

Yolcu Sever, BSc

**Numerische Untersuchung zum Effekt
einer geringen Schubbewehrung und Vorspannung
auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Nguyen Viet Tue

Dipl.-Ing. Betschoga Christoph, BSc

Institut für Betonbau

Lessingstraße 25, 8010 Graz

Graz, Juni 2020

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Ort, Datum: _____ Unterschrift: _____

Danksagungen

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während der Erstellung dieser Masterarbeit physisch und geistig unterstützt haben.

Zuerst gebührt mein Dank Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Nguyen Viet Tue, der meine Masterarbeit betreut und begutachtet hat, sowie die Gelegenheit diese am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz verfasst haben zu dürfen.

Weiters danke ich meinem Mitbetreuer Herrn Dipl.-Ing. Betschoga Christoph, BSc für die Betreuung, die hilfreichen Anregungen und die konstruktive Kritik bei der Erstellung dieser Arbeit. Vor allem für die sehr informativen und angenehmen Gespräche während der ganzen Masterarbeit.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie, vor allem meinen Eltern, Bedia und Halis, die mich während meiner Studienzzeit nicht nur finanziell, sondern auch in allen anderen Lebenssituationen moralisch unterstützt haben. Ebenfalls möchte ich mich bei meinen Geschwistern Gülsen, Suna und Jinda bedanken.

Außerdem möchte ich mich herzlichst bei meiner Studienkollegin Laura für das Korrekturlesen meiner Masterarbeit danken.

Abschließend möchte ich mich noch bei meinen Freunden Jan, Sibi, Toni, Sekvan und Özal und meinen Studienkollegen Laura, Andreas, Micheal, Christopher und Markus bedanken. Sie haben mich während meines ganzen Studiums begleitet und mir stets Gründe für eine schöne Studienzzeit und somit Motivation für das Studium geliefert.

Kurzfassung

Seit Jahrzehnten beschäftigt sich die Forschung mit der Erfassung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Dennoch existiert bis heute kein allgemein gültiges, mechanisches Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen. Aus neuesten Forschungsprojekten ist ersichtlich, dass das statische System und die Belastungsart einen signifikanten Einfluss auf das Querkrafttragverhalten haben. Zusätzlich wurde aus eigenen Versuchsreihen der Technischen Universität Graz ersichtlich, dass der Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern und Kragträgern sich unterscheidet. Hierfür wurde auch eine Vielzahl von Trägern mit verschiedenen statischen Systemen und Belastungsarten im Institut für Betonbau an der Technischen Universität Graz umfassend erforscht.

Um das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken besser zu verstehen, werden in dieser Arbeit die zuvor genannten Versuchsbalken der Tu Graz mithilfe eines Finite Elemente Programmes modelliert und ausgewertet. Durch die Modellierung von insgesamt 26 Balken werden Einflüsse einer geringen Querkraftbewehrung und Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern, sowie Kragträgern untersucht. Dabei fungieren 15 Balken als Einfeldträger und 11 Balken als Kragträger. Alle Balken werden unter Gleichlast beansprucht. Für den Einfluss einer geringen Querkraftbewehrung wird der Schubbewehrungsgrad $\rho_w/\rho_{w,min}$ von 0 bis 1.6 variiert. Der Einfluss einer geringen Drucknormalspannung wird durch die Variation von σ_{cp} um 0 bis 3.0MPa ermittelt. Zusätzlich wird der Einfluss aus der Lage der Schubbewehrung durch versetzen der Bügel untersucht.

Die Ergebnisse der nichtlinearen Simulationen werden, nach der Untersuchung, den Laborergebnissen und den aktuell gültigen Bemessungsansätzen gegenübergestellt.

Abstract

Numerical investigation of the effect of low amount of shear reinforcement and prestressing on the shear resistance of reinforced concrete beams

For decades, research has been concerned with determining the shear force bearing capacity of reinforced concrete components. Nevertheless, there is still no generally valid mechanical model for describing the shear behaviour of reinforced concrete components. From the latest research projects it is evident, that the structural system and the type of loading have a significant influence on the shear behaviour. Furthermore, it became apparent from test series of the Graz University of Technology that the influence of a normal compressive force on the shear capacity of single support- and cantilever beam differs. For this purpose, a large number of Beams with different structural systems and load types were extensively researched in the Institute for Structural Concrete at the Graz University of Technology.

In order to better understand the load bearing behaviour of a reinforced concrete beam, the previously investigated beams are modelled and evaluated in this thesis using a finite element program. By modelling a total of 26 beams, the influences of a low shear reinforcement and a compressive normal stress on the shear capacity of single support- and cantilever beams are investigated. Of these 26 beams, fifteen were single support and eleven cantilever beams. All beams are loaded with a uniformly distributed load. For the effect of low amount of shear reinforcement, the shear reinforcement ratio $\rho_w/\rho_{w,min}$ is varied from 0 to 1.6. The influence of a low compressive stress is to be determined by varying σ_{cp} from 0 to 3.0MPa. In addition, the influence of the position of the shear reinforcement by offsetting the stirrups is investigated.

After the investigation, the results of the nonlinear simulations are compared with the laboratory results and the currently valid design approaches.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage und Motivation	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	2
2	Theoretische Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Sprengwerk- und Bogenwirkung	4
2.3	Querkraftabtragungsmechanismen von schubslanken Betonbauteilen ohne Schubbewehrung	4
2.3.1	Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufern	5
2.3.2	Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone	5
2.3.3	Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone	6
2.3.4	Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss	7
2.4	Querkraftabtragungsmechanismen von schubslanken Betonbauteilen mit Schubbewehrung	8
2.5	Einfluss einer Normalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit	9
2.6	Aktuell gültige Bemessungsansätze zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen	9
2.6.1	Bemessung nach ÖNORM EN 1992-1-1	10
2.6.2	Bemessung nach fib Model Code 2010	12
3	Vorhandene Versuche der Technischen Universität Graz	15
3.1	Interpretation und Vergleich der Ergebnisse mit den Bemessungsansätzen aus EC2 und MC10	16
3.2	Ausgewählte Stahlbetonbalken	19
4	Modell- und Materialparameter der FEM-Simulation in GiD + ATENA	21
4.1	Materialverhalten von Beton in ATENA	22
4.1.1	Einaxiales Betonverhalten	22
4.1.2	Zweiaxiales Betonverhalten	26
4.2	Nichtlineare Lösungsverfahren	27
4.2.1	Newton-Raphson-Verfahren	28
4.2.2	Bogenlängen-Verfahren	29
4.3	Einfluss der Netzfeinheit	30
4.4	Einfluss der Bruchenergie	33
4.5	Einfluss der Verbundeigenschaft	35
4.6	Zusammenfassung	36
5	FE-Untersuchung - Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Gleich- streckenlast mit geringer Querkraftbewehrung	37
5.1	Einfeldträger mit geringer Querkraftbewehrung	38
5.1.1	Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Laborergebnissen	48
5.1.2	Vergleich der FE-Ergebnisse mit den aktuell gültigen Bemessungsansätzen	50
5.1.3	Querkraftbemessung beispielhaft für den Balken SV2 und SV22b	52
5.2	Kragarme mit geringer Querkraftbewehrung	58
5.2.1	Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Laborergebnissen	65
5.2.2	Vergleich der FE-Ergebnisse mit den aktuell gültigen Bemessungsansätzen	67
5.3	Einfluss des Bügelabstandes und ihrer Lage auf die Querkrafttragfähigkeit	69

6	FE-Untersuchung - Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Gleichstreckenlast mit geringer Drucknormalspannung	72
6.1	Einfeldträger mit geringer Drucknormalspannung	72
6.2	Kragarme mit geringer Drucknormalspannung	76
7	Zusammenfassung	80
A	Anhang - ATENA-Ergebnisse der Einfeldträger (SFT 2)	87
A.1	Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit	87
A.2	Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit .	93
B	Anhang - ATENA-Ergebnisse der Kragträger (SFT 3)	97
B.1	Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit	97
B.2	Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit .	104

1 Einleitung

In den letzten Jahrzehnten wurden viele intensive Forschungen über das Querkrafttragverhalten eines Stahlbetonbauteils betrieben. Trotzdem wurde bis heute kein einheitlich, allgemein gültiges, mechanisches Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhalten gefunden. Dementsprechend existieren heute eine Vielzahl an verschiedenen Rechenmodellen und Theorien für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit. Diese sind mechanisch, empirisch oder semi-empirisch.

Um das Querkrafttragverhalten eines Stahlbetonbalkens besser zu verstehen, wurden in den letzten Jahren am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz ebenfalls umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Geprüft wurden dabei die Einflüsse des Querkraftbewehrungsgrad, -abstands, statischen Systems und der Belastungsart. Einige Versuchsreihen aus diesen Schubträgern werden in dieser Arbeit mittels einer Finite Elemente Berechnung simuliert. Die Ergebnisse werden dann mit den aktuell gültigen Normen und den im Labor gemessenen Werten gegenübergestellt und ausgewertet.

1.1 Ausgangslage und Motivation

Das Schubverhalten der Stahlbetonbauteile wurde bisher hauptsächlich an Einfeldträgern unter Einzellasten durchgeführt. Ausschließlich Einzellasten treten in der Praxis jedoch sehr selten auf. Viel eher sind es Bauteile mit Gleichlasten, wie zum Beispiel Decken und Träger.

Im Eurocode 2 [2] wird für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung eine empirisch entwickelte Formel angewendet. Für Balken mit Querkraftbewehrung wird ein Fachwerkmodell zugrunde gelegt. Durch die veränderliche Neigung der Druckstreben können zusätzliche Einflüsse berücksichtigt werden. Jedoch werden signifikante Einflussgrößen wie das statische System und die Belastungsart im Rechenmodell nicht berücksichtigt.

