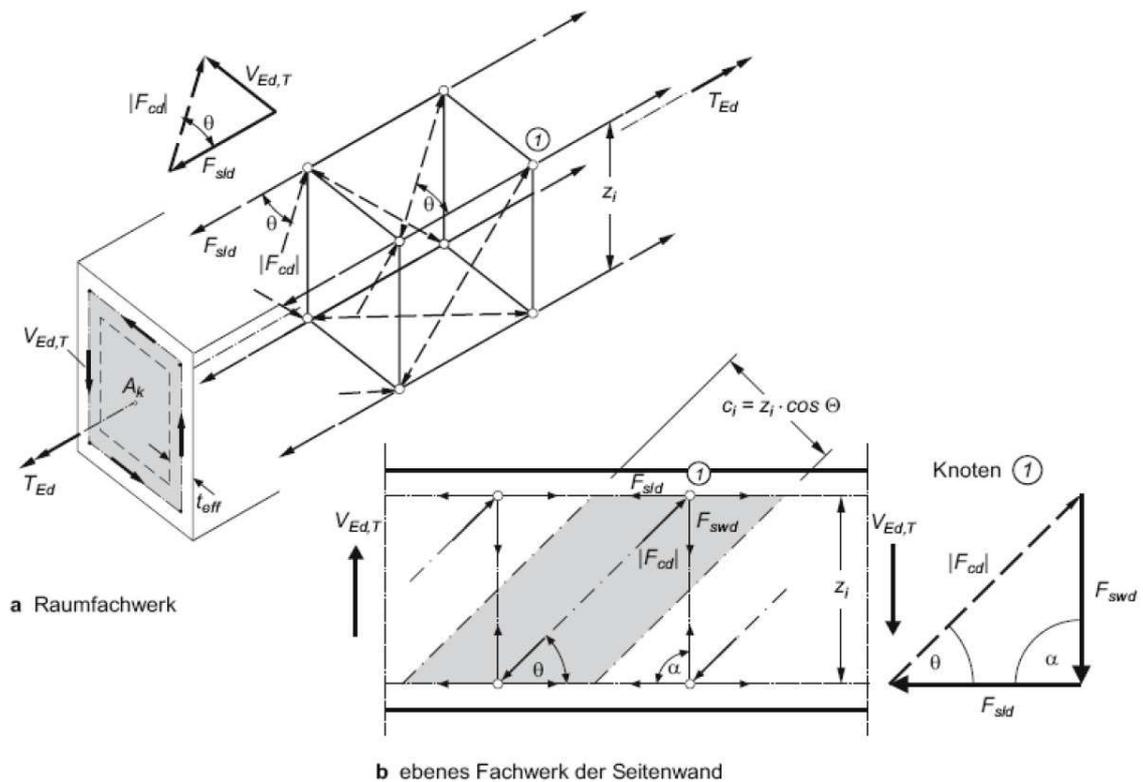


Abbildung 21: Fachwerk mit Bügel- und Längsbewehrung [3]

Mit den Gleichgewichtsbedingungen in jedem Fachwerksknoten lassen sich laut Abbildung 21 folgende Strebenkräfte errechnen:

$$|F_{cd}| = \frac{V_{Ed,T}}{\sin \theta}$$

$$F_{sld} = |F_{cd}| * \cos \theta = V_{Ed,T} * \cot \theta$$

$$F_{swd} = |F_{cd}| * \sin \theta = V_{Ed,T}$$

Für den Nachweis der zulässigen Spannungen müssen die Strebenkräfte auf die zugehörigen Flächen bezogen werden:

$$|F_{cd}| \rightarrow t_{eff} * c_i = t_{eff} * z_i * \cos \theta$$

$$F_{sld} \rightarrow \frac{A_{sl}}{u_k} * z_i = a_{sl} * z_i$$

$$F_{swd} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s_w} * z_i * \cot \theta = a_{sw} * z_i * \cot \theta$$

$$\frac{A_{sl}}{u_k}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_w}$$

auf den Umfang  $u_k$  der Kernfläche  $A_k$  bezogene Längsbewehrung  
auf die Länge bezogene Bügelbewehrung (einschnittig)

#### 4.5 Nachweisverfahren nach Eurocode 2 [1]

Die Schubspannung in einer Wand eines durch ein reines Torsionsmoment beanspruchten Querschnittes darf folgendermaßen ermittelt werden:

$$\tau_{t,i} * t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k}$$

Die Schubkraft  $V_{Ed,i}$  in einer Wand  $i$  infolge Torsion wird ermittelt mit:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} * t_{ef,i} * z_i = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k} * z_i$$

Dabei ist:

$T_{Ed}$	der Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmomentes
$A_k$	die Kernfläche, die von den Mittellinien der verbundenen Wände eingeschlossen wird, einschließlich innerer Hohlbereiche
$\tau_{t,i}$	die Torsionsschubspannung in der Wand $i$
$t_{ef,i}$	die effektive Wanddicke. Diese darf zu $\frac{A}{u}$ angenommen werden, hat in der Regel aber nicht unter dem doppelten Abstand von der Mittellinie zur Außenfläche der Längsbewehrung zu liegen. Für Hohlquerschnitte ist die wirkliche Dicke eine Obergrenze
$A$	die Gesamtfläche des Querschnittes innerhalb des äußeren Umfangs, einschließlich hohler Innenbereiche
$u$	der äußere Umfang des Querschnitts
$z_i$	die Höhe der Wand $i$ , definiert durch den Abstand der Schnittpunkte der Wandmittellinien mit den Mittellinien der angrenzenden Wände

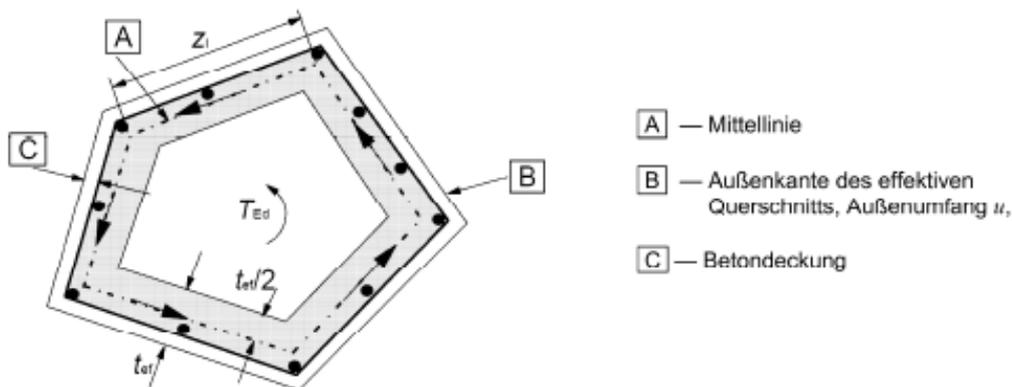


Abbildung 22: Verwendete Formelzeichen und Definitionen nach EC2 [1]

Die erforderliche Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion darf folgendermaßen ermittelt werden:

$$\frac{\sum A_{sl} * f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k} * \cot \theta$$

Dabei ist:

- $u_k$  der Umfang der Fläche  $A_k$   
 $f_{yd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung  $A_{sl}$   
 $\theta$  Winkel der Druckstreben

Im Druckgurt darf die Längsbewehrung entsprechend den vorhandenen Druckkräften abgemindert werden. Im Zuggurt ist in der Regel die Torsionslängsbewehrung zusätzlich zur übrigen Längsbewehrung einzulegen. Auch die Vorspannung ist bei einem Spannbetonträger bei der Bemessung der Längsbewehrung zu berücksichtigen.

Die maximale Tragfähigkeit eines auf Torsion und Querkraft beanspruchten Bauteils wird durch die Druckstreben Tragfähigkeit begrenzt. Um diese Tragfähigkeit nicht zu überschreiten, ist in der Regel folgende Bedingung zu erfüllen:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0$$

Dabei ist:

- $T_{Ed}$  der Bemessungswert des Torsionsmoments  
 $V_{Ed}$  der Bemessungswert der Querkraft  
 $T_{Rd,max}$  der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmomentes mit

$$T_{Rd,max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef,i} * \sin \theta * \cos \theta$$

- $V_{Rd,max}$  der maximale Bemessungswert des Querkraftwiderstandes

Die erforderliche Querschnittsfläche der Bügelbewehrung wird ermittelt mit.

$$\frac{\sum A_{sw} * f_{yd}}{s_w} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k} * \tan \theta$$

Dabei ist:

- $s_w$  die Länge auf die die Bügelbewehrung bezogen wird  
 $f_{yd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung  $A_{sw}$   
 $\theta$  Winkel der Druckstreben

## II Recherche

### 5 Zur Rissbildung von Stahlbetonträgern unter reiner Torsionsbeanspruchung von S.-K. Park aus Seoul, Korea

#### 5.1 Einleitung

Im Zuge eines Forschungsvorhabens entwickelte Sun-Kyu Park ein Nachweiskonzept zur Beschränkung der Rissbreiten eines rein torsionsbeanspruchten Stahlbetonträgers im Gebrauchszustand als Teil eines umfassenden Konzepts zur Rissbreitenbeschränkung.

Für die Ermittlung der Rissbildung unter einer Torsionsbeanspruchung ist es notwendig den Zusammenhang zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit zu klären. Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle Untersuchungen durchgeführt, bei welchen die Beziehungen zwischen Biege-, Spalt-, und Torsionszugfestigkeit sowie zentrischer Zugfestigkeit mit der Druckfestigkeit des Betons aufgezeigt werden sollten. Dabei wurde bei der Torsionszugfestigkeit besonders darauf geachtet, ob die Querschnittsform einen Einfluss hat. Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, diese Beziehungen in einen theoretisch entwickelten Modellansatz für die Rissbildung eines torsionsbeanspruchten Stahlbetonträgers einzusetzen.

#### 5.2 Arten der Probekörper

Für jeden Versuch wurde mindestens ein Probekörpertyp verwendet. Um eine genauere Aussage bei der Auswertung zu bekommen, wurde jeder Probekörpertyp mit drei verschiedenen Betonsorten hergestellt.

Die Probekörpertypen zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit wurden nach DIN 1048 ausgeführt [8].

Die zentrische Zugfestigkeit wurde an zwei verschiedenen Probekörpertypen untersucht. Der Probekörpertyp Z1 wurde liegend betoniert und die direkte Zugkrafteinleitung erfolgte über einen mittig in die Stirnfläche einbetonierten Bewehrungsstahl mit einem Durchmesser von 16 mm. Der Probekörpertyp Z2 wurde stehend betoniert und die Zugbeanspruchung wurde mittels steifen Stahlplatten, die mit Epoxidharz aufgeklebt wurden, aufgebracht. Beide Probekörpertypen sind in Abbildung 23 dargestellt.

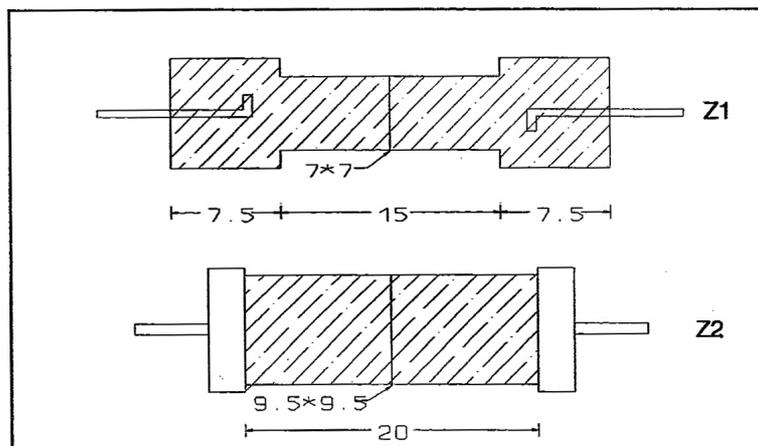


Abbildung 23: Form der zentrischen Zugprismen (Z1 und Z2) [8]

Bei der experimentellen Ermittlung der Betonzugfestigkeit unter reiner Torsionsbeanspruchung wurden Proben mit den in Abbildung 24 skizzierten Querschnittsformen verwendet.

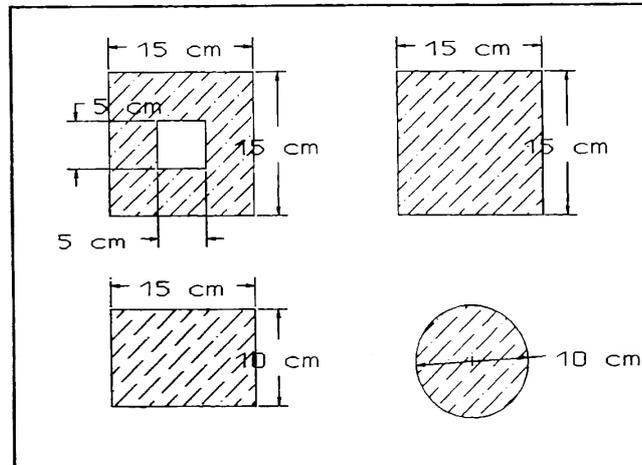


Abbildung 24: Querschnitte der Torsionsversuchsproben [8]

### 5.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit wurden nach DIN 1048 durchgeführt [8].

Die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit erfolgte mit einer Zugprüfmaschine. Dabei wurden die beiden Probekörpertypen Z1 und Z2 mit einer Belastungsgeschwindigkeit von ca.  $0,5 \text{ kN/cm}^2$  je Sekunde bis zum Bruch belastet. Die Versuchseinrichtung ist in Abbildung 25 dargestellt.

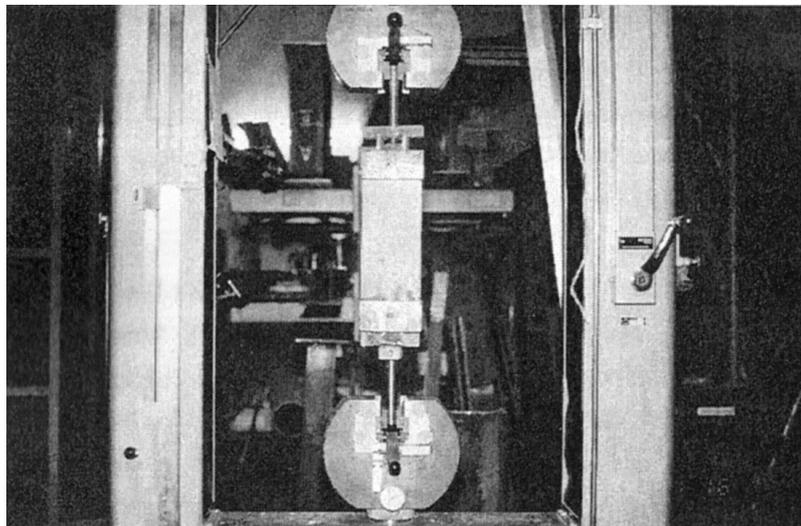


Abbildung 25: Zentrischer Zugversuch (Z1 und Z2) [8]

Zur Untersuchung der Torsionszugfestigkeit wurde am Institut für Baukonstruktionen und Festigkeit der TU Berlin eine Versuchsanlage konstruiert, die Abbildung 26 zeigt. [8]

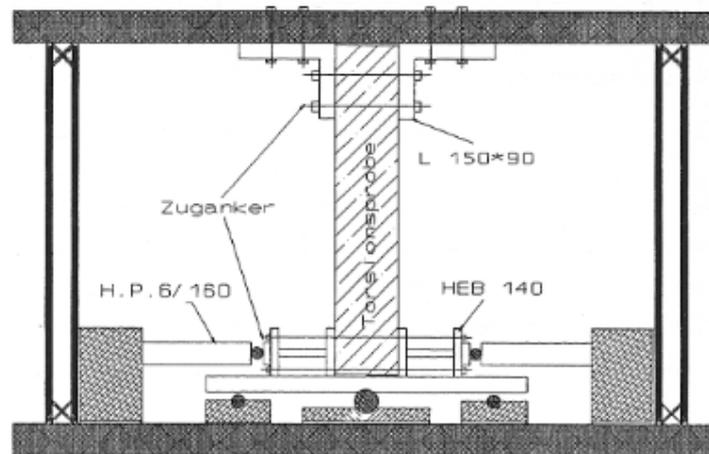


Abbildung 26: Torsionsversuchsanlage [8]

Um die reine Torsionszugfestigkeit der Versuchsproben feststellen zu können, ist es notwendig das Biegemoment und die Querkraft infolge des Eigengewichtes des Betonkörpers auszuschließen. Daher wurden die Versuchsproben longitudinal wie eine Stütze gelagert. Das zugehörige statische System für die Torsionsbeanspruchung ist in Abbildung 27 dargestellt.

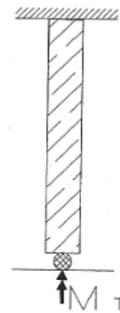


Abbildung 27: Statische System [8]

Die Torsionsbeanspruchung wurde durch ein horizontales Kräftepaar mit Hilfe von zwei Hydraulikzylindern aufgebracht. Dabei musste darauf geachtet werden, dass die beiden Kräfte im Gleichgewicht standen. Die Verdrehung des Querschnittes um seinen Schubmittelpunkt wurde durch das untere bewegliche Kugellager sichergestellt. Um eine weitere Einleitung des Torsionsmomentes bei der Verdrehung des Querschnittes zu ermöglichen, wurde das untere Ende der Versuchsprobe mit zwei verbundenen Stahlprofilen (Abbildung 28) fest eingeklemmt.

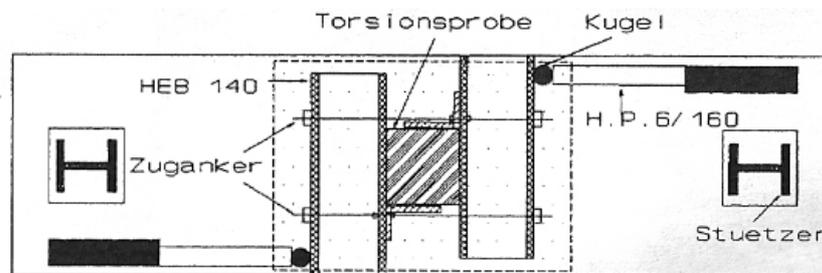


Abbildung 28: Reine Torsionsbeanspruchung auf dem beweglichen Lager (Unten) [8]

Die Rotation der gesamten Versuchsprobe wurde durch das feste obere Lager (Abbildung 29) verhindert.

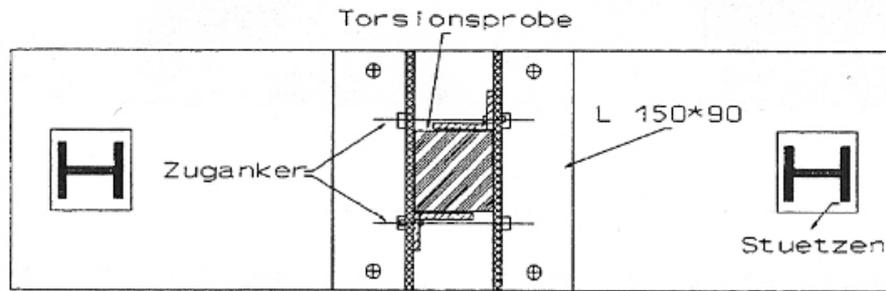


Abbildung 29: Festes Lager (Oben) [8]

Durch das Kräftepaar am unteren Ende der Versuchsprobe entsteht somit ein konstantes reines Torsionsmoment auf der gesamten Länge der Versuchsprobe und es stellt sich am Querschnitt die Schubspannung  $\tau_T$  ein. Die Beanspruchung der Versuchsprobe wurde um ca.  $0,5 \text{ kN/m}^2$  je Sekunde bis zum Bruch der Versuchsprobe gesteigert.

#### 5.4 Auswertung der Versuchsergebnisse

In den Versuchen wurde der Unterschied der Rissbildung zwischen einer Biegebeanspruchung und einer Torsionsbeanspruchung deutlich bestätigt [8]. Abbildung 30 zeigt den Querschnitt der Biegeprobe (a) und die Querschnitte der Torsionsproben (b,c,d,e) nach der Rissbildung.

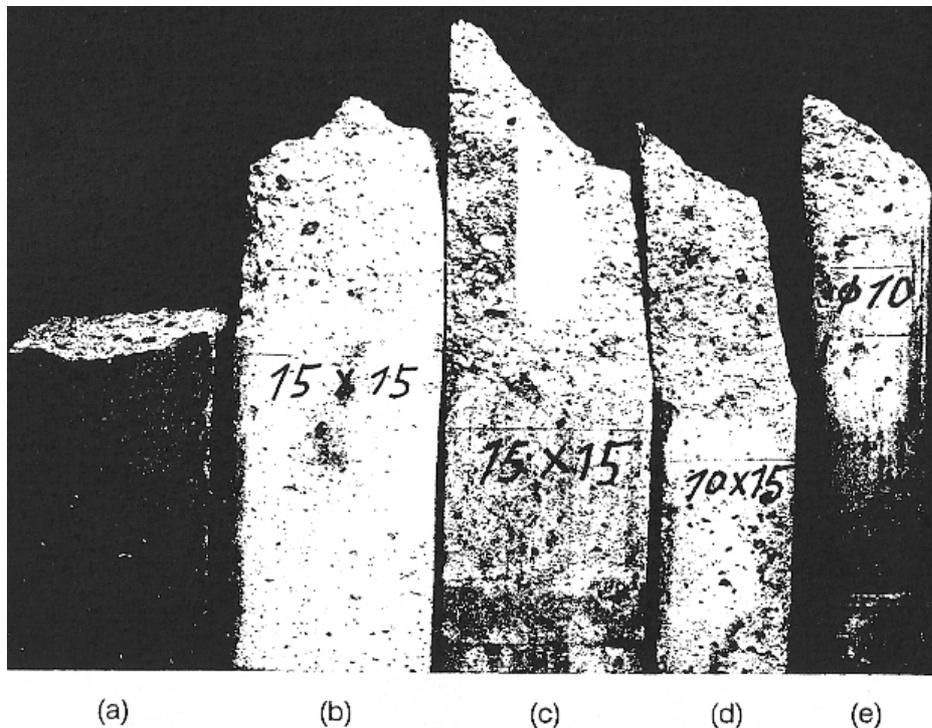


Abbildung 30: Querschnitte der Versuchsproben nach der Rissbildung [8]

In den weiteren Schritten wurden Diagramme (Abbildung 31 und Abbildung 32) erstellt, in denen der Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und der jeweiligen gemessenen Betonzugfestigkeit der einzelnen Versuchsprobenserien dargestellt wurden.

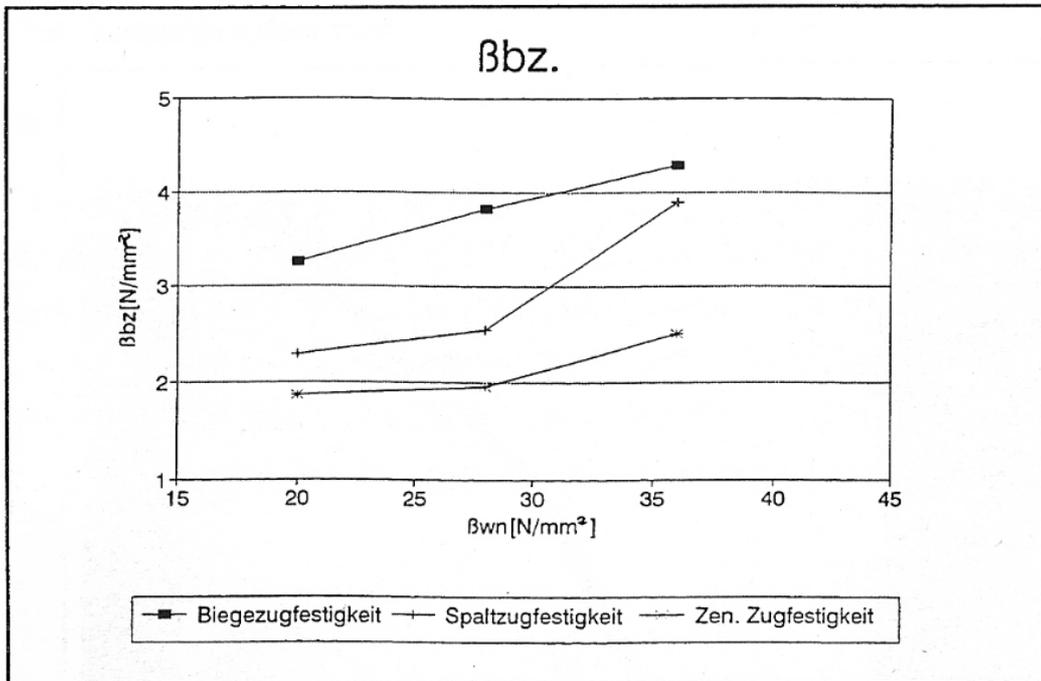


Abbildung 31: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit [8]

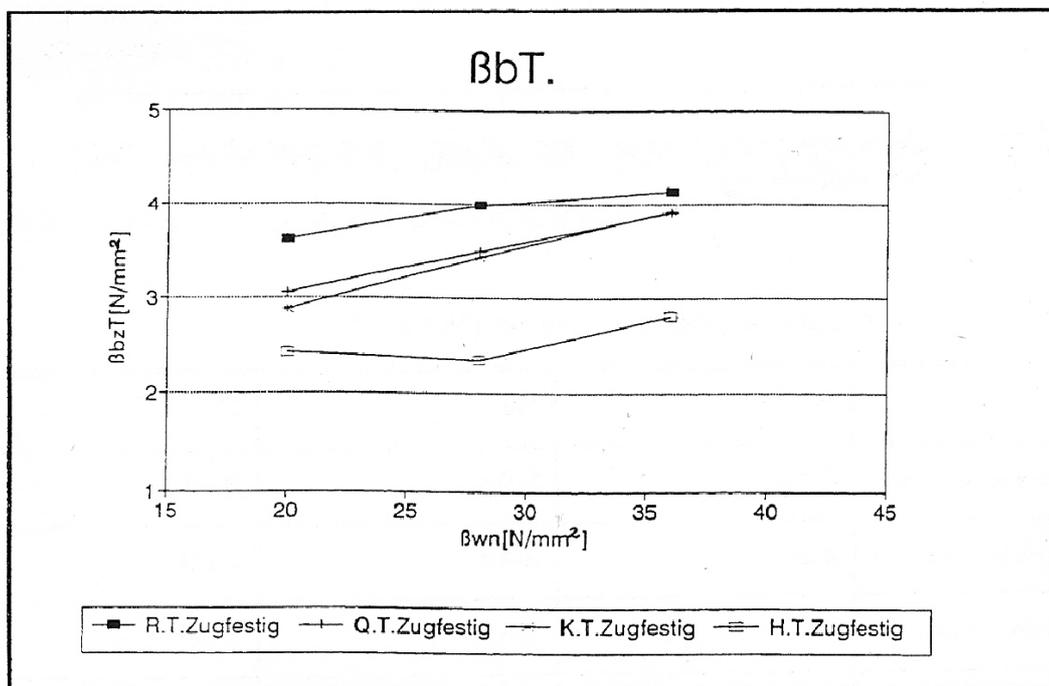


Abbildung 32: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Torsionszugfestigkeit [8]

Die gemessenen und graphisch dargestellten experimentellen Versuchsergebnisse wurden mit damals vorhandenen Zusammenhängen zwischen der Betondruckfestigkeit und der jeweiligen Betonzugfestigkeit verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass folgender

grundsätzliche funktionale Zusammenhang zwischen der mittleren Zylinderdruckfestigkeit und der Zugfestigkeit des Betons mit den Versuchsergebnissen am besten übereinstimmte:

$$\beta_z = \alpha_i * (f_{cm})^{\frac{2}{3}}$$

$\beta_z$  Zugfestigkeit des Betons  
 $\beta_w$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Mit dieser in diesem Forschungsvorhaben neu entwickelten Formel sind die folgenden Werte für die Beiwerte  $\alpha$  zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit berechnet worden:

Biegezugfestigkeit	$\alpha = 0,38$
Spaltzugfestigkeit	$\alpha = 0,29$
zentrische Zugfestigkeit	$\alpha = 0,21$
Torsionszugfestigkeit Quadratquerschnitt	$\alpha = 0,35$
Torsionszugfestigkeit Rechteckquerschnitt	$\alpha = 0,39$
Torsionszugfestigkeit Kreisquerschnitt	$\alpha = 0,34$
Torsionszugfestigkeit Hohlkastenquerschnitt	$\alpha = 0,26$

### 5.5 Zusammenfassung

Aus den Versuchsergebnissen und der neu entwickelten Formel können folgende Aussagen getroffen werden. Sowohl die zentrische Zugfestigkeit mit  $\alpha = 0,21$  als auch die Spaltzugfestigkeit mit  $\alpha = 0,29$  und die Biegezugfestigkeit mit  $\alpha = 0,38$  sind unabhängig von der Querschnittsform. Eine deutliche Abhängigkeit von der Querschnittsform des Betonkörpers kann jedoch bei der Torsionszugfestigkeit festgestellt werden. Die kleinste Torsionszugfestigkeit ergibt sich beim Hohlkastenquerschnitt mit  $\alpha = 0,26$ . Bei diesem Querschnitt liegt die Torsionszugfestigkeit nur knapp über der zentrischen Zugfestigkeit mit  $\alpha = 0,21$  und unter der Spaltzugfestigkeit mit  $\alpha = 0,29$ . Bei allen anderen Querschnitten liegt die Torsionszugfestigkeit zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit. Die größte Torsionszugfestigkeit mit  $\alpha = 0,39$  wird beim Rechteckquerschnitt erreicht. Bei diesem Querschnitt ist die Torsionszugfestigkeit praktisch gleich groß wie die Biegezugfestigkeit mit  $\alpha = 0,38$ . Besonders auffallend ist, dass die Torsionszugfestigkeit beim Kreisquerschnitt mit  $\alpha = 0,34$  etwa gleich groß ist wie beim Quadratquerschnitt mit  $\alpha = 0,35$ .

## 6 Torsionsversuche an Stahlbetonbalken von F. Leonhardt und G. Schelling; Universität Stuttgart

### 6.1 Einleitung

Im Zuge dieses Forschungsprojektes wurden unterschiedliche bestehende Auffassungen über die reine Torsionstragfähigkeit von Stahlbetonprismen im Zustand I und im Zustand II theoretisch erörtert und mit den Ergebnissen von durchgeführten Versuchen verglichen. Um möglichst genaue Aussagen über die reine Torsionstragfähigkeit zu bekommen, wurden sieben Versuchsreihen durchgeführt. Bei jeder Versuchsreihe wurde nur eine Größe variiert, damit nur deren Auswirkung exakt festgestellt werden konnte.

Folgende Versuchsreihen wurden ausgeführt:

- ◆ 10 Rechteckbalken mit Variation des Bewehrungsgrades
- ◆ 6 Rechteckbalken mit Variation der Betonfestigkeit und der Bewehrungsrichtung
- ◆ 9 Balken mit Variation des Querschnittes
- ◆ 3 Balken mit Variation der Verteilung der Längsbewehrung
- ◆ 4 Balken mit Variation des Verhältnisses von Längs- zur Querbewehrung
- ◆ 4 Balken mit Variation der Querschnittsgröße
- ◆ 2 Balken mit unterschiedliche zusammengesetzten Querschnitten

### 6.2 Versuchsdurchführung

Zur Durchführung des Torsionsversuches wurde am Otto-Graf-Institut eine Versuchseinrichtung für reine Torsionsbelastung nach Abbildung 33 hergestellt [9].

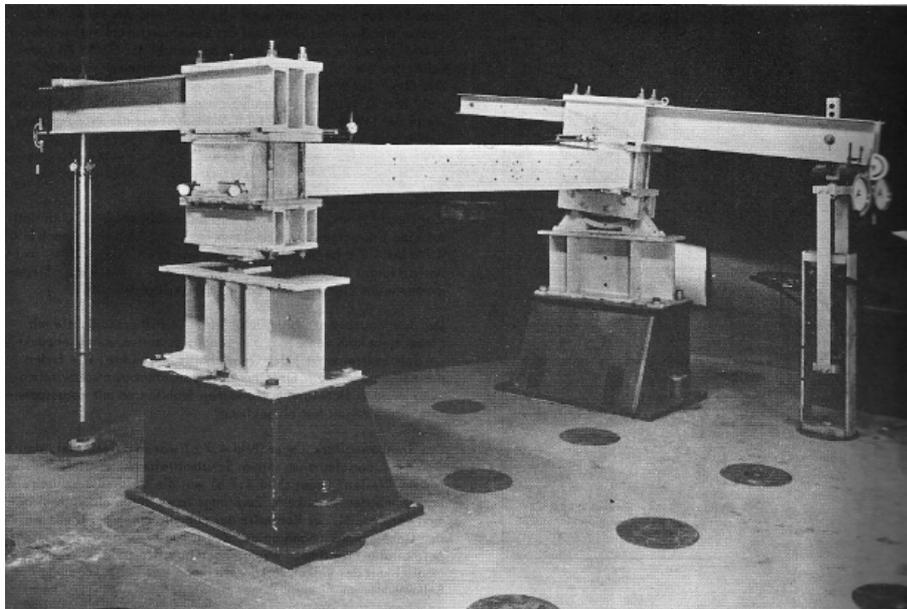


Abbildung 33: Versuchsaufbau [9]

Die Versuchsreihen wurden wie ein Einfeldträger horizontal gelagert. Das dabei auftretende Biegemoment aus Eigengewicht wurde in Kauf genommen. Auf Grund der geringen Größe des Biegemomentes wurde angenommen, dass es nur einen geringen Einfluss auf die Messergebnisse hat. Am festen Lager wurden die Balken mit einem Stahlrahmen, der mit einer Zugstange im Boden verankert war, fest eingespannt, so dass keine Verdrehung möglich war (Abbildung 34). Beim drehbeweglichen Lager wurden die

Balken in einen Stahlrahmen der mit einer Zugpresse verbunden war eingespannt (Abbildung 34). Das Torsionsmoment wurde mit der Zugpresse mit einem Hebelsarm von 1,50 m vom Schubmittelpunkt des jeweiligen Querschnittes erzeugt. Die aufgebrachte Last wurde mit einer Dehnungsmessung an der Zugstange und einer Kraftmessdose laufend kontrolliert. Damit sich die Balken in Längsrichtung bewegen konnten wurden die Balken am „festen“ Lager auf einer Stahlkugel gelagert.

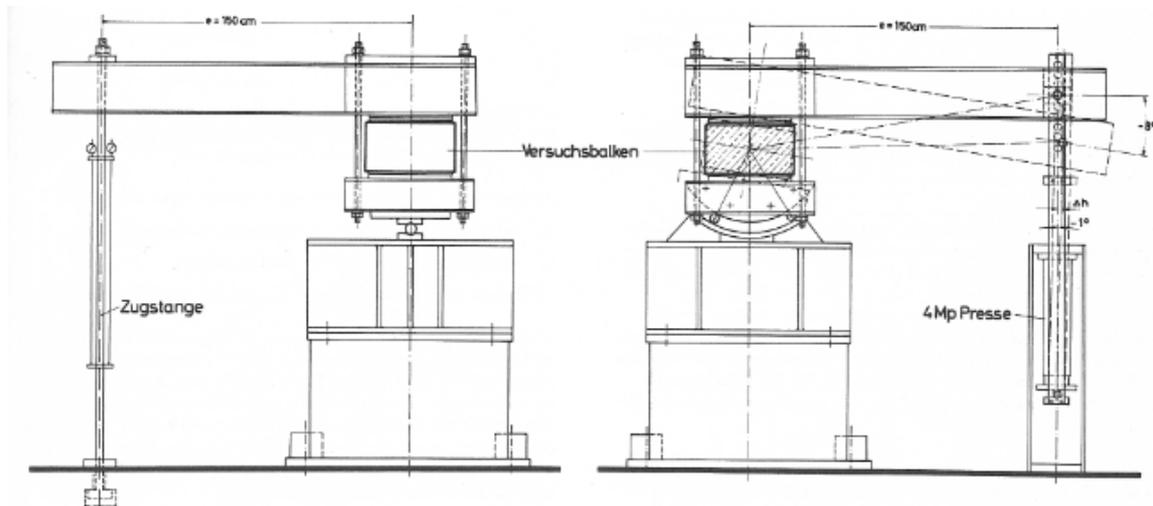


Abbildung 34: „festes“ und drehbewegliches Lager [9]

Die Belastung wurde mit Laststufen zwischen 10 und 20 kNm gesteigert. Nach jeder Belastung wurde komplett entlastet.

### 6.3 Ergebnisse zur Rissbildung

Der erste Riss entstand bei allen Balken an der Unterseite an jener Stelle, an der die Hauptzugspannung laut Elastizitätslehre aus der Torsionsbeanspruchung und Biegebeanspruchung durch Eigengewicht am größten ist. Der Übergang von dem Zustand I in den Zustand II kündigte sich durch einen kurzen Stillstand bei der Belastungsanzeige trotz Steigerung der Belastung und plötzlich stark zunehmenden Verformungen an. Bei der Versuchsreihe mit Variation des Bewehrungsgrades konnte bestätigt werden, dass die Risslast unabhängig vom Bewehrungsgrad ist. Im Zustand I bleibt die Bewehrung fast spannungslos und erhöht nicht die Torsionstragfähigkeit des Stahlbeton-Verbundquerschnittes. Besonders auffällig dabei war, dass das gemessene Rissmoment bei allen Balken bei erstmaliger Kurzzeitbelastung größer war als das zulässige Torsionsmoment bei der Bemessung mit der zulässigen Schubspannung nach DIN 1045. Damit bleibt ein jeder Bauteil der nach diesem Kriterium bemessen wird immer im ungerissenen Zustand I, solange keine Zwangs- oder Eigenspannungen auftreten [9].

Aus den Rissmomenten der einzelnen Versuche wurden die zugehörigen Hauptzugspannungen berechnet. Dabei stellt sich (wie bereits in Kapitel 5 beschrieben) heraus, dass die Hauptzugspannung bei Torsionsbeanspruchung von der Querschnittsform abhängig ist. Die berechneten Hauptzugspannungen wurden dann mit folgender Formel auf die Würfeldruckfestigkeit des Betons bezogen:

$$\beta_z = \alpha_1 * (\beta_w)^{\frac{2}{3}}$$

$\beta_z$  Zugfestigkeit des Betons  
 $\beta_w$  Würfeldruckfestigkeit des Betons

Dabei ergaben sich folgende Werte für den Beiwert  $\alpha$ :

Hauptzugfestigkeit Hohlkastenquerschnitt	$\alpha = 0,47$	$0,86 \cdot \alpha = 0,41$
Hauptzugfestigkeit Kreisquerschnitt	$\alpha = 0,57$	$0,86 \cdot \alpha = 0,49$
Hauptzugfestigkeit Rechteckquerschnitt $d/b = 1$	$\alpha = 0,58$	$0,86 \cdot \alpha = 0,50$
Hauptzugfestigkeit Rechteckquerschnitt $d/b = 2$	$\alpha = 0,66$	$0,86 \cdot \alpha = 0,57$
Hauptzugfestigkeit Rechteckquerschnitt $d/b = 3$	$\alpha = 0,74$	$0,86 \cdot \alpha = 0,64$
Reine Zugfestigkeit	$\alpha = 0,51$	$0,86 \cdot \alpha = 0,44$
Reine Biegezugfestigkeit	$\alpha = 0,85$	$0,86 \cdot \alpha = 0,73$

Diese Beiwerte beziehen sich auf die Würfeldruckfestigkeit des Betons. Wenn man die Beiwerte auf die Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezieht, müssen sie mit  $(0,8)^{\frac{2}{3}} = 0,86$  multipliziert werden. Beim Vergleich dieser Beiwerte mit den Beiwerten aus Kapitel 5 stellt man grundsätzlich gleiche Tendenzen bezüglich der Querschnittsform fest, die Beiwerte sind jedoch alle viel größer als in Kapitel 5.

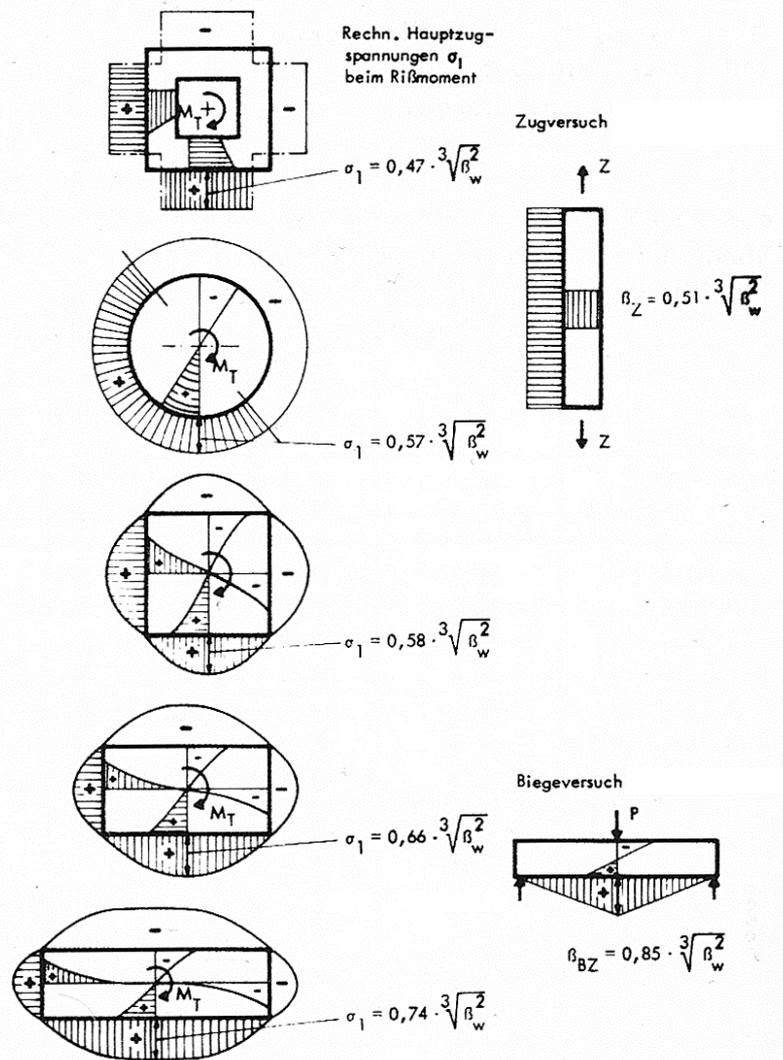


Abbildung 35: Verteilung der Spannungen über den Querschnitt [9]

Aus den in Abbildung 35 dargestellten Spannungsverteilungen für die einzelnen Querschnittsformen kann man erkennen, dass bei konstantem Spannungsverlauf der ermittelte Beiwert  $\alpha$  am kleinsten ist. Das heißt, die kleinsten Zugspannungen treten beim reinen Zugversuch und beim Torsionsversuch am Hohlkastenquerschnitt auf. Je ungleichförmiger der Spannungsverlauf über den Querschnitt ist, desto größer ist der ermittelte Beiwert  $\alpha$  und damit die Zugspannung. Die Torsionszugspannungen werden nach oben durch die Biegezugspannung begrenzt.

Die Neigung der ersten Risse ergibt sich rechnerisch aus der Hauptspannungsrichtung. Bei reiner Torsionsbeanspruchung stellt sich am Stab ein reiner Schubspannungszustand ein und die Hauptspannungsrichtung ergibt sich damit rechnerisch zu  $45^\circ$ . Aufgrund des wirkenden Eigengewichtes der Versuchsträger entstand aber auch eine Biegespannung und die berechneten Hauptspannungsrichtungen wichen leicht von den  $45^\circ$  ab. Diese berechneten Hauptspannungsrichtungen passten mit den Rissbildern der Versuche gut zusammen (Abbildung 36).

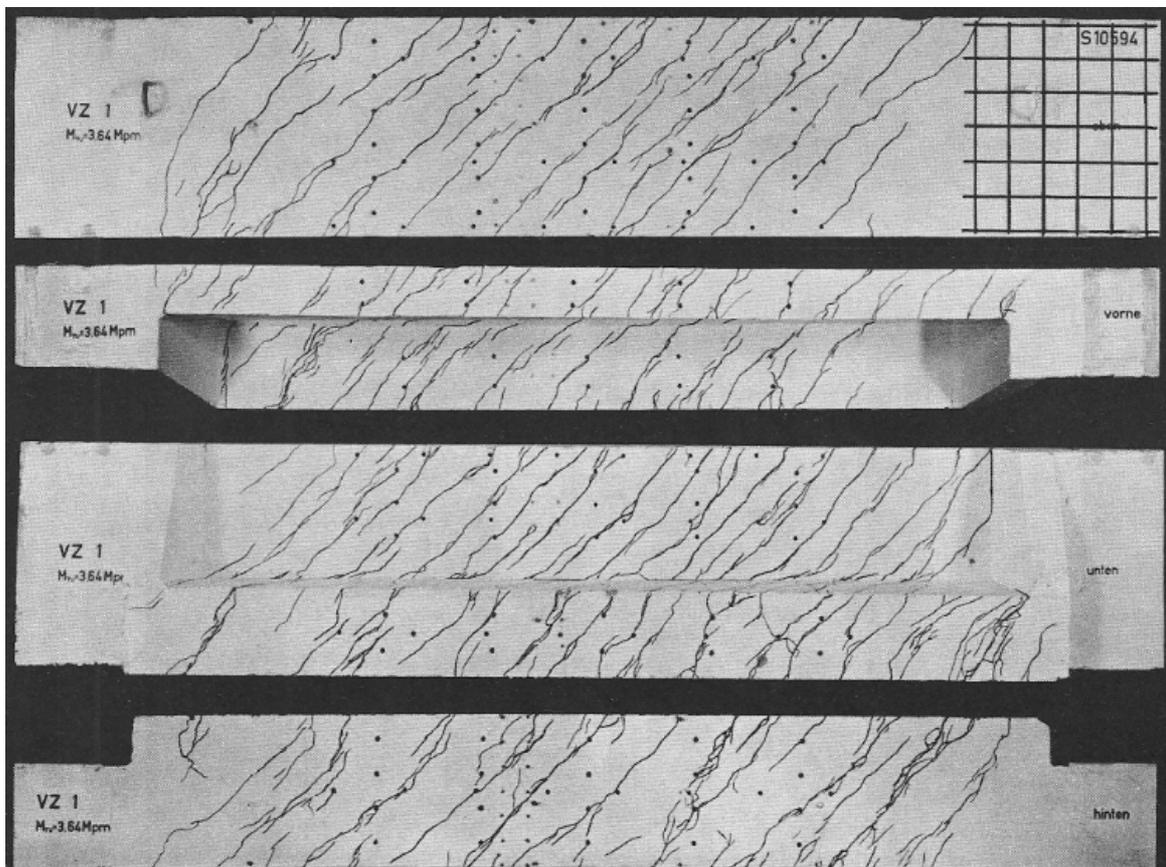


Abbildung 36: Rissbild eines Balkens mit unterschiedlich zusammengesetzten Querschnitten [9]

Die weitere Rissbildung ist von der eingelegten Bewehrung abhängig. Bei der Versuchsreihe mit der Variation des Verhältnisses von Längs- zur Querbewehrung konnten jedoch kein eindeutiger Einfluss auf die Richtung der Risse festgestellt werden.

Die Rissbreiten wurden bei jedem Balken an der Längsseite und der Unterseite gemessen. Dabei konnte die Abhängigkeit der Rissbreite vom Bewehrungsgrad und vom Stababstand eindeutig festgestellt werden. Je kleiner der Stababstand und je größer der Bewehrungsgrad war desto kleiner war die Rissbreite. Eine höhere Betongüte bei gleicher Bewehrung führte zu größeren Rissbreiten, weil das dadurch höhere Rissmoment beim Riss zu größeren Spannungen und damit größeren Dehnungen in der Bewehrung führte.

Auch die Bewehrungsrichtung hatte einen wesentlichen Einfluss auf die Rissbreite. Wicht die Bewehrungsrichtung massiv von der Hauptspannungsrichtung ab, entstanden bis zu doppelt so große Rissbreiten.

Aus den verschiedenen Versuchsreihen konnte auch eindeutig festgestellt werden, dass der mittlere Rissabstand hauptsächlich vom Stababstand des Bewehrungsnetzes abhängt. In Verbindung mit einem hohen Bewehrungsgrad für kleine Rissbreiten konnte mit dünnen Stäben und kleinen Stababständen die gleichmäßigste und engste Rissverteilung mit kleinen Rissbreiten erreicht werden (Abbildung 37).

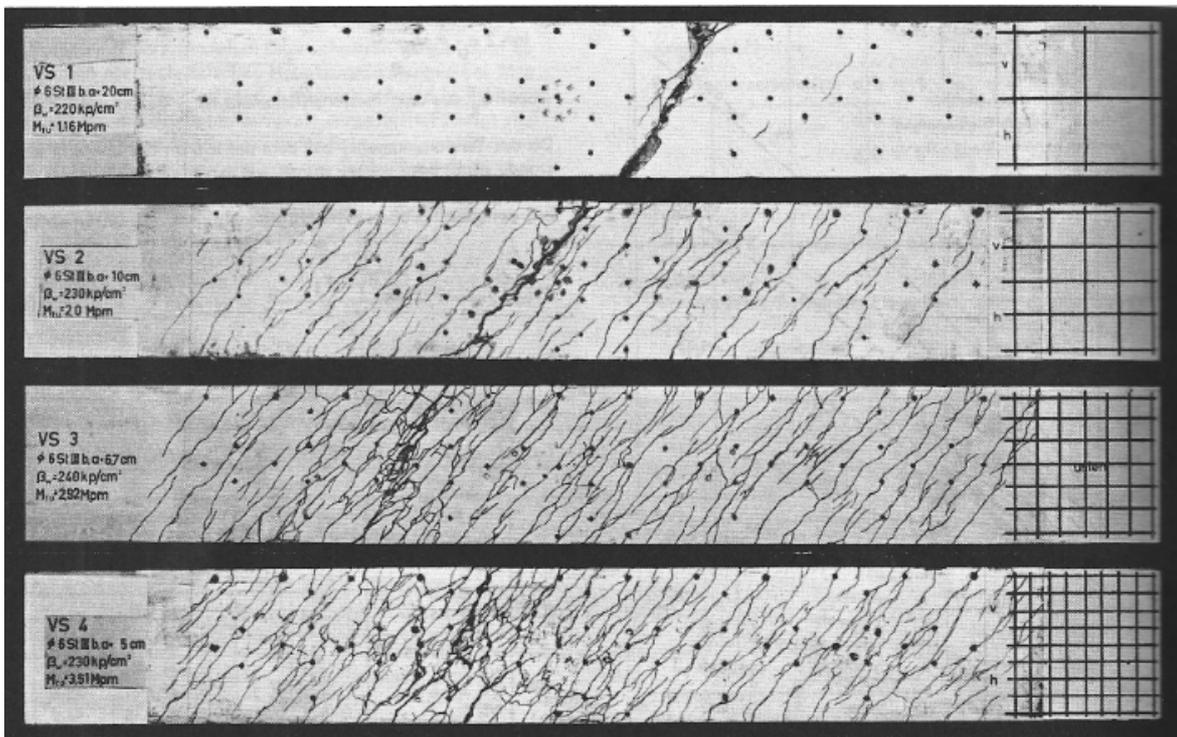


Abbildung 37: Rissbilder von vier Balken auf der Unterseite [9]

#### 6.4 Bruchmomente

Als Bruchmoment wurde jenes Moment angegeben, bei dem es zu einem Abfall der Lastanzeige trotz Zunahme der Verformung kam. Bei den meisten Versuchs balken kündigte die Zunahme der Verformung ohne Laststeigerung den Bruch an. Einige wenige Balken versagten ohne Vorankündigung plötzlich. Wenn sich der Bruch ankündigte wurde die Belastung nicht mehr weiter gesteigert, damit das Rissbild nicht gestört wurde und die Bruchart eindeutig bestimmt werden konnte. Bei einem einzigen Balken ist die unten liegende Längsbewehrung am Bruchquerschnitt ganz durchgebrochen.

Die gemessenen Bruchmomente wurden mit den berechneten Bruchmomenten aus den verschiedenen Theorien zur Torsionstragfähigkeit verglichen. Eine jede Theorie besteht immer aus zwei Bemessungskriterien. Beim ersten Kriterium berechnet man das Bruchmoment unter der Annahme, dass der Stahl versagt. Hingegen beim zweiten Kriterium ist das Versagen des Betons maßgebend. Besonders auffallend war dabei, dass mit dem Bemessungskriterium Beton die Tragfähigkeit von ca. 90 Prozent der Balken unterschätzt wurde. Nur bei ca. 10 Prozent der Balken wurde mit dem Bemessungskriterium Beton die Tragfähigkeit überschätzt. Bei dem Bemessungskriterium Stahl wurde bei ca. 60 Prozent der Balken die Tragfähigkeit unterschätzt, aber auch bei ca. 40 Prozent der Balken überschätzt.

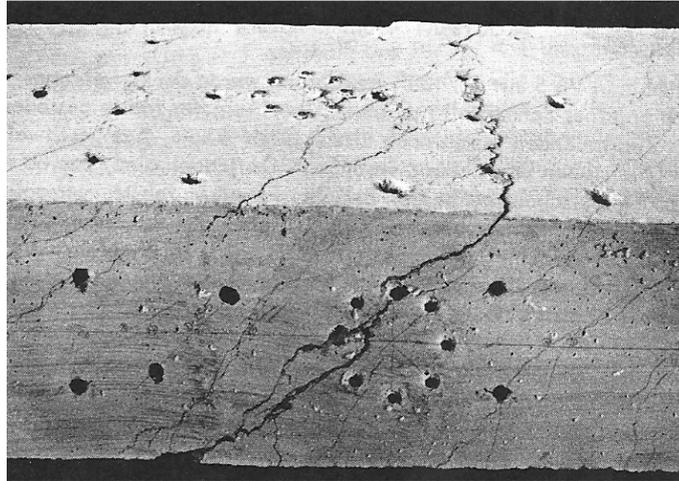


Abbildung 38: Torsionstrennbruch [9]

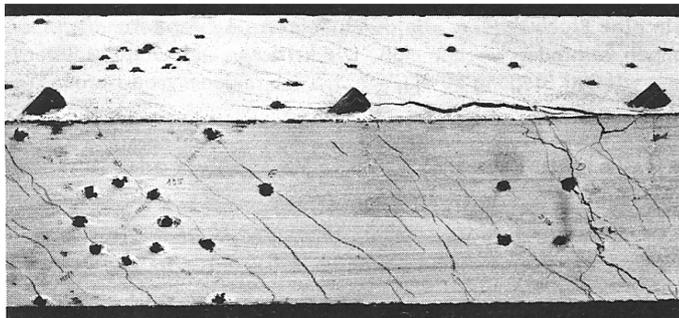


Abbildung 39: Verankerungsbruch [9]

Die Ursachen für das Versagen von torsionsbeanspruchten Stahlbetonbalken lassen sich in verschiedene Brucharten mit jeweils typischen Bruchbildern einteilen [9]. Bei den Versuchsreihen sind folgende Brucharten aufgetreten:

- ◆ Der Bruch ist beim ersten Riss durch das Versagen des Stahles aufgetreten. Dabei ist die aufnehmbare Zugkraft der Bewehrung kleiner als die Zugkraft in der Zugzone des Betons kurz vor dem ersten Riss. Somit versagt die Bewehrung des zu schwach bewehrten Balkens schlagartig und an der Bruchstelle bleibt der Beton nahezu unzerstört.
- ◆ Der Bruch ist durch Versagen des Stahls im Zustand II aufgetreten. Durch die eingelegte Bewehrung wird die Tragfähigkeit des Balkens über das Rissmoment gesteigert. Wenn die eingelegte Bewehrung auf Grund der Belastung die Streckgrenze überschreitet und eine kritische Dehnung erreicht, beginnt der Beton durch die großen Verformungen auf Druck zu versagen und die Tragfähigkeit des Balkens wird überschritten.
- ◆ Der Bruch wurde durch Versagen des Betons verursacht. Dabei wird die kritische Dehnung der Betondruckstrebe überschritten und es kommt zur örtlichen Zerstörung und Abplatzung der äußeren Betonschicht. In den Versuchsreihen wurde festgestellt, dass eine Bewehrung die von der Hauptzugspannungsrichtung abwich zu einer Abminderung der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe führte.
- ◆ Es ist zu einem Torsionstrennbruch gekommen. Dieser Bruch tritt auf, wenn die Bewehrung zu weitmaschig verlegt worden ist. Der Durchbruch verläuft an einem Schrägriss, der wegen der großen Bügelabstände keinen oder nur wenige Bügel, die dadurch die Streckgrenze überschreiten, kreuzt (Abbildung 38). Die Tragfähigkeit dieses Balkens ist früher erreicht als bei Versagen des Betons oder des Stahls.

- ◆ Der Bruch ist durch einen Verankerungsbruch aufgetreten. Beim Verankerungsbruch lösen sich einige Stäbe der Bewehrung durch ungenügenden Verbund oder durch Nachgeben der Verankerung aus dem Beton. Diese Stäbe entziehen sich dann der Aufnahme der Belastung und die Bewehrung in die andere Richtung wird stärker beansprucht. Dabei wird entweder der Beton im Verankerungsbereich aufgespaltet oder es kommt zu großen Verformungen und damit zum Bruch (Abbildung 39).

Aus den gesammelten Ergebnissen ergibt sich, dass die kritische Dehnung für Torsion wie bei Biegung bei:

$$\text{krit } \varepsilon_b = - 3,5 \text{ ‰ für den Beton und}$$

$$\text{krit } \varepsilon_e = + 5,0 \text{ ‰ für den Stahl liegen [9].}$$

## 6.5 Zusammenfassung

Das Verhalten von Stahlbetonbalken unter Torsionsbeanspruchung im Zustand I kann nach der Elastizitätslehre für homogene Bauteile ausreichend genau ermittelt werden. Die Risse beim Übergang in den Zustand II folgten in den Versuchsreihen den berechneten Hauptspannungsrichtungen sehr genau. Durch den Einfluss des Eigengewichtes kann man jedoch nicht ganz von einem reinen Torsionsversuch sprechen. Daher entstanden die Risse beim Erreichen der Betonzugfestigkeit auch nicht unter einem Winkel von  $45^\circ$  gegen die Balkenachse. Die Ermittlung der Betonzugfestigkeit ergab im Vergleich zu Kapitel 5 wesentlich höhere Werte. Nach dem Übergang in den Zustand II beeinflusst der Bewehrungsgrad und der Abstand der Bewehrungsstäbe das Rissbild und damit die Tragfähigkeit am stärksten. Für eine geringe Rissbreite sollte die Richtung der Bewehrung auf die Hauptspannungsrichtungen abgestimmt werden. Der Bruch wird entweder durch Versagen des Bewehrungsstahles oder durch Versagen des Betons hervorgerufen. In seltenen Fällen kommt es zu einem Verankerungsbruch durch zu wenig Verbund der Bewehrung. Bei einer zu weitmaschig verlegten Bewehrung kann es zu einem Torsionstrennbruch kommen.

## 7 Torsionsversuche an Stahlbetonbalken von P. Lampert und B. Thürlimann; Technische Hochschule Zürich

### 7.1 Einleitung

Am Institut für Baustatik, Abteilung Massivbau der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen über das Verhalten von Stahlbetonbalken unter Torsion, Biegung und Querkraft bis zum Bruch durchgeführt. Für dieses Forschungsprogramm wurden Versuchsträger unter „reiner“ Torsion, Torsion mit Biegung und Torsion mit Querkraft geprüft. Ziel der Untersuchungen war es ein zutreffendes mechanisch-mathematisches Modell für die Berechnung von Stahlbetonbalken zu entwickeln. Über die Ergebnisse der Untersuchungen wurden laufend einzelne Berichte geschrieben. Der Bericht „Torsionsversuch an Stahlbetonbalken“ beschäftigt sich ausschließlich mit „reiner“ Torsion.

### 7.2 Versuchsbalken

Für das Forschungsprogramm wurde hauptsächlich ein bewehrter quadratischer Hohlkastenquerschnitt verwendet. Bei diesem Hohlkastenquerschnitt wurden für die Versuche nur wenige Parameter variiert um eindeutige Aussagen über diese Parameter treffen zu können.

Bei den Versuchen unter „reiner“ Torsion waren die Durchmesser der Bügel und der Längsbewehrung gleich groß, die Anordnung der Längsstäbe variierte jedoch. Der Versuchsbalken  $T_1$  wurde mit einer Bewehrung für Torsion und der Versuchsbalken  $T_3$  mit einer Bewehrung für Biegung hergestellt. Beim Versuchsbalken  $T_2$  wurde die Längsbewehrung in den Ecken konzentriert. Der Versuchsbalken  $T_4$  ermöglichte den Vergleich zum Vollquerschnitt, welcher dieselbe Bewehrung wie der Versuchsbalken  $T_1$  hatte. Für die Überprüfung der Versuchseinrichtung und der Ermittlung der oberen Grenze der Schubspannung wurde der überbewehrte Versuchsbalken  $T_0$  verwendet. Die einzelnen Querschnitte sind in Abbildung 40 dargestellt.

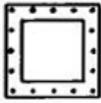
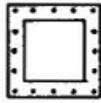
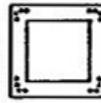
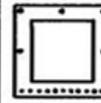
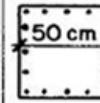
Beanspruchungsart	Reine Torsion				
Balken - Bezeichnung	$T_0$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$
Prüf - Querschnitt mit Anordnung der Längsarmierung					
Längsarmierung 16 Stk.	$\Phi 16$	$\Phi 12$	$\Phi 12$	$\Phi 12$	$\Phi 12$
Bügelarmierung $s = 11 \text{ cm}$	$\Phi 16$	$\Phi 12$	$\Phi 12$	$\Phi 12$	$\Phi 12$

Abbildung 40: Querschnitte für „reine“ Torsion [10]

### 7.3 Versuchsdurchführung

Die Balkenversuche wurden auf dem Aufspannboden in der Prüfhalle der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt in Dübendorf durchgeführt [10]. Für die Durchführung der Versuche wurde eine eigene Versuchsanlage entwickelt. Diese Anlage bestand aus folgenden Hauptelementen [11]:

- festes Kipp- und Torsionslager
- bewegliches Kipp- und Torsionslager
- Belastungsrahmen mit Zugpresse
- Einspannrahmen mit Verankerung

Mit diesen Hauptelementen konnte sowohl eine Biegebeanspruchung als auch eine Torsionsbeanspruchung auf die Versuchsbalken aufgebracht werden (Abbildung 41).

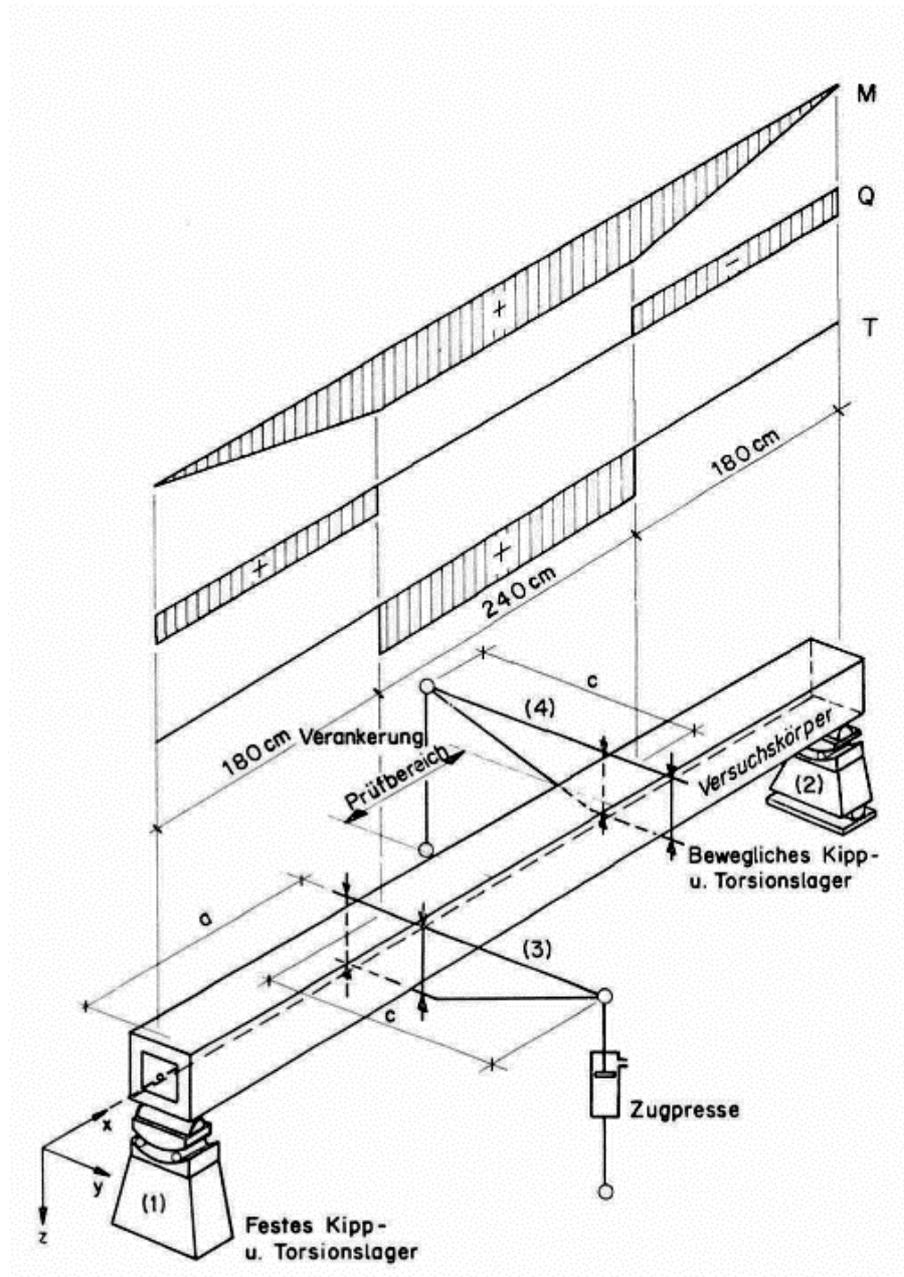


Abbildung 41: Schema für „Torsion und Biegung“ [11]

Für den Lastfall „reine“ Torsion wurden der Belastungsrahmen und der Einspannrahmen jeweils über dem festen und dem beweglichen Kipp- und Torsionslager angeordnet (Abbildung 42 und Abbildung 43).

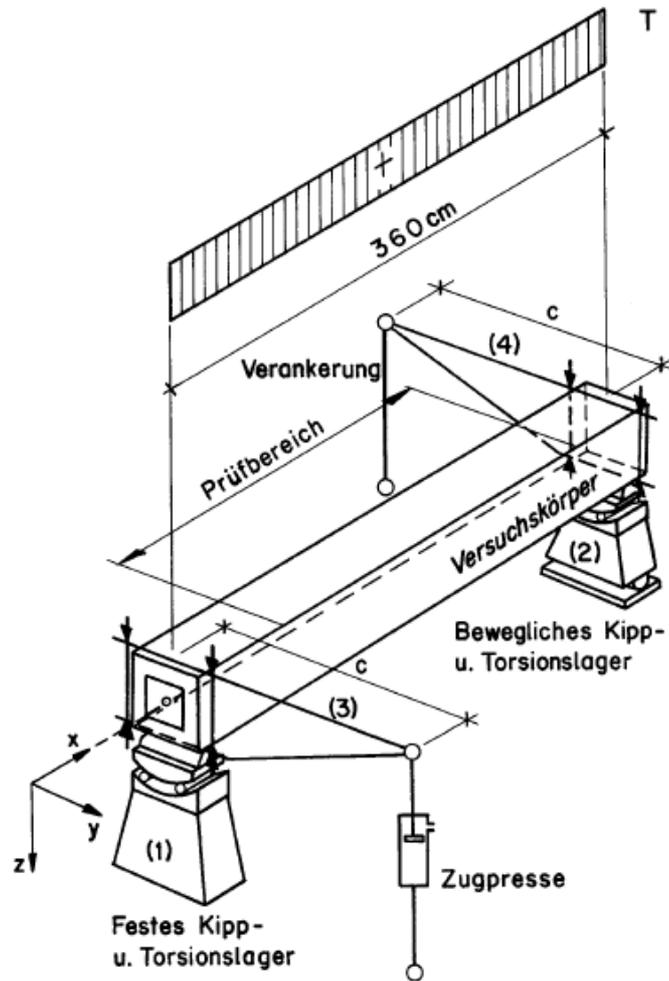


Abbildung 42: Schema für „reine“ Torsion [11]

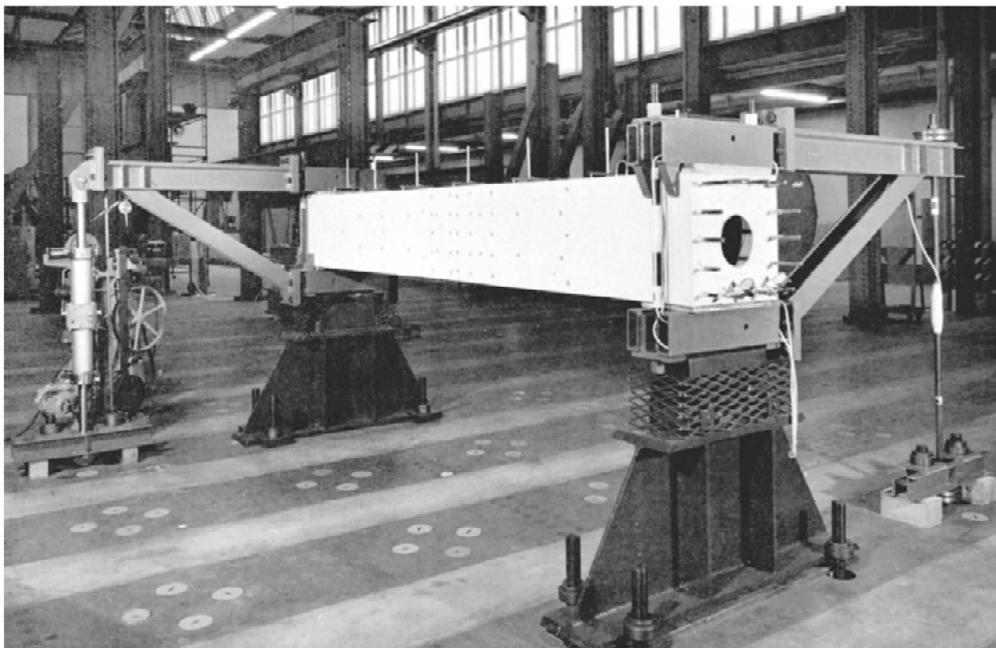


Abbildung 43: Versuchsanlage „reine“ Torsion [11]

Die Belastung wurde bis zu einem vorher festgelegten Wert gesteigert und dann wieder bis auf das Grundmoment abgesenkt. Das wurde solange wiederholt bis eine vorgenommene Laststeigerung nicht mehr durchgeführt werden konnte, weil die Verdrehung des Balkens zu groß wurde. Die Belastung wurde dann nur mehr soweit gesteigert, dass die Verdrehung des Balkens um einen vorher festgelegten Betrag zunahm. Dieser Belastungsablauf ist in Abbildung 44 dargestellt.

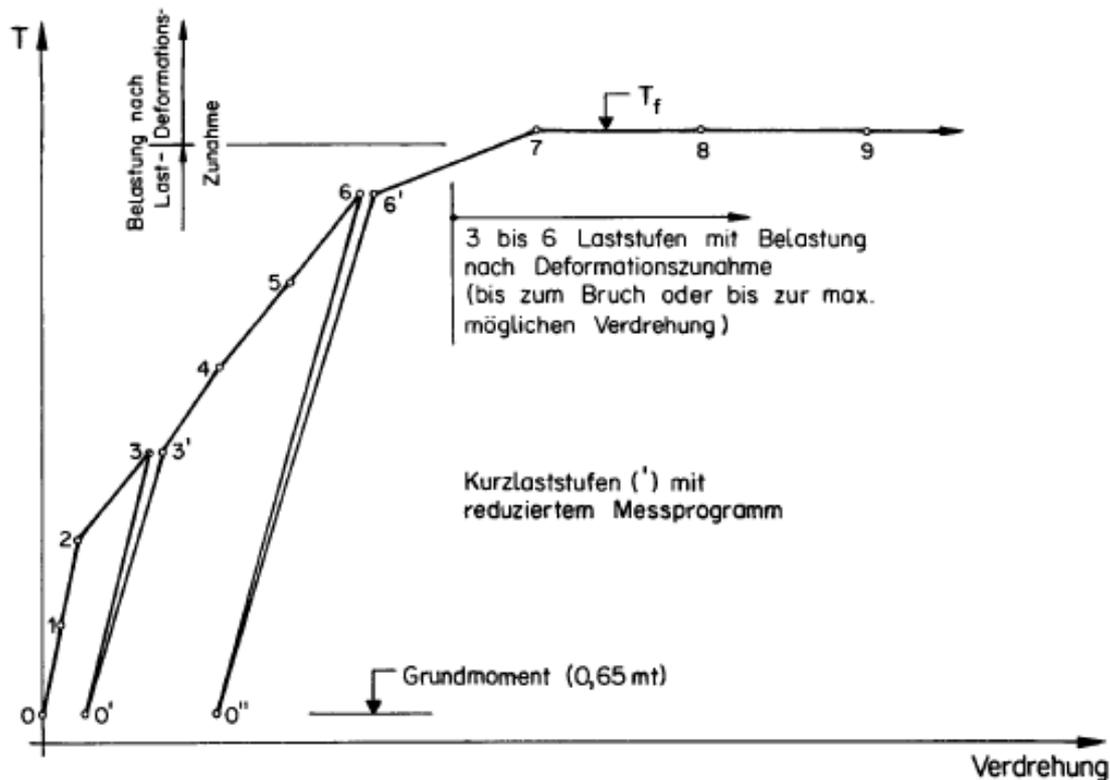


Abbildung 44: genereller Belastungsablauf [10]

#### 7.4 Bruchmomente der Versuchsträger

Die gemessenen Torsionsbruchmomente  $T_{uE}^{Ex}$  stimmten bei den Versuchsträgern  $T_1$ ,  $T_2$  und  $T_4$  mit den nach der Fachwerkstheorie berechneten statischen Fließmomenten  $T_{fs}^{Th}$  gut überein. Besonders auffällig dabei war, dass das Bruchmoment der gleich bewehrten Versuchsträger  $T_1$  (Hohlkastenquerschnitt) und  $T_4$  (Vollquerschnitt) trotz unterschiedlicher Querschnitte gleich groß war. Der Versuchsträger  $T_3$  mit der Bewehrung für Biegung erreichte ein wesentlich größeres gemessenes Bruchmoment als die Berechnung ergab. Das wurde damit begründet, dass durch die relativ starke Bügelbewehrung im Vergleich zur Längsbewehrung in den Stegen und der oberen Platte es zu einer Veränderung der Neigung der Betondruckstrebe kam und damit der Versuchsträger die überdimensionierte Bügelbewehrung nutzen konnte. Das Verhältnis der gemessenen Bruchmomente  $T_{uE}^{Ex}$  zu den berechneten statischen Fließmomenten  $T_{fs}^{Th}$  ist in Abbildung 45 dargestellt.

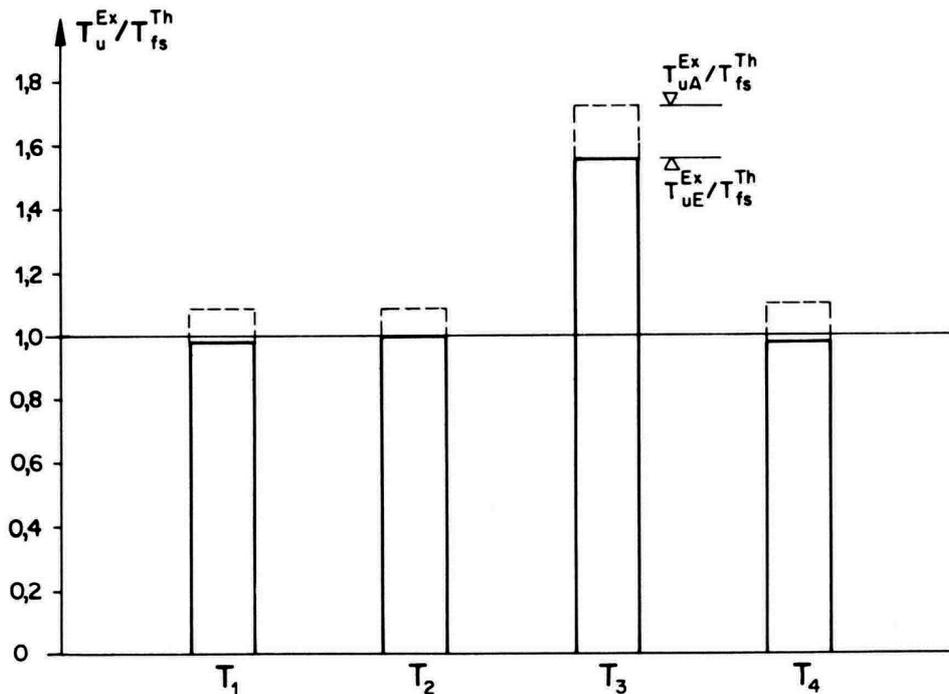


Abbildung 45: gemessene Bruchmomente bezogen auf die berechneten Fließmomente [10]

### 7.5 Tragverhalten der Versuchsträger

Der Versuchsträger  $T_1$  verdrehte sich im Zustand I entsprechend der homogenen Torsionssteifigkeit nur wenig. Beim Übergang in den Zustand II traten die Risse auf allen Seiten unter einer Neigung von  $45^\circ$  auf und die Torsionssteifigkeit reduzierte sich stark. Die dabei auftretenden gemessenen Spannungen in der Bewehrung entsprachen den berechneten Spannungen nach der Fachwerkstheorie sehr gut. Die Bügel und die Längsbewehrung wurden auf Grund der Volumengleichheit gleich stark beansprucht und die Tragfähigkeit des Versuchsbalkens  $T_1$  wurde durch das Fließen der gesamten Bewehrung erreicht. Auf Grund der starken Verdrehung beim Fließen der Bewehrung öffnete sich an der Unterseite des Versuchsbalkens ein Riss auf 3 mm. Danach kam es zu einer Ablösung der Betondeckung im Bereich des Risses und zu einer Zerstörung des Betons auch auf den anderen Seiten. Eine Bruchfigur mit spiralförmiger Öffnung um eine Drehachse auf der vierten Seite wurde nicht beobachtet [10]. In der Abbildung 46 ist der Bruchbereich des Versuchsträgers in einer Abwicklung dargestellt.

Beim Versuchsträger  $T_2$  wurde untersucht, ob die in den Ecken konzentrierten Längsstäbe voll zur Wirkung kommen. Dabei zeigte sich ein gleichwertiges Verhalten bis zum Bruch wie beim Versuchsträger  $T_1$ . Bis zum Erreichen der Traglast bildeten sich eine Reihe von schraubenförmigen Verschiebungen mit Rissen von bis zu 2 mm auf die gesamte Länge des Versuchsbalkens aus (Abbildung 47). Beim Bruch kam es zu Ablösungen der Betondeckung und man konnte deutlich die Abstützung der Betondruckdiagonale auf den konzentrierten Längsstäben in den Ecken erkennen (Abbildung 48 und Abbildung 49). Durch diese konzentrierten Längsstäbe wurden auch die auftretenden Verschiebungen stärker behindert und es trat ein ausgeglicheneres Verformungshalten als beim Versuchsbalken  $T_1$  auf.