Nach *fib* Model Code 2010[10] basiert die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung auf der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT)[4]. Für querkraftbewehrte Stahlbetonbalken beruht sie auf einer Kombination aus der klassischen Druckfeldtheorie und der SMCFT[4]. Im Gegensatz zum Eurocode 2, wird hier auch der Einfluss vom statischen System und der Belastungsart berücksichtigt. Dies geschieht über die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse(ε_x). Wobei sich das zugehörige Biegemoment negativ auf die Querkrafttragfähigkeit auswirkt.[21]

Zur Untersuchung des Einflusses des statischen Systems und der Belastungsart, wurden am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz experimentelle Untersuchungen durchgeführt, siehe [25]. Weiters wurde der Einfluss einer Drucknormalspannung (siehe [28]) und eines geringen Querkraftbewehrungsgrads von $0 \div 1.5\%$ (siehe [27]) untersucht. Hier ist anzumerken, dass Träger mit $\rho_w < \rho_{w,min}$ normativ als nicht querkraftbewehrt gelten.

Zum bisherigen Zeitpunkt wurde nur eine geringe Anzahl an Versuchen (SFT 2 und 3) durchgeführt, weshalb die Laborergebnisse mittels FE-Simulation analysiert werden.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Ziel dieser Masterarbeit ist die Auswirkung einer vorhandenen Drucknormalspannung und einer geringen Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen unterschiedlicher statischer Systeme zu untersuchen. Hierfür werden die Stahlbetonbalken aus den Untersuchungen in [27] und [28] mithilfe einer nichtlinearen Simulation näher untersucht. Dadurch sollen einerseits die bereits beobachteten Einflüsse besser verifiziert werden und andererseits ein besseres Verständnis des Querkrafttragverhaltens der Balken ermöglicht werden.

In Kapitel 2 sind die allgemeinen Grundlagen des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen beschrieben. Weiters werden die aktuell gültigen Bemessungsansätze nach EC2[2] und *fib* Model Code 2010[10] aufgelistet und näher beschrieben.

Das Kapitel 3 beinhaltet eine kurze Übersicht über die vergangenen Schubversuche und deren Auswertungen.

Eine detaillierte Beschreibung des nichtlinearen Finite Elemente Programms Cervenke Consulting ATENA und GiD erfolgt in Kapitel 4. Es wird auf die verwendete Materialmodelle und Modellparameter eingegangen. Für ein besseres Verständnis der nichtlinearen Materialmodelle und ihren Parametern, werden einige kleine Simulationen durchgeführt und ausgewertet. Weiters wird auf die vorhandenen Lösungsverfahren (Newton-Raphson-, Weggesteuertes- und Bogenlängen-Verfahren) näher eingegangen und die Auswahl des Verfahrens beschrieben. Zusätzlich werden Simulationen für Einflüsse aus wichtigen Einflussfaktoren wie z.B. Netzfeinheit, Bruchenergie und Verbundeigenschaften durchgeführt und ausgewertet.

Die FE-Simulation der Schubversuche und ihre Auswertungen werden in Kapitel 5 und 6 veranschaulicht. Simuliert werden in Kapitel 5 Einfeldträger und Kragarme unter Gleichstreckenlast mit geringer Querkraftbewehrung. Analog zu Kapitel 5 wird in Kapitel 6 der Einfluss einer geringen Drucknormalspannung untersucht. Die FE-Modelle werden durch Skizzen und Ausdrücke aus GiD veranschaulicht. Durch Skizzen und Diagramme wird das Tragverhalten der Balken veranschaulicht. Die Ergebnisse werden den Laborergebnissen und den aktuell gültigen Normen gegenübergestellt. Die Einflüsse werden untersucht und durch eine detaillierte Beobachtung von ausgewählten Balken verifiziert. Hierfür werden die Stahlspannungen, Betondehnungen, Kraftflüsse und Rissbilder näher untersucht.

Eine abschließende Zusammenfassung sowie Interpretation wird in Kapitel 7 gegeben.

In den Anhängen sind sämtliche Pläne, welche die Versuchsaufbauten, Modellparameter, Lastverformungskurven und Rissbilder der ATENA Simulationen darstellen, zu finden.

2 Theoretische Grundlagen der Querkrafttragfähigkeit

Im folgenden Kapitel wird das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen näher beschrieben. Grundsätzlich muss hierbei zwischen gedrunenen und schlanken Bauteilen unterschieden werden. Desweiteren wird zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden.

2.1 Allgemeines

Alle Stahlbetonbalken, die in dieser Arbeit analysiert werden, können als schubslanke Bauteile mit und ohne Querkraftbewehrung klassifiziert werden. Daher wird zunächst die Schubslankheit definiert und in weiterer Folge der Tragmechanismus erläutert.

Schubslankheit: Das Verhältnis von maximalem Moment M zur maximalen Querkraft V sowie die statische Nutzhöhe d haben einen wesentlichen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten. Diese Parameter werden mit der Schubslankheit beschrieben, siehe [31].

$$\lambda = \frac{a}{d} = \frac{M}{V \cdot d} \quad a = \text{Abstand zwischen Resultierender Last und Lagerachse} \quad (1)$$

Durch diese Definition ist eine Unterteilung in schubslanke und gedrungene Bauteile möglich. So werden Bauteile mit einer Schubslankheit $(a/d) > 2.5$ als schubslanke Bauteile und $(a/d) < 2.5$ als gedrungene Bauteile bezeichnet.

Die Einteilung ist vor allem für die mögliche Bildung eines Sprengwerkes bzw. eines Druckbogens mit Zugband wichtig. Die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Sprengwerk bildet, ist bei gedrunenen Bauteilen hoch. Durch diese Eigenschaft können gedrungene Bauteile, nach Bildung eines kritischen Schubrisses, weiterhin eine Lastabtragung gewährleisten und erreichen somit auch höhere Querkrafttraglasten als schubslanke Bauteile. Diese Systemeigenschaft hängt ebenfalls vom Rissbild ab und kann durch die allgemeine Biegetheorie nicht beschrieben werden, siehe Abschn. 2.2. [26]

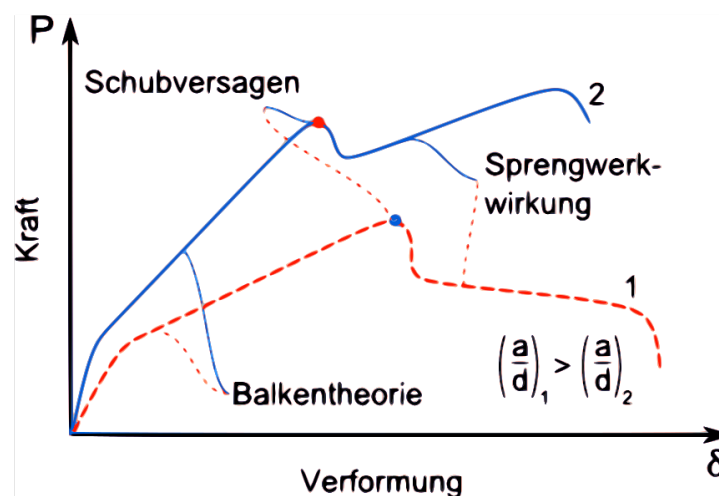


Abb. 1: Kraft-Verformungs-Kurve von Balken unterschiedlicher Schubslankheiten [26]

2.2 Sprengwerk- und Bogenwirkung

Bei einer Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Bauteile entsteht ein Schrägriss. Dieser hat zur Folge, dass die Zugzone und die Druckzone voneinander getrennt werden und somit keine Kraftübertragung mehr möglich ist. Um eine weitere Laststeigerung zu ermöglichen ist eine Systemumlagerung notwendig. Diese Systemumlagerung wird Sprengwerk- oder Bogenwirkung genannt und tritt vor allem bei Bauteilen mit einer geringen Schubslankheit (gedrungene Bauteile) auf. Hierbei wird die Last durch eine direkte Druckstrebe ins Auflager eingeleitet. In Abb. 2 ist die schematische Lastabtragung eines Sprengwerkes bzw. eines Bogens abgebildet [31].

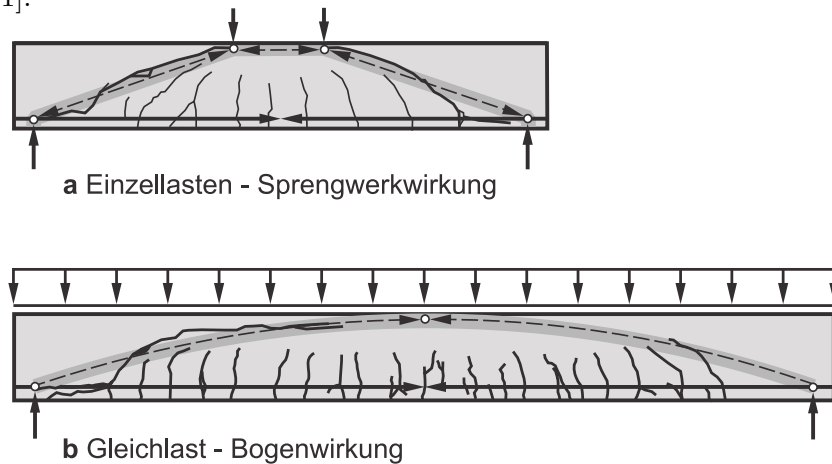


Abb. 2: (a) Sprengwerk-Zugband-Modell bei Einzellasten (b) Bogen-Zugband-Modell bei Gleichstreckenlasten [31]

Ein Sprengwerk kann sich nach der Ausbildung des kritischen Schubrisses oder durch die geeignete Bauteilgeometrie von Anfang an aktivieren. Wie bereits erwähnt hat die Schubslankheit ebenfalls einen großen Einfluss auf die Stabilität eines Sprengwerkes, siehe Abb. 1.

2.3 Querkraftabtragungsmechanismen von schubslanken Betonbauteilen ohne Schubbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit von schubslanken Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung, setzt sich aus vier anerkannten Tragmechanismen zusammen (siehe Abb. 3).