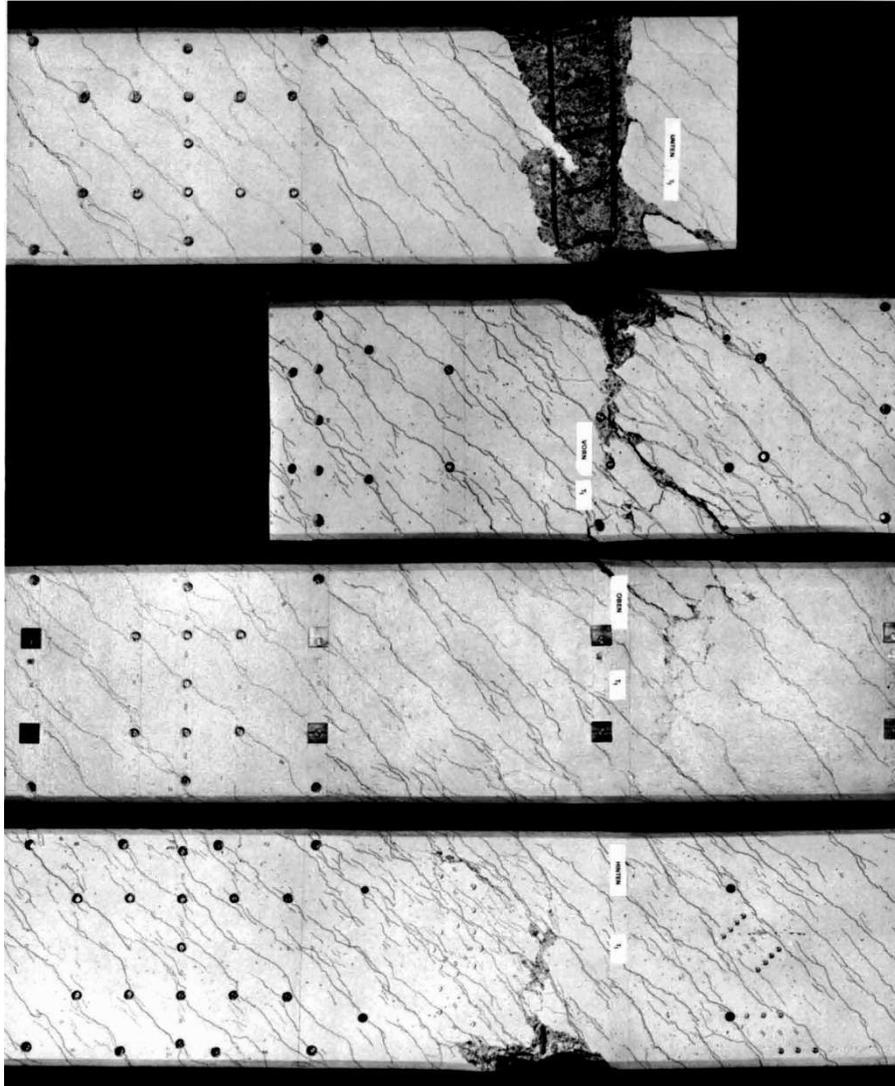


Abbildung 46: Bruchbereich des Versuchsbalkens  $T_1$  in der Abwicklung [10]

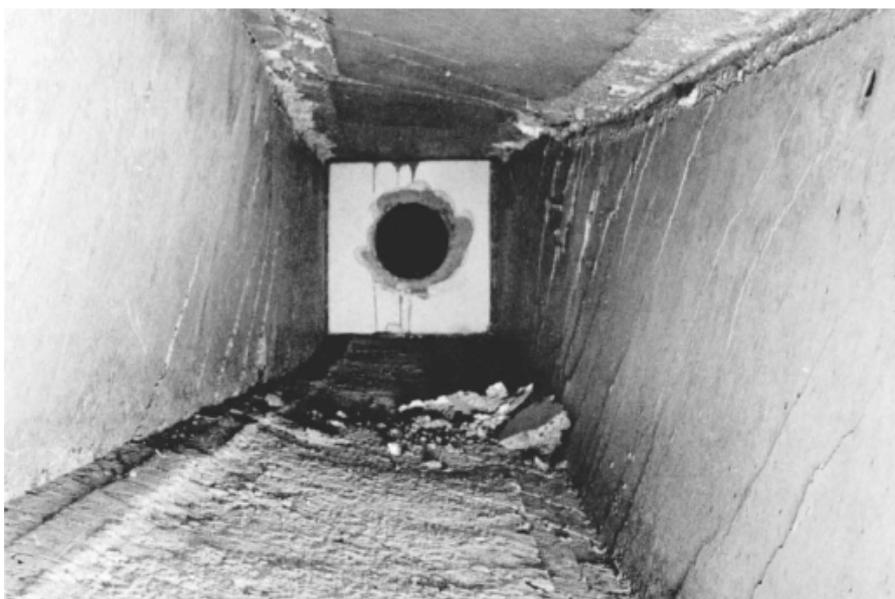


Abbildung 47: Innenaufnahme Versuchsbalken  $T_2$  [10]

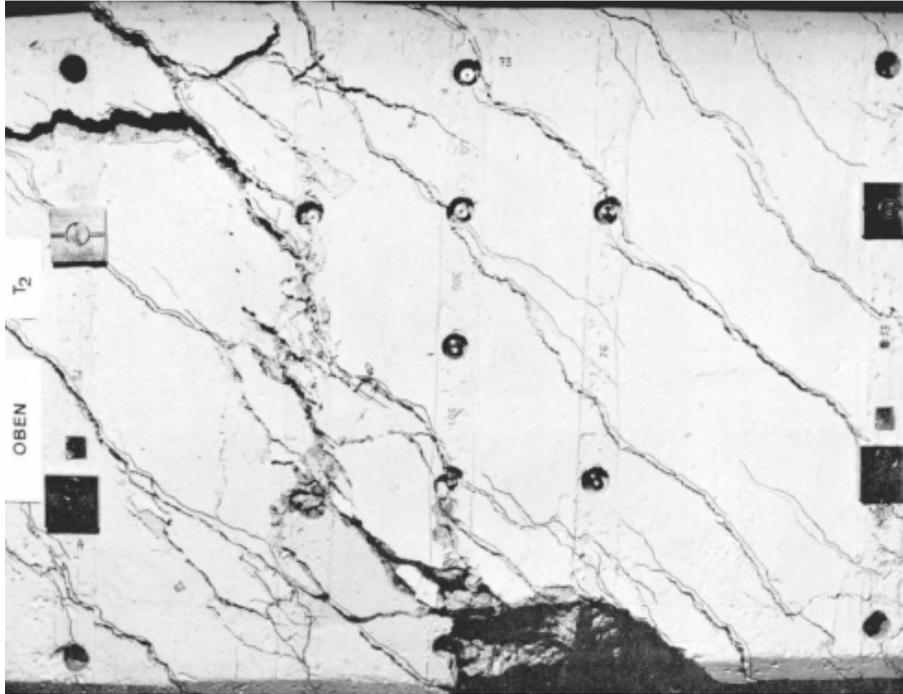


Abbildung 48: Bruch des Versuchsbalkens  $T_2$  [10]

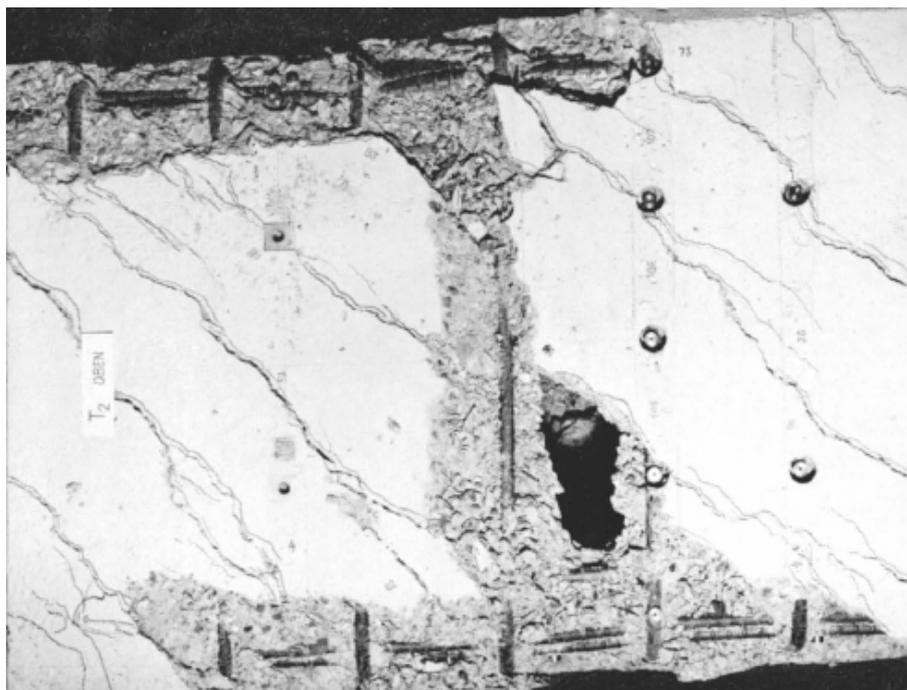


Abbildung 49: Abstützung der Betondruckstrebe beim Versuchsbalken  $T_2$  [10]

Der Versuchsbalken  $T_3$  hatte die gleiche Bügelbewehrung und die gleich Anzahl von Längsstäben wie der Versuchsbalken  $T_1$ . Die Anordnung der Längsbewehrung entsprach jedoch einer Biegebewehrung. In der Bodenplatte wurden wesentlich mehr Längsstäbe als in den drei anderen Seiten angeordnet. Beim Übergang in den Zustand II entstanden auch bei diesem Versuchsbalken auf allen Seiten Risse mit einer Neigung unter etwa  $45^\circ$ . Die Spannung in den oberen Längsstäben nahm dabei erwartungsgemäß stärker zu als in den Bügeln. Die gemessene Spannung in den oberen Längsstäben blieb jedoch stets unter der berechneten Spannung nach der Fachwerkstheorie. Die gemessene Spannung

in den Bügeln an der Oberseite des Versuchsbalkens stieg über die gerechnete Spannung an. Die Tragfähigkeit wurde erreicht als die obere und seitliche Längsbewehrung und die Bügel im oberen und seitlichen Bereich des Versuchsbalkens zu fließen begannen. Daher traten die ersten Risse auch an der Oberseite des Versuchsbalkens auf. Diese Risse öffneten sich bis auf 2,5 mm. Die Unterseite des Versuchsbalkens blieb mit wenigen Rissen kompakt und beim Bruch kam es zu einer konzentrierten Verdrehung der beiden Balkenteile um die Unterseite. Der Bruch ist in der Abbildung 50 in einer Abwicklung dargestellt.

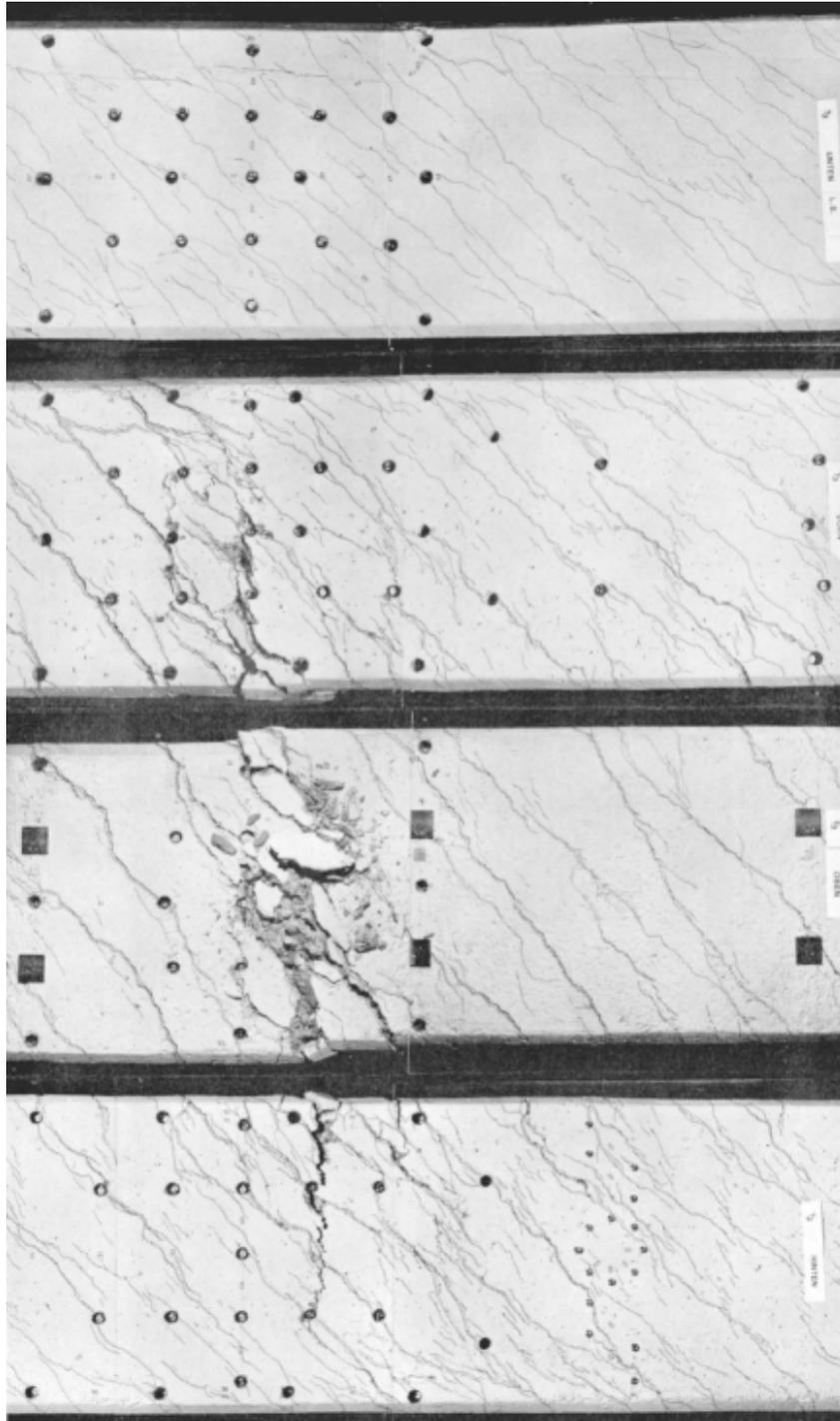


Abbildung 50: Bruchbereich des Versuchsbalkens  $T_3$  in der Abwicklung [10]

Mit diesem Versuch wurde ersichtlich, dass für einen normal bewehrten Hohlkastenträger ein Fließen auf drei von vier Seiten für das Versagen unter Torsionsbeanspruchung genügt. Die höhere gemessene Tragfähigkeit als die berechnete Tragfähigkeit nach der Fachwerkstheorie lässt sich zu einem Teil damit erklären, dass sich die Neigung der Betondruckdiagonale gegen die Bügel trotz bereits vorhandener Risse ändert. Dadurch werden die oberen Längsstäbe durch die Bügel entlastet. Bis zu welchem Verhältnis der Längs- zur Bügelbewehrung diese Umlagerung möglich ist konnte nicht festgestellt werden.

Mit dem Versuchsbalken  $T_4$  sollte ein eventuell vorhandener Unterschied zwischen Voll- und Hohlkastenquerschnitt festgestellt werden. Es wurde jedoch die gleiche Tragfähigkeit wie beim Versuchsbalken  $T_1$  gemessen. Das Rissmoment war auf Grund der homogenen Schubspannungsverteilung etwas größer, aber im Zustand II bekam die Bewehrung die gleiche Spannung wie beim Versuchsbalken  $T_1$ . Daher konnte die Gültigkeit der Fachwerkstheorie auch beim Vollkastenquerschnitt nachgewiesen werden. Die schraubenförmige Verschiebung mit Rissen unter  $45^\circ$  wurde besonders auf einer Balkenhälfte sichtbar. Die Risse öffneten sich bis auf 3 mm. Beim auseinander gezogenen Balken nach dem Bruch kann man die zerstörte äußere Betonschale, die als Druckdiagonale wirkte, und den relativ gut erhaltenen Kern erkennen (Abbildung 51).

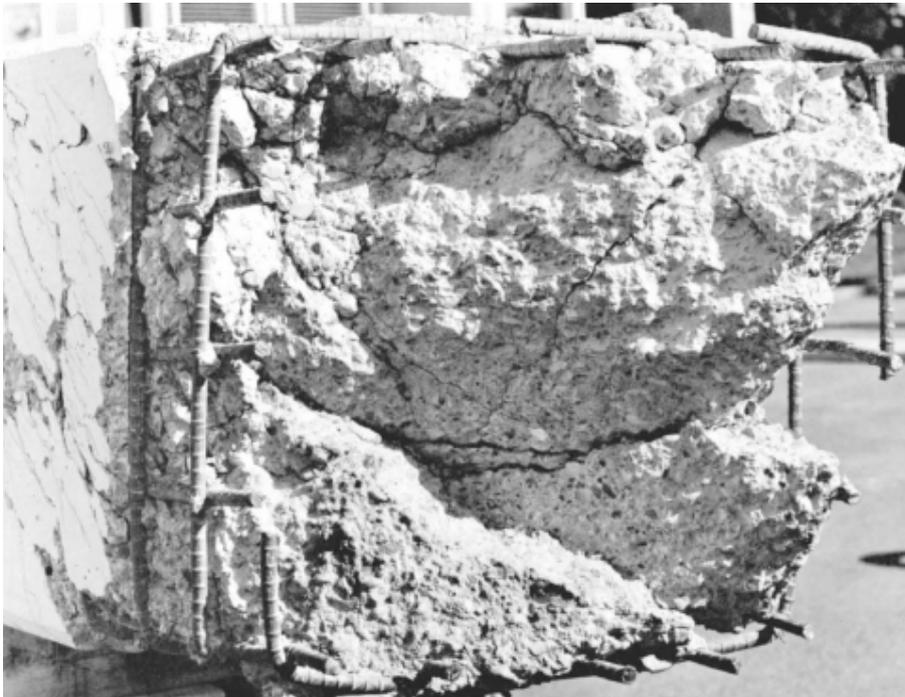


Abbildung 51: Bruchfläche beim Versuchsbalken  $T_4$  [10]

## 7.6 Schiebungsbruch

Beim Erreichen der Traglast führten folgende Erscheinungen zum Bruch [10]:

- Fließen der Bewehrung auf mindestens drei Seiten
- Große Verformung durch schraubenförmige um den Balken auftretende Schiebungen
- Loslösung der außerhalb des Bewehrungskorb liegenden Betonschale und Zermalmung der Druckdiagonale

Deshalb wurde dieses Versagen als Schiebebruch bezeichnet, womit bereits der Wortaufbau die Hauptursache der Zerstörung zum Ausdruck bringt [10].

### **7.7 Zusammenfassung**

Bei den volumengleich und symmetrisch bewehrten Versuchsbalken stimmten die Spannungen in der Bewehrung nach dem Rissbeginn mit den berechneten Werten der räumlichen Fachwerkstheorie unter einer angenommenen Neigung der Betondruckstrebe von  $45^\circ$  zusammen. Bei dem Versuchsbalken mit der unsymmetrischen Biegebewehrung konnte eine Umlagerung der Kräfte von den Längsstäben auf die Bügel und damit eine Änderung der Neigung der Betondruckstrebe nachgewiesen werden. Daher wurde ein größeres Bruchmoment als das berechnete Bruchmoment erreicht und es kam zum Versagen nach dem in drei von vier Seiten die Bewehrung zu fließen begann. Alle Versuchsbalken gingen erst nach dem Fließen der Bewehrung zu Bruch. Durch das Fließen der Bewehrung kam es zu großen Verdrehungen und Verschiebungen und damit zur Zermalmung der Betondruckstreben. Die konzentrierte Anordnung der Längsstäbe in den Ecken des Versuchsbalkens  $T_2$  führte zu keiner Veränderung der Traglast. Die einwandfreie Abstützung und Umlenkung der Betondruckdiagonale war gegeben. Zwischen Voll- und Hohlkastenquerschnitt konnte kein Unterschied festgestellt werden. Daher gilt die räumliche Fachwerkstheorie für beide Querschnitte und der Beton im Kern leistet keinen merklichen Anteil am Torsionswiderstand im Zustand II.

## 8 Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken von P. Lampert, P. Lüchinger und B. Thürlimann; Technische Hochschule Zürich

### 8.1 Einleitung

Wie in dem Kapitel 7 beschrieben wurden an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Stahlbetonbalken unter verschiedenen Beanspruchungen untersucht. Über die Ergebnisse der Versuche wurden laufend Berichte erstellt. Der Bericht „Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken“ beschreibt Versuche mit verschiedenen Querschnittsformen, unterschiedlicher Bügelbewehrung und Vorspannung. Dabei wurden fünf Versuchsbalken unter „reiner“ Torsion und ein Versuchsbalken unter Torsion und Biegung geprüft. Die sechs unterschiedlichen Querschnitte der Versuchsbalken sind in Abbildung 52 dargestellt.

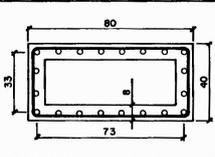
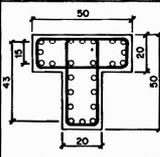
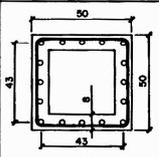
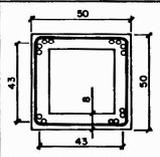
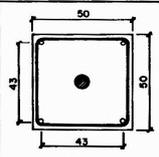
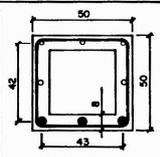
Belastungsart	Reine Torsion					Torsion und Biegung
Balkenbezeichnung	T <sub>5</sub>	T <sub>6</sub>	T <sub>7</sub>	T <sub>8</sub>	T <sub>9</sub>	TB <sub>9</sub>
Querschnitt						
Hauptparameter	Rechteckquerschnitt	T - Querschnitt	ungleiche Bügelarmierung	ungleiche Längs- und Bügelarmierung	Vorspannung zentrisch	Vorspannung exzentrisch
Längseisen	20 Ø 8	24 Ø 8	16 Ø 10	14 Ø 10	4 Ø 10	5 Ø 10
Spannstahl	—	—	—	—	4 Litzen Ø 1/2"	3 Litzen Ø 1/2"
Bügel	Ø 10 / s = 11	Ø 8 / s = 7	vorn, oben, hinten: Ø 10 / s = 11 unten: Ø 8 / s = 11	oben, hinten: Ø 10 / s = 11 vorn, unten: Ø 8 / s = 11	Ø 10 / s = 11	Ø 10 / s = 11
Verhältnis T/M	∞	∞	∞	∞	∞	1

Abbildung 52: Querschnitte für „reine“ Torsion und Torsion und Biegung [12]

Beim Versuchsbalken T<sub>5</sub> wurde ein Rechteckquerschnitt mit einem Seitenverhältnis von 2:1 gewählt. Dabei wollte man feststellen ob dadurch in den Bügeln eine unterschiedliche Spannung in der Längs- und Schmalseite auftritt. Der Versuchsbalken T<sub>6</sub> wurde als T-Querschnitt hergestellt. Bei den Versuchsbalken T<sub>7</sub> und T<sub>8</sub> wurde die Bügelbewehrung über den Querschnitt variiert. Zusätzlich wurde beim Versuchsbalken T<sub>8</sub> die Längsbewehrung in den Ecken des Querschnittes konzentriert. Versuchsbalken T<sub>9</sub> wurde zentrisch vorgespannt und entsprach damit einem Brückenquerschnitt im Bereich des Biegemomentennullpunktes. Der Versuchsbalken TB<sub>9</sub> wurde exzentrisch vorgespannt und mit einem Verhältnis von Torsions- zu Biegemoment von 1:1 belastet.

Die Versuchsanlage und das Belastungsschema ist in Kapitel 7.3 beschrieben.

### 8.2 Bruchmomente der Versuchsträger

Die gemessenen Torsionsbruchmomente  $T_{uE}^{Ex}$  wichen bei allen Versuchsbalken nicht mehr als 5% von den nach der Fachwerkstheorie berechneten statischen Fließmomenten  $T_{fs}^{Th}$  ab. Beim Versuchsbalken T<sub>6</sub> zeigte sich somit, dass auch für zusammengesetzte Querschnitte die Fachwerkstheorie angewendet werden kann. Bei den Versuchsbalken T<sub>6</sub> und T<sub>7</sub> konnte festgestellt werden, dass das Fließen der Bewehrung an der schwächsten Seite noch nicht zum Bruch führte. Das Bruchmoment wurde erst dann erreicht, als die

Bewehrung die Fließgrenze an drei Seiten erreicht hatte. Bei den Versuchsbalken  $T_9$  und  $TB_9$  wurden die berechneten Bruchmomente mit den gemessenen Stahlspannungen ermittelt. Die Übereinstimmung mit den gemessenen Bruchmomenten zeigt, dass die Vorspannung als Torsionslängsbewehrung angesehen werden kann. Das Verhältnis der gemessenen Bruchmomente  $T_{uE}^{Ex}$  zu den berechneten statischen Fließmomenten  $T_u^{Th}$  ist in Abbildung 53 dargestellt.

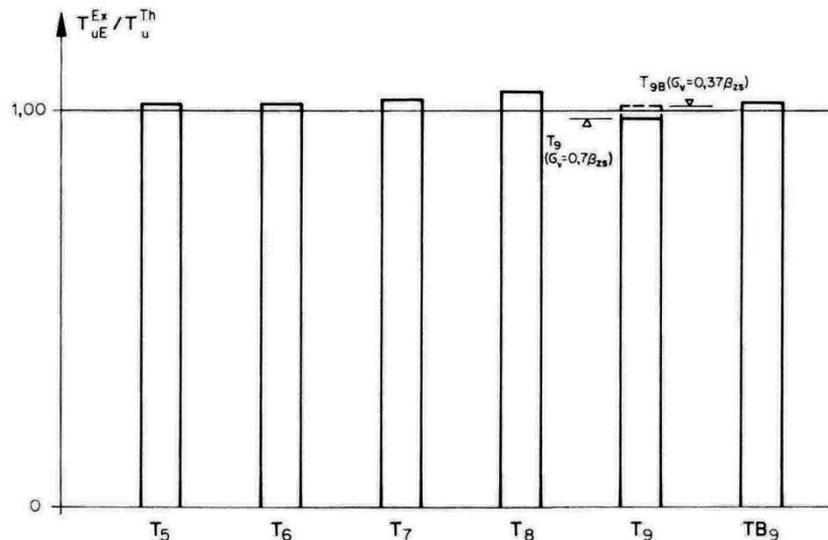


Abbildung 53: gemessene Bruchmomente bezogen auf die berechneten Fließmomente [12]

### 8.3 Tragverhalten der Versuchsträger

Beim Versuchsbalken  $T_5$  wurde die Längsbewehrung mit einem kleineren Stabdurchmesser als die Bügel ausgeführt. Daher kam zuerst die untere Längsbewehrung zum Fließen. Das Bruchmoment wurde erreicht als die Bügel auf allen Seiten in der Reihenfolge - Bügel unten - Bügel seitlich - Bügel oben - die Fließgrenze überschritten hatten. Der Bruch erfolgte durch Ablösung der Betondeckung und blieb praktisch auf einen Querschnitt begrenzt (Abbildung 54).

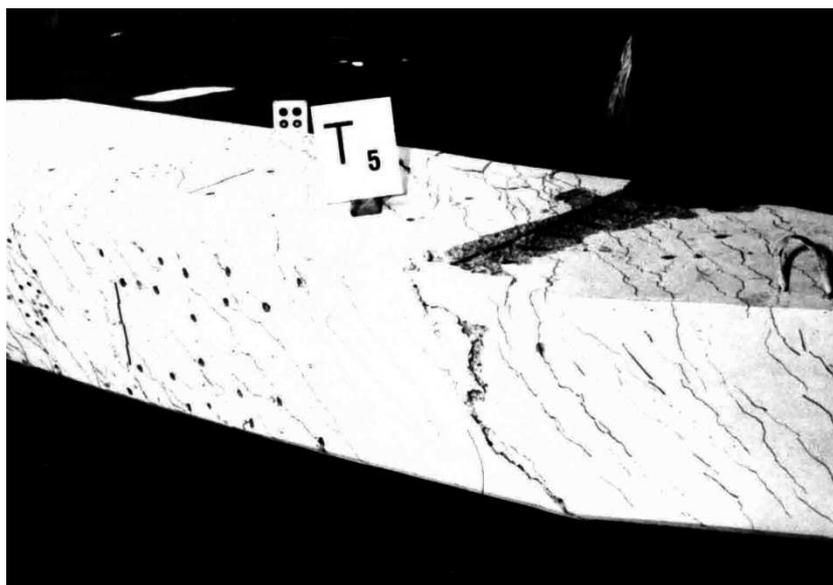


Abbildung 54: Bruchbereich des Versuchsbalkens  $T_5$  [12]

Beim Versuchsbalken  $T_6$  wurde für die Längsbewehrung und die Bügel der gleiche Stabdurchmesser verwendet und die Längsbewehrung wurde gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Daher kam bei diesem Versuchsbalken unter dem Bruchmoment die gesamte Bewehrung zum Fließen. Die dabei gemessene Verdrehung war etwas größer als bei den anderen Versuchsbalken. An der Unterseite des Versuchsbalkens löste sich die Betondeckung an den spannungslosen Kanten schon lange vor dem Bruch. Der Bruch kündigte sich durch Versagen der Betondruckdiagonale im Bereich der einspringenden Ecken zwischen Flansch und Steg an (Abbildung 55 und Abbildung 56).



Abbildung 55: Ankündigung des Bruchs des Versuchsbalkens  $T_6$  [12]

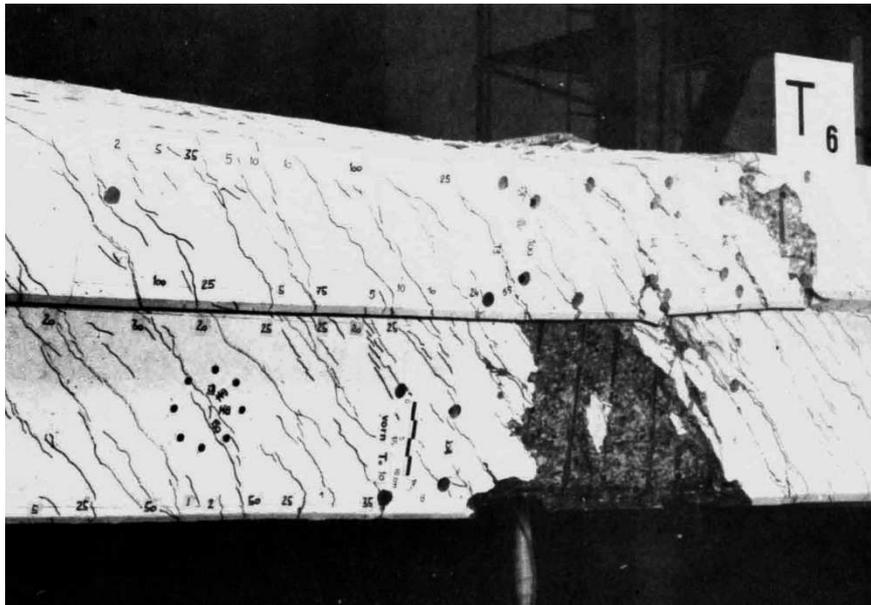


Abbildung 56: Bruchbereich des Versuchsbalkens  $T_6$  [12]

Beim Versuchsbalken  $T_7$  wurde der Durchmesser der Bügelbewehrung an der Unterseite reduziert. Damit sich in diesem Versuchsbalken ein räumliches Fachwerk ausbilden kann,

muss es zu einer Umlagerung der Kräfte von der schwächeren Bügelbewehrung auf die Längsbewehrung kommen und sich damit die Neigung der Betondruckstrebe ändern. Die Änderung der Neigung der Betondruckstrebe konnte anhand der neu aufgetretenen Risse festgestellt werden. Das Bruchmoment wurde erreicht als die Bewehrung auf drei Seiten in folgender Reihenfolge – Bügel unten – Längsstäbe unten – Längsstäbe seitlich - Bügel seitlich - zum Fließen kam. Der Bruch kündigte sich durch Ablösen der Betondeckung und Risse an der Unterseite des Versuchsbalkens an. Der Bruch erfolgt durch plötzliches Versagen der Betondruckstrebe (Abbildung 57).

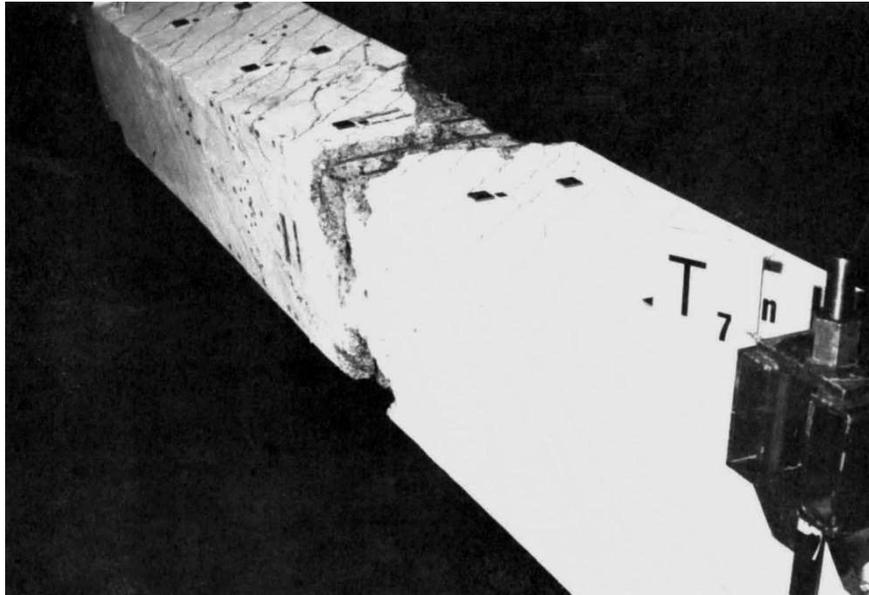


Abbildung 57: Bruchbereich des Versuchsbalkens T<sub>7</sub> [12]

Beim Versuchsbalken T<sub>8</sub> wurde der Querschnitt durch eine unter 45° geneigte Gerade in zwei Querschnittshälften geteilt. Dabei wurde eine Querschnittshälfte mit einer schwächeren Längs- und Bügelbewehrung versehen, wobei die Längsbewehrung in den Ecken des Querschnittes konzentriert wurde. Erwartungsgemäß kam zuerst die Querschnittshälfte mit der schwächeren Längs- und Bügelbewehrung zum Fließen. Beim Erreichen des Bruchmomentes überschritt aber auch die Bügelbewehrung in der stärker bewehrten Querschnittshälfte die Fließgrenze. Die Abstützung der Betondruckstrebe auf den konzentrierten Längsstäben funktionierte einwandfrei. Die auftretenden Schiebungen wurden durch die konzentrierten Längsstäbe stark behindert und somit kam es zu keinem plötzlichen Versagen der Betondruckstrebe (Abbildung 58).

Der Versuchsbalken T<sub>9</sub> wurde zentrisch vorgespannt um eventuell vorhandene Unterschiede zum Tragverhalten eines schlaff bewehrten Querschnittes festzustellen. Das Spannkabel wurde auf 70% seiner Bruchlast vorgespannt. Beim Erreichen des Bruchmomentes kam die untere Längsbewehrung und der Bügel unten und seitlich zum Fließen. Das Spannkabel kam nicht zum Fließen, was auf den fehlenden Verbund zwischen Spannkabel und Beton zurückgeführt wurde. Die Ecklängsstäbe wurden durch die Betondruckdiagonale außerordentlich auf Biegung beansprucht (Abbildung 59). Bei keinen oder zu geringen Ecklängsstäben würde die Betondruckdiagonale nicht mehr verankert werden und daher vor Erreichen der Traglast ausbrechen.

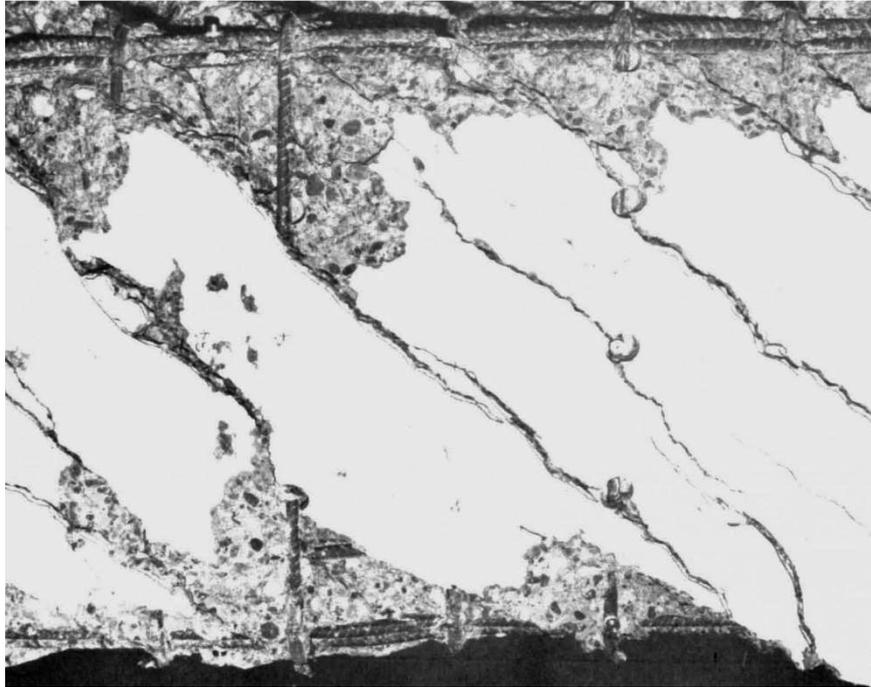


Abbildung 58: Bruchbereich des Versuchsbalken T<sub>8</sub> [12]

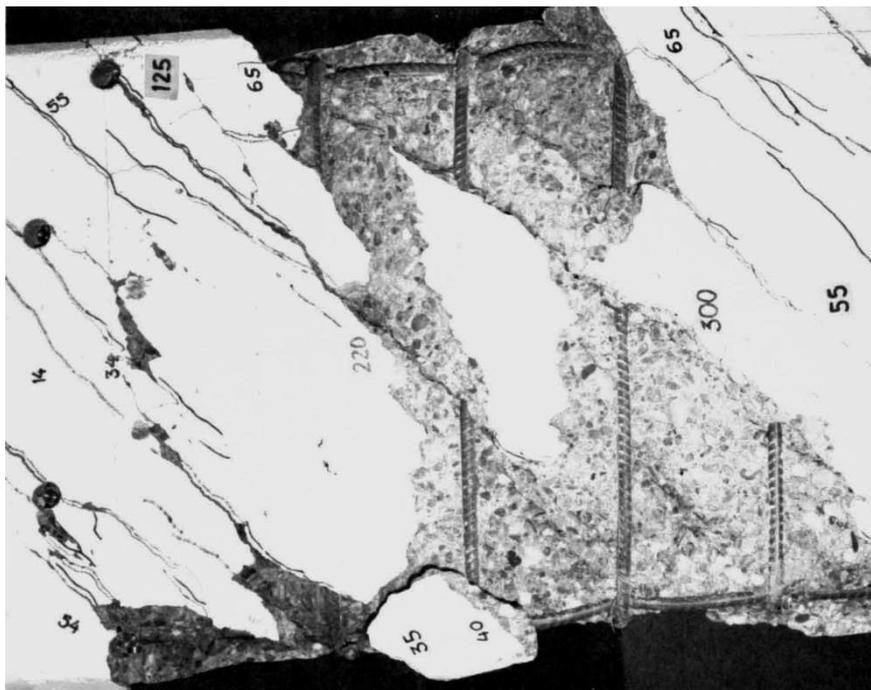


Abbildung 59: Bruchbereich des Versuchsbalken T<sub>9</sub> [12]

Der Versuchsbalken TB<sub>9</sub> wurde auf Torsion und Biegung mit einem Verhältnis von 1:1 beansprucht. Beim Bruchmoment kam auch hier die Bewehrung auf drei Seiten zum Fließen. Der Bruch trat durch plötzliches Versagen der Betondruckstrebe auf der Rückseite auf (Abbildung 60).

Bei allen sechs Versuchsbalken trat ein Schiebungsbruch mit denselben Einflüssen, wie in Kapitel 7.6 beschrieben, auf.



Abbildung 60: Bruchbereich des Versuchsbalkens TB<sub>9</sub> [12]

#### 8.4 Zusammenfassung

Im Zustand II bildete sich in allen sechs Versuchsbalken das räumliche Fachwerk aus. Daher sind folgende Rückschlüsse zulässig:

Bei einer symmetrischen und volumengleichen Bewehrung kommt die gesamte Bewehrung beim Bruchmoment in das Fließen und die Betondruckstrebe hat bei „reiner“ Torsion eine Neigung von  $45^\circ$ . Bei einer nicht symmetrischen und volumengleichen Bewehrung kommt es zu einer Kraftumlagerung und damit zu einer Änderung der Neigung der Betondruckstrebe. Die endgültige Neigung der Betondruckstrebe wird nicht durch die anfänglichen Risse beeinflusst. Die anfänglichen Risse bilden sich bei „reiner“ Torsion beim Übergang in den Zustand II unter einem Winkel von  $45^\circ$  aus. Die weiteren Risse im Zustand II richten sich nach der Neigung der Betondruckstrebe und haben bei einer nicht symmetrischen und volumengleichen Bewehrung daher eine Neigung ungleich  $45^\circ$ .

Die vorgespannten Spannkabel können bei der Ermittlung der Bruchlast als schlaffe Bewehrung angesehen werden. Voraussetzung ist, dass der Spannstahl normal vorgespannt ist und im Verbund wirkt, damit die Streckgrenze bei ähnlichen zusätzlichen Dehnungswerten wie die Fließgrenze in der schlaffen Bewehrung erreicht wird [12]. Die Ecklängsstäbe sind für die Tragfähigkeit unabdingbar, damit sich die Betondruckstrebe zwischen den Bügeln auf den Ecklängsstäben abstützen kann.

## 9 Experimentelle Versuche an Stahlbetonbalken aus normalen und hochfestem Beton von L. J. Rasmussen und G. Baker; ACI Journal

### 9.1 Einleitung

Die Nachfrage nach hochfestem Beton hatte auf Grund immer größer werdender Beanspruchungen und höheren Anforderungen an die Beständigkeit massiv zugenommen. Hochfester Beton wurde immer häufiger bei Brücken und Hochhäusern eingesetzt, obwohl es noch sehr wenige Erfahrungen und Konstruktionsregeln für hochfesten Beton gab. Daher wurde es notwendig die Eigenschaften und das Materialverhalten von hochfestem Beton unter Beanspruchung näher zu untersuchen. Im Zuge dieser Forschungsarbeit wurden drei Stahlbetonbalken aus normalem Beton und neun Stahlbetonbalken aus hochfestem Beton unter einer „reinen“ Torsionsbeanspruchung auf ihr Tragverhalten getestet.

### 9.2 Versuchsträger

Das Ziel der Versuche war es den Unterschied zwischen normalem und hochfestem Beton eindeutig erfassen zu können. Daher wurden alle zwölf Versuchsträger so stark überbewehrt, dass es nur zu einem Versagen des Betons, aber zu keinem Versagen der Längs- bzw. Querbewehrung, unter der Torsionsbeanspruchung kommen konnte. Die Stahlbetonträger hatten alle denselben Rechteckquerschnitt von 160 \* 250 mm und wurden in vier Gruppen mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten von 30, 50, 70 und 110 N/mm<sup>2</sup> eingeteilt. Jede Gruppe bestand somit aus drei Stahlbetonträgern und die Stahlbetonträger wurden nach der Betondruckfestigkeit und Reihenfolge innerhalb der Gruppe benannt (z.B.: B30.1). Die Länge der Stahlbetonträger betrug 3.500 mm und es wurde in allen Stahlbetonträgern dieselbe Bewehrung angeordnet (Abbildung 61). Daher waren die Stahlbetonträger mit einer Betondruckfestigkeit von 110 N/mm<sup>2</sup> kaum überbewehrt, die Stahlbetonträger mit einer Betondruckfestigkeit von 30 N/mm<sup>2</sup> jedoch sehr stark überbewehrt. Die Bügel wurden an den beiden Enden eines jeden Stahlbetonträgers enger angeordnet, damit der Stahlbetonträger auf jeden Fall im Bereich der aufgetragenen Torsionsbeanspruchung versagte.

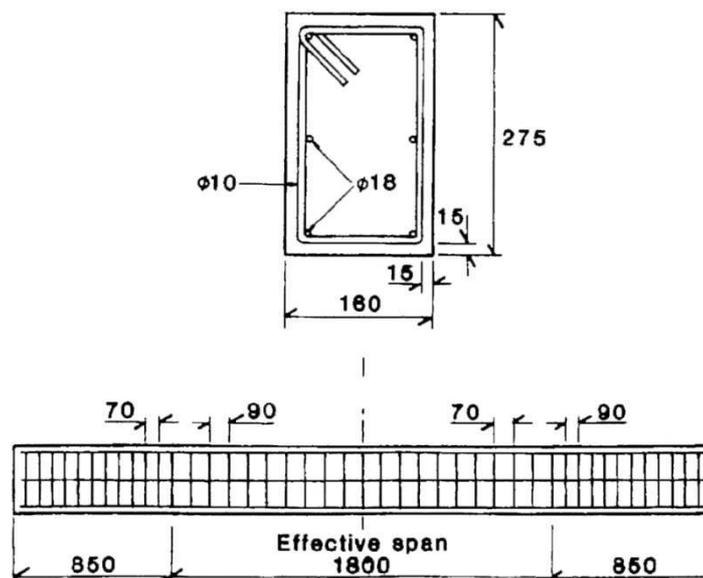


Abbildung 61: Anordnung der Bewehrung [13]

### 9.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsträger wurden wie ein Einfeldträger auf zwei Auflager mit einem Abstand von 3.000 mm gelagert. Bei jedem Auflager wurde mit Hilfe eines Kragarmes und einer Presse die Torsionsbeanspruchung aufgebracht. Die beiden Pressen wurden an nur einem Regler angeschlossen, damit bei jedem Auflager exakt dieselbe Verdrehung aufgebracht wurde. Durch die entgegengesetzte Richtung der beiden Verdrehungen kam es zu keiner Verdrehung der Versuchsträger um die eigene Symmetrieachse und es wirkte ein konstantes Torsionsmoment auf der Länge von 3.000 mm.

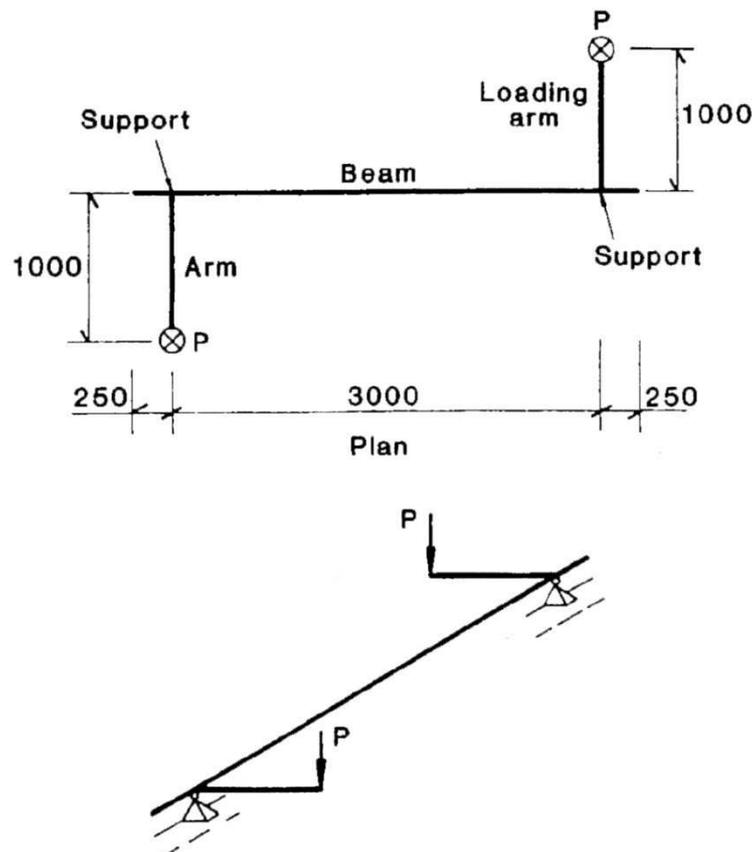


Abbildung 62: statische Belastungssystem [13]

Die Belastung wurde in Schritten von 1/10 der berechneten Torsionstragfähigkeit gesteigert. Zwischen jedem Belastungsschritt wurde in etwa 15 Minuten gewartet und die dabei entstandene Rissbildung beobachtet und dokumentiert.

### 9.4 Versuchsergebnisse

Bei allen Stahlbetonträgern aus normalem und hochfestem Beton entstanden die ersten Risse entsprechend der Elastizitätstheorie bei „reiner“ Torsion in der Mitte der Längsseite der Stahlbetonträger. Bei weiterer Laststeigerung entstanden weitere parallele Risse und es kam zu einem spiral ähnlichen Rissbild. Im Bereich der Auflager mit den engeren Abständen der Bügel wurden die Neigungen der Risse steiler. Aufgrund einer computergesteuerten Messerfassung mit Ergebnissen nur am Ende eines jeden Belastungsschrittes konnten die exakten Risslasten nicht festgestellt werden. Als Risslast wurde der Mittelwert aus den Belastungsschritten vor und nach dem Riss angegeben. Dabei wurde festgestellt, dass die Risslast mit der zunehmenden Betondruckfestigkeit

steigt und unabhängig von der Betondruckfestigkeit immer ca. 40 Prozent der Bruchlast betrug (Abbildung 63).

Beam	Crack load, kNm	$\psi$ at failure, rad/m	$\epsilon_{cl}$ at failure, percent	$T_E$ , kNm	$f'_c$ , MPa
B30.1	7.18	0.0517	5.10	16.62	41.7
B30.2	6.05	0.0507	4.12	15.29	38.2
B30.3	6.07	0.0449	4.27	15.25	36.3
B50.1	7.43	0.0445	4.87	19.95	61.8
B50.2	6.41	0.0540	4.81	18.46	57.1
B50.3	6.98	0.0459	4.90	19.13	61.7
B70.1	9.27	0.0418	5.05	20.06	77.3
B70.2	9.28	0.0408	—	20.74	76.9
B70.3	9.30	0.0467	5.26	20.96	76.2
B110.1	11.46	0.0462	5.75	24.72	109.8
B110.2	9.05	0.0514	6.51	23.62	105.0
B110.3	11.50	0.0478	5.81	24.77	105.1

Abbildung 63: Messergebnisse [13]

Beim Entstehen der Risse konnte ein wesentlicher Unterschied zwischen normalem und hochfestem Beton festgestellt werden. Die Stahlbetonträger mit hochfestem Beton hatten ein wesentlich spröderes Bruchverhalten. Eine Erklärung dafür ist das spröde Materialverhalten der erforderlichen Zuschlagstoffe für hochfesten Beton. Dieses sprödere Materialverhalten konnte an den Rissbildern festgestellt werden. Bei den Stahlbetonträgern mit normalem Beton verliefen die Risse gezackt um die Zuschlagstoffe herum. Hingegen bei den Stahlbetonträgern mit hochfestem Beton waren die Risse gerade und gingen durch die Zuschlagsstoffe durch. Bei den neuen Rissen nach der Risslast bis zum Bruch wurde die Neigung der Risse flacher, weil bei den Versuchsträgern die Längsbewehrung stärker als die Bügelbewehrung war. Bei den Rissbildern war jedoch kein Unterschied zwischen normalem und hochfestem Beton feststellbar. Das heißt, mit hochfestem Beton wird eine höhere Risslast erreicht, die weitere Rissbildung bis zum Bruch ist jedoch unabhängig von der Betongüte. Die Rissbreite nimmt bei gleichem Torsionsmoment mit zunehmender Betondruckfestigkeit zu (Abbildung 64).

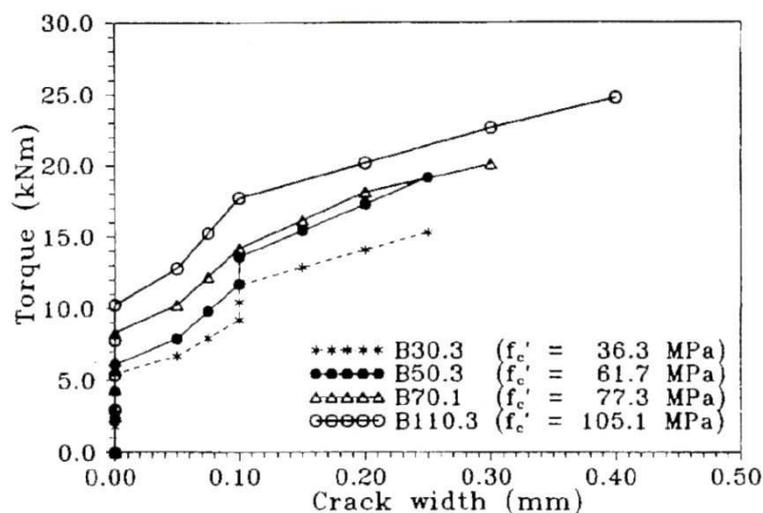


Abbildung 64: Rissbreiten [13]

Beim Erreichen der Bruchlast kam es sofort zum Abfall des Torsionsmomentes um ungefähr 20 Prozent und zu einer massiven Zunahme der Verformung. Der Bruch fand bei allen Stahlbetonträgern im Bereich des aufgetragenen Torsionsmomentes statt. Die meisten Stahlbetonträger brachen in der Mitte der Gesamtlänge. Während der Laststeigerung bis zum Bruch wurden die Kanten und Ecken laufend beobachtet und abgeklopft um Abplatzungen der Betondeckung feststellen zu können. Es konnten jedoch keine Abplatzung vor dem Erreichen der Bruchlast festgestellt werden. Kurz vor dem Erreichen der Bruchlast kam es unabhängig von der Betondruckfestigkeit zu Verschiebungen im Bereich der schrägen Risse und es bildeten sich zwischen den Längsbewehrungsstäben Risse unter einer Neigung von ca.  $10^\circ$  (Abbildung 65). In der Bruchfläche konnte man erkennen, dass die Risse unter einen Winkel von  $45^\circ$  um die Ecke liefen.

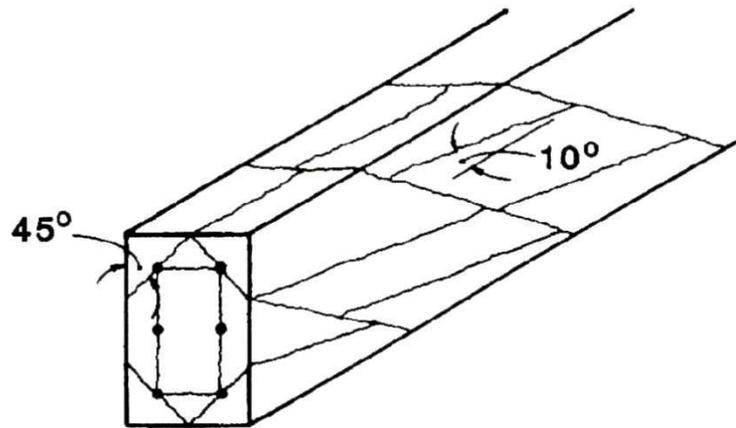


Abbildung 65: beobachtete Versagensmuster [13]

Je höher die Betondruckfestigkeit war desto spröder waren diese verschobenen Flächen. Auf Grund der ausreichend vorhandenen Bewehrung platzten die Flächen aber nicht ab. Somit fand der Bruch bei den Stahlbetonträgern mit hochfestem Beton auch nicht schlagartig statt.

## 9.5 Zusammenfassung

Das Verhalten von Stahlbetonträgern mit normalem oder hochfestem Beton ist praktisch ident. Die Rissbildung ist sowohl vor der Risslast als auch nach der Risslast bis zum Bruch gleich. Bei der Entstehung der Risse verhält sich der hochfeste Beton jedoch wesentlich spröder als der normale Beton und die Rissbreite ist bei gleichem Torsionsmoment bei hochfestem Beton größer als bei normalem Beton. Der Vorteil von hochfestem Beton gegenüber normalem Beton ist die wesentlich höhere Risslast.

## 10 Untersuchungen über das Torsionsverhalten von Stahlbetonbalken aus normalem und hochfestem Beton von I.-K. Fang und J.-K. Shiau; ACI Journal

### 10.1 Einleitung

Bei Brücken mit großen Spannweiten kommt immer häufiger hochfester Beton zum Einsatz. Daher wurde es notwendig das Torsionstragverhalten von Stahlbetonbalken aus hochfestem Beton zu untersuchen. Im Zuge dieser Forschungsarbeit wurde mit Versuchen das unterschiedliche Torsionstragverhalten von Stahlbetonbalken aus normalem und hochfestem Beton unter reiner Torsionsbeanspruchung analysiert. Die Testergebnisse lieferten wertvolle Informationen über das Torsionstragverhalten von Stahlbetonbalken aus hochfestem Beton.

### 10.2 Versuchsbalken

Für die Versuche wurden sechzehn Stahlbetonbalken mit einem Querschnitt von 350 \* 500 mm und einer Betondeckung von 20 mm hergestellt. Die Länge der Versuchsbalken hat 3.100 mm betragen, wobei die Untersuchungen nur in der Mitte auf einer Länge von 1.600 mm durchgeführt wurden. Die Längs- und Querbewehrung wurden entsprechend den Entwurfsbestimmungen von ACI 318-02 eingelegt. An Hand der Bezeichnung der Versuchsbalken kann der Beton und die eingelegte Bewehrung festgestellt werden. Der Buchstabe gibt an aus welchem Beton der Stahlbetonbalken hergestellt wurde - N für normalen Beton und H für hochfesten Beton. Die beiden Ziffern geben das Verhältnis der Quer- und Längsbewehrung an. In der Abbildung 66 und der Abbildung 67 sind die Versuchsbalken und weitere Details dargestellt.

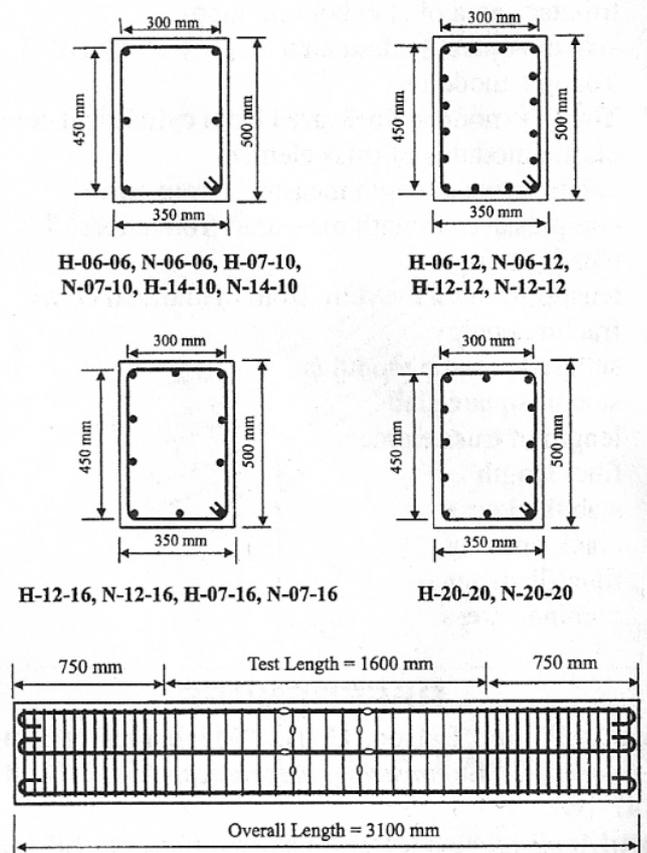


Abbildung 66: Versuchsbalken [14]

Specimen no.	$f'_c$ , MPa	$S$ , mm	$A_t$	$f_{Dy}$ , MPa	$A_l$	$f_{ly}$ , MPa	$\rho_t$ , %	$\rho_l$ , %
H-06-06	78.5	100	No. 3	440	6 No. 5	440	0.6	0.6
H-06-12	78.5	100	No. 3	440	16 No. 4	410	0.6	1.2
H-12-12	78.5	50	No. 3	440	16 No. 4	410	1.2	1.2
H-12-16	78.5	50	No. 3	440	10 No. 6	520	1.2	1.6
H-20-20	78.5	55	No. 4	440	12 No. 6	560	2.0	2.0
H-07-10	68.4	90	No. 3	420	6 No. 6	500	0.7	1.0
H-14-10	68.4	80	No. 4	360	6 No. 6	500	1.4	1.0
H-07-16	68.4	90	No. 3	420	10 No. 6	500	0.7	1.6
N-06-06	35.5	100	No. 3	440	6 No. 5	440	0.6	0.6
N-06-12	35.5	100	No. 3	440	16 No. 4	410	0.6	1.2
N-12-12	35.5	50	No. 3	440	16 No. 4	410	1.2	1.2
N-12-16	35.5	50	No. 3	440	10 No. 6	520	1.2	1.6
N-20-20	35.5	55	No. 4	440	12 No. 6	560	2.0	2.0
N-07-10	33.5	90	No. 3	420	6 No. 6	500	0.7	1.0
N-14-10	33.5	80	No. 4	360	6 No. 6	500	1.4	1.0
N-07-16	33.5	90	No. 3	420	10 No. 6	500	0.7	1.6

Notes:  $\rho_t = (A_{p_h})/(A_c s) \times 100\%$ ;  $\rho_l = (A_l)/(A_c) \times 100\%$ .  $A_c = 350 \times 350 \text{ mm}^2$ ;  $\rho_h = 2(300 + 450) \text{ mm}$ . No. 3:  $A_s = 71.3 \text{ mm}^2$ ; No. 4:  $A_s = 126.7 \text{ mm}^2$ . No. 5:  $A_s = 198.6 \text{ mm}^2$ ; No. 6:  $A_s = 286.5 \text{ mm}^2$ . 1 MPa = 145 psi; 1 in. = 25.4 mm.

Abbildung 67: Eigenschaften der Versuchsbalken [14]

### 10.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsbalken wurden an beiden Enden in einen Stahlrahmen mit einem Torsionsarm eingespannt und auf Lagern mit Rollschienen gelagert. Auf die Torsionsarme wurde mit einer 5.000 kN Universalprüfmaschine und einer Stahltraverse die Belastung aufgebracht (Abbildung 68). Im Testbereich wurde die Messtechnik, mit der die Dehnungen und Verschiebungen gemessen wurden, installiert.

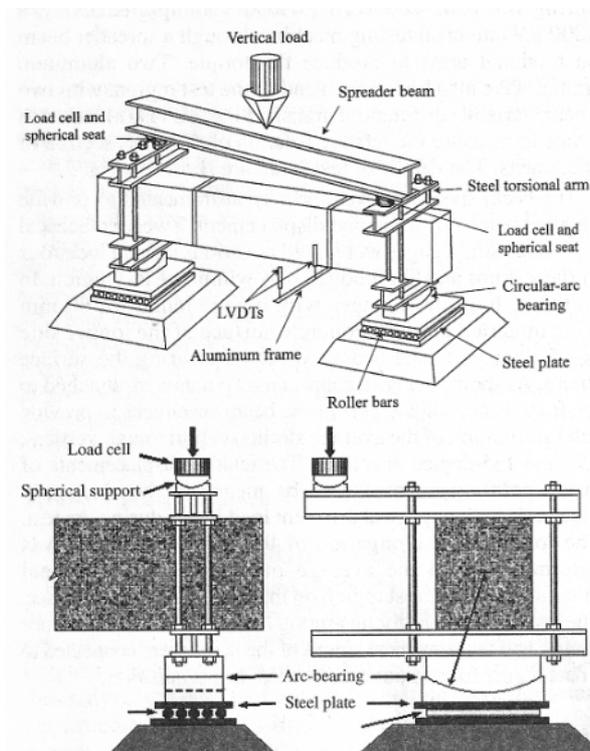


Abbildung 68: Schema des Versuchsaufbaus [14]

Die Belastung wurde zuerst in relativ großen Schritten von 10 kNm gesteigert. Nach dem 80 Prozent der zuvor berechneten Torsionstragfähigkeit erreicht wurde, reduzierte man die Schritte auf 5 kNm. Bis zum Versagen der Versuchsbalken wurden die Risse an der Betonoberfläche markiert und die auftretenden Dehnungen und Verschiebungen gemessen.

#### 10.4 Versuchsergebnisse

Nach der Elastizitätstheorie tritt die größte Schubspannung unter reiner Torsionsbeanspruchung bei Rechteckquerschnitten in der Mitte der längeren Seite auf. Zur Rissbildung kommt es wenn die maximale Zugfestigkeit des Betons überschritten wird. In der Abbildung 69 sind die Verhältnisse von der experimentellen Risstragfähigkeit zur Risstragfähigkeit nach:

- ACI 318-02,
- Schiefe Biegung (Kombination von Torsion, Biegung und Querkraft)
- Elastizitätstheorie

dargestellt.

Beam no.	$f'_c$ , MPa	$T_{cr(exp)}$ , kN-m	$T_{cr(cal)}/T_{cr(exp)}$		
			ACI 318-02	Skew-bending theory	Theory of elasticity
H-06-06	78.5	70.6	0.75	1.28	0.72
H-06-12	78.5	75.0	0.71	1.20	0.68
H-12-12	78.5	77.1	0.69	1.18	0.66
H-12-16	78.5	79.3	0.67	1.14	0.64
H-20-20	78.5	76.0	0.70	1.18	0.67
H-07-10	68.4	70.5	0.70	1.19	0.67
H-14-10	68.4	61.8	0.81	1.37	0.76
H-07-16	68.4	65.3	0.76	1.30	0.72
Average for HSC beams			0.72	1.23	0.69
Standard deviation, %			4.5	7.9	4.1
N-06-06	35.5	43.2	0.83	1.41	0.79
N-06-12	35.5	51.8	0.69	1.17	0.66
N-12-12	35.5	49.3	0.73	1.23	0.68
N-12-16	35.5	57.1	0.63	1.08	0.60
N-20-20	35.5	55.0	0.65	1.11	0.62
N-07-10	33.5	41.6	0.77	1.32	0.74
N-14-10	33.5	41.8	0.76	1.30	0.73
N-07-16	33.5	40.0	0.80	1.37	0.76
Average for NSC beams			0.73	1.25	0.70
Standard deviation, %			7.1	12.1	6.8

Note:  $T_{cr(ACI\ 318-02)} = (1/3) \sqrt{f'_c} (A_c^2 / P_c)$  ( $f'_c$  in MPa);  $T_{cr(skew-bending)} = (1/6) \sqrt{f'_c}$ ;  $T_{cr(classic)} = \alpha_e \alpha^2 y_f \approx \alpha_e \alpha^2 (5/12) \sqrt{f'_c}$ , where  $\alpha_e$  can be taken as 0.228.

Abbildung 69: Vergleich der experimentellen und berechneten Risstragfähigkeiten [14]

Bei den Versuchsbalken mit normalem Beton ergaben sich als Mittelwerte für das Verhältnis von  $T_{cr(cal)}/T_{cr(exp)}$  0.73 bei ACI 318-02, 1.25 bei schiefer Biegung und 0.70 bei der Elastizitätstheorie. Bei den Versuchsbalken mit hochfestem Beton ergaben sich nahezu dieselben Mittelwerte von 0.72 bei ACI 318-02, 1.23 bei schiefer Biegung und 0.69 bei der Elastizitätstheorie. Dabei kann festgestellt werden, dass die Elastizitätstheorie und ACI 318-02 die Risstragfähigkeit unterschätzen und die schiefe Biegung die Risstragfähigkeit überschätzt. Die Risstragfähigkeit war bei den Versuchsbalken mit hochfestem Beton wesentlich höher als mit normalem Beton.

In der Abbildung 70 sind die Verhältnisse von der experimentellen Torsionstragfähigkeit zur Torsionstragfähigkeit nach:

- ACI 318-02,
- Schiefe Biegung (Kombination von Torsion, Biegung und Querkraft)

- Fachwerksmodell mit Abplatzung der Betondeckung
- Fachwerksmodell mit Erweichung des Betons

dargestellt.

Beams	$T_{u(test)}$ , kN-m	$T_{u(cal)}/T_{u(exp)}$			
		ACI 318-02	Skew- bending theory	Spalled truss model	Softened truss model
H-06-06	92.0	0.78	0.93	0.88	1.01
H-06-12	115.1	0.83	0.74	0.93	1.04
H-12-12	155.3	0.87	0.86	0.95	1.05
H-12-16	196.0	0.93	0.68	0.98	0.97
H-20-20	239.0	1.10	0.82	1.11	0.97
H-07-10	126.7	0.79	0.67	0.86	0.97
H-14-10	135.2	0.97	0.91	1.03	1.15
H-07-16	144.5	0.89	0.59	0.93	0.97
Average for HSC beams		0.90	0.78	0.96	1.02
Standard deviation, %		10.5	12.2	8.2	6.3
N-06-06	79.7	0.90	0.78	0.96	1.02
N-06-12	95.2	1.01	0.77	1.05	1.01
N-12-12	116.8	1.16	1.04	1.15	0.99
N-12-16	138.0	1.32	0.88	1.12	0.88
N-20-20	158.0	1.67	1.16	1.14	0.85
N-07-10	111.7	0.90	0.68	0.85	0.78
N-14-10	125.0	1.05	0.90	0.92	0.79
N-07-16	117.3	1.10	0.65	0.85	0.79
Average for NSC beams		1.14	0.86	1.01	0.90
Standard deviation, %		25.4	17.8	12.6	10.3

Abbildung 70: Vergleich der experimentellen und berechneten Torsionstragfähigkeiten [14]

Hier ergeben sich unterschiedliche Mittelwerte der Theorien für das Verhältnis von  $T_{u(cal)}/T_{u(exp)}$  bei normalem und hochfestem Beton. Es kann auch keine grundsätzliche Aussage getroffen werden welche Theorie die Tragfähigkeit unter- bzw. überschätzt. Es ist aber erkennbar, dass die Torsionstragfähigkeit bei Stahlbetonbalken mit demselben Querschnitt und gleicher Bewehrung mit hochfestem Beton gesteigert werden kann. Die Steigerung ist jedoch viel geringer als die Zunahme der Betondruckfestigkeit (Abbildung 71) und es sind weitere Studien erforderlich, wie weit der Bewehrungsgrad in Verbindung mit dem hochfesten Beton die Torsionstragfähigkeit beeinflusst.

Specimen no.	$f'_c$ , MPa	$\rho_t + \rho_b$ , %	$\frac{f'_t(HSC)}{f'_t(NSC)}$	$\frac{T_u(HSC)}{T_u(NSC)}$
H-06-06	78.5	1.2	2.21	1.15
N-06-06	35.5			
H-06-12	78.5	1.8	2.21	1.21
N-06-12	35.5			
H-12-12	78.5	2.3	2.21	1.33
N-12-12	35.5			
H-12-16	78.5	2.8	2.21	1.42
N-12-16	35.5			
H-20-20	78.5	4.00	2.21	1.51
N-20-20	35.5			
H-07-10	68.4	1.6	2.04	1.13
N-07-10	33.5			
H-14-10	68.4	2.3	2.04	1.08
N-14-10	33.5			
H-07-16	68.4	2.3	2.04	1.23
N-07-16	33.5			
Average			2.15	1.26

Abbildung 71: Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Torsionstragfähigkeit [14]

Beim Erreichen der Risstragfähigkeit bildet sich der erste Riss unter dem Winkel der Hauptspannungsrichtung aus. Unter reiner Torsionsbeanspruchung entsteht der Riss unter einem Winkel von  $45^\circ$ . Weil das Eigengewicht bei diesem Versuchsaufbau eine Biegespannung verursachte, traten bei den Versuchsbalken die Erstrisse unter Winkeln zwischen  $40$  und  $50^\circ$  auf. Wenn die Torsionsbeanspruchung weiter gesteigert wird, nimmt auch die Anzahl der Risse zu. Die Richtung dieser Risse entspricht jedoch nicht mehr der Hauptspannungsrichtung beim Erstriss, sondern ist von der Belastung der Längs- und Querbewehrung abhängig. In der Abbildung 72 kann man deutlich erkennen, dass bei gleicher Quer- und Längsbewehrung (N-06-06 und H-06-06) der Riss im Endzustand eine Neigung von ca.  $45^\circ$  hat. Bei einer größeren Längsbewehrung als Querbewehrung (N-06-12 und H-06-12) stellt sich der Riss im Endzustand unter einem viel flacheren Winkel ( $<45^\circ$ ) ein. Es ist auch ersichtlich, dass es keinen signifikanten Unterschied bei den Winkeln zwischen den Versuchsbalken mit normalem oder hochfestem Beton gibt. Die Winkel sind unabhängig von der Betondruckfestigkeit.

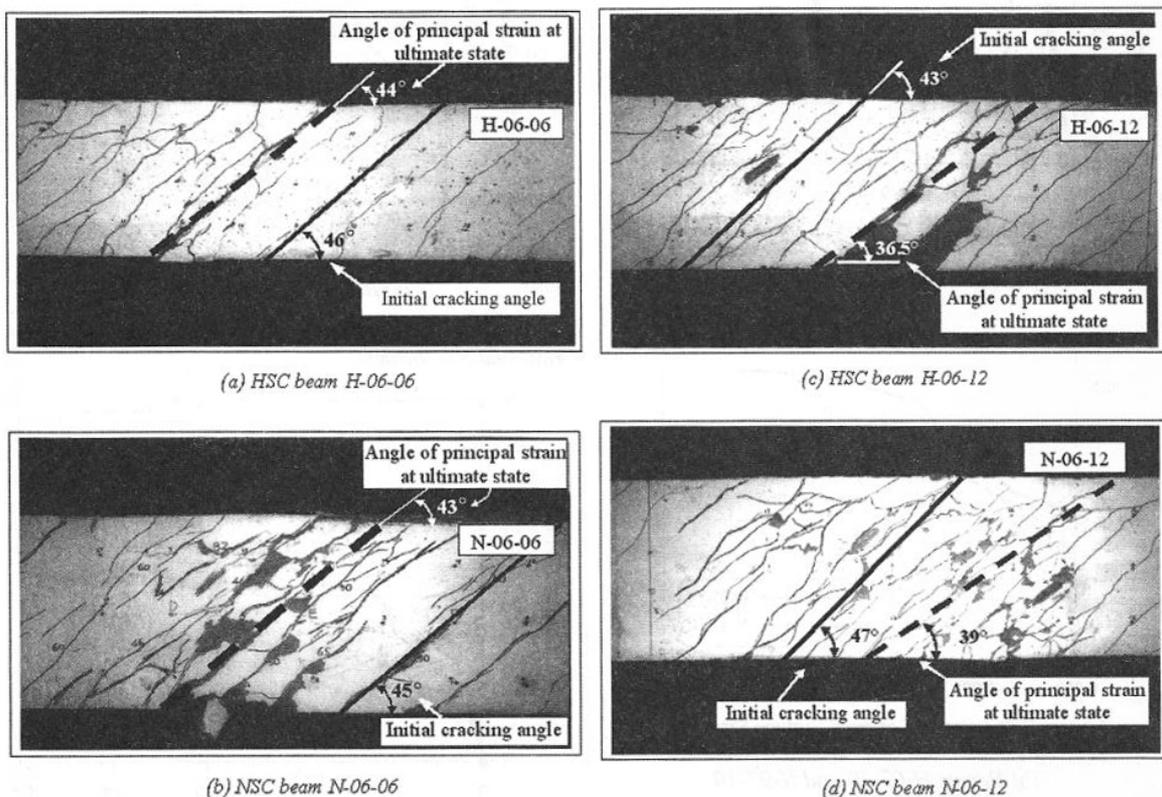


Abbildung 72: Rissbilder von vier Versuchsbalken [14]

## 10.5 Zusammenfassung

Mit hochfestem Beton wurde bei den Versuchsträgern mit gleicher Bewehrung eine höhere Torsionstragfähigkeit erreicht als mit normalem Beton. Die Steigerung fiel jedoch wesentlich geringer als die Steigerung der Betondruckfestigkeit aus. Die Risstragfähigkeit war jedoch bei den Versuchsbalken mit hochfestem Beton wesentlich höher als mit normalem Beton. Auf die Winkel der Risse hat die höhere Betondruckfestigkeit keine Auswirkung.

## 11 Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern von F. Leonhardt, R. Walther und O. Vogler; Universität Stuttgart

### 11.1 Einleitung

Im Zuge dieses Forschungsauftrages sollte ein Träger mit Hohlkastenquerschnitt mit reiner Torsion beansprucht werden, um zu überprüfen ob die Berechnungs- und Bemessungsmethoden zu den gewünschten und geforderten Sicherheiten führten. Dabei wurde jedoch festgestellt, dass die Belastungsvorrichtungen zu kompliziert und teuer gewesen wären. Man entschloss sich daher den Träger mit einer exzentrischen Last, also mit einer Beanspruchung durch Biegung, Querkraft und Torsion, zu belasten. Damit trotzdem Rückschlüsse auf reine Torsion möglich blieben, entschied man sich zwei Träger zu belasten. Wobei der erste Träger zunächst mittig (ohne Torsion) und der zweite Träger stark exzentrisch (mit Torsion) belastet wurden. Nach dem sich beim ersten Träger eine Biegebruch ankündigte, wurde der Versuch vor dem Versagen abgebrochen. Danach wurde derselbe Träger in einem zweiten Versuch ausmittig belastet. Aus diesen drei Versuchen erwartete man sich wertvolle Rückschlüsse über die Sicherheit.

### 11.2 Beschreibung der Versuche

Die Abmessungen der beiden vorgespannten Hohlkastenträger BM 1 und BM 2 sind in der Abbildung 73, Abbildung 74 und Abbildung 75 dargestellt. Im Auflagerbereich und in der Feldmitte wurden kräftige Querträger angeordnet. Die Querträger wurden mit Ausnahme des Mittelquerträgers beim BM 1 vorgespannt. Damit wollte man starke Verformungen der Querträger vermeiden.

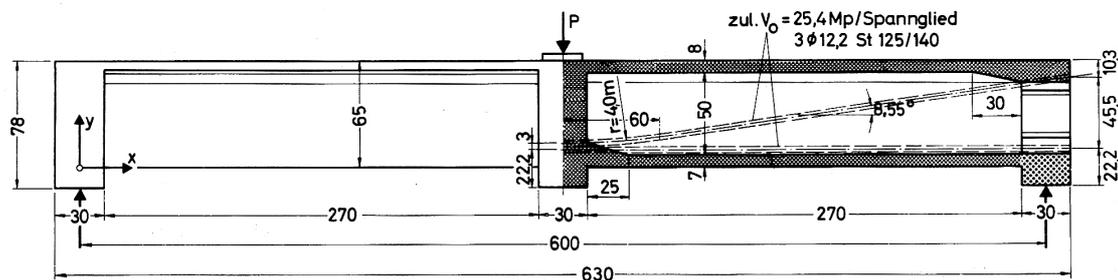


Abbildung 73: Versuchskörper, Ansicht und Längsschnitt [15]

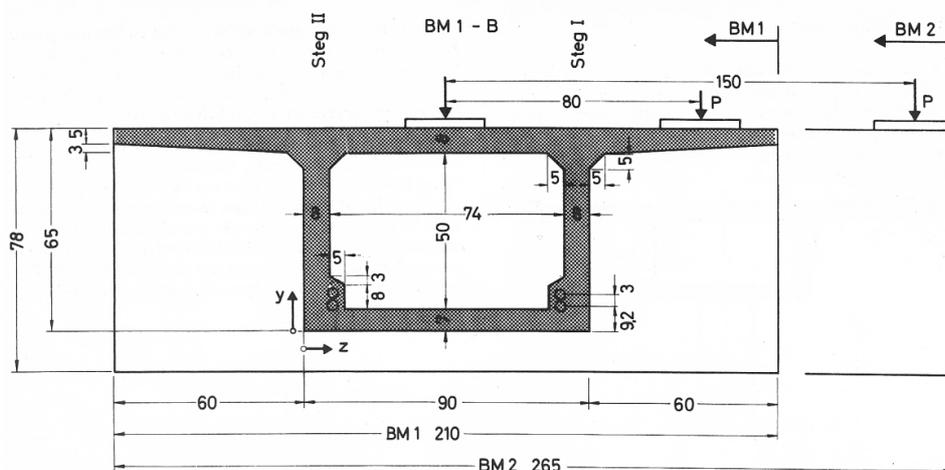


Abbildung 74: Querschnitt mit Mittelquerträger [15]

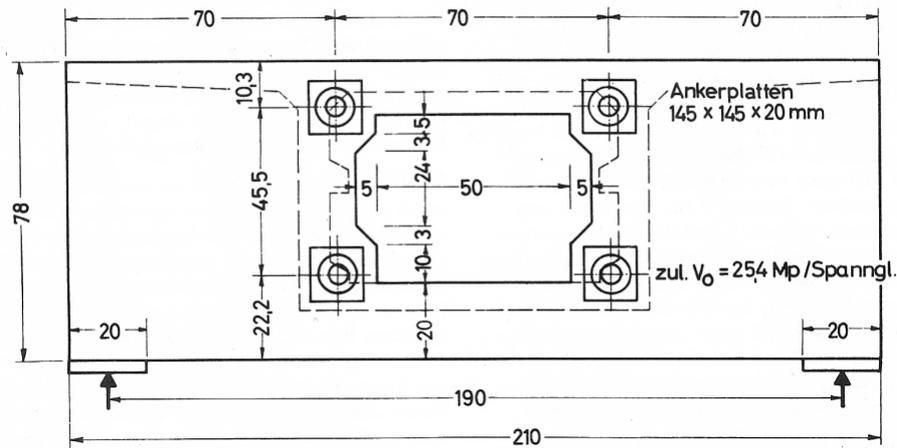


Abbildung 75: Endquerträger mit Mannloch und Verankerung der Spannglieder [15]

Damit man das Innere der Hohlkastenquerschnitte während der Versuche beobachten konnte, wurden in den Endquerträgern Mannlöcher ausgespart. Die Stege der Hohlkastenquerschnitte wurden mit 8 cm relativ dünn ausgeführt. Dadurch sollten hohe Schubspannungen in den Stegen erreicht werden. Um den Schubfluss in den Stegen nicht zu stören, wurden die Spannkabel nicht im Steg sondern seitlich in Betonrippen an der Innenfläche der Stege angeordnet. Die Betonrippen wurden mit Bügeln schubfest mit den Stegen verbunden. Diese Anordnung der Spannkabel erleichterte auch das Bewehren und Betonieren der dünnen Stege. Für die Vorspannung wurden zwei Spannglieder gerade im Bereich der unteren Ecken und zwei Spannglieder am Mittelquerträger ausgerundet und schräg nach oben angeordnet. Die Vorspannung wurde mit nachträglichem Verbund hergestellt.

Bei der Bewehrung wurde Rippenstahl verwendet und ein engmaschiges orthogonales Netz angeordnet. In den Stegen wurden zweischnittige Bügel mit konstantem Abstand und geraden Stäben als Verteilerbewehrung angeordnet. In der unteren Platte wurden zwei Bewehrungslagen mit quadratischer Netzteilung verlegt. Dabei wollte man die Auswirkung bei einer Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Hauptspannungsrichtung beobachten und ordnete daher in einer Trägerhälfte die Bewehrung parallel zur Stabachse und in der anderen Trägerhälfte um 45° verdreht an. Die obere Platte wurde bei beiden Trägern gleich bewehrt.

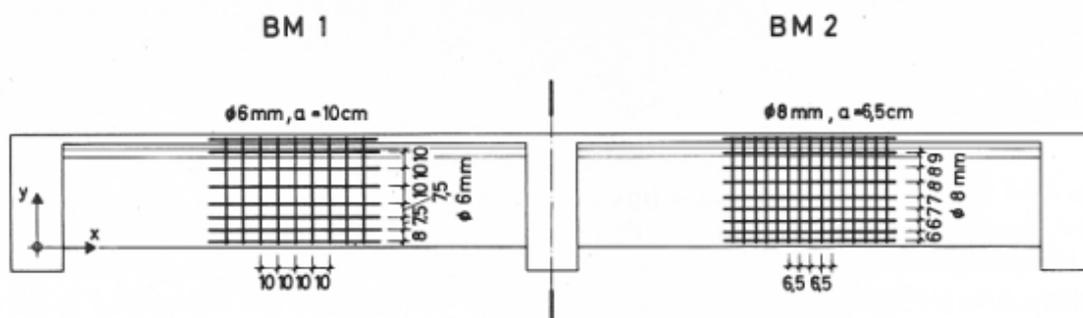


Abbildung 76: Bewehrung der Stege [15]

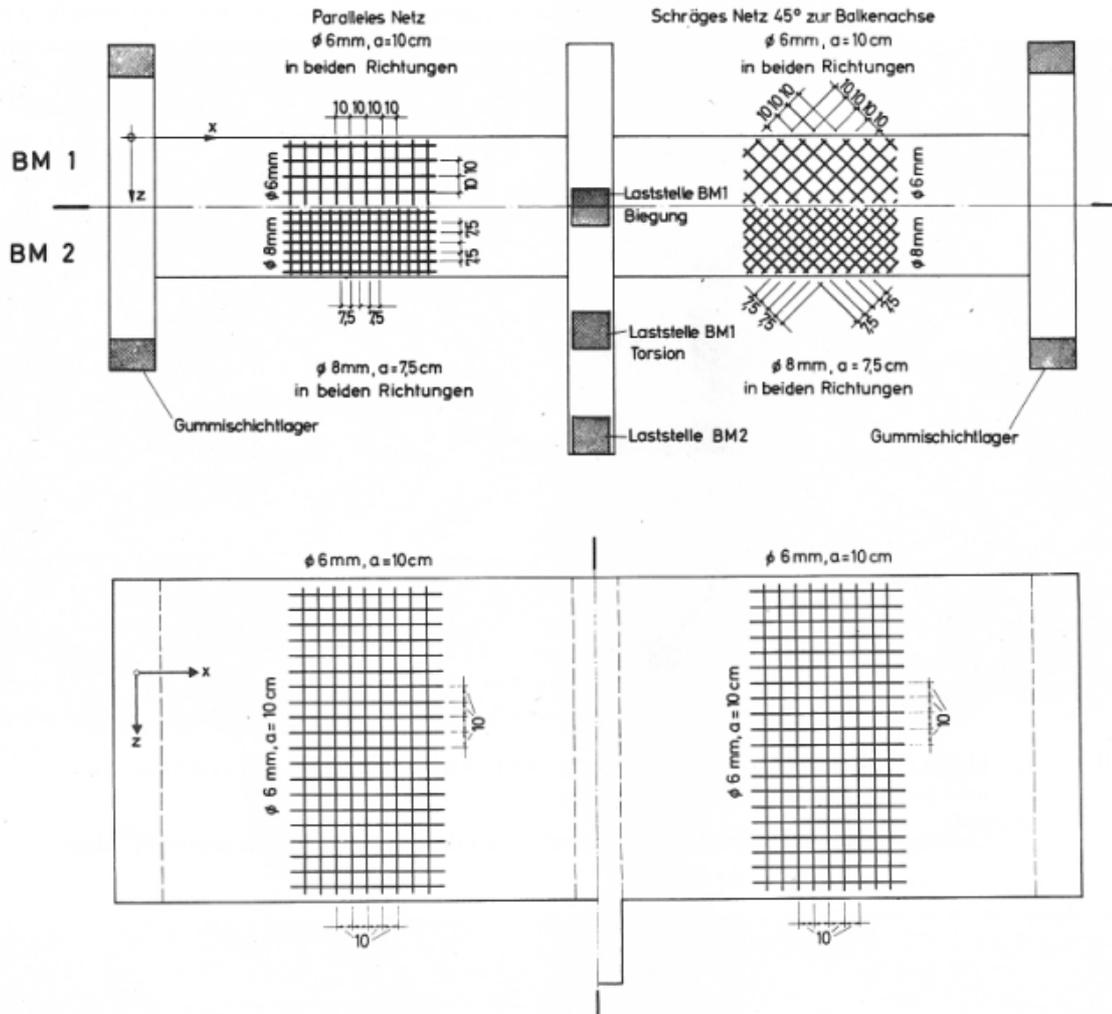


Abbildung 77: Bewehrung der unteren und oberen Platte [15]

### 11.3 Durchführung der Versuche

Den Aufbau der Versuchseinrichtung und die Lagerung der Versuchsbalken zeigt Abbildung 78 [15].