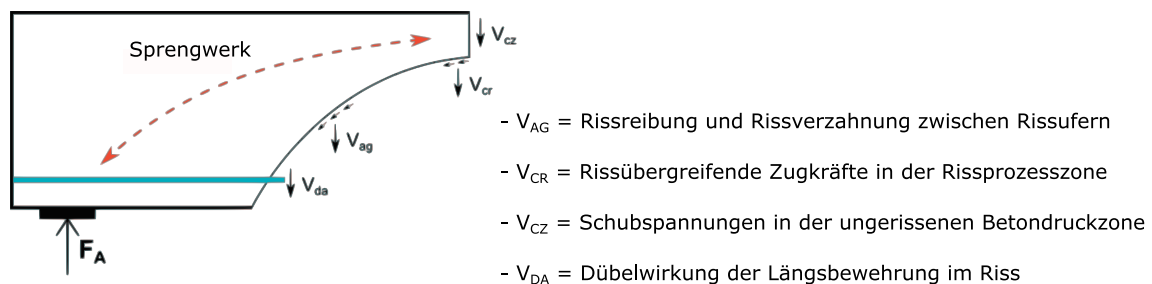


Abb. 3: Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [26]

Diese werden in weiterer Folge näher erläutert.

2.3.1 Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufern

Als Rissverzahnung oder auch Kornverzahnung wird die Kraftübertragung über ein Riss hinweg bezeichnet. Je kleiner die Rissöffnung und je rauer die Oberflächenbeschaffenheit des Risses ist, desto größer wird dieser Anteil der Kraftübertragung. [16]

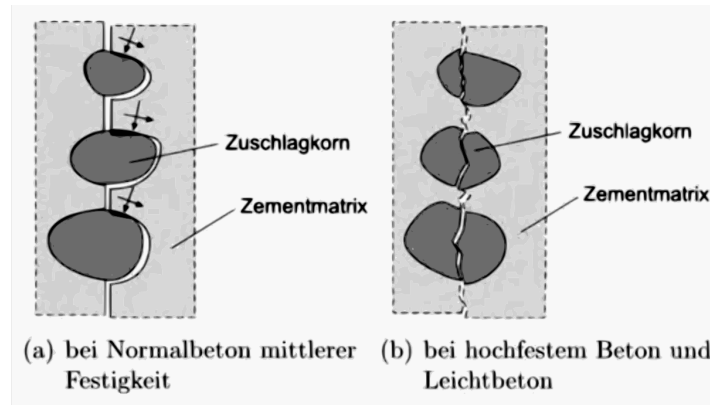


Abb. 4: Kornverzahnung zwischen zwei Rissufern [16]

Die Beschaffenheit der Bruchfläche hängt vor allem von der Betondruckfestigkeit ab. Beim Normalbeton entsteht durch das Versagen der Zementmatrix eine unebene Rissoberfläche (siehe Abb. 4,a). Bei einem hochfesten Beton oder Leichtbeton versagt das Zuschlagkorn, weshalb diese auch eine glatte Rissoberfläche aufweisen (siehe Abb. 4,b). Allerdings treten durch die Streuung der Zugfestigkeit ebenfalls Rissunebenheiten auf, wodurch auch bei Leichtbeton und hochfestem Beton eine gewisse Kraft über das Rissufer übertragen werden kann. Aufgrund dieser Tatsachen fällt die Kraftübertragung durch eine Rissuferverzahnung bei Normalbeton höher als bei Leichtbeton oder hochfestem Beton aus. Ebenfalls wichtige Einflussfaktoren sind die Kornform (rund oder kantig) und der Größtkorndurchmesser [16].

2.3.2 Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone

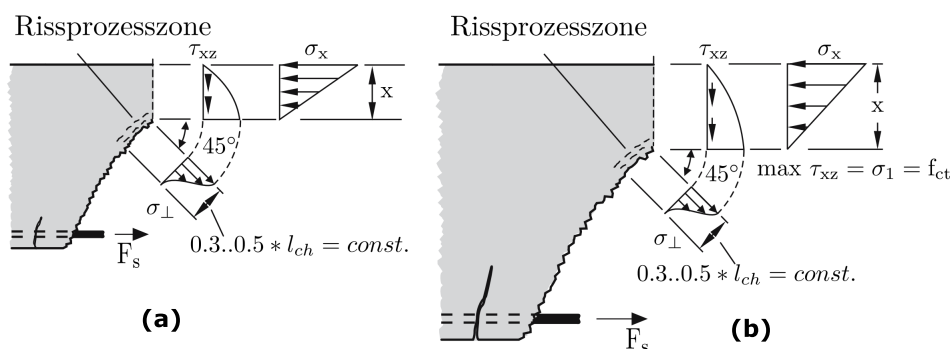


Abb. 5: Größe der Rissprozesszone nach Zink [17] bei (a) kleinen und (b) großen Balken

Betonbauteile können im Bereich der Risspitze oder auch Rissprozesszone genannt, eine bestimmte Zugspannung übertragen. Der vertikale Anteil dieser Zugspannung erhöht die Querkrafttragfähigkeit eines Betonbauteils. Die Länge der Rissprozesszone hängt von den Materialeigenschaften des Betons ab. Die Bauteilhöhe hat kaum Einfluss darauf. Daher ist die aufnehmbare Querkraft über die Rissprozesszone bei unterschiedlichen Bauteilhöhen (jedoch

selbe Materialeigenschaften) annähernd gleich groß. Dies hat zur Folge, dass der relative Anteil mit zunehmender Bauteilhöhe sinkt. Dieses Phänomen wird als Maßstabseffekt bezeichnet und ist in Abb. 5 dargestellt. [17] [16]

Dieses Verhalten kann ebenfalls mit Abb. 6 nach Hillerborg[13] gut erläutert werden. Im Bereich der maximalen Zugfestigkeit entstehen viele Mikrorisse im Beton, über welche immer noch bestimmte Zugkräfte übertragen werden können. Außerhalb dieser sogenannten Rissprozesszone sind die Rissbreiten zu groß, sodass keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. [16]

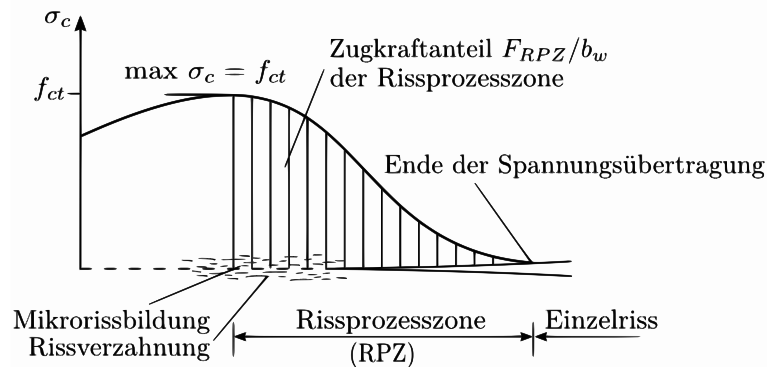


Abb. 6: Rissprozesszone nach HILLERBORG [13]

2.3.3 Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone

Wie in der Abb. 5 ebenfalls ersichtlich ist, kann ein Teil der Querkraft über die ungerissene Betondruckzone abgetragen werden. Je nach Modellvorstellung wird diesem ein wesentlicher Anteil der gesamten Querkrafttragwirkung zugesprochen. Für Rechteckquerschnitte ohne Normalkraftbeanspruchung kann die Druckzonenhöhe wie folgt ermittelt werden:

$$\xi = \frac{x}{d} = \sqrt{\alpha_s^2 \rho_l^2 + 2\alpha_s \rho_l} - \alpha_s \rho_l \quad (2)$$

mit:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} \quad ; \quad \rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

Damit ist die Druckzonenhöhe neben den Steifigkeiten von Beton und Bewehrung allein von der Biegezugbewehrung A_{s1} abhängig. Mit wachsendem ρ_l wächst die Druckzonenhöhe ebenfalls und somit auch der Querkraftanteil der Druckzone. [31]

Des Weiteren ist zu erwähnen, dass sich im ungerissenen Zustand (ZST I) die Schubspannung am Querschnitt nach der elementaren Festigkeitslehre berechnen lässt. Im gerissenen Zustand (ZST II) wird durch eine ingenieurmäßige Vereinfachung die Zugfestigkeit vom Beton vernachlässigt, damit verbunden übernimmt die Längsbewehrung die gesamte Zugkraft. Daraus folgt, dass die Schubspannung unterhalb der Nulllinie konstant sein muss (siehe Abb. 7).

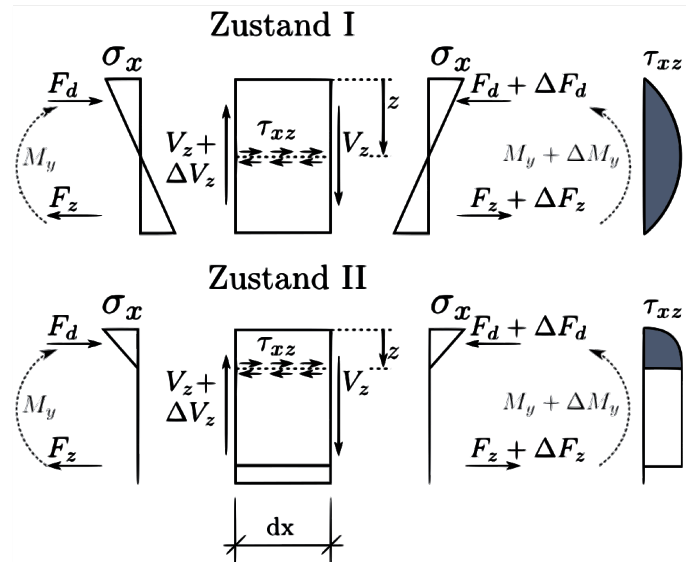


Abb. 7: Beton im gerissenen (ZST I) und ungerissenen Zustand (ZST II)

2.3.4 Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss

Unter der Voraussetzung einer Querkraftbeanspruchung erfährt ein gerissener Betonträger eine relative Verschiebung im Rissufer. Neben der im Abschn. 2.3.1 beschriebenen Rissuferverzahnung, wird bei einer vorhandenen Längsbewehrung ebenfalls die sogenannte Dübelwirkung aktiviert (siehe Abb. 8,d).