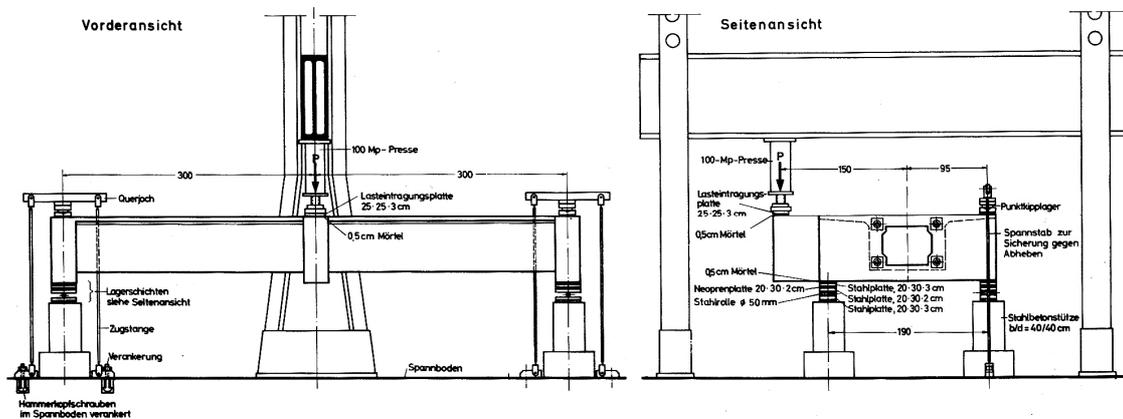


Abbildung 78: Versuchsaufbau für Belastung mit großem Hebelarm für Träger BM 2 [15]

Auf Grund der ausmittigen Belastung von BM 1 und BM 2 würden die Auflager auf der Last abgewendete Seite abheben. Um das Abheben zu verhindern, wurden diese Auflager mit Zugstangen im Boden verankert. Beim reinen Biegeversuch BM 1 B wurde die Last exakt in der Mitte des Trägers BM 1 mit einer 3 cm dicken Stahlplatte, die in einem Mörtelbett verlegt war, eingeleitet. Die Steigerung der Last erfolgte in sieben Stufen von je 10 kN. Laut durchgeführter Berechnung entsprach das nicht ganz 1/7 der Biegebruchlast, die somit mit den sieben Laststufen gerade nicht erreicht wurde. Danach wurde derselbe Träger BM 1 im Torsionsversuch mit Biegung BM 1 T in Stufen von 20 kN mit einer Exzentrizität von  $e = 0,80$  m belastet. Der Balken BM 2 wurde bei dem Torsionsversuch mit Biegung BM 2 T mit einer Exzentrizität von  $e = 1,50$  m belastet. Bei allen Versuchen wurde nach jeder Belastungsstufe entlastet.

#### 11.4 Riss- und Bruchlasten

Zuerst wurde die zulässige Gebrauchslast rechnerisch nach folgenden Kriterien ermittelt:

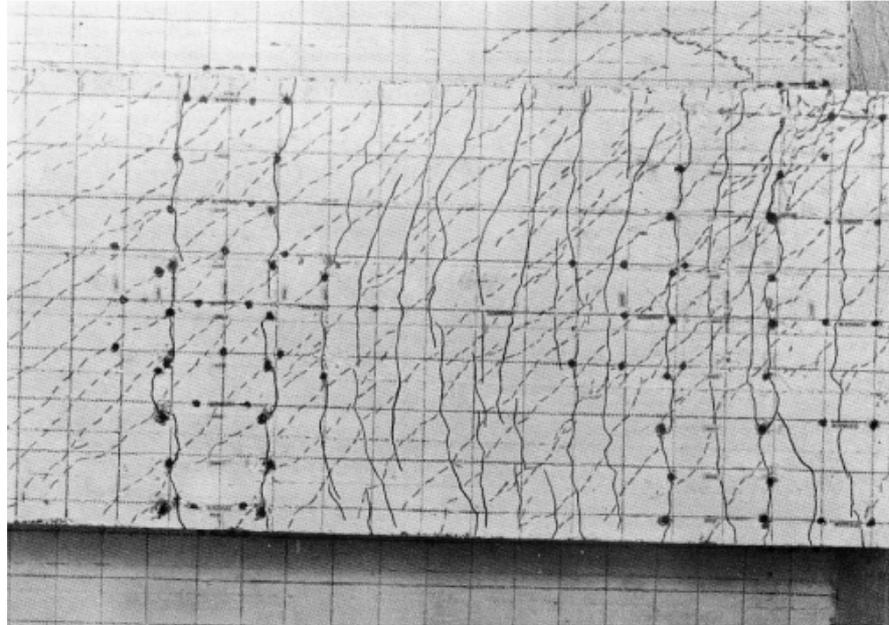
- ◆ Einhaltung der für Biegung zulässigen Spannungen nach DIN 4227
- ◆ Traglast für Biegebeanspruchung
- ◆ Schubtragfähigkeit nach DIN 4227
- ◆ zulässige Spannung in der Schubbewehrung

Diese ermittelten Gebrauchslasten wurden dann mit den Versuchsergebnissen verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass im Versuch wesentlich höhere Riss- und Bruchlasten erreicht wurden. Bei allen drei Versuchen wurde eine Bruchsicherheit von mindestens  $v_B = 1,40$  erreicht.

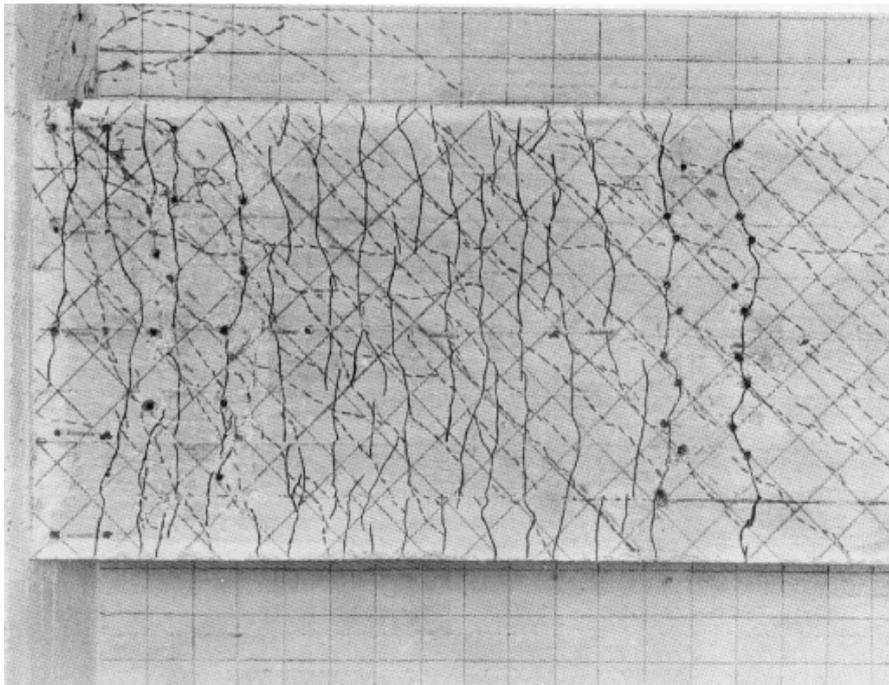
#### 11.5 Risse in der Bodenplatte

Beim Biegeversuch BM 1 B galt vor allem der Bodenplatte ein großes Interesse, da die Bewehrung in den Trägerhälften mit unterschiedlicher Richtung verlegt worden ist. Auf den Abstand der Risse wirkte sich die Bewehrungsrichtung jedoch kaum aus, weil die Bewehrung in beiden Trägerhälften mit dem gleichen Abstand verlegt wurde. Ein wesentlicher Unterschied trat bei der Rissbreite auf. In der Trägerhälfte mit  $45^\circ$  verdrehtem Bewehrungsnetz ergaben sich größere maximale Rissbreiten als in der Trägerhälften mit achsparallelem Bewehrungsnetz. Hier war eindeutig erkennbar, dass das Bewehrungsnetz in Richtung der Hauptzugspannungen zu geringeren maximal Rissbreiten geführt hat.

Beim Torsionsversuch BM 1 T konnten die ersten Risse in der Trägerhälfte mit der achsparallelen Bewehrung beobachtet werden. Dabei waren die Biegerisse durch den vorangegangenen Biegeversuch BM 1 B hauptsächlich in der Trägermitte an der Bodenplattenunterseite bereits geöffnet. Trotzdem bildeten sich die Risse in den gerechneten Richtungen der Hauptdruckspannungen aus (Abbildung 79). Die Richtung der schrägen Risse wurde auch durch die unterschiedliche Bewehrungsrichtung nicht beeinflusst (Abbildung 80). Die Bewehrungsrichtung hatte sich jedoch im Zustand II nach der Fachwerksanalogie auf die Druckspannung in den Streben zwischen den Rissen und auf die Rissbreite ausgewirkt [15].



**Abbildung 79: Rissbildung in der Bodenplatte des Balkens BM 1 mit achsparallelem Bewehrungsnetz aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15]**



**Abbildung 80: Rissbildung in der Bodenplatte des Balkens BM 1 mit unter 45° zu den Achsen liegendem Bewehrungsnetz aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15]**

Beim Torsionsversuch BM 2 T verliefen die beobachteten Risse ein wenig steiler als die berechneten Neigungen. Bemerkenswert war dabei, dass wenig über der Risslast schon fast alle Risse vorhanden waren.

## 11.6 Risse in den Stegen

Beim Biegeversuch BM 1 B traten für Lasten die nur wenig über der Risslast lagen, wenige steile Risse in der Trägermitte auf. Diese Risse setzten sich aus den Rissen in der Bodenplatte fort und gingen als Biegerisse im Steg hoch. Auf Grund der größeren Dehnungen und damit verbundenen Rissen in der Bodenplatte in der Trägerhälfte mit dem  $45^\circ$  verdrehtem Bewehrungsnetz, entstanden auch in den Stegen dieser Trägerhälfte mehr Risse und größere Rissbreiten. Bei Lasten die wesentlich höher als die Risslast waren, bildeten sich in der Mitte des Trägers Risse aus, die von der Bodenplatte aus etwa 15 cm senkrecht in den Stegen nach oben verliefen und dann in Schubrisse mit einer Neigung von meist weniger als  $45^\circ$  übergingen (Abbildung 81).

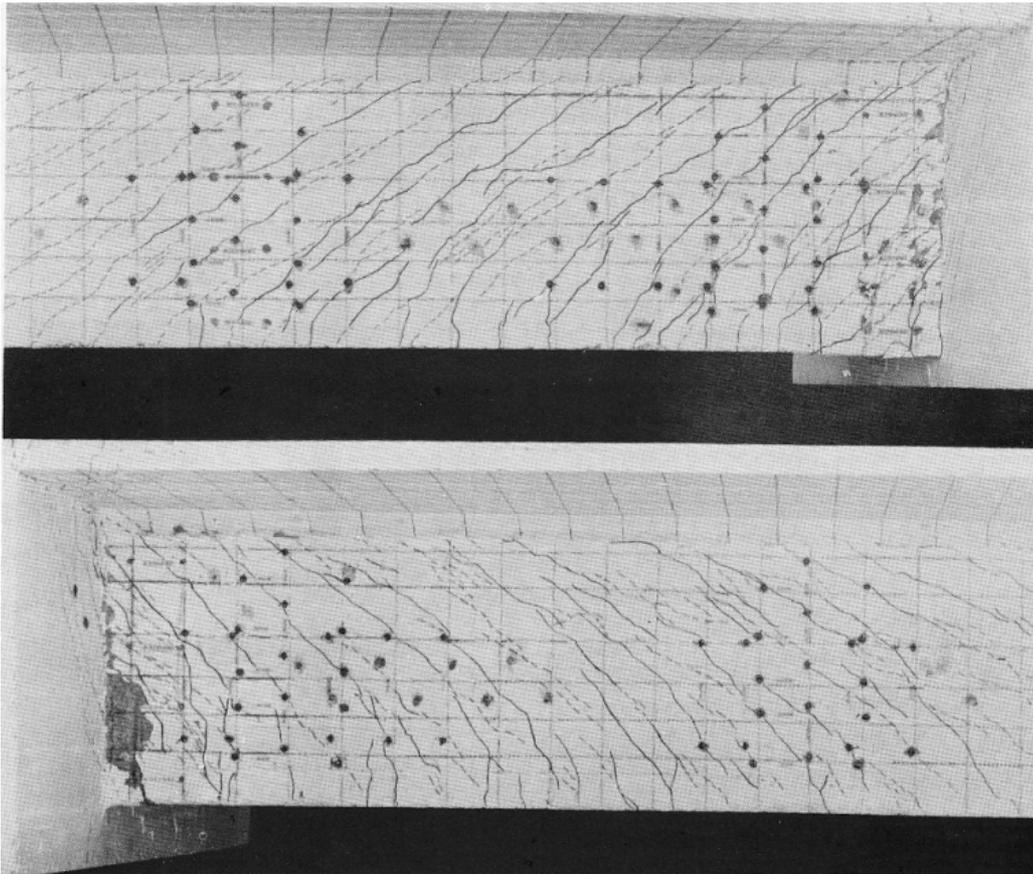


Abbildung 81: Rissbildung im lastnahen Steg des Balken BM 1 aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15]

Beim Torsionsversuch BM 1 T traten durch die Torsionsbeanspruchung im lastnahen Steg doppelt so große Schubspannungen auf als beim Biegeversuch BM 1 B. Da beim Torsionsversuch BM 1 T die Bodenplatte bereits über die gesamte Länge Biegerisse aufwies, bildeten sich gleichmäßig über den gesamten lastnahen Steg Risse. Diese Risse entstanden zum Teil noch enger als die Schubrisse aus dem Biegeversuch BM 1 B. Die Richtung dieser Risse wurde durch die Vorspannung und das Biegemoment beeinflusst. In der Mitte des Trägers waren die Risse wesentlich steiler als in der Nähe der beiden Auflager (Abbildung 81). Diese Risse traten im lastnahen Steg bei derselben Last auf, bei der auch die Schrägrisse in der Bodenplatte entstanden sind. Auch hier zeigte sich, dass auf Grund der größeren Rissbreiten in der Bodenplattenhälfte mit der schrägen Bewehrung im lastnahen Steg deutlich größere Rissbreiten in dieser Trägerhälfte entstanden. Am lastfernen Steg entstanden bis auf einen kleinen Bereich nahe am

Mittelquerträger beim Torsionsversuch BM 1 T negative Schubspannen. An diesem Steg wirkt die Schubspannung aus der Torsionsbeanspruchung in die entgegengesetzte Richtung der Schubspannung aus Eigengewicht mit Vorspannung. In Summe ergibt sich eine negative Gesamtschubspannung. Daraus ergaben sich wesentlich kleinere und flacher geneigte Hauptzugspannungen als am lastnahen Steg. Die Risse im lastfernen Steg liefen daher viel flacher und, bis auf einen kleinen Bereich am Mittelquerträger, in entgegengesetzte Richtung geneigt als im lastnahen Steg (Abbildung 82).

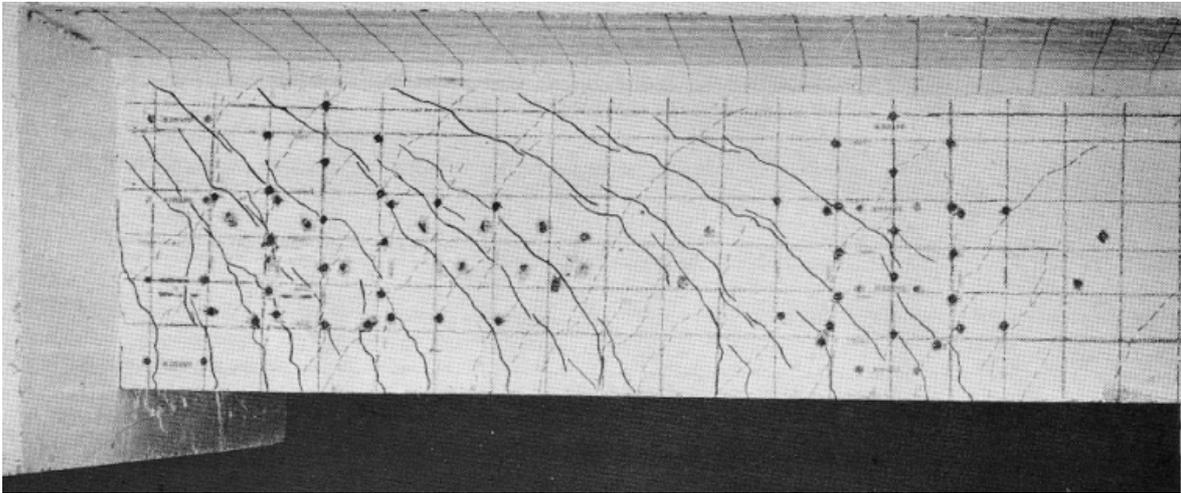


Abbildung 82: Rissbildung im lastfernen Steg des Balkens BM 1 aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15]

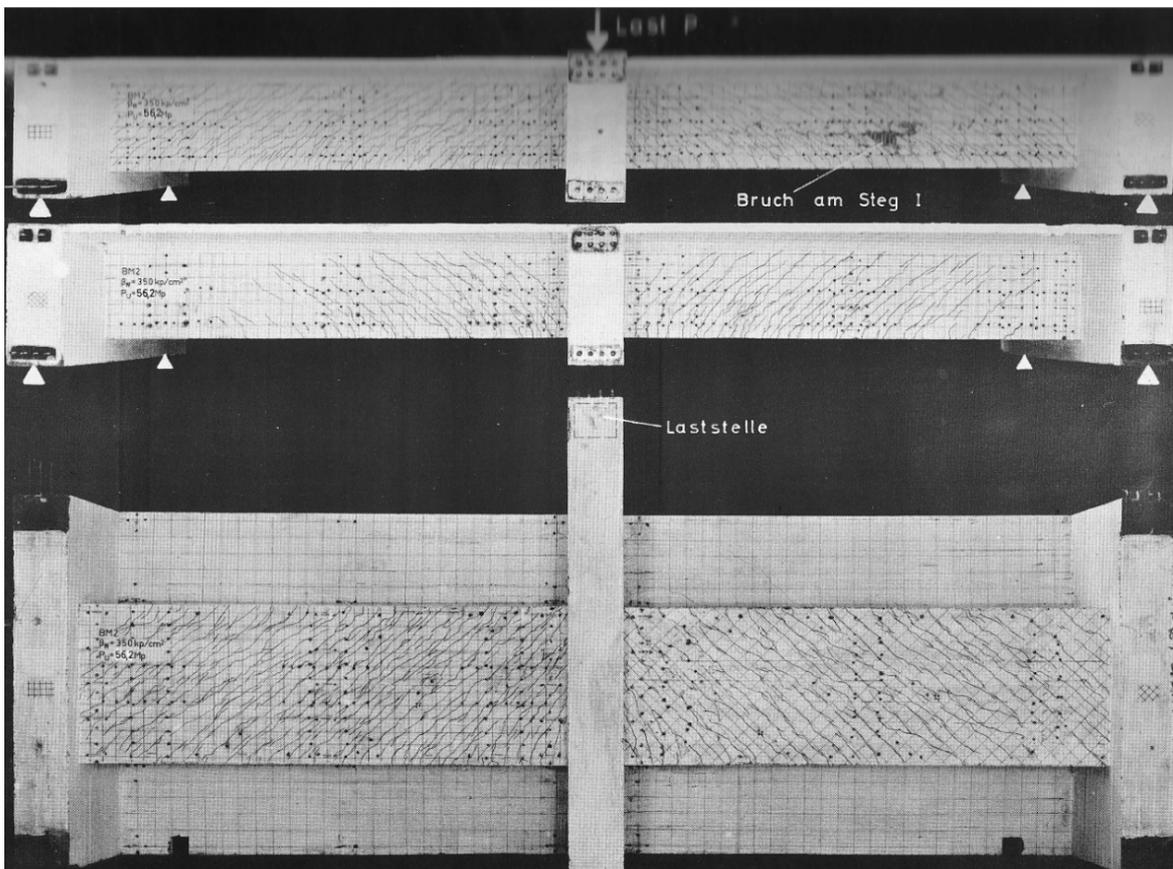


Abbildung 83: Rissbildung beim Versuch BM 2 T [15]

Beim Torsionsversuch BM 2 T hatte die unterschiedliche Richtung der Bewehrung in der Bodenplatte keine Auswirkung auf die mittlere Rissbreite in den Stegen. Sie war in beiden Trägerhälften etwa gleich groß. Bei der maximalen Rissbreite zeigten sich auf Grund der Biegebeanspruchung neben der Torsionsbeanspruchung geringfügig größere Werte in der Trägerhälfte mit schräg bewehrter Bodenplatte. Insgesamt sind die Risse durch die engere und stärkere Bewehrung beim Träger BM 2 als beim Träger BM 1 bis zum Bruch sehr klein geblieben. Durch die stärkere Torsionsbeanspruchung beim Torsionsversuch BM 2 T ging die Bodenplatte schon kurz oberhalb der Risslast über die gesamte Trägerlänge in den Zustand II über. Sie wies knapp nach der Risslast schon alle Risse auf die beim Bruch vorhanden waren. Dasselbe Verhalten zeigten auch die Stege. Durch den raschen Übergang der Bodenplatte und der Stege in den Zustand II konnten die Neigungen der Risse nicht mehr mit den berechneten Neigungen verglichen werden. Die Steifigkeitsverhältnisse waren schon so verändert, dass ein ziffermäßiger Vergleich nicht mehr sinnvoll gewesen wäre [15]. Die Risse waren nur durch den Vergleich mit den berechneten Hauptzugspannungen nicht mehr zu erklären (Abbildung 83).

### 11.7 Zusammenfassung

In der Bodenplatte haben sich die Risse unter reiner Biegebeanspruchung exakt in den Richtungen der berechneten Hauptdruckspannungen ausgebildet. Bei kombinierter Biegebeanspruchung mit geringer Torsionsbeanspruchung hat das Rissbild auch noch ziemlich genau den berechneten Richtungen der Hauptdruckspannungen entsprochen. Auch dann wenn die Bodenplatte bereits Risse auf Grund einer reinen Biegebeanspruchung aufwies. Daher ist der Rückschluss zulässig, dass sich in der Bodenplatte unter reiner geringer Torsionsbeanspruchung ebenfalls Risse in Richtung der berechneten Hauptdruckspannungen ausbilden würden. Bei Biegebeanspruchung mit starker Torsionsbeanspruchung wichen die Risse von den berechneten Hauptdruckspannungen ab und die Bodenplatte ging sehr rasch in den Zustand II über. In den Stegen entstanden bei allen drei Versuchen erst dann Risse, wenn die Bodenplatte in den Zustand II übergegangen ist. Hier sind daher Aussagen über eine reine Torsionsbeanspruchung nur mehr sehr schwer zu treffen, da alle Ergebnisse durch eine Biegebeanspruchung beeinflusst wurden. Grundsätzlich verliefen aber auch hier bei kombinierter Biegebeanspruchung mit geringer Torsionsbeanspruchung die Risse in Richtung der berechneten Hauptdruckspannungen. Bei Biegebeanspruchung mit großer Torsionsbeanspruchung konnte kein Zusammenhang mehr zwischen Risse und Hauptdruckspannungen hergestellt werden.

## III Torsionsversuch

### 12 Versuchsaufbau

#### 12.1 Versuchsträger

Als Versuchsträger diente ein 30 m langer vorgespannter Einfeldträger mit einer Breite von 0,70 m und einer Höhe von 1,44 m (Abbildung 84). Der Einfeldträger wurde im Zuge der Masterarbeit von Benjamin Kromoser im Herbst 2010 hergestellt. Die Herstellung des Einfeldträgers ist daher in seiner Masterarbeit [4] exakt beschrieben und wird im Folgenden nur grob zusammengefasst.

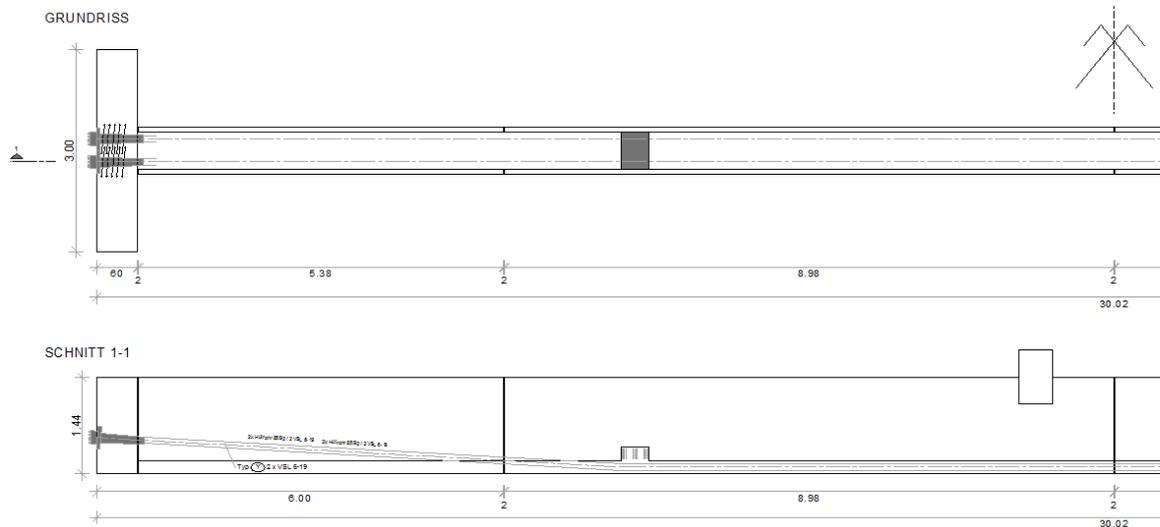


Abbildung 84: Versuchsträger

Das Besondere an diesem Einfeldträger ist die Verwendung von Fertigteilen als Wandelemente. Diese 7 cm dicken Wandelemente wurden wie eine Elementdecke mit Gitterträgern im Werk geschalt, bewehrt und betoniert (Abbildung 85). Neben den Gitterträgern wurde auch eine Anschlussbewehrung für die Bodenplatte vorgesehen.

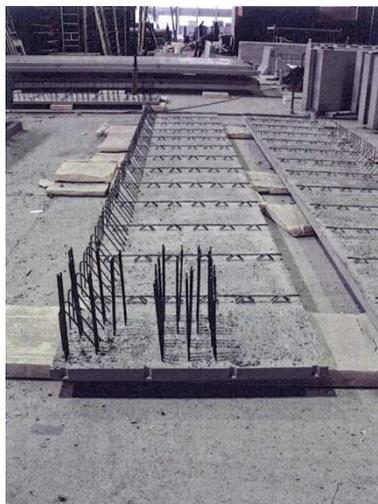


Abbildung 85: Herstellung der Wandelemente nach dem Betonvorgang [4]

Nach dem Aushärten der Wandelemente wurden diese aufgestellt und entsprechend der gewünschten Trägerbreite von 70 cm in der Position fixiert. Durch das anschließende Betonieren der Bodenplatte entstanden vier dünnwandige Fertigteil-U-Querschnitte (Abbildung 86 und Abbildung 87). Bei der Herstellung der Fertigteile wurden auch Hüllrohre für die spätere Vorspannung eingebaut.



Abbildung 86: Fertigteil U-Querschnitt [4]

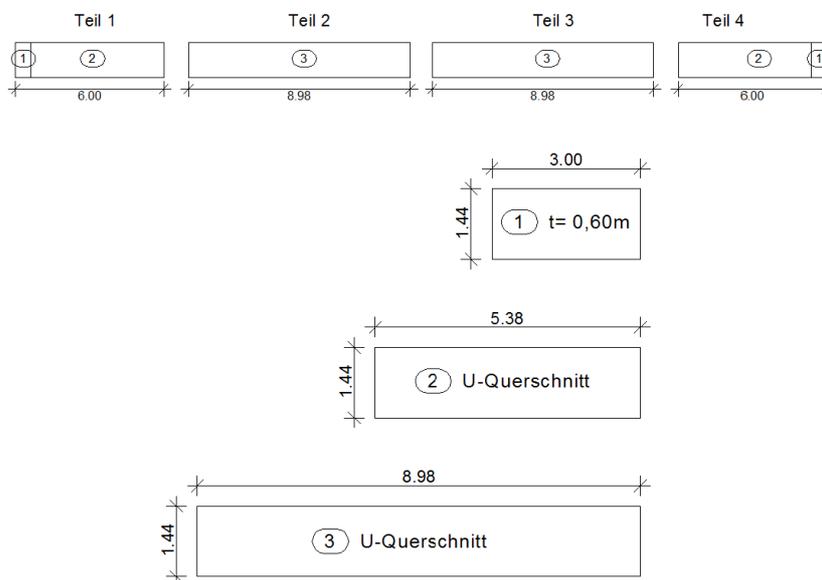


Abbildung 87: Schematische Darstellung und Größe der Fertigteile [4]

Für die Aufnahme des Torsionsmomentes müssen an den beiden Enden des Einfeldträgers Querträger angeordnet werden. Als Querträger wurden zwei 60 cm breite Fertigteile betoniert und diese mit je einem 5,38 m langen Fertigteil-U-Querschnitt zu einem T-förmigen Trägerendteil zusammengefügt (Abbildung 88).



Abbildung 88: Der zusammengefügte Trägerendteil [4]

Die vier Einzelteile wurden auf den Bauplatz im Außenbereich transportiert und entsprechend ihrer späteren Endlage auf Unterstellböcken positioniert. Im anschließenden Arbeitsschritt wurden die Fugen mit Vergussmörtel aufgefüllt und die Spannkabel eingezogen. Danach wurde der Träger mit 1.500 kN von beiden Seiten des Trägers gleichzeitig vorgespannt und mit Hilfe eines Kranes auf die zuvor hergestellten Einzelfundamenten gehoben. Für die Fertigstellung des Trägers wurde in vier Stufen der Füllbeton eingebracht. Dabei wurde ein self compacting concrete, kurz SSC, verwendet. Bei diesem Beton ist auf Grund der Fließfähigkeit und dem eigenständigen Verdichten kein Rütteln notwendig. Nach jedem Betoniervorgang wurde die Vorspannung so gesteigert, dass das Moment infolge Eigengewicht des Trägers kompensiert wurde. Somit ergab sich am Ende der Betonierarbeiten eine Vorspannkraft im Träger von 5.300 kN. In der Trägermitte wurden für die Kraffteinleitung des Torsionsmomentes zwei Konsolen mit den Abmessungen von  $L= 3,55$  m,  $B= 0,50$  m und  $T= 0,40$  m betoniert (Abbildung 89).



Abbildung 89: Die Konsolen zur Einleitung des Torsionsmomentes [4]

## 12.2 Versuchsdurchführung

Der Torsionsversuch wurde im Zug der Masterarbeit [4] von Benjamin Kromoser bereits einmal durch geführt. Dazu wurde der Versuchsträger mit den T-förmigen Enden auf zwei Einzelfundamenten viermal, jeweils am Ende der Querträger, punkt gelagert. Bei jedem Punktlager wurde eine Kraftmessdose angeordnet um die auftretenden Auflagerkräfte messen zu können (Abbildung 90). Auf Grund des Eigengewichtes des Versuchsträgers ergibt sich bei allen vier Auflagerpunkten dieselbe Auflagerkraft. Ein Torsionsmoment wird durch die Querträger aufgenommen und verursacht ein Kräftepaar aus einer positiven und einer negativen Auflagerkraft. Das bedeutet, dass bei Steigerung des Torsionsmomentes die Auflagerkraft aus Eigengewicht und Torsion an einem Ende des Querträgers zunimmt und am anderen Ende abnimmt. Bei der Versuchsdurchführung wurde das Torsionsmoment soweit gesteigert, dass die abnehmende Auflagerkraft Null wurde bzw. der Querträger zu abheben begann. Dadurch konnte das Torsionsmoment nicht mehr weiter gesteigert werden und es kam zu keinen Rissen und damit zu keinem Versagen des Versuchsträgers.



Abbildung 90: Kraftmessdosen zur Bestimmung der Auflagerreaktionen [4]

Damit das Torsionsmoment weiter gesteigert werden kann, müssen die Auflager mit abnehmender Auflagerkraft gegen das Abheben gesichert werden. Das wird damit erreicht, dass über dem Querträger zwei Stahlprofile angeordnet werden. Diese zwei Stahlprofile werden mit zwei Gewindestangen mit Bodenankern im Boden fest verankert (Abbildung 91 und Abbildung 92). Die Anker und die Gewindestangen werden dabei auf eine Zugkraft von 250 kN bemessen, damit das Torsionsmoment auf bis zu 2.000 kNm gesteigert werden kann. Über jedem Querträger wurde noch ein Betonblock betoniert, der jedoch für einen anderen Versuch mit Spannkabel benötigt wurde und keine Auswirkung auf den Torsionsversuch hat.

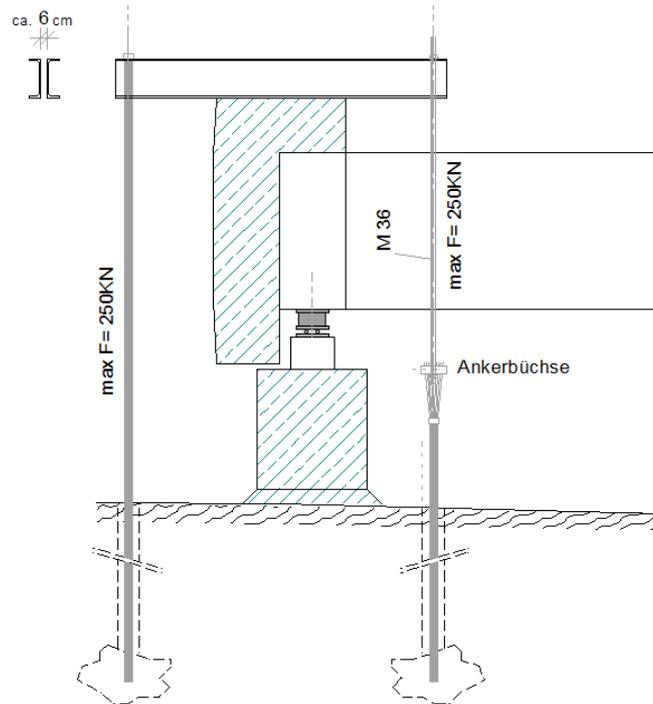


Abbildung 91: Sicherung des Auflagers gegen Abheben



Abbildung 92: Herstellung der Absicherung gegen Abheben

Das Torsionsmoment wurde über die zwei betonierten Konsolen mit Hilfe von Hohllochpressen aufgebracht (Abbildung 93). Dabei wurden eine Presse oberhalb und eine Presse unterhalb je Konsole angeordnet. Alle vier Pressen wurden gleichzeitig von einer Leitung angesteuert, um bei allen vier Pressen die gleiche Lasteinleitung sicherzustellen. Die Pressen oberhalb der Konsolen drückten mit Hilfe einer Gewindestange, die am Boden fest verankert war, nach unten und die Pressen unterhalb der Konsolen nach oben. Durch diese Anordnung der Pressen treten keine Querkräfte im Versuchsträger auf und der Versuchsträger wird nur durch reine Torsion belastet. Der Schwerpunktabstand der beiden Pressen betrug 3,05 m und ergab somit bei einer

Pressenkraft von 300 kN ein Torsionsmoment von 915 kNm. Bei diesem Torsionsmoment entstanden jedoch keine Risse und es kam wie bereits beschrieben zum Abheben der Querträger.

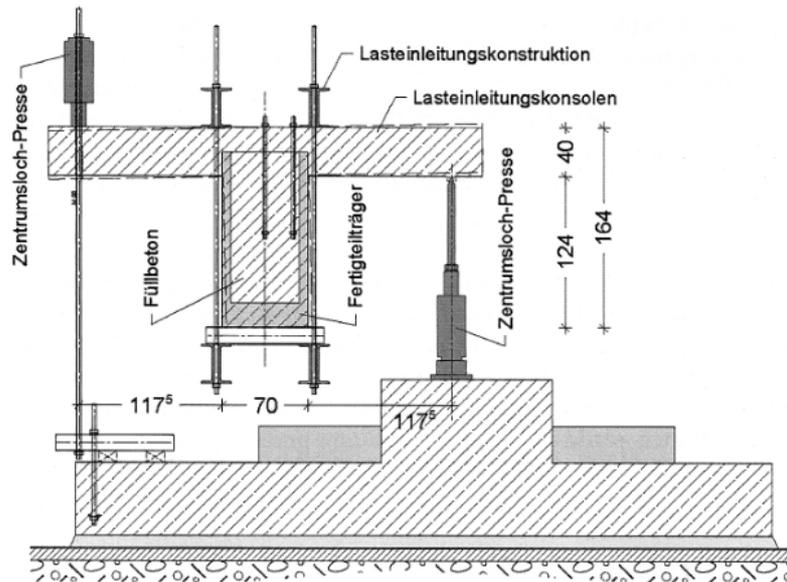


Abbildung 93: Versuchs-darstellung Torsionsversuch [4]

Damit das Torsionsmoment noch wesentlich mehr gesteigert werden kann muss der Schwerpunktabstand der Pressen vergrößert werden. Daher wird auf jede Konsole eine Konsolenverstärkung betoniert, bei der die Pressen mit einem Abstand von 4,30 m angeordnet werden können (Abbildung 94).

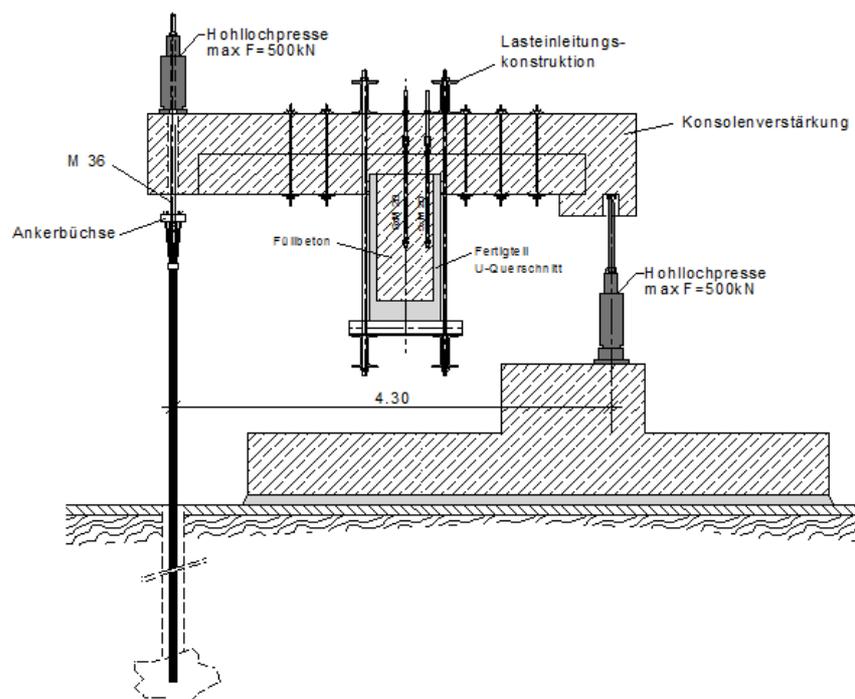


Abbildung 94: Versuchs-darstellung Torsionsversuch mit Konsolenverstärkung

Bei einer maximalen Pressenkraft von 500 kN kann damit ein Torsionsmoment von maximal 2.150 kNm erzeugt werden. Damit dieses Torsionsmoment auch gleichmäßig auf den Versuchsträger aufgebracht wird, wird noch zusätzlich eine Lasteinleitungs-konstruktion je Konsole aus Stahlträgern, die mit Gewindestangen zusammengehängt sind und damit einen Einspannrahmen ergeben, angeordnet. Bei den Pressen unterhalb der Konsolen werden für die exakte Bestimmung der Kräfteinleitung Kraftmessdosen angeordnet (Abbildung 95).



Abbildung 95: Kraftmessdose unter der Presse

In der Abbildung 96 ist der zugehörige Momentenverlauf des Torsionsmomentes, der sich aus der Anordnung der Konsolen und der Pressen ergibt, dargestellt.

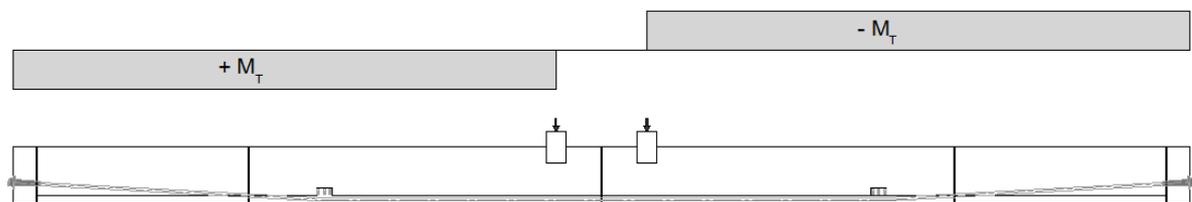


Abbildung 96: Momentenverlauf des Torsionsmomentes

## 13 Die theoretische Berechnung

### 13.1 Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand I

Im ungerissenen Zustand I sind die Dehnungen von Stahl und den benachbarten Betonfasern gleich und der Beton wirkt auf Zug mit. Daher ist für die Bestimmung des Torsionswiderstandes im Zustand I die zulässige Zugspannung des Betons maßgebend. Im Zuge der Recherche stellte sich heraus, dass die zulässige Zugspannung des Betons abhängig von der Art der Beanspruchung ist. Im Eurocode 2 [1] wird die zulässige Zugspannung mit folgender Formel ermittelt:

$$f_{ctm} = 0,30 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \text{ für Betongüte } \leq C50/60$$

$f_{ctm}$  Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons  
 $f_{ck}$  charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Laut Sun-Kyu Park (siehe Kapitel 5) kann jedoch für den Beiwert  $\alpha = 0,30$  unter reiner Torsionsbeanspruchung eines Rechteckquerschnittes der Wert  $\alpha = 0,39$  eingesetzt werden. Damit ergibt sich eine höhere zulässige Zugspannung des Betons als im Eurocode 2 angegeben ist.

Nach dem der Versuchsträger so vorgespannt wurde, dass das Moment aus Eigengewicht kompensiert wurde, wird der Versuchsträger nach dem Aufbringen des Torsionsmomentes nur mehr mit reiner Torsion beansprucht. Die zulässige Zugspannung des Betons kann daher mit dem Beiwert von Sun-Kyu Park ermittelt werden. Für die Ermittlung der zulässigen Zugspannung des Betons wird der Versuchsträger als ein homogener Träger mit einer gemittelten charakteristischen Würfeldruckfestigkeit von  $42,56 \text{ N/mm}^2$  des U-Fertigteiles und des Füllbetons angenommen. Diese Annahme ist zulässig, da die Prüfungen des Betons beim U-Fertigteile und beim Füllbeton annähernd die gleichen Ergebnisse lieferten. Somit ergibt sich eine zulässige Zugspannung des Betons von:

$$f_{ctm} = 0,39 * (42,56)^{\frac{2}{3}} = 4,75 \text{ N/mm}^2$$

Diese zulässige Zugspannung des Betons wird mit den Extremwerten der Spannung, die sich aus den verschiedenen Belastungen ergibt, verglichen. Diese Extremwerte werden als Hauptspannungen und die Wirkungsrichtungen als Hauptspannungsrichtungen bezeichnet. Bei einem ebenen Spannungszustand können die Hauptspannungen mit folgender Formel ermittelt werden:

$$\sigma_{1,(2)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Die zugehörigen Hauptspannungsrichtungen ergeben sich mit:

$$\tan 2\varphi = \frac{2 * \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Diese Formel ergibt zwei Lösungen die sich um  $90^\circ$  voneinander unterscheiden. Eine Lösung gibt die Richtung der größeren und eine die Richtung der kleineren Hauptspannung an.

In Abbildung 97 und Abbildung 98 sind die gewählten Bezeichnungen für die Spannungen und die Spannungsfelder an einem Standardelement dargestellt.

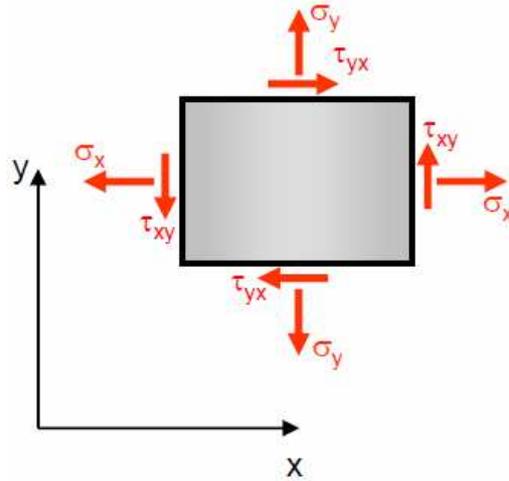


Abbildung 97: ebener Spannungszustand [16]

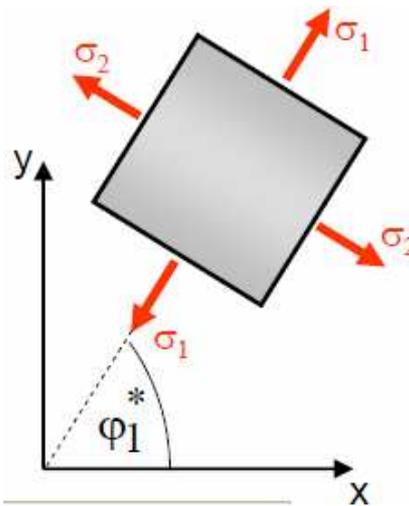


Abbildung 98: ebener Hauptspannungszustand [16]

Die Hauptspannungen und Hauptspannungsrichtungen können neben der rechnerischen Ermittlung auch mit Hilfe des MOHR'schen Spannungskreis graphisch ermittelt werden (Abbildung 99).

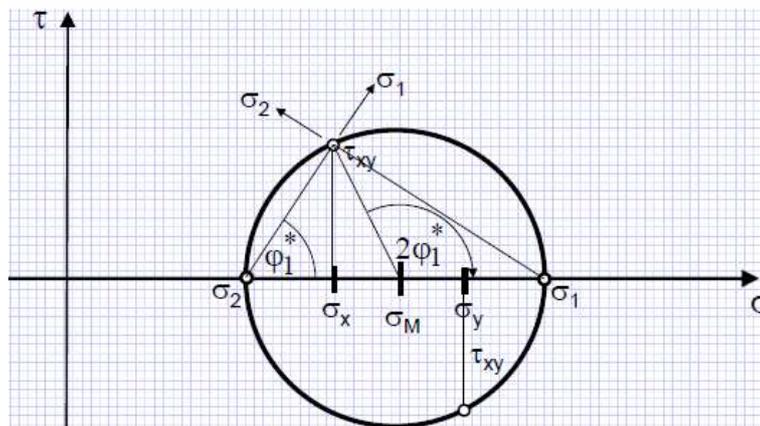
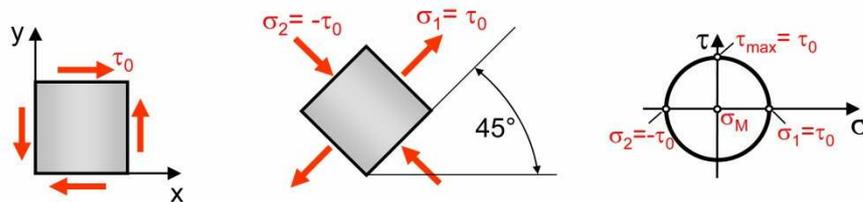


Abbildung 99: MOHR'sche Spannungskreis [16]

Bei reiner Torsionsbeanspruchung stellt sich am Versuchsträger als Sonderfall ein reiner Schubspannungszustand, wie in Abbildung 100 dargestellt, ein.

Reiner Schub:  $\sigma_x = 0$ ;  $\sigma_y = 0$ ;  $\tau_{xy} = \tau_0$



Damit gilt für die Hauptspannungen:  $\sigma_1 = \tau_0$ ;  $\sigma_2 = -\tau_0$ ;

Die größten Hauptspannungen treten unter Winkeln von  $45^\circ$  zur x-Achse auf.

**Abbildung 100: reiner Schubspannungszustand [16]**

Bei dem Versuchsträger wurde versucht mit Hilfe der Vorspannung das Moment aus Eigengewicht zu kompensieren und damit den Versuchsträger einer reinen Torsionsbeanspruchung auszusetzen. Dafür wäre jedoch eine Spanngliedführung entlang einer quadratischen Parabel, wie der Momentverlauf aus dem Eigengewicht, notwendig gewesen. Da diese Spanngliedführung in der Praxis jedoch kaum ausführbar ist, wurden die Spannglieder wie in Abbildung 84 dargestellt ausgeführt. Auf Grund dieser Spanngliedführung entstehen durch das Eigengewicht und die Vorspannung kleine Biegespannungen im Versuchsträger und es stellt sich kein reiner Schubspannungszustand ein. Für die Ermittlung des Torsionswiderstandes muss daher in jedem Punkt die Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung mit den Spannungen durch das Torsionsmoment überlagert werden.

Die Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung lassen sich mit folgenden Formeln berechnen:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} * z$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_y * S_y}{I_y * b}$$

Dabei ist:

$N_x$	Normalkraft
A	Querschnittsfläche
$M_y$	Moment
$I_y$	Trägheitsmoment
z	Hebelsarm
$Q_y$	Querkraft
$S_y$	statisches Moment
b	Querschnittsbreite

Bei der Berechnung der Normalkraft und der Querkraft müssen die sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste berücksichtigt werden. In der Abbildung 101 ist der Verlauf der Vorspannkraft über die Länge des Versuchsträgers mit den sofortigen Spannkraftverlusten durch Reibung und den zeitabhängigen Spannkraftverlusten durch elastische Verformung, Schwinden und Kriechen des Betons und Relaxation des Spannstahls dargestellt. Der Spannkraftverlust durch Keileinzug braucht nicht berücksichtigt werden, weil der Spannstahl um den Wert des Verlustes durch Keileinzug überspannt wurde.

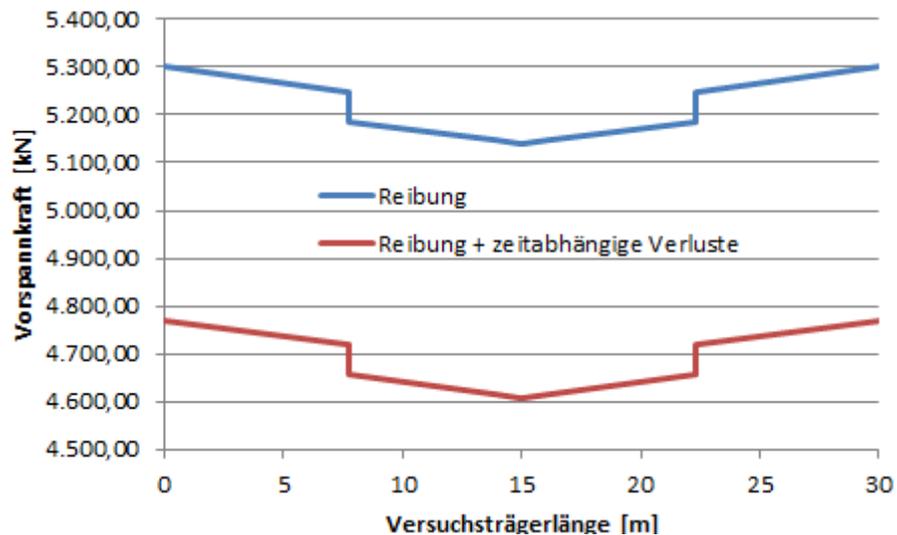


Abbildung 101: Verlauf der Vorspannkraft

In Abbildung 102 sind die Spannungsverläufe die sich aus Eigengewicht und Vorspannung ergeben qualitativ dargestellt. Man kann dabei erkennen, dass der Querschnitt durch die Vorspannkraft über die gesamte Höhe überdrückt ist.

### Rechteck

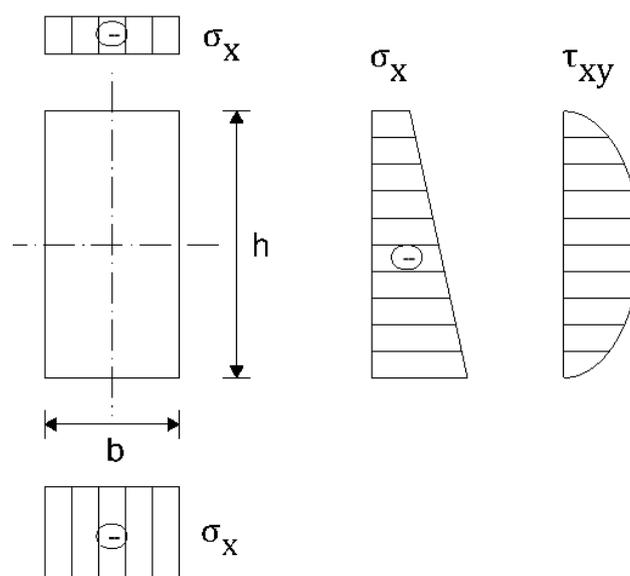


Abbildung 102: Spannungsverläufe aus Eigengewicht und Vorspannung

Die Spannungen durch das Torsionsmoment lassen sich mit folgenden Formeln berechnen:

$$\tau_{max} = \frac{M_T}{W_T} = \kappa_2 * \frac{M_T}{h*b^2} \quad \text{und} \quad \tau_a = \mu * \tau_{max}$$

Dabei ist:

$M_T$	Torsionsmoment
$W_T$	Widerstandsmoment
$\kappa_2$	Beiwert (siehe Kapitel 4.3)
$\mu$	Beiwert (siehe Kapitel 4.3)
$h$	Höhe des Querschnittes
$b$	Breite des Querschnittes

In der Abbildung 103 sind die Spannungsverläufe durch Torsion qualitativ dargestellt.

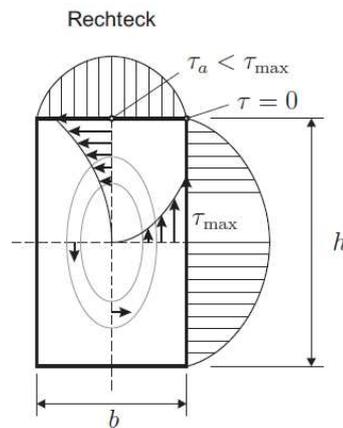


Abbildung 103: Spannungsverläufe durch Torsion

Diese Spannungsverläufe werden überlagert und an folgenden drei Punkten eines jeden Querschnittes (siehe Abbildung 104) untersucht:

- Versuchsträgeroberseite in der Mitte
- Versuchsträgerlängsseite in der Mitte
- Versuchsträgerunterseite in der Mitte

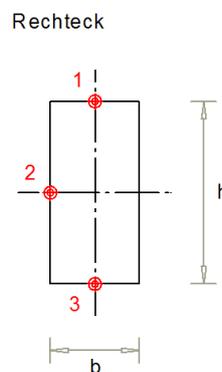


Abbildung 104: Untersuchungspunkte am Querschnitt

Bei der Überlagerung wird darauf geachtet, dass die zulässige angenommene Zugspannung des Betons von  $4,75 \text{ N/mm}^2$  nicht überschritten wird. Das zugehörige Torsionsmoment wird aus der zugehörigen Schubspannung aus folgender Formel zurück gerechnet:

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (\tau_{xy,Biegung} + \tau_{xy,Torsion})^2}$$

Die Ergebnisse sind in Abbildung 105 und Abbildung 106 dargestellt.

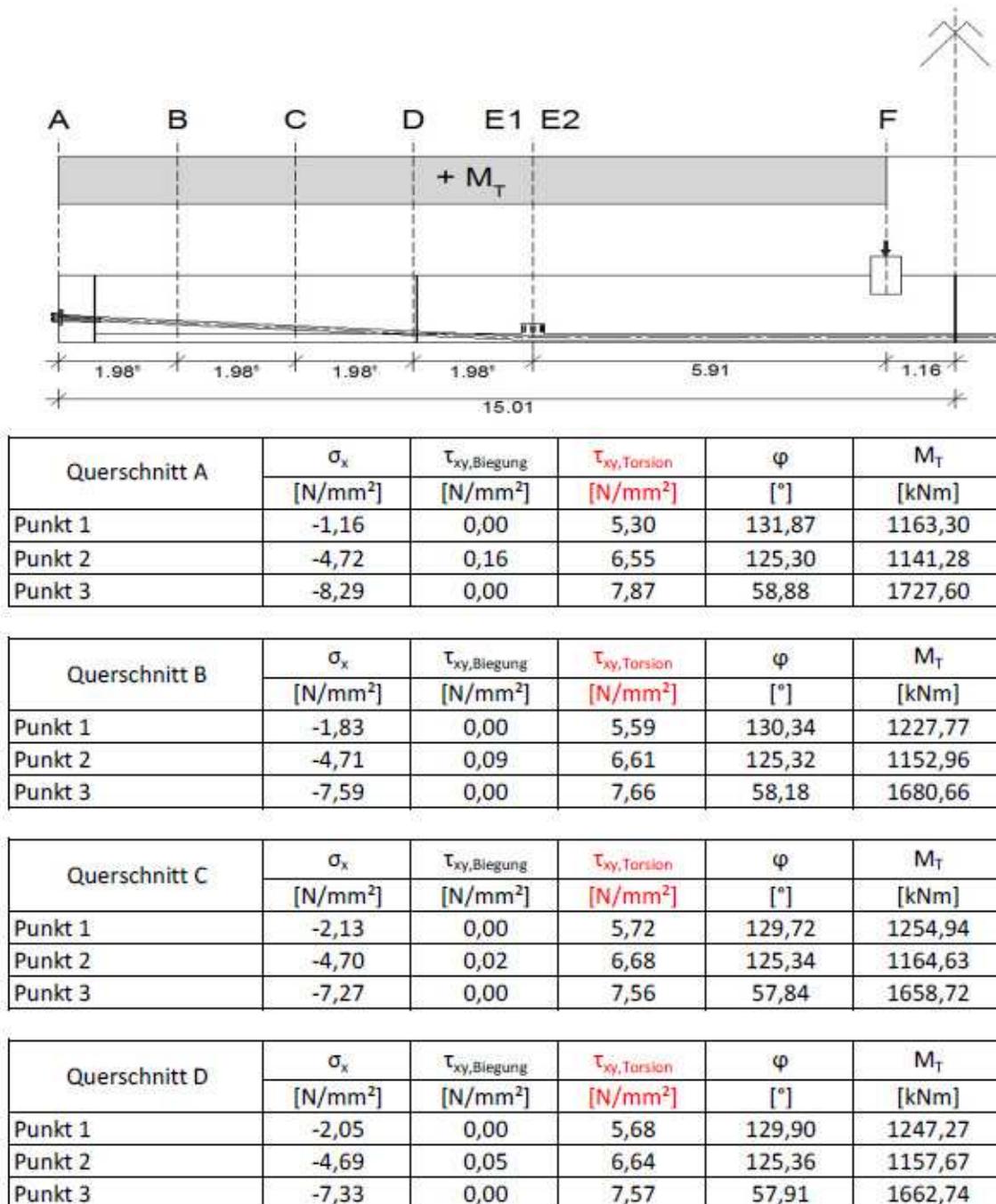


Abbildung 105: Torsionswiderstand im Zustand I

Querschnitt E1	$\sigma_x$	$\tau_{xy,Biegung}$	$\tau_{xy,Torsion}$	$\varphi$	$M_T$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,58	0,00	5,48	130,89	1204,09
Punkt 2	-4,67	0,27	6,42	125,37	1118,69
Punkt 3	-7,76	0,00	7,71	58,36	1692,55

Querschnitt E2	$\sigma_x$	$\tau_{xy,Biegung}$	$\tau_{xy,Torsion}$	$\varphi$	$M_T$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-1,68	0,00	5,53	130,68	1213,30
Punkt 2	-4,61	0,27	6,40	125,46	1114,89
Punkt 3	-7,54	0,00	7,64	58,14	1677,60

Querschnitt F	$\sigma_x$	$\tau_{xy,Biegung}$	$\tau_{xy,Torsion}$	$\varphi$	$M_T$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[°]	[kNm]
Punkt 1	-4,43	0,00	6,60	125,74	1449,31
Punkt 2	-4,57	0,04	6,61	125,52	1152,43
Punkt 3	-4,72	0,00	6,71	54,69	1472,37

Abbildung 106: Torsionswiderstand im Zustand I

Laut dieser Berechnung ergibt sich der Torsionswiderstand im Zustand I mit 1.115 kNm. Dieses kleinste Rissmoment tritt im Querschnitt E2 im Punkt 2 auf.

### 13.2 Berechnung des Torsionswiderstandes im Zustand II

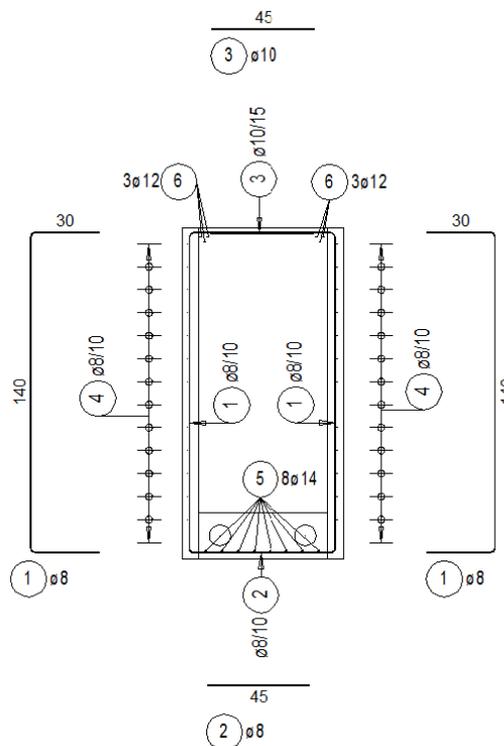


Abbildung 107: Trägerhälfte mit der Mindestbewehrung für Biegung

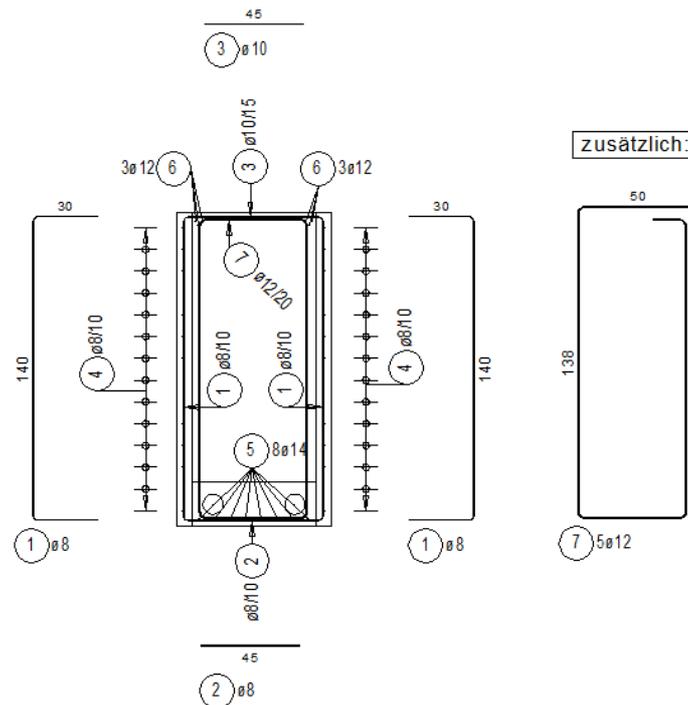


Abbildung 108: Trägerhälfte mit der Torsionsbewehrung

Wenn der Versuchsträger durch die Torsionsbeanspruchung in den Zustand II übergeht, kommt es auf Grund der Rissbildung zu einer Umlagerung der inneren Kräfte und zu einer Ausbildung eines räumlichen Fachwerkes mit Druckstreben aus Beton und Zugstreben aus Bewehrungsstahl. Um die Ausbildung des räumlichen Fachwerkes und das damit verbundene Torsionstragverhalten des Versuchsträgers genau feststellen zu können, wurde in einer Hälfte des Versuchsträgers nur die erforderliche Mindestbewehrung für Biegung angeordnet (Abbildung 107). In der zweiten Hälfte des Versuchsträgers wurde eine Torsionsbewehrung nach Eurocode 2 [1] aus Bügeln angeordnet (Abbildung 108). Damit soll festgestellt werden, ob die steifere Seite mit der Torsionsbewehrung einen höheren Torsionswiderstand erreicht.

Zuerst wird der Torsionswiderstand für die Hälfte des Versuchsträgers mit der Mindestbewehrung für Biegung ermittelt. Dabei wird nur die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung nachgewiesen. Die erforderliche Längsbewehrung für die Zugstreben in Trägerlängsrichtung wird bei diesem Träger durch die Vorspannung ersetzt. Die eingelegte Bewehrung kann als ein zweischnittiger Bügel mit einer Querschnittsfläche von  $10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$  angesehen werden.

$$T_{Rm} = 2 * A_K * f_{ym} * a_{sw} * \cot \theta$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,559 * 594.000 * 0,000503 * \cot 31 = 555,93 \text{ kNm}$$

Der Torsionswiderstand der Biegebewehrung ergibt sich somit unter der flachsten Neigung der Betondruckstrebe von  $31^\circ$  mit:

$$T_{Rm} = 555,93 \text{ kNm}$$

Dieser Wert ist kleiner als der berechnete Torsionswiderstand für den Zustand I im Querschnitt E2 im Punkt 2. An dieser Stelle tritt laut Berechnung der erste Riss auf und der Versuchsträger geht an dieser Stelle von dem Zustand I in den Zustand II über. Das bedeutet, die eingelegte Mindestbewehrung beteiligt sich nicht am Torsionswiderstand. Der Torsionswiderstand des Versuchsbalkens in dieser Trägerhälfte ist somit durch den Torsionswiderstand im Zustand I begrenzt! Wird der Torsionswiderstand des Zustandes I überschritten kommt es zum Versagen des Versuchsbalkens in dieser Trägerhälfte und die Belastung kann im gesamten Versuchsträger nicht mehr weiter gesteigert werden. Daher ist auch die Tragfähigkeit des gesamten Versuchsträgers durch den Torsionswiderstand im Zustand I begrenzt!

In der zweiten Hälfte des Versuchsträgers wurde noch zusätzlich als Torsionsbewehrung ein zweischnittiger Bügel mit einer Querschnittsfläche von  $15,40 \text{ cm}^2/\text{m}$  eingelegt.

$$T_{Rm} = 2 * A_K * f_{ym} * a_{sw} * \cot \theta$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,559 * 594.000 * 0,000770 * \cot 31 = 851,03 \text{ kNm}$$

Der Torsionswiderstand der Torsionsbewehrung ergibt sich somit unter der flachsten Neigung der Betondruckstrebe von  $31^\circ$  mit:

$$T_{Rm} = 851,03 \text{ kNm}$$

Gesamt ergibt sich somit für diese Trägerhälfte ein Torsionswiderstand von:

$$T_{Rm} = 555,93 + 851,03 = 1.406,96 \text{ kNm}$$

Dieser Wert ist größer als das berechnete kleinste Rissmoment im Zustand I. Daher könnte in dieser Trägerhälfte die Belastung über die Torsionstragfähigkeit im Zustand I gesteigert werden.

Aus der Begrenzung der Druckstrebentragfähigkeit könnte folgendes Torsionsmoment aufgebracht werden:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rm}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rm}} = 1,0$$

$$T_{Rm} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cm} * A_k * t_{ef,i} * \sin \theta * \cos \theta$$

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

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{42,56}{250}\right) = 0,498$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{5,137}{28,373} = 1,181$$

$$A_K = (b - t_{ef,i}) * (h - t_{ef,i})$$

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{1,008}{4,28} = 0,236 \text{ m}$$

$$A_K = (0,7 - 0,236) * (1,44 - 0,236) = 0,559 \text{ m}^2$$

$$T_{Rm} = 2 * 0,498 * 1,181 * 50.560 * 0,559 * 0,236 * \sin 31 * \cos 31 = 3.463,74 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 183,15 \text{ kN}$$

$$V_{Rm} = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cm} * \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{5,137}{28,373} = 1,181$$

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

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{42,56}{250}\right) = 0,498$$

$$V_{Rm} = 1,181 * 0,7 * 1,206 * 0,498 * 50.560 * \frac{1}{\cot 31 + \tan 31} = 11.082,47 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rm}}\right) * T_{Rm}$$

$$T_{Ed} = \left(1 - \frac{183,15}{11.082,47}\right) * 3.463,74 = 3.406,50 \text{ kNm}$$

## 14 Auswertung der Messergebnisse

### 14.1 Auswertung der Kraftmessdosen

Mit Hilfe der Messergebnisse der zwei Kraftmessdosen unter den Pressen kann die Belastungsgeschichte exakt beschrieben werden (Abbildung 109). Beim ersten Versuch wurde die aufgebrachte Kraft je Presse bis auf 115 kN gesteigert. Es kam dabei jedoch zu einer Schiefstellung der Pressen und daher musste wieder vollständig entlastet werden. Beim zweiten Versuch wurden die beiden Pressen beim Start händisch in ihrer Position fixiert und die Belastung wieder bis 115 kN gesteigert. Diese Belastung wurde 11 Minuten lang gehalten um Messungen durchzuführen und den Träger auf Risse zu überprüfen. Danach wurde die Belastung auf 210 kN gesteigert und 22 Minuten lang für die Überprüfung des Trägers gehalten. Im nächsten Schritt wurde die Belastung kurzfristig auf 300 kN gesteigert und sofort wieder auf 250 kN entlastet. Diese Belastung wurde über einen längeren Zeitraum von 115 Minuten konstant gehalten. In dieser Zeit wurden mehrere Messungen durchgeführt und die Entstehung und Entwicklung der Risse exakt beobachtet und dokumentiert. Im letzten Schritt wurde die Belastung noch einmal auf 300 kN gesteigert und ca. 20 Minuten bis zum Versagen des Trägers gehalten.

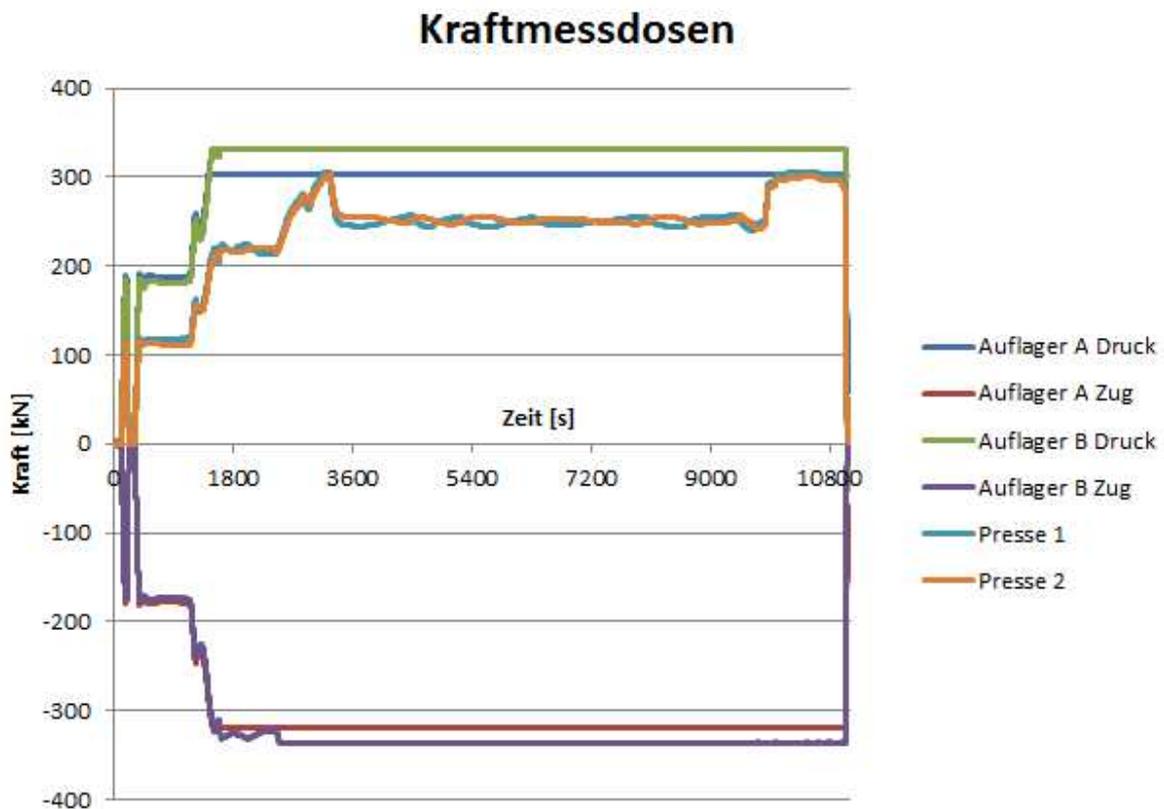


Abbildung 109: Messergebnisse der Kraftmessdosen

Mit den Kraftmessdosen bei den Auflagern wurden die ankommenden Belastungen an den Auflagern gemessen. Nach dem alle Kraftmessdosen vor dem Beginn der Belastung auf null zurückgesetzt worden sind, kann exakt die Belastung durch das aufgebrachte Torsionsmoment bestimmt werden. Bei jedem Auflager wird durch das Torsionsmoment eine Kraftmessdose belastet und eine Kraftmessdose entlastet. Die Entlastung kann jedoch nur so lange von den Kraftmessdosen angezeigt werden, bis die Entlastung größer ist als zuvor die Belastung durch das Eigengewicht. Daher fallen beide Kraftmessdosen,

die entlastet werden, bei ca. 340 kN aus. Bis dorthin ist jedoch auch bei diesen Messergebnissen der Belastungsverlauf sehr gut erkennbar (Abbildung 109). Bei den anderen beiden belasteten Kraftmessdosen kann man sehr gut erkennen, dass die gemessene Kraft am Auflager größer ist als die gemessene Kraft bei den Pressen (Abbildung 109). Das muss auch so sein, weil der Hebelsarm für das Torsionsmoment am Auflager wesentlich kleiner ist als bei den Pressen. Die Belastungsgeschichte lässt sich bis zum Ausfall bei ca. 300 kN feststellen. Bei dem Ausfall wurde der maximale Messbereich der beiden Kraftmessdosen, der mit einer maximalen Belastung von ca. 600 kN pro Kraftmessdose begrenzt ist, erreicht. Rechnet man zu den 300 kN noch das Eigengewicht des Versuchsträgers, das durch das Null setzen der Kraftmessdosen nicht im Messwert enthalten ist, wird die maximale Belastung von 600 kN je Kraftmessdose überschritten

Multipliziert man die gemessenen Kräfte der Kraftmessdosen mit ihren Hebelsarmen, am Auflager 2,60 m und bei den Pressen 4,30 m, erhält man die zugehörigen Torsionsmomente (Abbildung 110). Das leichte Schwanken der Torsionsmomente bei den Pressen ergibt sich aus den Schwankungen des Hydraulikdruckes in den Pressen. Damit in allen vier Pressen die gleiche Belastung aufgebracht wird muss sich der Hydraulikdruck ständig ausgleichen und schwankt daher leicht.

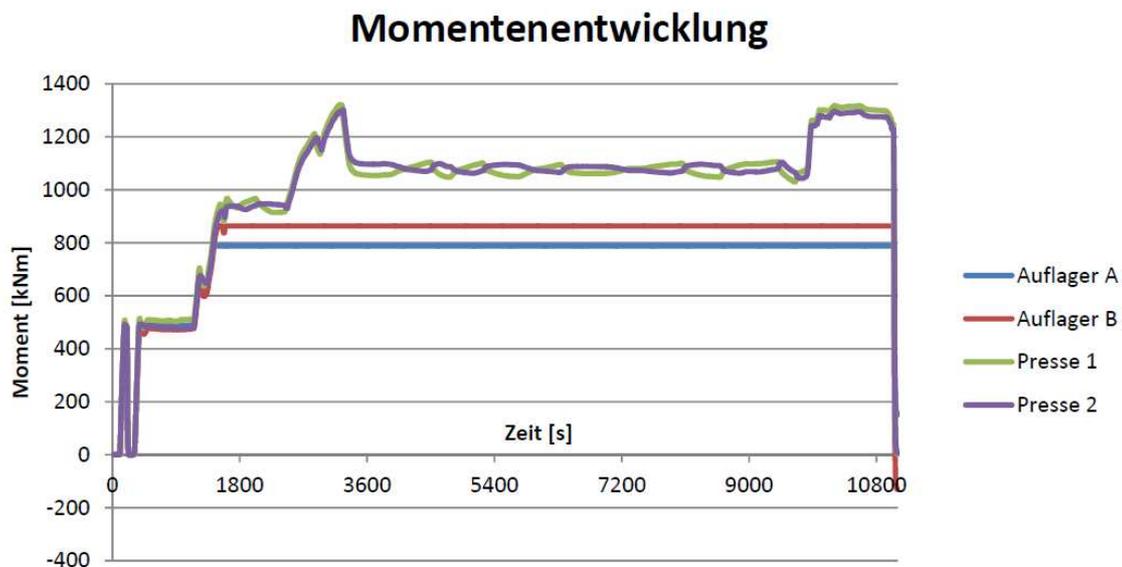


Abbildung 110: Momentenentwicklung

In der Abbildung 110 kann man sehr gut die vier Belastungsstufen von 495 kNm, 903 kNm, 1.075 kNm und 1.290 kNm und die einmaligen Belastungsspitzen von 495 kNm und 1.290 kNm erkennen.

In der Abbildung 111 ist zu erkennen, dass bei beiden Auflagern bis zum Ausfall der Kraftmessdosen dasselbe Torsionsmoment ankommt und die gemessenen Werte bei allen Kraftmessdosen praktisch dasselbe Torsionsmoment ausgeben.

## Momentenentwicklung

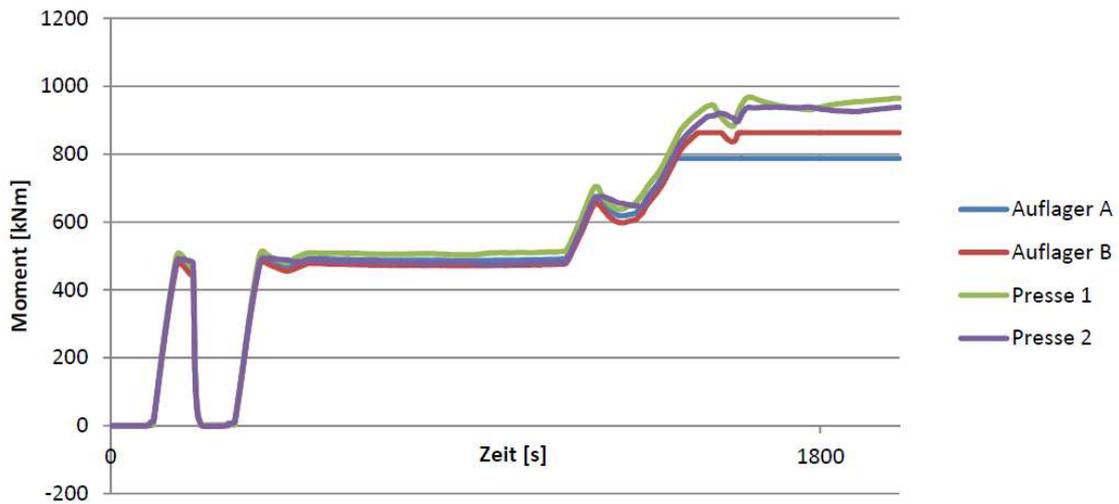


Abbildung 111: Momentenentwicklung bis zum Ausfall der Kraftmessdosen

### 14.2 Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche

Für die Anordnung der Dehnmessstreifen wurden drei Profile festgelegt. Jeweils ein Profil wurde in einer der beiden Trägerhälften angeordnet und ein Profil wurde in der Mitte des Versuchsträgers zwischen den beiden Konsolen angeordnet (Abbildung 112). In jedem Profil wurden auf jeder der vier Oberflächen drei Dehnmessstreifen in Form eines gleichseitigen Dreieckes geklebt (Abbildung 113 und Abbildung 114). Mit dieser Anordnung der Dehnmessstreifen kann der Verzerrungszustand an der Oberfläche des Betons gemessen werden und damit der Spannungszustand bestimmt werden. Nach dem die Dehnmessstreifen erst ca. zwei Jahre nach der Herstellung und Vorspannung des Versuchsträgers geklebt wurden, sollten ausschließlich Spannungen die durch das aufgebrachte Torsionsmoment hervorgerufen werden gemessen werden. Es wird somit die Belastung „reine“ Torsion gemessen und es sollte sich laut Elastizitätslehre im Zustand I ein reiner Schubspannungszustand einstellen mit der maximalen Schubspannung in der Mitte der jeweiligen Betonoberfläche. Da bei dem Profil in der Mitte zwischen den Konsolen laut statischer Berechnung kein Torsionsmoment auftritt, dürften bei diesem Profil keine Spannungen gemessen werden. Daher wurden bei diesem Profil auch nur in zwei Seitenflächen Dehnmessstreifen angeordnet.

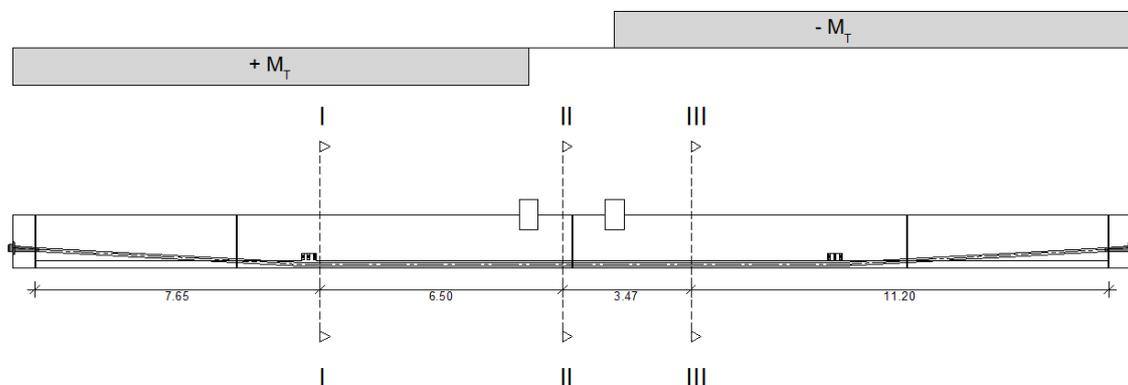


Abbildung 112: Profile für DMS

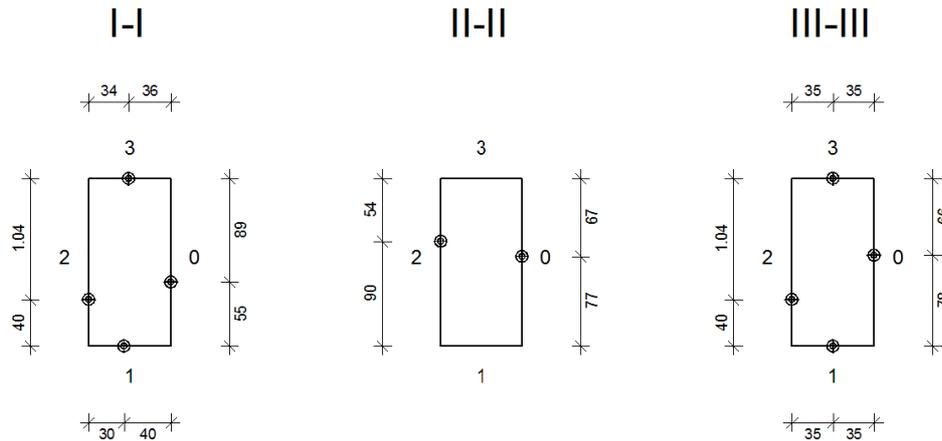


Abbildung 113: Anordnung der DMS in den Profilen



Abbildung 114: Anordnung der DMS als gleichseitiges Dreieck

Aus dem gemessenen Verzerrungszustand kann der Spannungszustand an der Oberfläche des Betons mit folgender Formeln berechnet werden:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} * \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix}$$

Dabei wurden folgende Werte angenommen:

$$\nu = 0,2$$

$$E = 35.774 \frac{N}{mm^2}$$

Die Auswertung der Dehnmessstreifen hat nicht in allen Flächen das erwartete Ergebnis mit einem reinen Schubspannungszustand geliefert. Es weichten aber auch die gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen für die zugehörigen Torsionsmomente in diesen Fällen massiv ab. Daher werden im Folgenden nur die Auswertungen der Flächen dargestellt, die mit der Berechnung am besten übereinstimmen. Bei allen Auswertungen ist die Belastungsgeschichte eindeutig erkennbar.