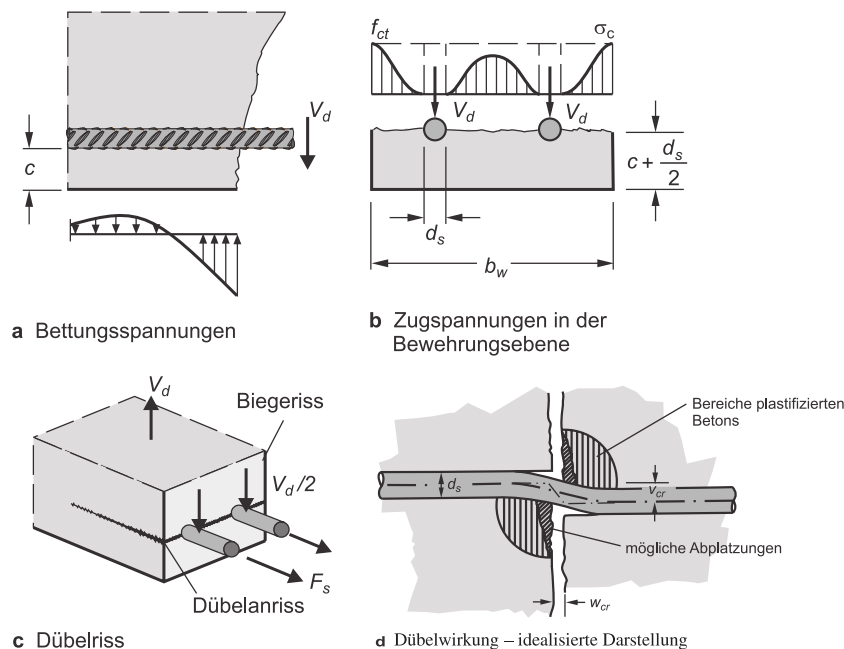


Abb. 8: Dübelwirkung der Längsbewehrung [31]

Der Anteil der Dübelwirkung hängt von der Qualität der Betondeckung und der Steifigkeit der Längsbewehrung ab. Die Kraft aus der Dübelwirkung muss in den Betonquerschnitt eingeleitet werden. Aufgrund der lokalen Biegung entsteht in Längsrichtung eine Betonzugspannung.

Bei zu großen Zugspannungen versagt die Betondeckung. Es entstehen Längsrisse in der Betondeckung, wodurch keine Dübelwirkung mehr aufgebaut werden kann. [16] [31]

2.4 Querkraftabtragungsmechanismen von schubslanken Betonbauteilen mit Schubbewehrung

In Abb. 9 ist ersichtlich, dass der Kraftfluss eines Betonbalkens mit einer Querkraftbewehrung als Fachwerkmodell idealisiert werden kann. Anders ausgedrückt wird der Balken in Zug- und Druckstreben unterteilt. [16] [31]

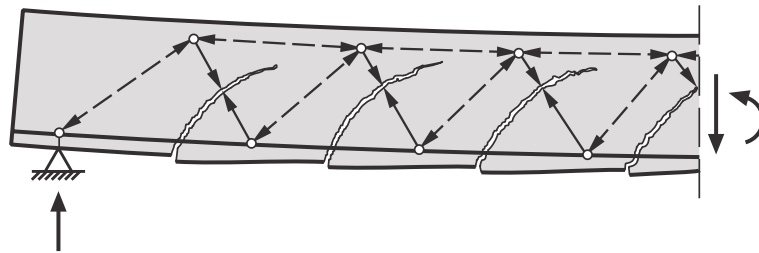


Abb. 9: Kraftfluss bei einem Balken mit geneigten Rissen – Idealisierung [31]

Für die Zugkräfte in den Zugstreben wird eine Bewehrung benötigt. Wie in der Abb. 9 schon angedeutet wird, muss die Querkraftbewehrung die geneigten Biegeschubrisse kreuzen. Hierfür gibt es verschiedene Bewehrungsformen u.a. (siehe Abb. 10)

– geneigte Bügel

Die Bügel werden im Winkel α zur Stabachse eingelegt. Im Idealfall kreuzen sie senkrecht den Schubriss. Diese Art der Einlegung ist sehr wirksam, jedoch wird der Einbau und die Verdichtung sehr erschwert.

– senkrechte Bügel

Heutzutage werden vorwiegend vertikale Bügel als Querkraftbewehrung verwendet. Diese Art ist im Kraftfluss nicht so wirksam wie die geneigte Variante, aber dafür sehr einfach in der Verlegung.

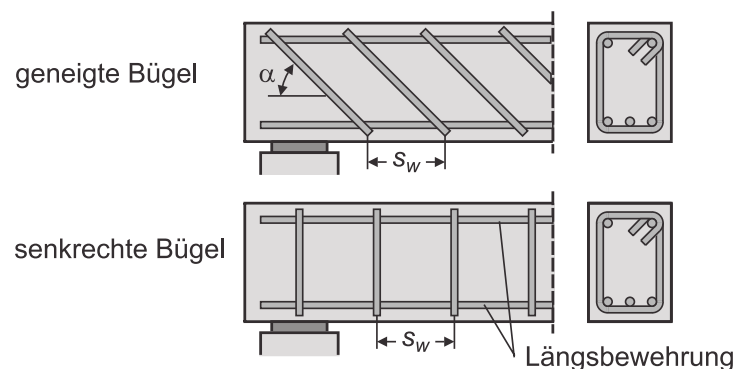


Abb. 10: Verschiedene Arten der Querkraftbewehrung [31]

Die Querkraftbewehrung a_{sw} wird als Querschnittfläche je Längseinheit mit s_w als Abstand der einzelnen Bügel in Balkenlängsrichtung angegeben.

$$\alpha_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w} \quad \text{bzw. der Querkraftbewehrungsgrad} \quad \rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b_w} \quad (3)$$

Wobei nach den Rechenansätzen des EC2 ein Träger erst als querkraftbewehrt gilt, wenn ρ_w größer als $\rho_{w,min}$ ist.

$$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4)$$

Durch eine Querkraftbewehrung kann die Querkrafttragfähigkeit maßgebend gesteigert werden. Der Grund hierfür ist einerseits die Begrenzung der Schubrissbreite und andererseits dringen die Risse bei Zunahme der Belastung langsamer in die Biegedruckzone vor. Zusätzlich findet eine Lastabtragung durch den Stahlanteil statt. [16]

2.5 Einfluss einer Normalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit

Eine Drucknormalkraft führt zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit. Bei einer Drucknormalkraft wird die Druckzonenhöhe erhöht, die Rissbreite verkleinert und die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung eines Sprengwerks erhöht. Durch die Erhöhung der Druckzone wird gleichzeitig der Anteil der Querkraft, welcher über die Druckzone abgetragen wird, erhöht (siehe Abschn. 2.3.3). Durch kleinere Rissbreiten können ebenfalls höhere Querkräfte durch die Kornverzahnung übertragen werden (siehe Abschn. 2.3.1). Desweiteren kann durch Ausbildung eines Sprengwerks, die Querkrafttragfähigkeit drastisch gesteigert werden (siehe Abschn. 2.2). Eine Zugnormalkraft hat genau die gegenteilige Wirkung und somit einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. [16] [17]

2.6 Aktuell gültige Bemessungsansätze zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Im folgenden Abschnitt werden die aktuell gültigen Bemessungsansätze nach EC2 [2] mit österreichischem Nationalen Anhang (ÖNORM B 1992-1-1) [3] und *fib* Model Code 2010 [10] näher beschrieben. Bei beiden Ansätzen wird zwischen Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten und unbewehrten Bauteilen unterschieden. Als querkraftunbewehrt zählt ein Bauteil, wenn dessen Querkraftbewehrungsmenge geringer als die Mindestquerkraftbewehrungsmenge ist (siehe Glg. (4)).

2.6.1 Bemessung nach ÖNORM EN 1992-1-1

Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2, 3]:

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne eine erforderliche Querkraftbewehrung wird eine auf Versuchen basierende, empirischen Formel angewendet. Das statische System und die Belastungsart werden nicht berücksichtigt. Der Querkraftwiderstand ist eine rein vom Querschnitt abhängige Größe und gilt für gerissene Bauteile (Zustand II). [22]

Sie wird wie folgt errechnet:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

mit:

$C_{Rd,c}$...	Vorfaktor
κ	...	Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts
ρ_l	...	Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung
f_{ck}	...	charakteristische Betondruckfestigkeit
σ_{cp}	...	Normalspannung (positiv bei Druck) = N_{Ed}/A_c
k_1	...	Beiwert zum Normalkrafteinfluss = 0.15
b_w	...	Stegbreite des Bauteils in der Zugzone
d	...	statische wirksame Bauteilhöhe

Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ wurde empirisch ermittelt und berücksichtigt den Sicherheitsindex auf der Widerstandsseite. Als Wert wird im Basisdokument $0.18/\gamma_c$ angeführt, welcher auch im Nationalen Anhang übernommen wird.

Der Beiwert κ dient der Berücksichtigung des Maßstabeffekts und wird wie folgt ermittelt.

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{mit:} \quad d \text{ in mm} \quad (6)$$

Durch den Term $(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$ werden die Tragmechanismen der ungerissenen Druckzone, der Rissreibung und der Dübelwirkung der Längsbewehrung berücksichtigt. Wobei der Längsbewehrungsgrad ρ_l , welcher nach Glg. (7) ermittelt werden kann, mit 2 Vol-% begrenzt wird. Dadurch wird ein Sprödbbruchversagen bei überbewehrten Bauteilen verhindert. Der Wert $f_{ck}^{1/3}$ repräsentiert hierbei die Zugfestigkeit des Betons. Eine vorhandene Normalkraft wird mit dem Term $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ berücksichtigt, wobei eine Drucknormalkraft, die einen positiven Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat, mit einem positivem Vorzeichen eingesetzt wird. [16]

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \quad (7)$$

mit:

A_{sl}	...	Fläche der Längsbewehrung in der Zugzone
b	...	Bauteilbreite
d	...	statische Nutzhöhe

Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2]:

Das Berechnungsmodell des Eurocodes, welches für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit einer Querkraftbewehrung angewendet wird, basiert auf einem Fachwerkmodell mit anrechenbarem Betontraganteil. Das Fachwerkmodell nach Mörsch [20] in Abb. 11 ist so ausgelegt, dass die gesamte Querkraft über die Querkraftbewehrung abgetragen wird. Wie bereits erwähnt, tragen auch andere Mechanismen signifikant zur Abtragung bei. Diese wurden im Abschn. 2.3 ausführlich erläutert. Um eine unwirtschaftliche Bemessung zu vermeiden, werden die Tragmechanismen des Betons durch die Anpassung des Winkels der Druckstreben im Eurocode erfasst. [16]

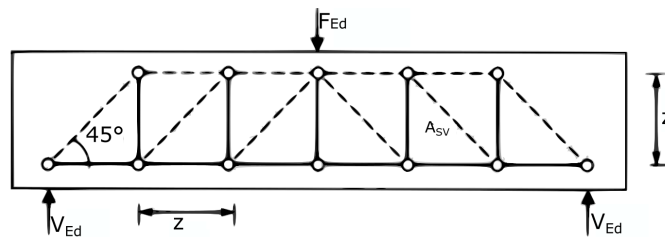


Abb. 11: Fachwerkmodell nach MÖRSCH [20]

Um nun die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit einer erforderlichen Querkraftbewehrung zu ermitteln, werden zwei Nachweise geführt. Nachweis der Zugstreben­tragfähigkeit (= Querkraftbewehrung) $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ und Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$.

Die maximale Tragfähigkeit der Zugstrebe $V_{Rd,s}$ lässt sich wie folgt berechnen:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

mit:

A_{sw}/s	...	Fläche der Querkraftbewehrung pro Meter
z	...	innerer Hebelarm
f_{ywd}	...	Bemessungswert der Stahlfestigkeit
θ	...	Druckstrebenneigung
α	...	Neigung der Bewehrung zur Bauteilachse

Die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ lässt sich wie folgt berechnen:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (9)$$

mit:

α_{cw}	...	Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt
z	...	innerer Hebelarm
ν_1	...	Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton
f_{cd}	...	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Die Beiwerte α_{cw} , ν_1 und der Winkel der Druckstrebe $\cot \theta$ können aus Tab. 1 entnommen werden. (Werte aus Basisdokument des EC2 [2] und DIN EN 1992-1-1 [22]).

Tab. 1: Parameter zum Nachweis von Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung

Parameter	Anmerkung	EC2	DIN
$\cot \theta_{max}$		1,0 (45°)	0,58 (60°)
$\cot \theta_{min}$		2,5 (21,8°)	$\frac{1,2 + 1,4\sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3,0$
α_{cw}	ohne Vorspannung für $0 < \sigma_{cp}/f_{cd} \leq 0,25$ für $0,25 < \sigma_{cp}/f_{cd} \leq 0,50$ für $0,5 < \sigma_{cp}/f_{cd} < 1,0$	1 $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ 1,25 $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	1
ν_1		$0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$	0,75

2.6.2 Bemessung nach fib Model Code 2010

Die Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist wie folgt definiert:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (10)$$

mit:

- $V_{Rd,s}$... Querkrafttragfähigkeitsanteil der Schubbewehrung
- $V_{Rd,c}$... Querkrafttragfähigkeitsanteil des Betons

Bauteile ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA II) nach fib Model Code 2010 [10]:

Im fib Model Code 2010[10] gibt es drei Genauigkeitsniveaus LoA (= level of approximation), wobei LoA I die geringste und LoA III die höchste Genauigkeit hat. Für Stahlbetonbauteile ohne eine Querkraftbewehrung sieht der Model Code Genauigkeitsniveau I oder II vor. In weiterer Folge wird das Genauigkeitsniveau LoA II näher beschrieben. Dieses basiert auf der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT)[4]. Im Gegensatz zum EC2 [2] wird hier das Biegemoment berücksichtigt. Durch das Biegemoment wird die Breite der Schubrisse vergrößert, wodurch die Querkrafttragfähigkeit abnimmt. Eine Vorspannung hat aus vergleichbaren Gründen einen positiven Effekt. Diese Effekte werden durch die Dehnung ε_x im Querschnitt berücksichtigt.[11]

Die Querkrafttragfähigkeit für querkraftunbewehrte Bauteile ist nur von $V_{Rd,c}$ abhängig und wie folgt definiert:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (11)$$

Mit zunehmender Festigkeit steigt die Wahrscheinlichkeit, dass die Zuschlagskörner durchreißen und somit die Rissverzahnung abnimmt. Aufgrund dessen wird im *fib* Model Code 2010[10] der Wert $\sqrt{f_{ck}}$ mit einem Maximum von 8 MPa beschränkt. [21]

Der Vorfaktor k_v enthält den oben beschriebenen Parameter ε_x und den Maßstabseffekt. Der innere Hebelarm z und der Größtkorndurchmesser d_g sind ebenfalls im Vorfaktor vertreten.

$$k_v(\text{LoA II}) = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad \text{mit: } z \text{ in mm} \quad (12)$$

Wobei die mittlere Dehnung in der Balkenachse ε_x und der Parameter k_{dg} wie folgt ermittelt werden:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad \text{mit: } d_g \text{ in mm} \quad (13)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (14)$$

Eine vorhandene Drucknormalkraft (durch z.B. eine Vorspannung) wird mit einem negativem Vorzeichen eingesetzt. Sie verkleinert den Wert von ε_x , wodurch k_v vergrößert und damit verbunden die Querkrafttragfähigkeit gesteigert wird.

Für die maximale Querkrafttragfähigkeit muss die einwirkende Querkraft V_{ed} mit der maximal aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,c}$ gleichgesetzt werden. Dadurch entsteht ein iterativer Rechenvorgang.

Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA III) nach *fib* Model Code 2010 [10]:

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung gibt es drei Genauigkeitsniveaus LoA I bis III. In weiter Folge wird das Genauigkeitsniveau III näher beschrieben. Diese Bemessungsregeln beruhen auf einer Kombination aus der klassischen Druckfeldtheorie und der SMCFT[4]. [21]

Die Querkrafttragfähigkeit ist durch Glg. (10) definiert. $V_{Rd,s}$ wird hierbei wie folgt ermittelt:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (15)$$

Der Druckstrebenneigungswinkel θ hat im LoA III einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Wie in Glg. (15) zu sehen ist, fließt θ in den Schubbewehrungsanteil $V_{Rd,s}$ und durch k_v in Glg. (16) auch in den Traganteil des Betons $V_{Rd,c}$ der Querkrafttragfähigkeit.

$$k_v(\text{LoA III}) = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \quad (16)$$

Die mittlere Längsdehnung in der Balkenachse wird analog zu LoA II nach Glg. (14) ermittelt und dann in Glg. (17) eingesetzt.

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (17)$$

Mit θ_{min} kann nun die Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}(\theta_{min})$ für die Glg. (16) ermittelt werden.

$$V_{Rd,max}(\theta_{min}) = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (18)$$

Der Faktor k_c ist hierbei ein Abminderungsfaktor, welcher durch η_{fc} die Sprödigkeit des Betons in der Druckstrebe und den Einfluss auf die Dehnung in der Balken-Achse durch k_ε berücksichtigt. [11]

$$k_c = \eta_{fc} \cdot k_\varepsilon \quad (19)$$

mit:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta$$

Zusätzlich ist zu erwähnen, dass die Querkraft V_{Ed} und der Längsbewehrungsgrad ρ_l , im Gegensatz zum Eurocode 2[2], einen Einfluss auf den Druckstrebenneigungswinkel θ haben. Eine höhere Querkraft V_{Ed} erhöht die mittlere Dehnung ε_x und damit verbunden den Druckstrebenneigungswinkel θ . Jedoch wird der Parameter k_v verkleinert und somit der Querkraftabtragungsanteil des Betons $V_{Rd,c}$ (siehe Gl. (11)). Durch höhere Längsbewehrungsgrade wird die Dehnung ε_x verkleinert, wodurch der Druckstrebenneigungswinkel θ flacher wird. Mit einem flacheren Druckstrebenneigungswinkel θ wird mehr Last über die Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ und weniger über den Betonanteil $V_{Rd,c}$ abgetragen. Damit verbunden wird die Schubbewehrung besser ausgenutzt und es werden höhere Querkrafttragfähigkeiten erreicht. Auch wichtig zu beachten ist, dass es sich hierbei um einen iterativen Rechenvorgang handelt.

3 Vorhandene Versuche der Technischen Universität Graz

Um den Einfluss des statischen Systems und der Belastungsart auf die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens zu erforschen, wurden in den letzten Jahren bereits einige Versuche am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz durchgeführt. Die Ergebnisse und deren Auswertungen sind in den Masterarbeiten [1] und [29] und in den technischen Berichten [24],[27] und [28] veröffentlicht worden. In diesen Arbeiten wird ersichtlich, dass das statische System und die Belastungsart einen wesentlichen Einfluss auf das Querkrafttragverhalten eines Betonbalkens haben.

Alle relevanten Versuchsergebnisse der vergangenen Jahre werden in diesem Kapitel zusammengefasst. In weiterer Folge werden bestimmte Balken ausgewählt und zur Erhöhung des Verständnisses mit Hilfe von ATENA numerisch im Kapitel 5 untersucht. Die Träger werden hierbei in 3 Schubfeldtypen (SFT) unterteilt (siehe Abb. 12). Die Schubfeldtypen beschreiben das statische System und die Belastungsart der Versuchsträger.