In der Abbildung 115 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 0 im Profil I dargestellt. Die leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen lässt sich damit erklären, dass die Dehnmessstreifen nicht exakt in der Mitte der Fläche geklebt worden sind. Die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und y-Richtung sind relativ klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen. Der Sprung bei den Normalverzerrungen bzw. -spannungen könnte auf den Übergang von dem Zustand I in den Zustand II in dieser Fläche hindeuten.

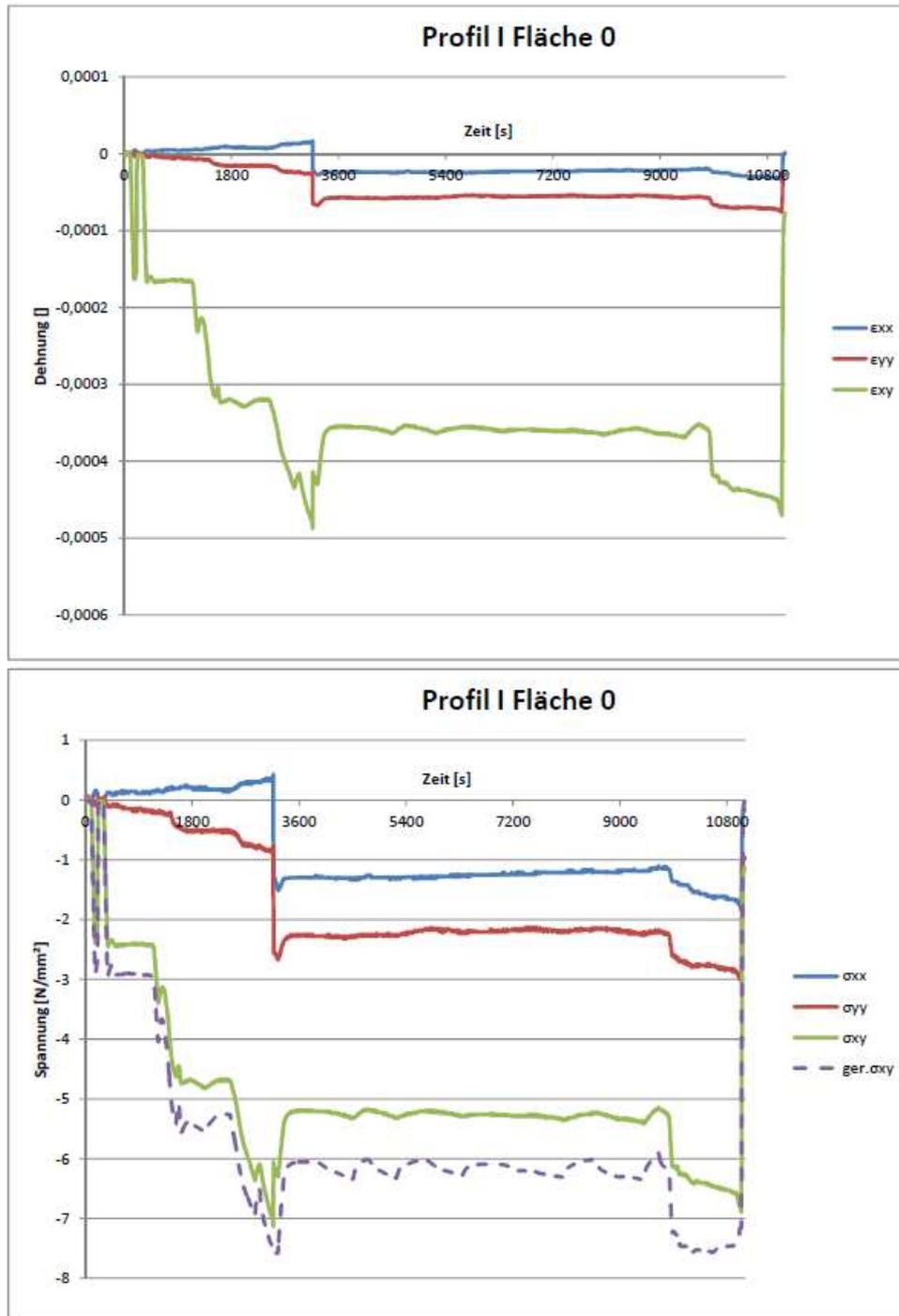


Abbildung 115: DMS Profil I Fläche 0

In der Abbildung 116 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 3 im Profil I dargestellt. Auch hier ist eine leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen bei höherer Belastung, trotz mittlerer Anordnung der Dehnmessstreifen, feststellbar. Die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und z-Richtung sind verschwindend klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen. Man kann daher hier von einem reinen Schubspannungszustand sprechen.

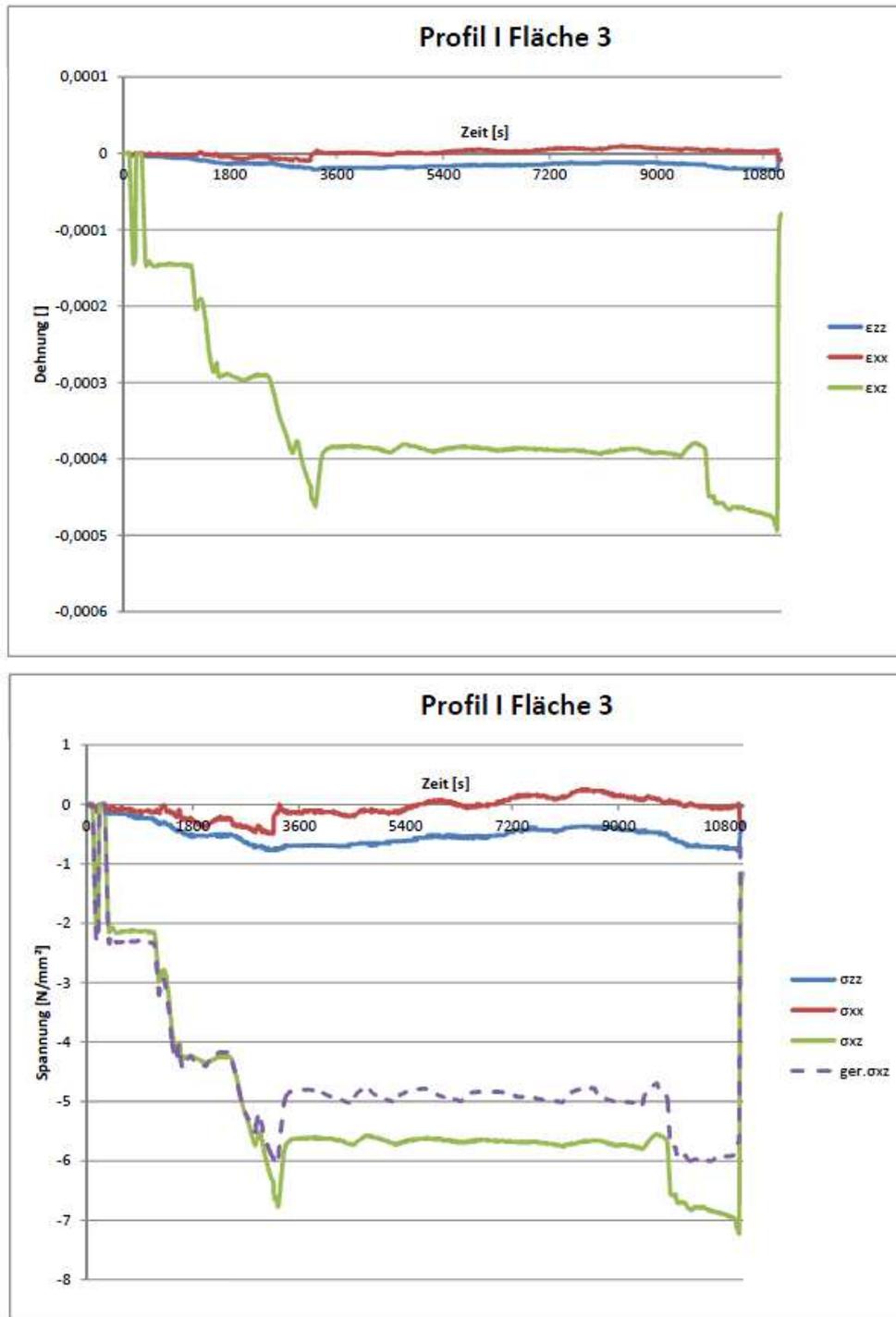


Abbildung 116: DMS Profil I Fläche 3

In der Abbildung 117 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 1 im Profil III dargestellt. Hier ist eine leichte Abweichung der gemessenen Schubspannungen von den berechneten Schubspannungen über die gesamte Belastungsdauer, trotz mittiger Anordnung der Dehnmessstreifen, feststellbar. Auch die Normalverzerrungen bzw. -spannungen in x- und z-Richtung sind zwar klein im Vergleich zu den Schubverzerrungen bzw. -spannungen, aber trotzdem für einen reinen Schubspannungszustand laut Theorie relativ groß.

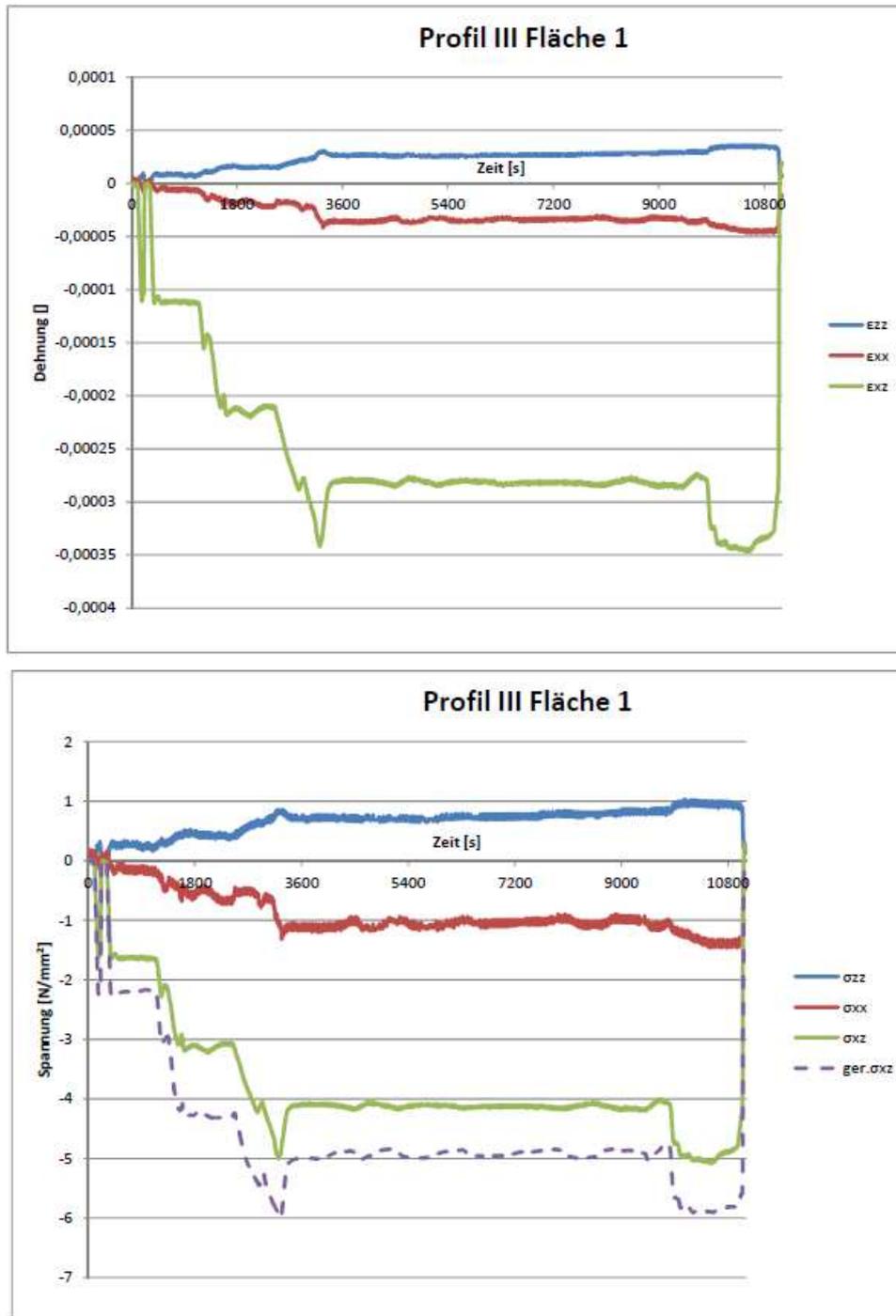


Abbildung 117: DMS Profil III Fläche 1

In der Abbildung 118 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 3 im Profil III dargestellt. Hier bekommt man die beste mit der Theorie übereinstimmende Auswertung. Die berechneten Schubspannungen passen mit den gerechneten Schubspannungen vor allem bei höherer Belastung gut überein und die Normalverzerrungen und -spannungen in x- und z-Richtung sind verschwindend klein.

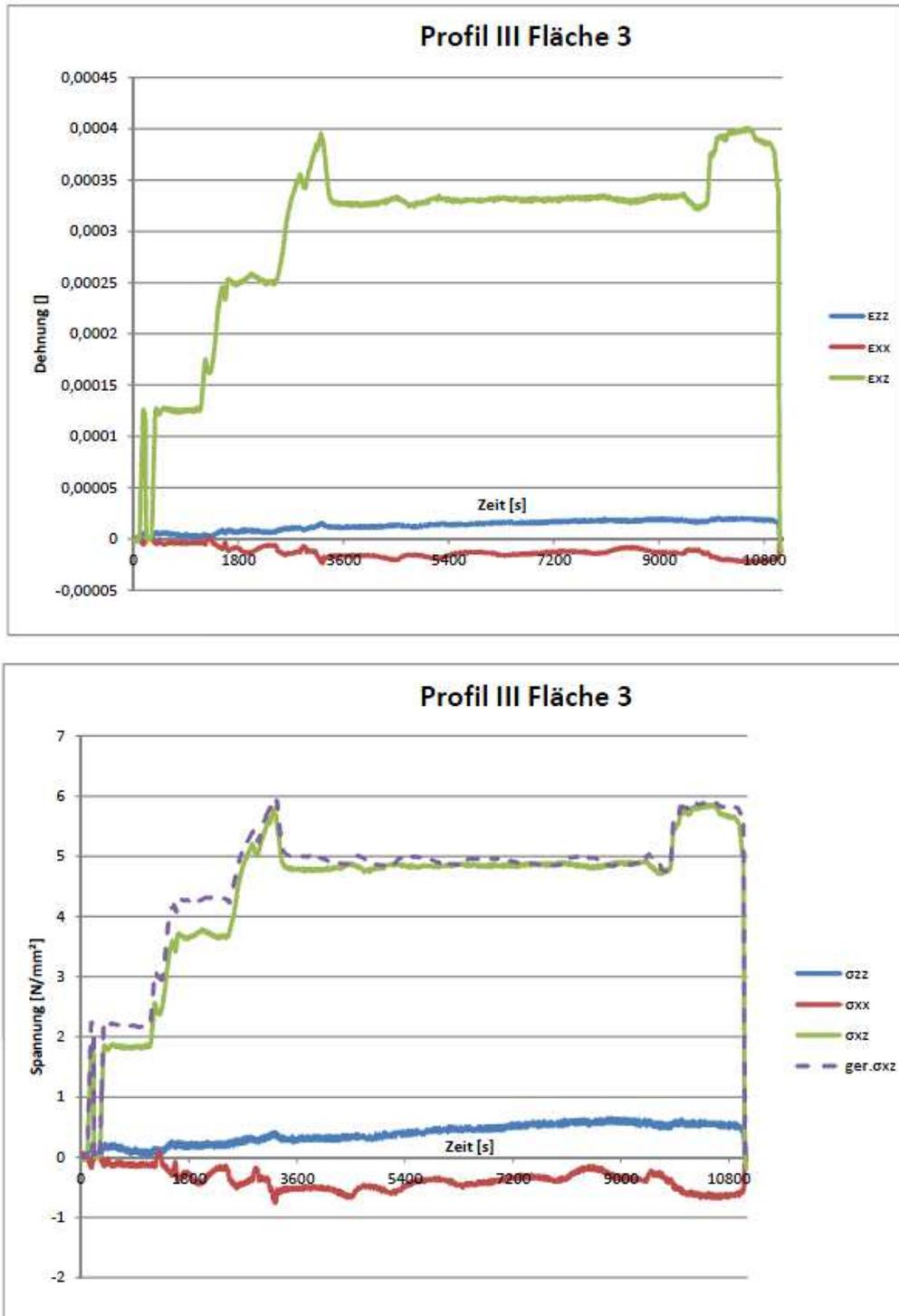


Abbildung 118: DMS Profil III Fläche 3

In der Abbildung 119 ist die Auswertung der Dehnungen und Spannungen der Fläche 0 im Profil II dargestellt. In der Auswertung ist erkennbar, dass die Schubverzerrungen und -spannungen verschwindend klein sind. Da aber in diesem Profil kein Torsionsmoment und damit keine Belastung vorhanden ist, sollten auch die Normalverzerrungen und -spannungen in x- und y-Richtung null sein.

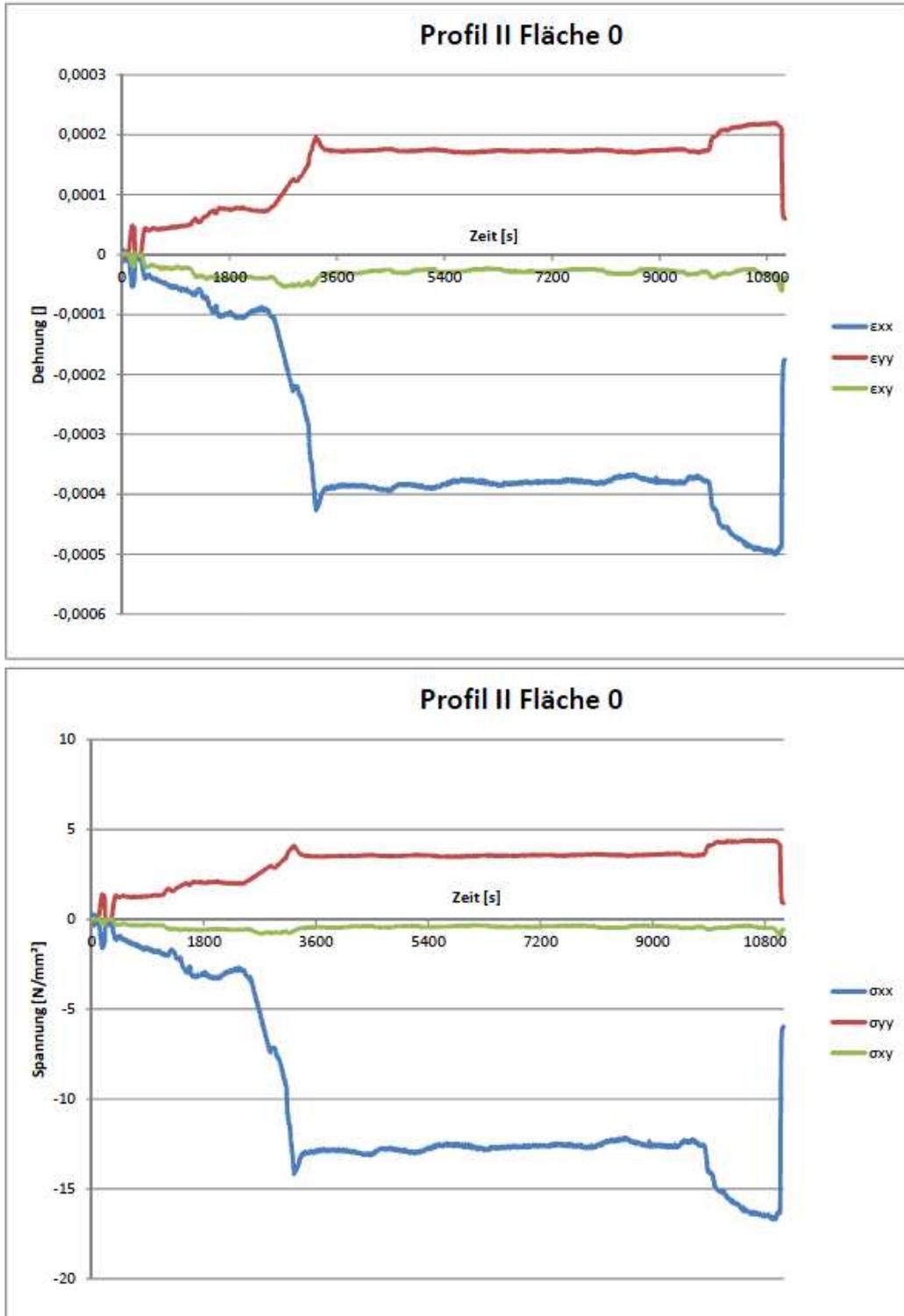


Abbildung 119: DMS Profil II Fläche 0

### 14.3 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 903 kNm Torsionsmoment

Vor dieser Laststufe wurde der Versuchsträger bei der ersten Laststufe mit einem Torsionsmoment von 495 kNm belastet. Bei beiden Laststufen überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen mit den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsion die zulässige angenommene Zugspannung des Betons nicht. Das kann auch an Hand der Rissbilder für diese beiden Laststufen bestätigt werden. Bei der ersten Laststufe sind gar keine Risse aufgetreten und bei der Laststufe mit 903 kNm Torsionsmoment sind nur an einer Stelle Risse an der Oberseite des Versuchsträgers aufgetreten (Abbildung 120 und Abbildung 121). Diese Risse sind möglicherweise auf Zugspannungen an der Trägeroberseite aus der Umlagerung der Umlenkkräfte der Spannglieder vom Trogquerschnitt in den Füllbeton zurückzuführen.

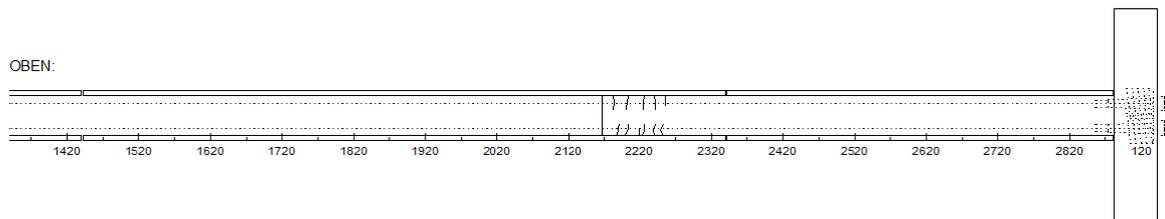


Abbildung 120: Risse in der rechten Trägerhälfte - Laststufe 903 kNm

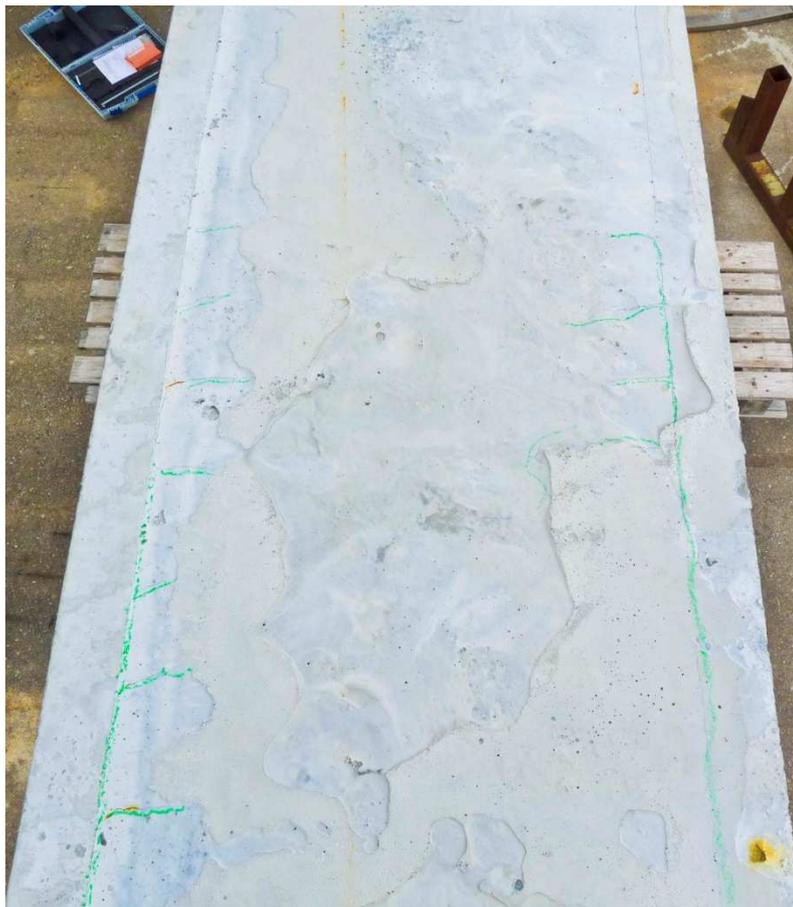


Abbildung 121: Risse in der Oberseite des Versuchsträgers - Laststufe 903 kNm

#### 14.4 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.075 kNm Torsionsmoment

Auch bei dieser Laststufe überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen mit den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsion die zulässige angenommene Zugspannung des Betons nicht. Vor dieser Laststufe wurde aber der Versuchsträger kurzfristig mit einer Belastungsspitze von 1.290 kNm Torsionsmoment belastet (Abbildung 96). Bei dieser Lastspitze überschreiten die berechneten Hauptzugspannungen die zulässige angenommene Zugspannung des Betons in den Querschnitten A, B, C, D, E1 und E2 in den Versuchsträgerseitenflächen und in der Oberseite des Versuchsträgers. Im Querschnitt F wird die zulässige Zugfestigkeit des Betons nur in den Seitenflächen des Versuchsträgers überschritten (Abbildung 105 und Abbildung 106). Weil die berechneten Richtungen der Hauptzugspannungen in allen Querschnittsseitenflächen  $125^\circ$  betragen, sollten sich die Risse in den Seitenflächen des Versuchsträgers unter einem Winkel von  $35^\circ$  ergeben. Die Rissbilder bestätigen die Berechnung und zeigen in den Seitenflächen des Versuchsträgers Risse (blau gekennzeichnet) unter einem Winkel von ca.  $35^\circ$  (Abbildung 120 bis Abbildung 128).

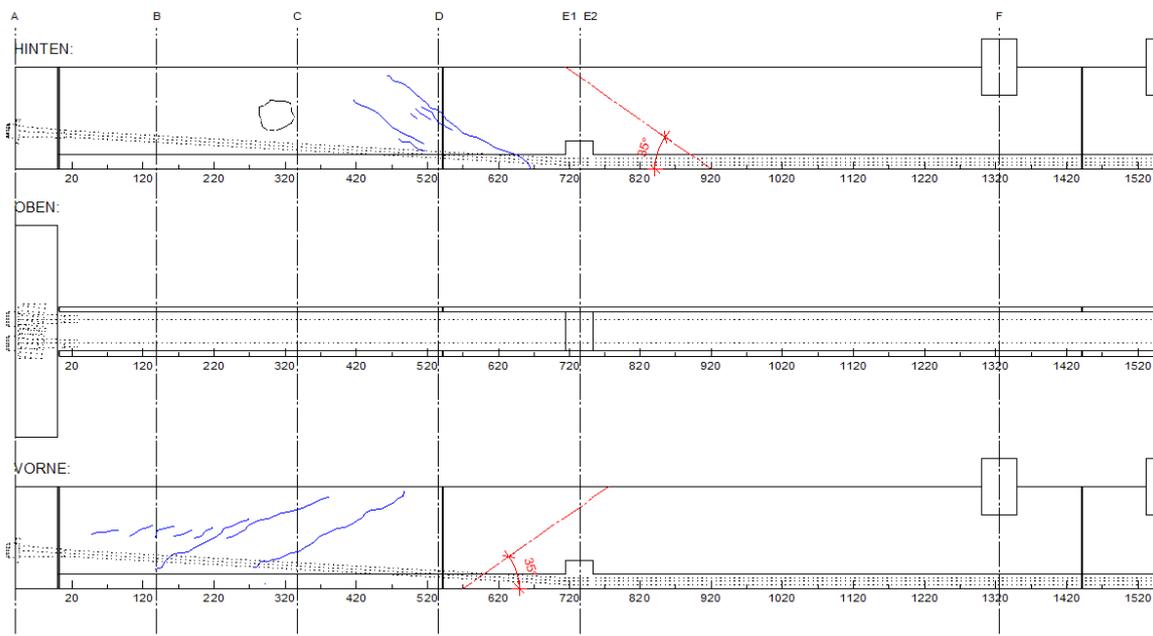


Abbildung 122: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

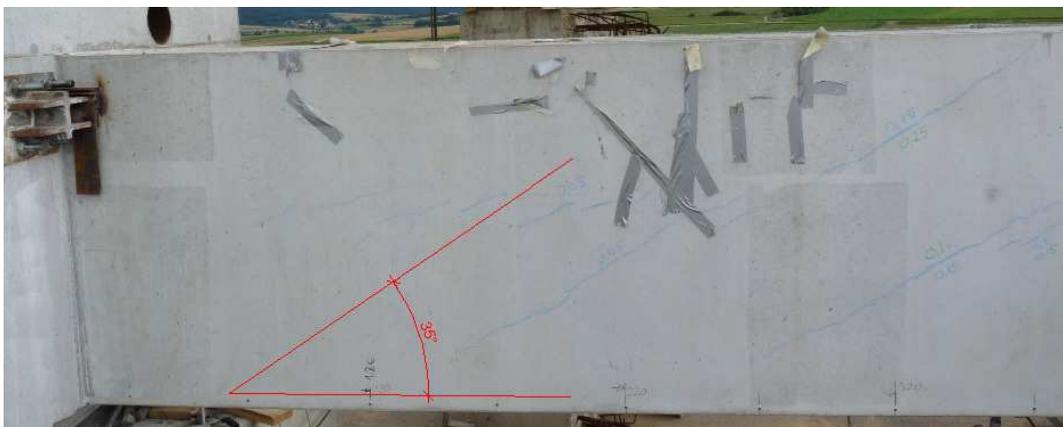


Abbildung 123: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

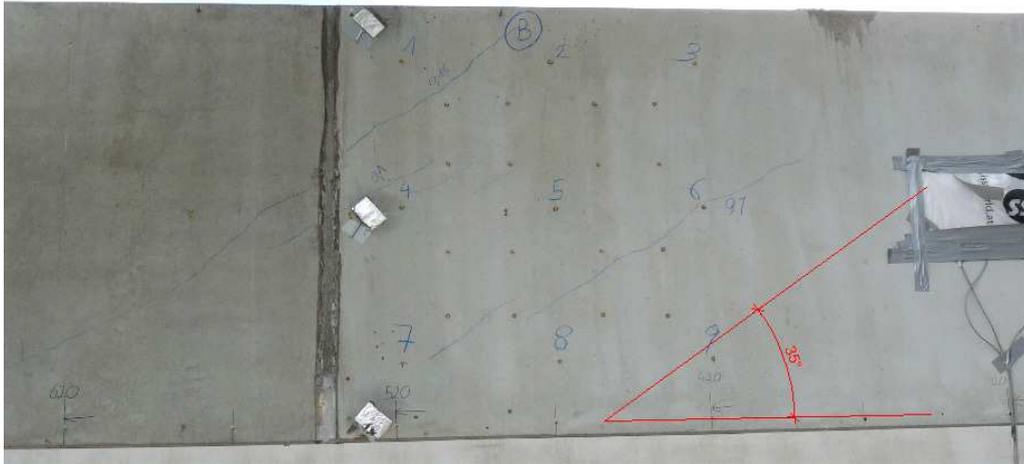


Abbildung 124: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

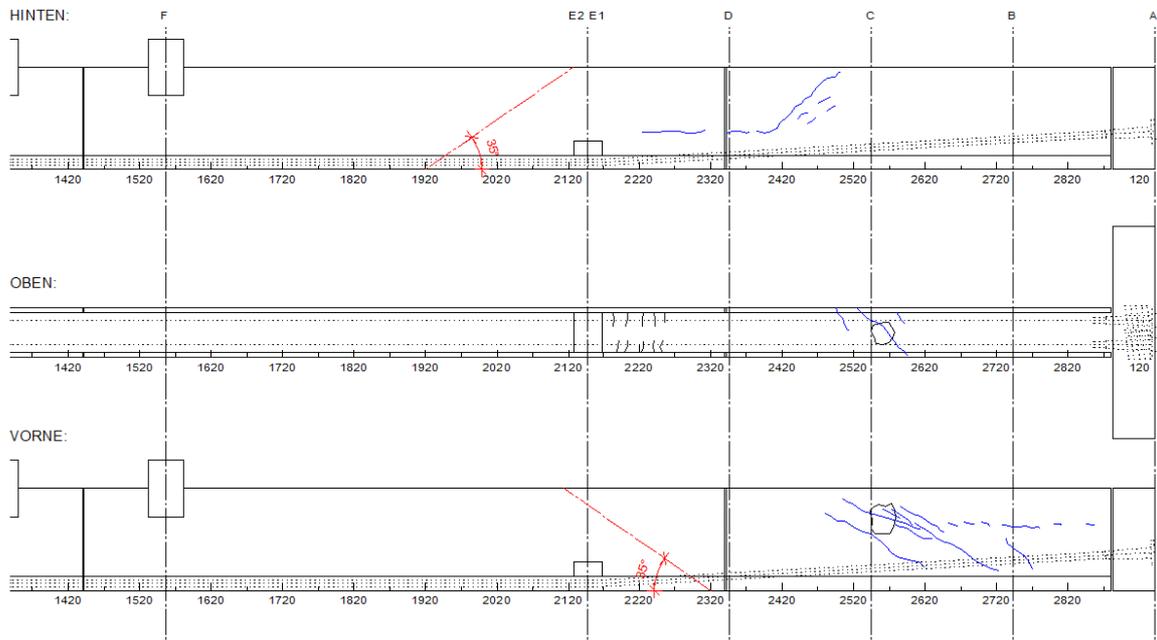


Abbildung 125: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm



Abbildung 126: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm



Abbildung 127: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm



Abbildung 128: Risse in der Oberseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm

Laut Berechnung sollte der erste Riss im Querschnitt E2 in der Seitenfläche des Versuchsträgers entstehen (Abbildung 106). Die Risse sind jedoch in beiden Trägerhälften zwischen dem Querschnitt A und D entstanden. Die Ursache dafür könnte sein, dass in beiden Trägerhälften zwischen dem Querschnitt A und D die Betondeckung für die Freilegung der Bewehrung, wie in Abbildung 128 dargestellt, lokal ab gestemmt wurde und daher in diesem Bereich Spannungsspitzen mit den größten Hauptzugspannungen auftraten. Die Breite der Risse variierte zwischen 0,05 und 0,15 mm.

Das Torsionsmoment von 1.075 kNm wurde bei dieser Laststufe 115 Minuten lang gehalten. Bevor es zu einer weiteren Steigerung der Belastung kam, wurde der Versuchsträger noch einmal auf Risse untersucht. Dabei wurden neue Risse (grün gekennzeichnet) festgestellt und die Breite der Risse nahm bei einigen Rissen auf bis zu 0,25 mm zu (Abbildung 129 bis Abbildung 133).

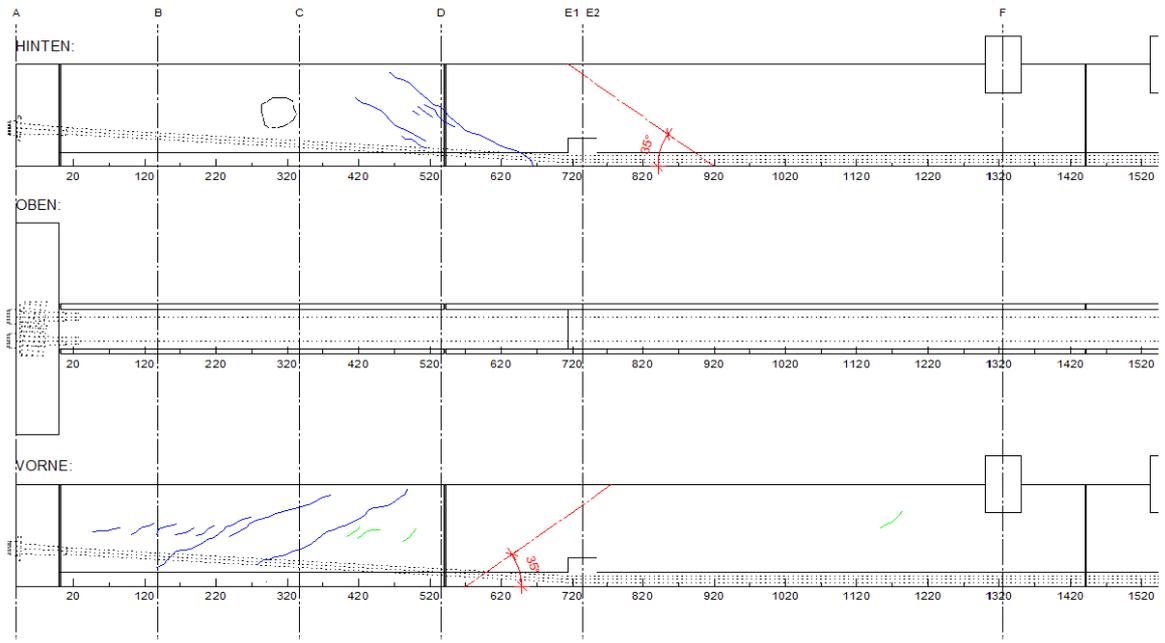


Abbildung 129: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten

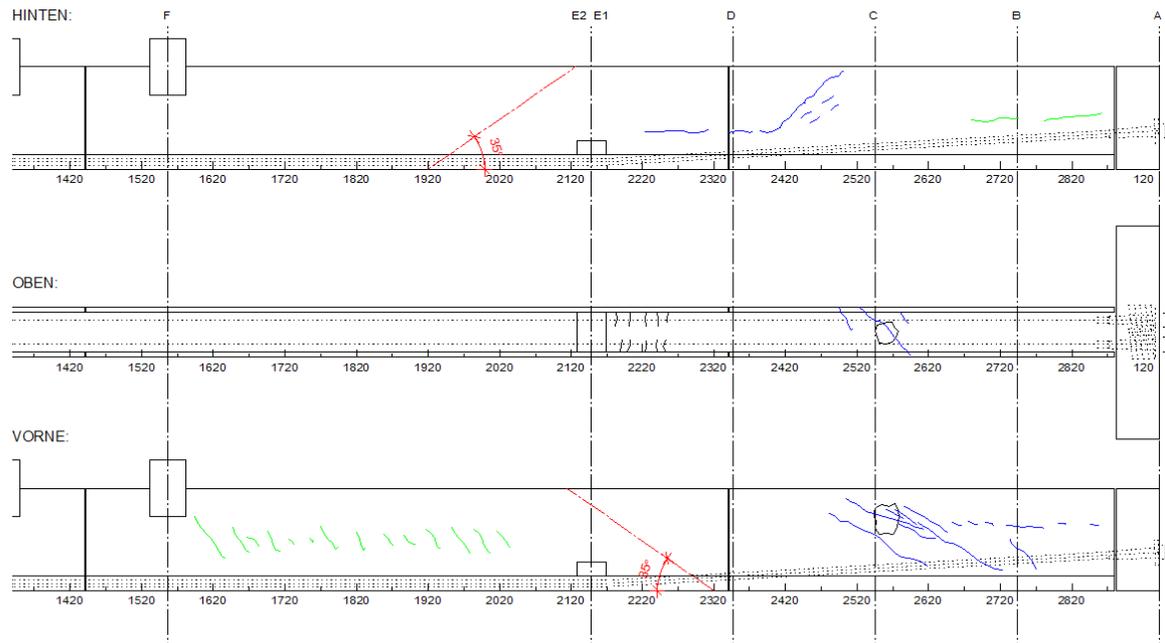


Abbildung 130: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung 131: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung 132: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten



Abbildung 133: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten

### 14.5 Auswertung der Rissbilder - Laststufe 1.290 kNm Torsionsmoment

Bei dieser Laststufe entstanden weitere Risse (rot gekennzeichnet) und es kam, wie auch bereits in der Berechnung festgestellt, zum Versagen in der rechten Hälfte des Versuchsträgers mit der Mindestbewehrung für Biegung (Abbildung 134 bis Abbildung 137). Dabei öffneten sich in der rechten Trägerhälfte die neuen Risse an der Versagensstelle auf bis zu 8 mm. In der linken Hälfte des Versuchsträgers mit der zusätzlichen Torsionsbewehrung entstanden zwar auch neue Risse, die Rissbreite betrug jedoch nicht mehr als 0,25 mm und es kam zu keinem Versagen des Versuchsträgers. Die eingelegte Torsionsbewehrung hat sich damit an der Tragfähigkeit beteiligt und die Belastung hätte in dieser Trägerhälfte noch weiter gesteigert werden können. Das Bruchbild an der Versagensstelle entsprach, wie in der Recherche immer wieder beschrieben, einem Schiebungsbruch mit schraubenförmigen Schiebungen um den Balken (Abbildung 138).