Diese Typen sind :

- **Schubfeldtyp 1:** z.B. Einfeldträger unter Einzellast
 - Querkraftverlauf = konstant | Momentenverlauf = linear
- **Schubfeldtyp 2:** z.B. Einfeldträger unter Gleichlast
 - Querkraftverlauf = linear | Momentenverlauf = parabolisch
- **Schubfeldtyp 3:** z.B. Kragträger unter Gleichlast
 - Querkraftverlauf = linear | Momentenverlauf = parabolisch

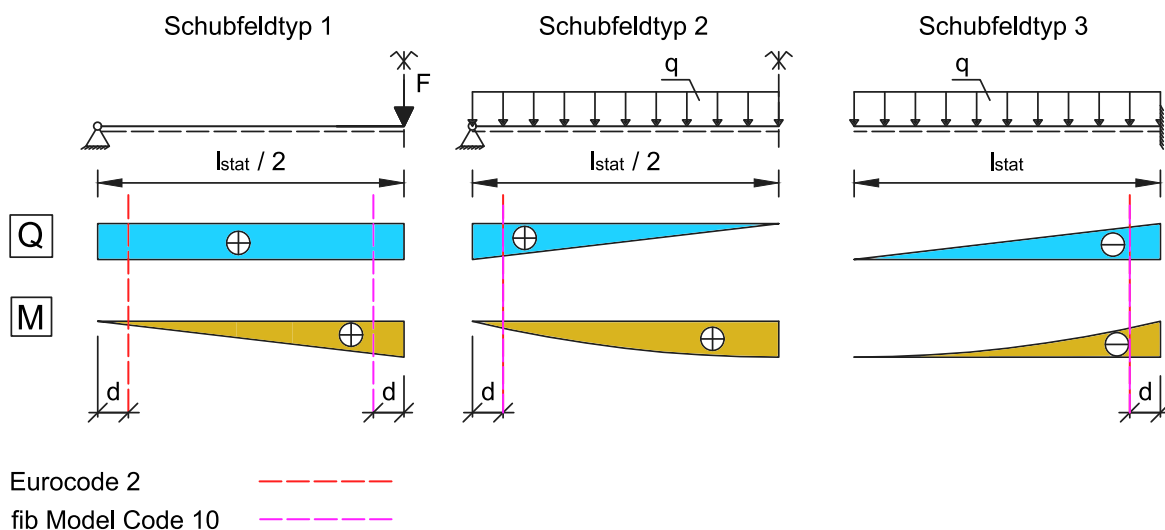


Abb. 12: Schubfeldtypen mit den dazugehörigen Schnittkraftverläufen und Nachweisstellen

In Abb. 12 sind auch die maßgebenden Nachweisstellen nach Eurocode 2 [2] und nach *fib* Model Code 2010 [10] gekennzeichnet. Diese werden im Abstand d vom Auflager geführt. Bis auf Schubfeldtyp 1, hier unterscheiden sich die Nachweisstellen. Der Grund hierfür ist, dass im Gegensatz zum Eurocode 2, beim *fib* Model Code 2010 das Moment einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Daher wird der Nachweis im Abstand d von der Einzellast geführt.

Das Versuchsprogramm für den Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken umfasste 3 Versuchsreihen. Es wurden insgesamt 21 Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Längs- sowie Querkraftbewehrungsgraden getestet. Durch verschiedene Schubfeldtypen wurde der Einfluss des statischen Systems ebenfalls untersucht. Die Bandbreite der wichtigsten Parameter der Versuchsreihen können aus Tab. 2 entnommen werden. [27]

Tab. 2: Bandbreite der wichtigsten untersuchten Parameter der Arbeit [27]

Schubfeldtyp #	Schubslankheit a/d	Längsbewehrungsgrad ρ_l in %	rel. Schubbewehrungsgrad $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$
1	3,69 - 4,96	0,9 - 2,77	0,00 - 3,93
2	3,00 - 4,01	1,9 - 2,49	0,63 - 1,61
3	3,92 - 4,94	1,9 - 2,19	0,62 - 1,62

Weitere 2 Versuchsreihen mit denen der Einfluss einer zentrischen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht wurden, können aus der Arbeit [27] entnommen werden. Es wurden insgesamt 21 Balken untersucht. Diese unterschieden sich in der Aufbringung ihrer Drucknormalspannung, dem Querkraftbewehrungs- und Längsbewehrungsgrad. Bei der Versuchsreihe 1 wurden die Balken durch eine eigens entwickelte externe Vorrichtung vorgespannt. Die Balken der Versuchsreihe 2 wurden durch eine Spannbettvorspannung (sofortiger Verbund) vorgespannt.

Tab. 3: Bandbreite der wichtigsten untersuchten Parameter der Arbeit [28]

SFT #	Schubslankheit a/d	Drucknormalsp. σ_{cp} in MPa	Längsbewehrung ρ_l in %	rel. Schubbewehrung $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$
2	3,0	0,0 - 3,0	0,73 - 2,49	0,0 - 0,7
3	2,9 - 3,5	0,0 - 3,0	0,95 - 1,93	0,0 - 0,5

3.1 Interpretation und Vergleich der Ergebnisse mit den Bemessungsansätzen aus EC2 und MC10

Die Versuchsergebnisse aus [24] und [25], werden den Bemessungsansätzen aus Eurocode 2 [2] und *fib* Model Code 2010 [10] gegenübergestellt und in der Abb. 13 abgebildet. Es ist ersichtlich, dass die Versuchsergebnisse der Einfeldträger unter Einzellast (SFT 1) mit den Bemessungsansätzen einigermaßen gut übereinstimmen. Die Traglasten der Einfeldträger unter Gleichlast (SFT 2) und Kragträger unter Gleichlast (SFT 3) werden teilweise sehr stark unterschätzt. Des Weiteren ist bei den SFT 2 und SFT 3 ein Einfluss einer geringen Querkraftbewehrung (geringer als $\rho_{w,min}$) erkennbar, welcher in den Berechnungsansätzen nicht erfasst wird. Bei SFT 1 konnte keine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Auffallend waren ebenso zwei Träger (SV22 & SV24), bei denen die stärker bewehrte Seite zuerst versagte. Dies deutet auf einen Einfluss des Querkraftbewehrungsabstands auf die Querkrafttraglast hin.[27]

Dies brachte die Erkenntnis, dass die untere Grenze für eine wirksame Schubbewehrung sehr stark vom Schubfeldtyp (statischem System und der Belastungsart) abhängt. Diese Grenze ist für SFT 1 akzeptabel, jedoch für SFT 2 und 3 nicht zutreffend. Daher werden die Träger von SFT 2 und 3 in weiterer Folge im Kapitel 5 näher untersucht. Dadurch soll sowohl der

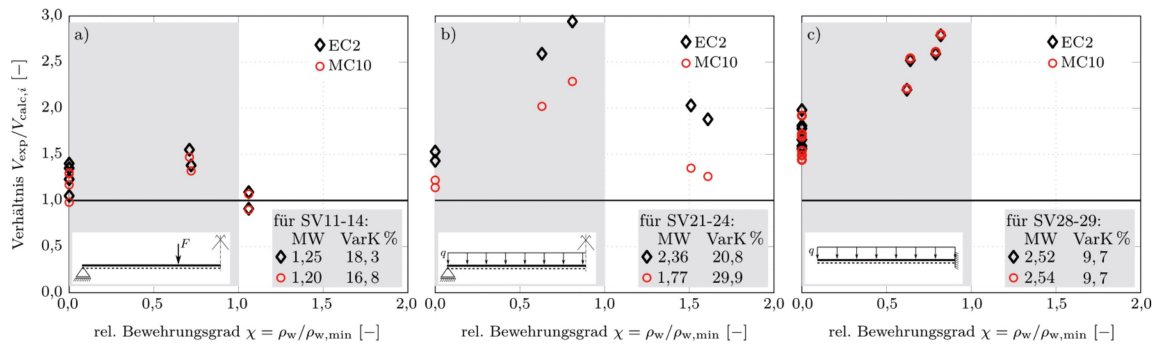


Abb. 13: Vergleich der Versuchsergebnisse mit verschiedenen Rechenansätzen für a) Schubfeldtyp 1, b) Schubfeldtyp 2 und c) Schubfeldtyp 3 aus [24]

Einfluss einer geringen Querkraftbewehrung, als auch der Einfluss der Bügelabstände in einer FE-Simulation untersucht werden.

Die Ergebnisse zum Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken aus [28] sind in Abb. 14 dargestellt.

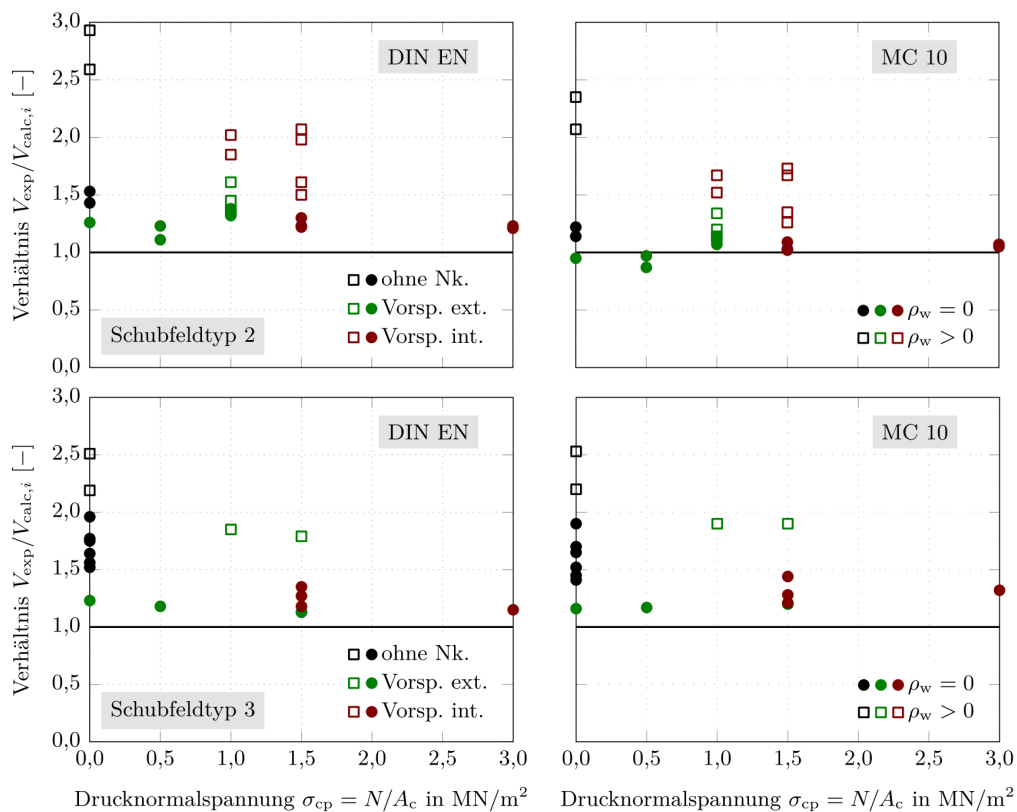


Abb. 14: Vergleich der im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeit mit verschiedenen Berechnungsvorschriften aus [28]

Beim Vergleich der Ergebnisse der vorgespannten Träger mit jene der nicht vorgespannten Träger, stellt sich heraus, dass trotz gleicher Abmessung und Querkraftbewehrungsgrad die Träger mit einer Normalkraft eine geringere Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Zu sehen ist es vor allem bei den Schubfeldtyp 2 - Trägern. Das deutet auf eine falsche Interpretation der Normalkraft auf das Querkrafttragverhalten in den Berechnungsansätzen hin. Dank einer

umfangreichen Messung, welche mit Hilfe von Wegaufnehmer, Dehnungsaufnehmer und einer Photogrammetrische Messung erstellt wurde, können die Träger näher beobachtet werden. So wird z.B. beim Vergleich der Laststufen und der Rissbilder ersichtlich, dass sich, sowohl bei den Trägern mit, als auch bei den Trägern ohne einer Normalkraft, der Erstschriss bei der selben Laststufe bildet. Womit die Vorspannung keinen Einfluss auf die Laststufe der Erstschrissbildung hat. Jedoch wird die Stelle des ersten Schubrisses beeinflusst. Aus den Rissbildern in der Abb. 15 ist eine Verschiebung des ersten Schubrisses Richtung Feldmitte erkennbar. Dies wird als Grund für die geringeren Traglasten genannt. Denn durch einen auflagnahen Erstschriss ist die Ausbildung einer Druckstrebe ins Auflager und dem einhergehendem stabilen Rissbild wahrscheinlicher. Unter Umständen sind die Einflüsse auch der Art und Weise der Aufbringung der Spannkraft geschuldet [29].

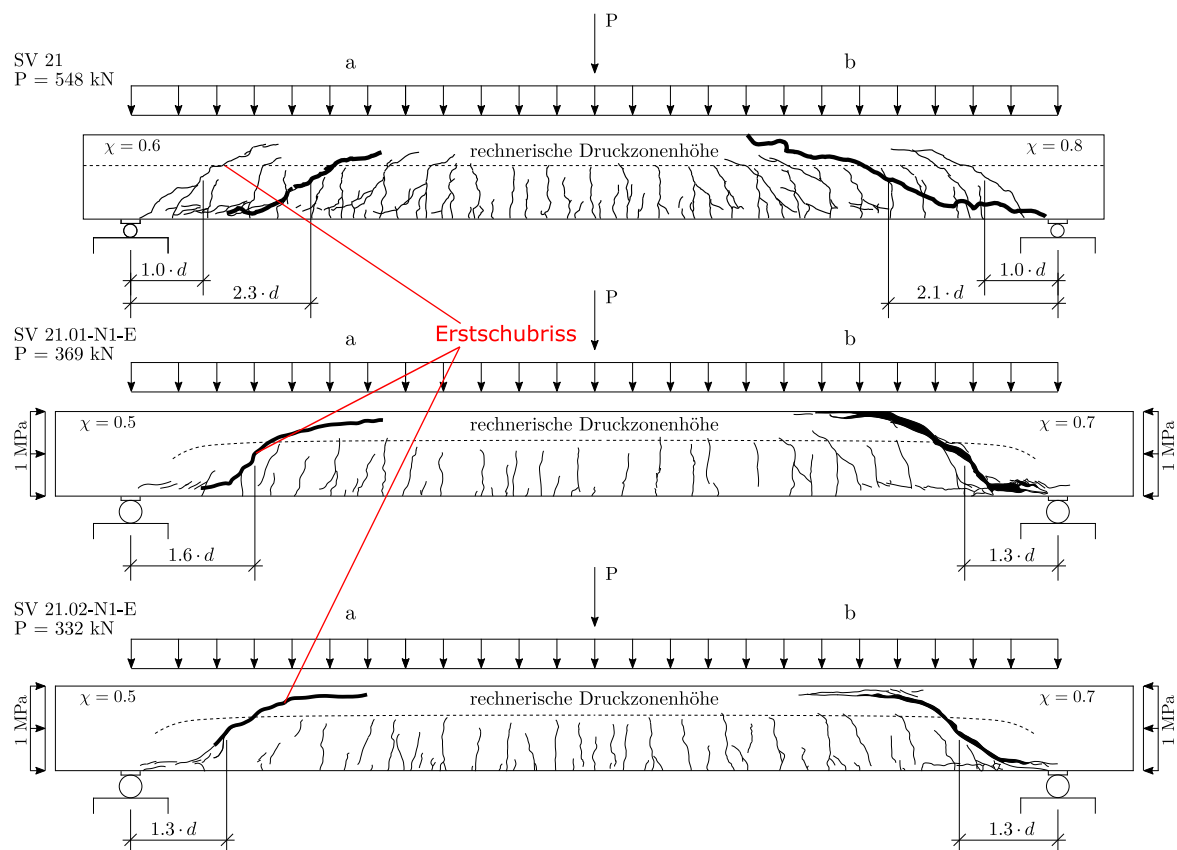


Abb. 15: Vergleich der Rissbilder SV 21 aus [24], SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E aus [29]

Um die Einflüsse einer vorhandenen Normalspannung besser zu verifizieren, wurden zusätzliche Träger mit einer internen Vorspannung (Spannbettvorspannung - sofortiger Verbund) in der Arbeit [28] untersucht. Die intern vorgespannten Balken erreichten eine höhere Traglast als jene die extern vorgespannt wurden. Trotz selber Vorspannkraft erreichte z.B. der Balken SV21-N10P (intern vorgespannt) eine um 31% höhere Querkrafttragfähigkeit als die von SV21-N10E (extern vorgespannt). Die Gründe für die höhere Traglasten konnten nicht eindeutig bestimmt werden.

Eine Vorspannung wird im EC2 [2] lediglich additiv durch den Term $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ berücksichtigt. Betrachtet man nun die Laborergebnisse und die Nachrechnungen nach DIN-EN in der Abb. 14, so zeigt sich, dass der positive Einfluss einer Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit überschätzt wird. Dennoch werden die Traglasten bei den vorgespannten Trägern besser

vorhergesagt, dies ist aber der Unterschätzung des Grundwertes der Querkrafttragfähigkeit der Schubfeldtypen geschuldet.

Um die aus dem Labor gewonnenen Erkenntnisse durch eine numerische Simulation ebenfalls zu untersuchen, werden die querkraftunbewehrten Balken der zwei Versuchsreihen aus [28] (SFT 2 und 3 mit $\chi = 0$) im Kapitel 5 mit ATENA nachgerechnet. Hierbei soll der Einfluss einer Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit und der Aufbringungsart der Drucknormalspannung (extern oder intern) untersucht werden.

3.2 Ausgewählte Stahlbetonbalken

In diesem Abschnitt werden die aus [27, 28] ausgewählten Balken, welche im Kapitel 5 durch eine numerische Simulation untersucht werden sollen, dargestellt. Insgesamt werden 26 verschiedene Balken modelliert. Dabei soll durch die Variation des relativen Schubbewehrungsgrades $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$ von 0 bis 1.6 der Einfluss einer Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von SFT 2 und 3 Balken untersucht werden. Wobei hier zu beachten ist, dass Balken mit einem $\chi < 1$ nach EC2 [2] als schubunbewehrte Balken eingestuft werden. Da diese dennoch im Labor eine große Traglaststeigerung erfahren haben, wird den Balken mit einem relativen Schubbewehrungsgrad χ von 0.6 und 0.8 besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Durch die Modellierung von zwei Balken mit identischen Schubbewehrungsgraden, jedoch unterschiedlicher Konstruktionsweisen (unterschiedliche Durchmesser und Bügelabstände), soll der Einfluss eines Bügelabstandes untersucht werden. Als Letztes soll durch die Variation der Drucknormalspannung $\sigma_{cp} = N/A$ von 0 bis 3.0MPa der Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von querkraftunbewehrten Balken (SFT 2 und 3) untersucht werden. Zusätzlich soll ein möglicher Einfluss aus der Vorspannungsart (extern oder intern) auf die Querkrafttragfähigkeit überprüft werden.

Sämtliche Balken haben einen Rechteckquerschnitt b/h von 17/46 oder 19/45. Die Schubslankheit λ ist bei allen Balken zwischen 3 und 5. Somit gelten alle Balken als schubslank. Die Balken werden nach der Bezeichnungsvorschrift aus Abb. 16 bezeichnet und in Tab. 4 aufgelistet.

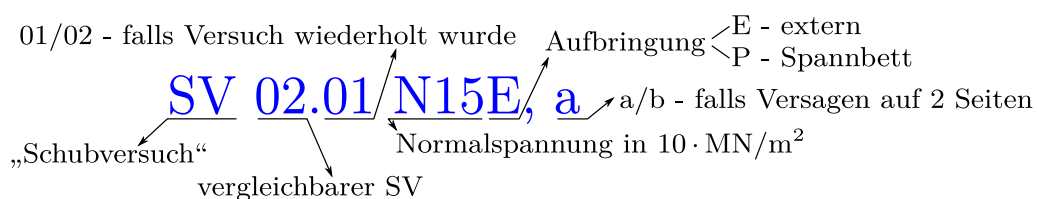


Abb. 16: Gewählte Bezeichnungsvorschrift für sämtliche Versuche [28]

Tab. 4: Versuchsparameter der ausgewählten Träger aus [27, 28]