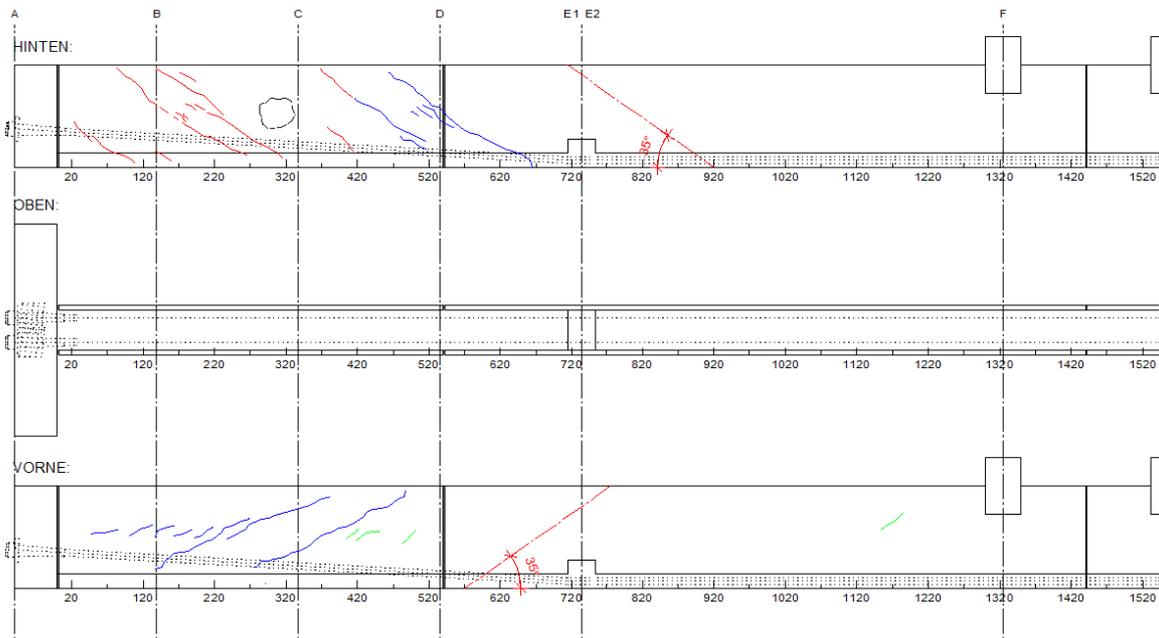


Abbildung 134: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung 135: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm

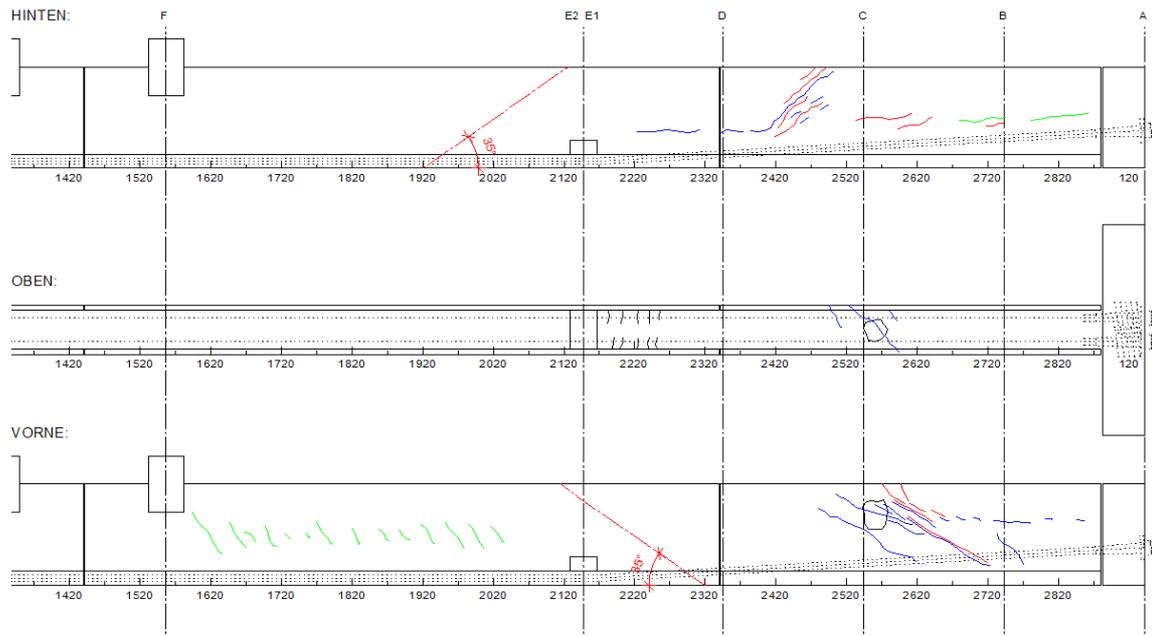


Abbildung 136: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung 137: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm



Abbildung 138: Versagensstelle in der rechten Versuchsträgerhälfte

### 14.6 Auswertung der Dehnmessstreifen auf der Bügelbewehrung

In der Abbildung 139 ist die Anordnung der Dehnmessstreifen auf der freigelegten Bügelbewehrung dargestellt.

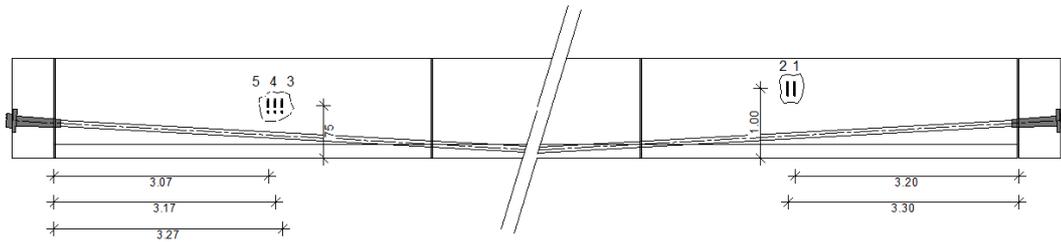


Abbildung 139: Anordnung der DMS auf der Bügelbewehrung

In der rechten Hälfte des Versuchsträgers kam es direkt neben der freigelegten Bewehrung zu dem Versagensbruch. Daher hat der Dehnmessstreifen 1 die größte Dehnung und damit auch die größte Stahlspannung gemessen (Abbildung 140).

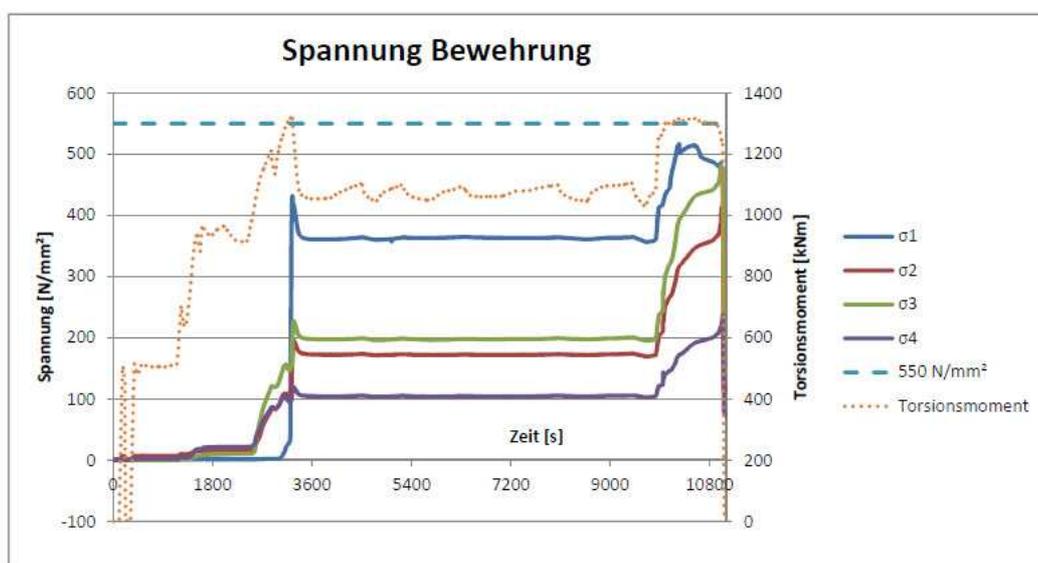
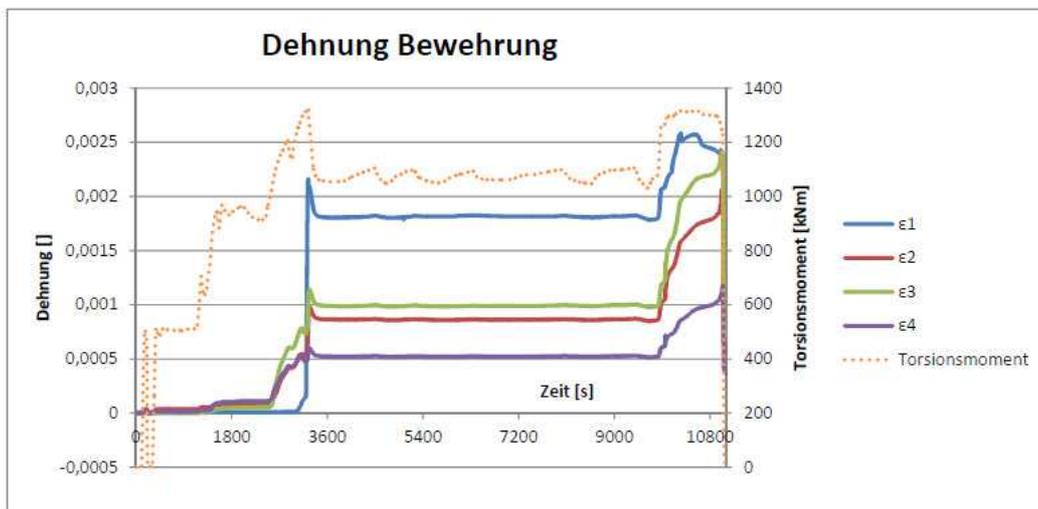


Abbildung 140: DMS auf der Bügelbewehrung

Auffallend dabei ist aber, dass bei keinem Dehnmessstreifen die Fließgrenze der Bügelbewehrung von  $550 \text{ N/mm}^2$  überschritten wurde. Laut Berechnung hätten jedoch die Bügel in der rechten Hälfte des Versuchsträgers (Dehnmessstreifen 1 und 2) sofort nach dem Übergang in den Zustand II in das Fließen kommen müssen. Aus dem Dehnungs- und Spannungsverlauf kann man genau erkennen, dass der Übergang von dem Zustand I in den Zustand II nach der zweiten Laststufe mit  $903 \text{ kNm}$  Torsionsmoment bei der Steigerung der Last bis zur zweiten Lastspitze mit  $1.290 \text{ kNm}$  Torsionsmoment stattgefunden hat. Ab diesem Zeitpunkt wurden merkbare Dehnungen in den Bügeln gemessen und es hätte laut Berechnung zum Versagen in der rechten Hälfte des Versuchsträgers kommen müssen. Nach dem Entlasten auf die dritte Laststufe mit  $1.075 \text{ kNm}$  Torsionsmoment ging die Spannung bei den Dehnmessstreifen in der linken aber sogar auch in der rechten Hälfte des Versuchsträgers zurück. Erst bei der Steigerung der Belastung auf die vierte Laststufe mit  $1.290 \text{ kNm}$  Torsionsmoment nahm die Spannung wieder zu. Es hat sich somit das räumliche Fachwerk, das für die Berechnung der Bewehrung angenommen wurde, nicht exakt gleich ausgebildet. Dadurch konnte auch nach dem Übergang in den Zustand II die Belastung noch gesteigert bzw. gehalten werden. Nach dem Versagen wurde die Bügelbewehrung im Bereich der Versagensstelle freigelegt (Abbildung 141).



**Abbildung 141: Freigelegte Bewehrung im Bereich des Bruches**

Die eingelegte Bügelbewehrung ist kein geschlossener Bügel sondern besteht aus vier einzelnen Stäben mit Bewehrungsübergriffen (Abbildung 107). Dadurch kam es meiner Meinung nach an der Oberseite des Versuchsträgers im Bereich des Bewehrungsübergriffes zu einem Verankerungsbruch (siehe auch Recherche Kapitel 6.4) und damit zum Versagen des Versuchsträgers an dieser Stelle. Dieser Verankerungsbruch trat auf bevor die Bügelbewehrung ihre Fließgrenze und damit die Tragfähigkeit erreichte. Laut Recherche (Kapitel 7 und Kapitel 8) kommt es jedoch erst dann zum Bruch des Trägers, wenn in mindestens drei Seiten des Trägers die Bewehrung zu fließen beginnt. Nach dem die Bewehrung aber in keiner weiteren Seite zu fließen begann, wurde die endgültige Traglast des Trägers bei diesem Versuch wahrscheinlich noch nicht erreicht. Für eine genaue Bestimmung der Traglast des Versuchsträgers sollte noch ein weiterer Versuch bis zum Bruch des Versuchsträgers durchgeführt werden. In der rechten Hälfte des Versuchsträgers wurde noch zusätzlich ein geschlossener Bügel als Torsionsbewehrung eingelegt. Damit kam es in dieser Trägerhälfte zu keinem Versagen des Versuchsträgers und auch die gemessenen Spannungen in der Bügelbewehrung (Dehnmessstreifen 3 und 4) waren wesentlich geringer. Bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment nahm die Spannung im Dehnmessstreifen 3 aber auch sehr stark zu. Beim Dehnmessstreifen 2 ist die gemessene Dehnung und Spannung auffällig klein im Vergleich zum Dehnmessstreifen 1. Die Richtigkeit der Messung des Dehnmessstreifens 2 kann daher nicht wirklich bestätigt werden. Der Dehnmessstreifen 5 hat während des Versuches keine Ergebnisse geliefert.

#### 14.7 Auswertung der Wegaufnehmer

In der Mitte des Versuchsträgers wurden an der Unterseite und an einer Seitenfläche des Versuchsträgers jeweils zwei Wegaufnehmer angeordnet (Abbildung 142). Mit Hilfe dieser Wegaufnehmer kann die Verdrehung des Versuchsbalkens bestimmt werden.



Abbildung 142: Wegaufnehmer an der Unterseite des Versuchsträgers

In der Abbildung 143 sind die beiden ausgewerteten Verdrehungswinkel dargestellt.

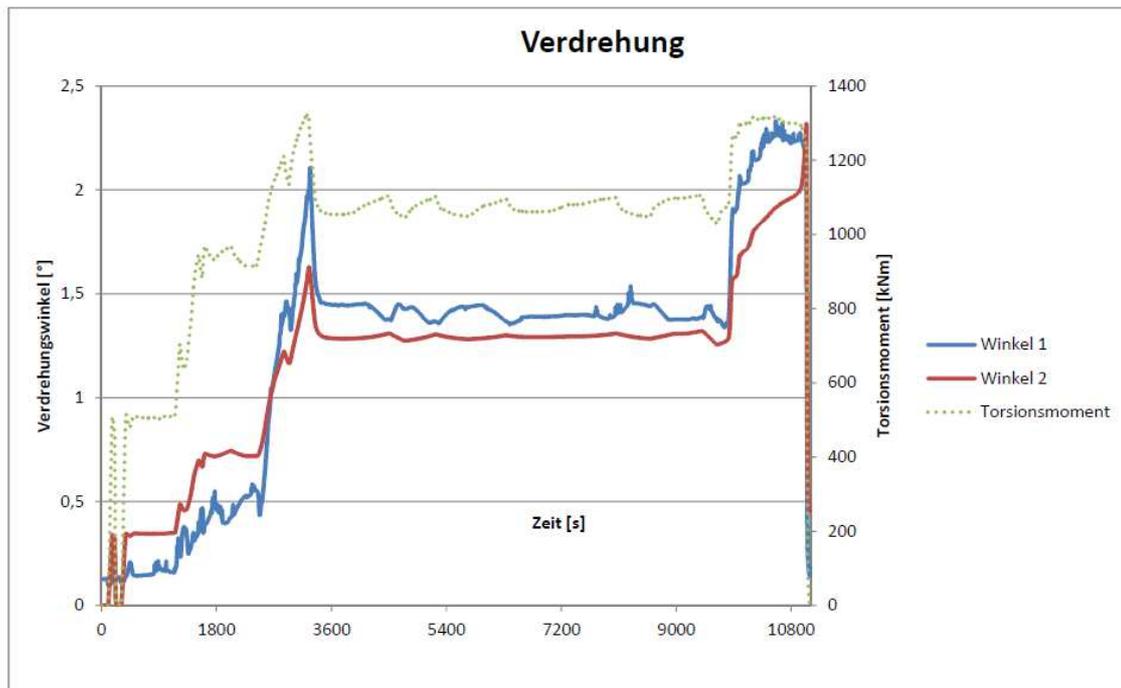


Abbildung 143: Verdrehungswinkel

Man kann erkennen, dass die beiden Messungen annähernd denselben Winkel ergeben. Der Versuchsträger hat sich somit in der Mitte praktisch verwindungsfrei verdreht. Bei dem Verlauf des Winkles 2 kann man die Belastungsgeschichte sehr gut ablesen. Das Versagen des Versuchsträgers bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment hat sich durch eine starke Zunahme der Verdrehung angekündigt. Aber auch bei der zweiten Lastspitze mit 1.290 kNm hat die stark zunehmende Verdrehung bereits ein baldiges Versagen angekündigt. Durch die Entlastung auf die dritte Laststufe mit 1.075 kNm Torsionsmoment nahm die Verdrehung wieder ab und es kam damit noch zu keinem Versagen des Versuchsbalkens.

In der Abbildung 144 wird der Verdrehungswinkel auf das zugehörige Torsionsmoment bezogen. Dabei ist erkennbar, dass die Zunahme des Verdrehungswinkels ab ca. 1.000 kNm Torsionsmoment größer wird. Diese größere Zunahme des Verdrehungswinkels wird durch eine Abnahme der Torsionssteifigkeit auf Grund von Rissen im Versuchsträger verursacht. Bei der Bildung der Risse geht der Versuchsträger von dem Zustand I in den Zustand II über. Laut Berechnung hätte dieser Übergang erst bei einem Torsionsmoment von 1.115 kNm stattfinden sollen. Dabei wurde in der Berechnung die zulässige Zugspannung des Betons unter Torsionsbeanspruchung mit  $4,75 \text{ N/mm}^2$  nach Sun-Kyu Park (siehe Kapitel 5) angenommen. Diese zulässige Zugspannung konnte der Beton jedoch wahrscheinlich nicht erreichen und der Versuchsträger ging daher früher in den Zustand II über als die Berechnung ergab. Wählt man die zulässige Zugspannung für den Beton mit  $4,20 \text{ N/mm}^2$  erfolgt der Übergang, wie bei der Auswertung, mit einem Torsionsmoment von ca. 1.000 kNm. Die neu berechneten Hauptspannungsrichtungen weichen dabei maximal  $1^\circ$  von den Hauptspannungsrichtungen mit einer zulässigen Betonspannung von  $4,70 \text{ N/mm}^2$  ab und liefern somit die gleichen Rissbilder. Eine weitere Annahme in der Berechnung sind die Spannkraftverluste. Eine realistische Änderung dieser berechneten Spannkraftverluste wirkt sich jedoch auf die Risslast für den Übergang von dem Zustand I in den Zustand II praktisch gar nicht aus. Das Versagen des Versuchsträgers bei der vierten Laststufe mit 1.290 kNm Torsionsmoment kündigt sich durch eine stetige Zunahme des Verdrehungswinkels bei gleich bleibendem Torsionsmoment an.

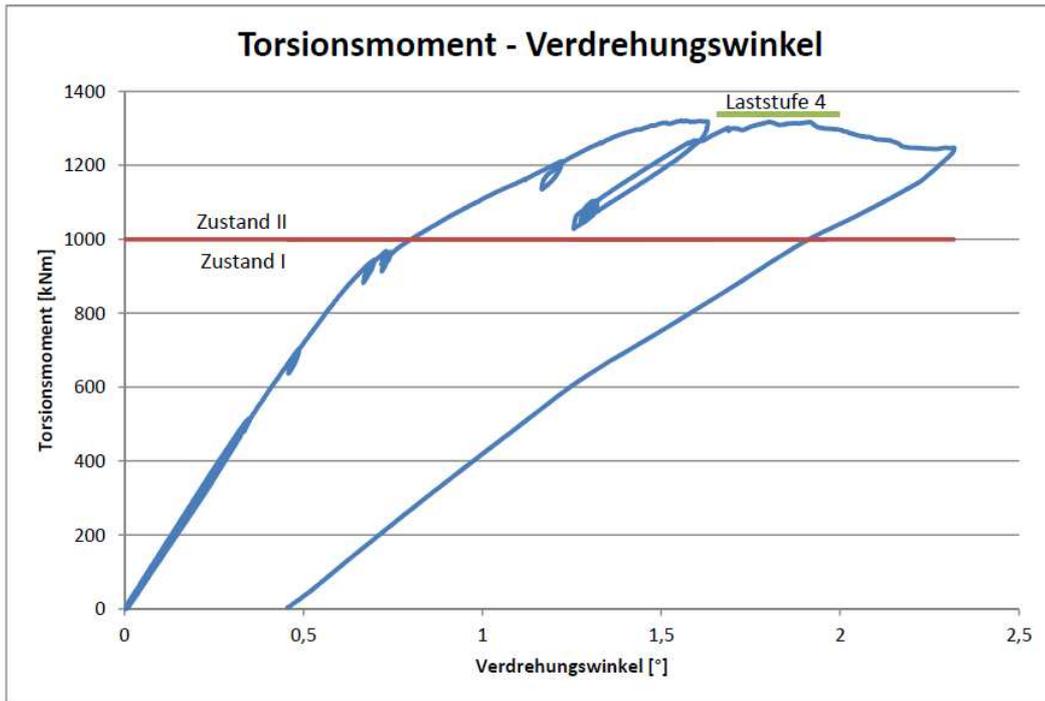


Abbildung 144: Torsionsmoment - Verdrehungswinkel

Wird die Verdrehung auf die Länge des Versuchsträgers bezogen, kann mit Hilfe von:

$$\vartheta = \frac{M_t}{G * I_T} = \frac{M_t}{\frac{E}{2 * (1 + \nu)} * I_T}$$

die Torsionssteifigkeit  $E * I_T$  bestimmt werden (Abbildung 145).

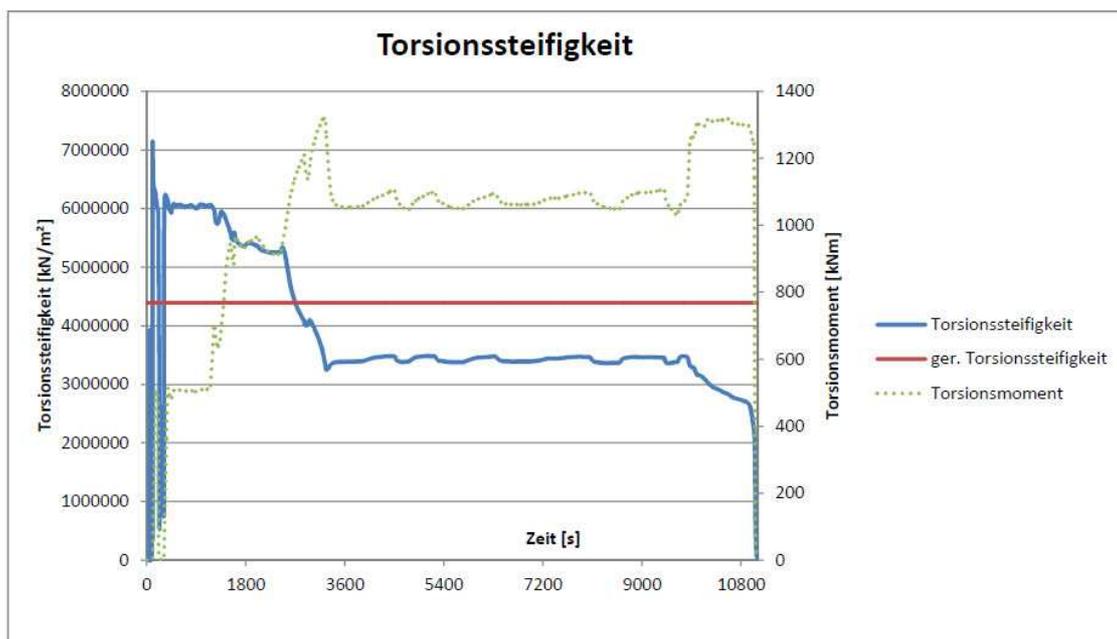


Abbildung 145: E-Modul

Die anfänglichen Spitzen lassen sich durch die Trägheit des Versuchsträgers erklären. Die Verdrehung tritt nicht sofort zum Zeitpunkt des aufgebrachten Torsionsmomentes auf, sondern stellt sich erst zeitversetzt ein. Daher bekommt man vor allem zu Beginn eine kleinere Verdrehung als das Torsionsmoment tatsächlich verursacht und damit eine wesentlich höhere Torsionssteifigkeit. Erst wenn man die Belastung über einen längeren Zeitraum konstant hält stellt sich die zugehörige Verdrehung und damit die richtige Torsionssteifigkeit ein. Die auf der Basis der Verdrehung bestimmte Torsionssteifigkeit stellt sich einmal bei ca. 5.300.000 kNm<sup>2</sup> und einmal bei ca. 3.400.000 kNm<sup>2</sup> ein. Der Abfall der Torsionssteifigkeit beschreibt den Übergang des Versuchsträgers von dem Zustand I in den Zustand II. Dieser Übergang findet, wie bereits beschrieben, bei ca. 1.000 kNm Torsionsmoment statt. Die angenommene Torsionssteifigkeit in der Berechnung von 4.389.607 kNm<sup>2</sup>, mit dem berechneten E-Modul aus der geprüften Würfeldruckfestigkeit, liegt genau in der Mitte der beiden ausgewerteten Torsionssteifigkeiten. Kurz vor dem Versagen des Versuchsträgers sinkt die Torsionssteifigkeit noch einmal ab.

## 15 Fazit

Ziel des Torsionsversuches war es die Torsionstragfähigkeit des vorgespannten Versuchsträgers aus dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton im Zustand I und im Zustand II zu bestimmen und die Messergebnisse mit der Theorie und den dazugehörigen Berechnungen zu vergleichen.

Im Zustand I wurde eine sehr gute Übereinstimmung der Elastizitätstheorie mit den Messergebnissen festgestellt. Die gemessenen Spannungen aus reiner Torsionsbeanspruchung stimmten mit den berechneten Spannungen sehr gut überein. Auch die Überlagerung der Spannungen aus den Lastfällen Eigengewicht, Vorspannung und Torsionsbeanspruchung lieferte eine sehr gute Übereinstimmung bei den gerechneten Hauptspannungsrichtungen mit den ausgewerteten Rissbildern. Einzig der genaue Zeitpunkt des Überganges des Versuchsträgers von dem Zustand I in den Zustand II konnte an Hand des Versuches nicht exakt festgestellt werden und lieferte ein etwas anderes Ergebnis als die Berechnung. Dabei muss aber erwähnt werden, dass in der Berechnung Annahmen bezüglich der zulässigen Zugfestigkeit des Betons unter Torsionsbeanspruchung und der Spannkraftverluste getroffen werden mussten. Auch die ausführliche Recherche lieferte keine übereinstimmenden Aussagen über die Größe der zulässigen Zugspannung des Betons unter Torsionsbeanspruchung. Die Auswertung der Versuchsergebnisse bestätigt aber die Annahme einer höheren Zugfestigkeit des Betons unter einer Torsionsbeanspruchung als unter einer zentrischen Zugbeanspruchung.

Über das Torsionstragverhalten im Zustand II können folgende Aussagen getroffen werden. Die eingelegte Mindestbewehrung für Biegung in der rechten Hälfte des Versuchsträgers hätte laut Berechnung nach Eurocode 2 [1] die Torsionstragfähigkeit des Zustandes I nicht übernehmen können und es hätte somit bereits beim Übergang des Versuchsträgers von dem Zustand I in den Zustand II zum Versagen des Versuchsträgers kommen müssen. Das Versagen des Versuchsträgers trat jedoch erst bei einer höheren Belastung als die Torsionstragfähigkeit im Zustand I auf. Über die Tragfähigkeit der zusätzlichen Torsionsbewehrung in der linken Hälfte des Versuchsträgers kann keine Aussage gemacht werden, weil die Belastung nur um ca. das 1,3-fache über die Torsionstragfähigkeit des Zustandes I gesteigert werden konnte. Für genau Aussagen über das Torsionstragverhalten des vorgespannten Versuchsträgers im Zustand II ist es daher notwendig weitere Versuche mit einer durchgehenden Torsionsbewehrung in beiden Hälften des Versuchsträgers durchzuführen.

Zusammenfassend kann man sagen, dass die Verwendung von vorgespannten dünnwandigen Betonfertigteilen mit Füllbeton bei dem Versuchsträger zu keiner schlechteren Tragfähigkeit unter Torsionsbeanspruchung als bei einem Ortbetonträger geführt hat. Die Vorspannung wirkt sich vor allem im Zustand I positiv auf die Torsionstragfähigkeit aus, weil dadurch die zulässige Zugfestigkeit des Betons erst bei einer höheren Torsionsbeanspruchung erreicht wird. Für die Auswirkung auf die Torsionstragfähigkeit der Vorspannung im Zustand II müssen noch weitere Versuche mit vorgespannten Versuchsträgern durchgeführt werden.

## IV Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Versuchsgelände Gars am Kamp.....	1
Abbildung 2: unverformter Balken [2].....	2
Abbildung 3: verformter Balken [2].....	2
Abbildung 4: Spannungsverteilung eines geraden Biegebalkens [2].....	3
Abbildung 5: Berechnung der Spannungen im Zustand I [3].....	3
Abbildung 6: Berechnungen der Spannungen für einen Rechteckquerschnitt im Zustand II [3].....	4
Abbildung 7: Kraft - Dehnungsdiagramm Stahlbeton [3].....	4
Abbildung 8: Spannungsverteilung (a) zentrisch (b) exzentrische Vorspannung [4].....	5
Abbildung 9: Vorspannung mit sofortigem Verbund – Spannbettvorspannung [3].....	6
Abbildung 10: Vorspannung mit nachträglichem Verbund [3].....	6
Abbildung 11: externen Vorspannung [3].....	7
Abbildung 12: Verlauf der Vorspannkraft entlang des Spanngliedes.....	8
Abbildung 13: statisch bestimmtes System unter äußerer Last [5].....	8
Abbildung 14: zeitlicher Verlauf der Verformungen [5].....	9
Abbildung 15: Relaxation des Stahles [5].....	9
Abbildung 16: Torsion [6].....	10
Abbildung 17: Darstellung der resultierenden Schubspannung bei einem Kreisquerschnitt [6].....	12
Abbildung 18: Darstellung der resultierenden Schubspannung bei einem Rechteckquerschnitt [6].....	12
Abbildung 19: Faktoren für prismatische Stäbe [7].....	12
Abbildung 20: Darstellung der Strömungsanalogie an unterschiedlichen Querschnittsprofilen [6].....	13
Abbildung 21: Fachwerk mit Bügel- und Längsbewehrung [3].....	14
Abbildung 22: Verwendete Formelzeichen und Definitionen nach EC2 [1].....	15
Abbildung 23: Form der zentrischen Zugprismen (Z1 und Z2) [8].....	17
Abbildung 24: Querschnitte der Torsionsversuchsproben [8].....	18
Abbildung 25: Zentrischer Zugversuch (Z1 und Z2) [8].....	18
Abbildung 26: Torsionsversuchsanlage [8].....	19
Abbildung 27: Statische System [8].....	19
Abbildung 28: Reine Torsionsbeanspruchung auf dem beweglichen Lager (Unten) [8].....	19
Abbildung 29: Festes Lager (Oben) [8].....	20
Abbildung 30: Querschnitte der Versuchsproben nach der Rissbildung [8].....	20
Abbildung 31: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit [8].....	21
Abbildung 32: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Torsionszugfestigkeit [8].....	21
Abbildung 33: Versuchsaufbau [9].....	23
Abbildung 34: „festes“ und drehbewegliches Lager [9].....	24
Abbildung 35: Verteilung der Spannungen über den Querschnitt [9].....	25
Abbildung 36: Rissbild eines Balkens mit unterschiedlich zusammengesetzten Querschnitten [9].....	26
Abbildung 37: Rissbilder von vier Balken auf der Unterseite [9].....	27
Abbildung 38: Torsionstrennbruch [9].....	28
Abbildung 39: Verankerungsbruch [9].....	28
Abbildung 40: Querschnitte für „reine“ Torsion [10].....	30
Abbildung 41: Schema für „Torsion und Biegung“ [11].....	31
Abbildung 42: Schema für „reine“ Torsion [11].....	32
Abbildung 43: Versuchsanlage „reine“ Torsion [11].....	32
Abbildung 44: genereller Belastungsablauf [10].....	33
Abbildung 45: gemessene Bruchmomente bezogen auf die berechneten Fließmomente [10].....	34
Abbildung 46: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_1$ in der Abwicklung [10].....	35
Abbildung 47: Innenaufnahme Versuchsbalken $T_2$ [10].....	35
Abbildung 48: Bruch des Versuchsbalken $T_2$ [10].....	36
Abbildung 49: Abstützung der Betondruckstrebe beim Versuchsbalken $T_2$ [10].....	36
Abbildung 50: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_3$ in der Abwicklung [10].....	37
Abbildung 51: Bruchfläche beim Versuchsbalken $T_4$ [10].....	38
Abbildung 52: Querschnitte für „reine“ Torsion und Torsion und Biegung [12].....	40
Abbildung 53: gemessene Bruchmomente bezogen auf die berechneten Fließmomente [12].....	41
Abbildung 54: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_5$ [12].....	41

Abbildung 55: Ankündigung des Bruchs des Versuchsbalkens $T_6$ [12].....	42
Abbildung 56: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_6$ [12] .....	42
Abbildung 57: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_7$ [12].....	43
Abbildung 58: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_8$ [12].....	44
Abbildung 59: Bruchbereich des Versuchsbalkens $T_9$ [12].....	44
Abbildung 60: Bruchbereich des Versuchsbalkens $TB_9$ [12] .....	45
Abbildung 61: Anordnung der Bewehrung [13].....	46
Abbildung 62: statische Belastungssystem [13] .....	47
Abbildung 63: Messergebnisse [13].....	48
Abbildung 64: Rissbreiten [13].....	48
Abbildung 65: beobachtete Versagensmuster [13] .....	49
Abbildung 66: Versuchsbalken [14] .....	50
Abbildung 67: Eigenschaften der Versuchsbalken [14] .....	51
Abbildung 68: Schema des Versuchsaufbaus [14] .....	51
Abbildung 69: Vergleich der experimentellen und berechneten Risstragfähigkeiten [14] .....	52
Abbildung 70: Vergleich der experimentellen und berechneten Torsionstragfähigkeiten [14] .....	53
Abbildung 71: Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Torsionstragfähigkeit [14].....	53
Abbildung 72: Rissbilder von vier Versuchsbalken [14] .....	54
Abbildung 73: Versuchskörper, Ansicht und Längsschnitt [15].....	55
Abbildung 74: Querschnitt mit Mittelquerträger [15] .....	55
Abbildung 75: Endquerträger mit Mannloch und Verankerung der Spannglieder [15].....	56
Abbildung 76: Bewehrung der Stege [15].....	56
Abbildung 77: Bewehrung der unteren und oberen Platte [15].....	57
Abbildung 78: Versuchsaufbau für Belastung mit großem Hebelarm für Träger BM 2 [15] .....	57
Abbildung 79: Rissbildung in der Bodenplatte des Balkens BM 1 mit achsparallelem Bewehrungsnetz aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15].....	59
Abbildung 80: Rissbildung in der Bodenplatte des Balkens BM 1 mit unter $45^\circ$ zu den Achsen liegendem Bewehrungsnetz aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15] .....	59
Abbildung 81: Rissbildung im lastnahen Steg des Balkens BM 1 aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15].	60
Abbildung 82: Rissbildung im lastfernen Steg des Balkens BM 1 aus dem Torsionsversuch (Risse gestrichelt nachgezeichnet) und aus dem vorangegangenen Biegeversuch (Risse durchgezogen nachgezeichnet) [15].	61
Abbildung 83: Rissbildung beim Versuch BM 2 T [15] .....	61
Abbildung 84: Versuchsträger .....	63
Abbildung 85: Herstellung der Wandelemente nach dem Betoniervorgang [4].....	63
Abbildung 86: Fertigteil U-Querschnitt [4] .....	64
Abbildung 87: Schematische Darstellung und Größe der Fertigteile [4].....	64
Abbildung 88: Der zusammengefügte Trägerendteil [4] .....	65
Abbildung 89: Die Konsolen zur Einleitung des Torsionsmomentes [4] .....	65
Abbildung 90: Kraftmessdosen zur Bestimmung der Auflagerreaktionen [4] .....	66
Abbildung 91: Sicherung des Auflagers gegen Abheben .....	67
Abbildung 92: Herstellung der Absicherung gegen Abheben .....	67
Abbildung 93: Versuchsdarstellung Torsionsversuch [4] .....	68
Abbildung 94: Versuchsdarstellung Torsionsversuch mit Konsolenverstärkung.....	68
Abbildung 95: Kraftmessdose unter der Presse .....	69
Abbildung 96: Momentenverlauf des Torsionsmomentes .....	69
Abbildung 97: ebener Spannungszustand [16] .....	71
Abbildung 98: ebener Hauptspannungszustand [16] .....	71
Abbildung 99: MOHR'sche Spannungskreis [16] .....	71
Abbildung 100: reiner Schubspannungszustand [16] .....	72
Abbildung 101: Verlauf der Vorspannkraft.....	73
Abbildung 102: Spannungsverläufe aus Eigengewicht und Vorspannung .....	73
Abbildung 103: Spannungsverläufe durch Torsion .....	74
Abbildung 104: Untersuchungspunkte am Querschnitt.....	74

Abbildung 105: Torsionswiderstand im Zustand I .....	75
Abbildung 106: Torsionswiderstand im Zustand I .....	76
Abbildung 107: Trägerhälfte mit der Mindestbewehrung für Biegung .....	76
Abbildung 108: Trägerhälfte mit der Torsionsbewehrung.....	77
Abbildung 109: Messergebnisse der Kraftmessdosen .....	80
Abbildung 110: Momentenentwicklung .....	81
Abbildung 111: Momentenentwicklung bis zum Ausfall der Kraftmessdosen.....	82
Abbildung 112: Profile für DMS .....	82
Abbildung 113: Anordnung der DMS in den Profilen.....	83
Abbildung 114: Anordnung der DMS als gleichseitiges Dreieck .....	83
Abbildung 115: DMS Profil I Fläche 0 .....	84
Abbildung 116: DMS Profil I Fläche 3 .....	85
Abbildung 117: DMS Profil III Fläche 1 .....	86
Abbildung 118: DMS Profil III Fläche 3 .....	87
Abbildung 119: DMS Profil II Fläche 0 .....	88
Abbildung 120: Risse in der rechten Trägerhälfte - Laststufe 903 kNm .....	89
Abbildung 121: Risse in der Oberseite des Versuchsträgers - Laststufe 903 kNm .....	89
Abbildung 122: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm .....	90
Abbildung 123: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	90
Abbildung 124: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	91
Abbildung 125: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm .....	91
Abbildung 126: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm .....	91
Abbildung 127: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm.....	92
Abbildung 128: Risse in der Oberseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm .....	92
Abbildung 129: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten .....	93
Abbildung 130: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten .....	93
Abbildung 131: Risse in der Vorderseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten .....	94
Abbildung 132: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten .....	94
Abbildung 133: Risse in der Hinterseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.075 kNm nach 115 Minuten .....	94
Abbildung 134: Rissbild der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm .....	95
Abbildung 135: Risse in der Hinterseite der linken Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm.....	95
Abbildung 136: Rissbild der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm .....	96
Abbildung 137: Risse in der Vorderseite der rechten Versuchsträgerhälfte - Laststufe 1.290 kNm .....	96
Abbildung 138: Versagensstelle in der rechten Versuchsträgerhälfte.....	96
Abbildung 139: Anordnung der DMS auf der Bügelbewehrung .....	97
Abbildung 140: DMS auf der Bügelbewehrung .....	97
Abbildung 141: Freigelegte Bewehrung im Bereich des Bruches.....	98
Abbildung 142: Wegaufnahme an der Unterseite des Versuchsträgers .....	99
Abbildung 143: Verdrehungswinkel.....	100
Abbildung 144: Torsionsmoment - Verdrehungswinkel.....	101
Abbildung 145: E-Modul.....	101

## V Literaturverzeichnis

- [1] Europäisches Komitee für Normung, DIN EN 1992-1-14: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, 2011-01-00.
- [2] Rudlof Heuer, Mechanik 1, TU Wien: Institut für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich Baumechanik und Baudynamik, 2007.
- [3] Johann Kollegger, Skriptum Betonbau 1, TU Wien: Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, 3. Auflage 2009.
- [4] Benjamin Kromoser, Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilen - Großversuch zur Herstellung und zum Torsionswirkungsverhalten, TU Wien: Diplomarbeit, 2011.
- [5] Johann Kollegger, Skriptum Betonbau 2, TU Wien: Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, 2. Auflage 2009.
- [6] Kerstin Weinberg, Torsion nichtkreisförmiger Vollquerschnitte, Universität Siegen: Lehrstuhl für Festkörpermechanik, 2011.
- [7] Günter Hofstetter, Herbert Mang, Festigkeitslehre, Springer Verlag , 2008.
- [8] Sun-Kyu Park, Zur Rißbildung von Stahlbetonträgern unter reiner Torsionsbeanspruchung, TU Berlin: Dissertation, 1994.
- [9] Fritz Leonhardt, Günther Schelling, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1974.
- [10] Paul Lampert, Bruno Thürlimann, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, ETH Zürich: Instiut für Baustatik, 1968.
- [11] Paul Lampert, Bruno Thürlimann, Versuchsanlage für Balken unter Torison - Biegung - Querkraft, ETH Zürich: Institut für Baustatik, 1967.
- [12] Paul Lampert, Paul Lüchinger, Bruno Thürlimann, Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken, ETH Zürich: Institut für Baustatik, 1971.
- [13] L.J. Rasmussen, G. Baker, Torsion in Reinforced Normal Beams - Part 1: Experimental, ACI Structural Journal VOL. 92, January-February 1995.
- [14] I-Kuang Fang, Jyh-Kun Shiau, Torsional Behavior of Normal-Concrete Beams, ACI Structural Journal VOL. 101 NO. 3, May-June 2001.
- [15] Fritz Leonhardt, Rene Walther, Otto Vogler, Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1968.
- [16] Frank Jablonski, Skriptum Fachbereich 4 - Produktionstechnik, Universität Bremen: Fachgebiet 15 - Technische Mechanik - Strukturmechanik.