	Versuch	SFT	l_{stat}	b	h	d	f_{cm}	f_{ctm}	σ_{cp}	ρ_l	$\frac{\rho_w}{\rho_{w,min}}$
	#	-	m	cm	cm	cm	MPa	MPa	MPa	%	-
Einfluss geringer Schubbewehrung	SV 02 N00E	2	4,9	17	45	40,9	29,4	2,30	-	0,73	0,00
	SV 21 a	2	4,9	19	45	40,8	38,2	2,43	-	1,90	0,63
	SV 21 b	2	4,9	19	45	40,8	38,2	2,43	-	1,90	0,81
	SV 22 a	2	4,9	19	45	40,5	42,0	3,19	-	2,48	1,03
	SV 22 b	2	4,9	19	45	40,3	42,0	3,19	-	2,48	1,51
	SV 22.01 a	2	4,9	19	45	40,5	53,9	3,51	-	2,50	0,88
	SV 22.01 b	2	4,9	19	45	40,5	53,9	3,51	-	2,50	1,30
	SV 24 b	2	6,5	19	45	40,3	37,5	2,43	-	2,49	1,61
	SV 5 N00E	3	2,8	17	45	40,3	29,7	2,30	-	1,61	0,00
	SV 25	3	3,2	19	45	40,5	35,9	3,01	-	2,48	1,13
	SV 27	3	3,2	19	45	40,3	37,0	3,08	-	2,49	1,62
	SV 28	3	3,2	19	45	40,8	37,3	1,90	-	2,49	0,62
	SV 29	3	3,2	19	45	40,8	37,3	1,90	-	2,49	0,79
- geringer Normalkraft	SV 02 N05E	2	4,9	17	45	40,9	29,4	2,30	-0,5	0,73	0,00
	SV 02 N10E	2	4,9	17	45	40,9	29,4	2,30	-1,0	0,73	0,00
	SV 02 N15E	2	4,9	17	45	40,9	29,4	2,30	-1,5	0,73	0,00
	SV 02 N15P	2	4,9	17	46	40,8	47,6	3,30	-1,5	0,95	0,00
	SV 02 N30P	2	4,9	17	46	40,8	47,6	3,30	-3,0	0,95	0,00
	SV 05 N05E	3	3,2	17	45	40,7	29,7	2,30	-0,5	1,61	0,00
	SV 05 N10E	3	3,2	17	45	40,7	29,7	2,30	-1,0	1,61	0,00
	SV 05 N15E	3	3,2	17	45	40,7	29,7	2,30	-1,5	1,61	0,00
	SV 05 N15P	3	3,2	17	46	40,8	49,5	3,00	-1,5	1,64	0,00
	SV 05 N30P	3	3,2	17	46	40,8	49,5	3,00	-3,0	1,64	0,00

Die genauen konstruktiven und geometrischen Abmessungen sind im Anhang A & B bzw. im Abschn. 5 ersichtlich.

4 Modell- und Materialparameter der FEM-Simulation in GiD + ATENA

Für die nichtlineare Simulation der Träger und die Darstellung der Ergebnisse wurde folgende Software verwendet:

Tab. 5: Übersicht der verwendeten Softwares

Verwendungszweck	Software
Pre-Processor:	GiD v14
Berechnung:	ATENA Science Studio v5.6
Post-Processor:	ATENA Science Studio v5.6
Grafikdarstellung:	MATLAB 2019 INKSCAPE v0.92.04

Um das Tragverhalten der Träger mittels einer FE-Berechnung korrekt zu simulieren, ist es wichtig, das nichtlineare Materialverhalten und dessen Einfluss auf das Gesamtsystem zu verstehen. Deshalb wird in diesem Abschnitt das Programm Cervenka Consulting ATENA näher erläutert.

Da in dieser Arbeit nur Balken modelliert werden und deren Kraftabtragung hauptsächlich zweidimensional stattfinden, werden als Vereinfachung die Träger durch Schalen-Elemente modelliert. Das kann durch einen ebenen Spannungs- oder ebenen Dehnungszustand erreicht werden. In dieser Arbeit geschieht dies durch den ebenen Spannungszustand (plane stress $\sigma_3 = 0$). Dadurch können die Einflüsse leichter nachvollzogen werden und die Rechenzeiten reduziert werden. Aufgrund der genannten Vereinfachungen, wird der Beton mit Schalen-Elemente und die Bewehrung durch Fachwerkelemente realisiert. Somit kommen in dieser Arbeit ausschließlich "Linear quadrilateral- / line-elements" (siehe Abb. 17,b) zur Anwendung.

In ATENA werden isoparametrische finite Elemente angewendet, hierbei werden die Geometrie wie auch die gesuchten Größen (z.B. Verschiebung), mit den selben Ansatzfunktionen interpoliert (siehe Abb. 17,a). Diesen Elementen wird ein nichtlineares Materialmodell zugewiesen. Dieses basiert auf der orthotropischen Schadenstheorie und der betonspezifischen Plastizitätstheorie. Das Zugverhalten wird mit einer nichtlinearen Bruchmechanik realisiert. Die Risse werden hierbei als verschmierte Schädigung (Dehnung) modelliert. Dadurch können auch Methoden der Kontinuumsmechanik für das geschädigte Material verwendet werden.[7, 9]

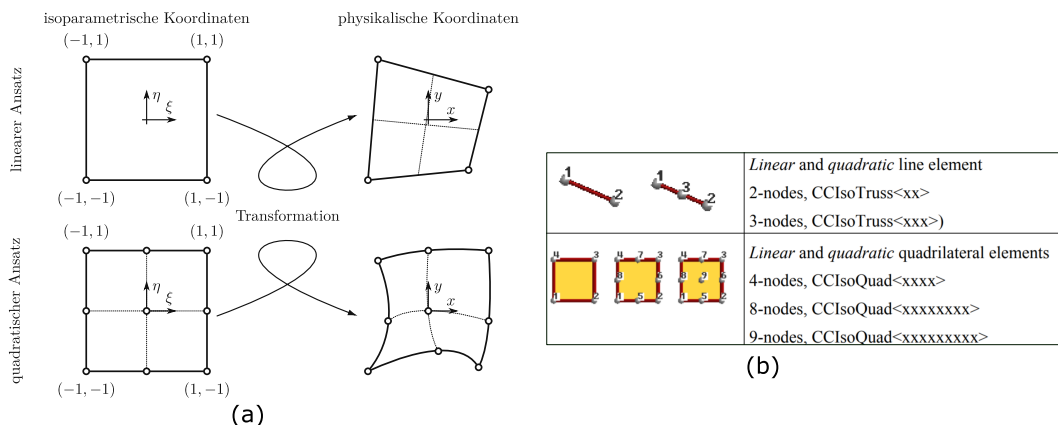


Abb. 17: (a) Scheibenelemente von Einheits- und physikalische Koordinaten [12] - (b) Elementtyp in ATENA [7]

Das verwendete Betonmodell für eine zweidimensionale Berechnung in ATENA ist "Concrete EC2", welches auf "CC3DNonLinCementitious2" basiert. Als Eingabeparameter dient die Druckfestigkeit des Betons. Die restlichen Parameter werden durch Auswahl des Sicherheitsniveaus automatisch nach Eurocode 2 [2] generiert. Für eine höhere Genauigkeit der Ergebnisse werden die im Labor ermittelten Parameter manuell eingegeben. Diese sind die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit und der E-Modul. Zusätzlich wird die Bruchenergie gemäß Glg. (20) nach Hordijk [14] ermittelt und manuell eingegeben. Als Bruchenergie (fracture Energy) gilt jene Energie die benötigt wird, um einen Trennriss über eine Einheitsfläche zu erzeugen. Sie beschreibt die Fläche unter der Zugspannung - Rissöffnung - Kurve, siehe Abb. 18,b.

$$G_f = 0,1947 \cdot f_{ct} \cdot w_c \tag{20}$$

4.1 Materialverhalten von Beton in ATENA

4.1.1 Einaxiales Betonverhalten

Beim verwendeten nichtlinearen Materialmodell wird die einaxiale Betonarbeitlinie, welche in Abb. 18 abgebildet ist, verwendet. Dieses approximiert das reale Betonverhalten.

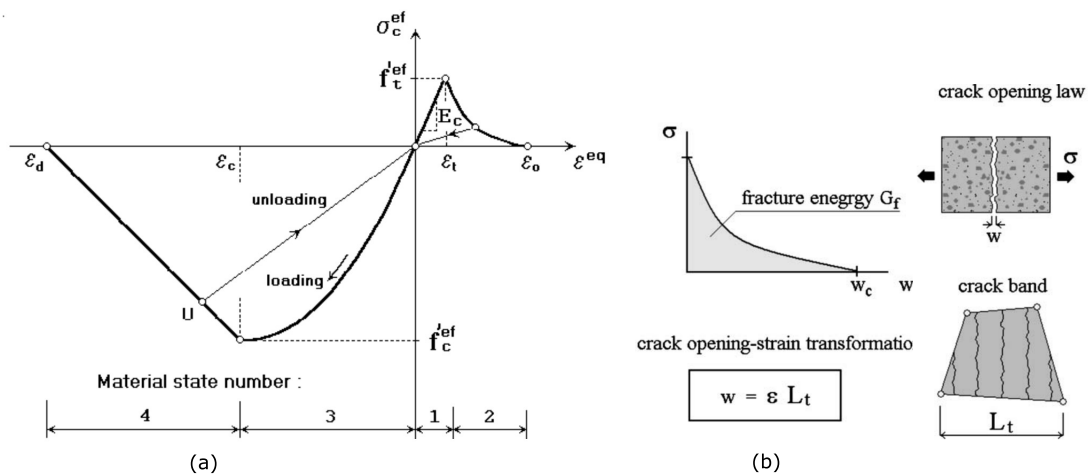


Abb. 18: (a) Einaxiale σ - ϵ -Beziehung von Beton (SBETA) in ATENA (b) Crack opening law[7]

Hierbei nimmt der Druck parabolisch bis zum Peak zu und fällt dann linear ab. Auf der Zugseite erfolgt ein linearer Anstieg bis zur effektiven Zugfestigkeit. Danach tritt Tension-Softening ein. Dieser wird beim gewählten Materialmodell mit einer Rissöffnungsbeziehung und der Bruchenergie nach Hordijk [14] durch eine exponentielle Abnahme der Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Rissöffnung beschrieben (siehe Abb. 18,b oder Abb. 19). Durch dieses Modell werden die Risse als verschmierte Schädigung (Dehnung) modelliert. Dadurch werden die Methoden der Kontinuumsmechanik auch für das geschädigte Material verwendbar. Der Riss selbst tritt hierbei nicht explizit auf, sondern wird nur in seiner Auswirkung auf den Spannungs- und Deformationszustand beschrieben. In ATENA gibt es jedoch die Möglichkeit im Post-Processor diese fiktiven Risse im Element und somit das Rissbild der Bauteile anzuzeigen. [7, 9]

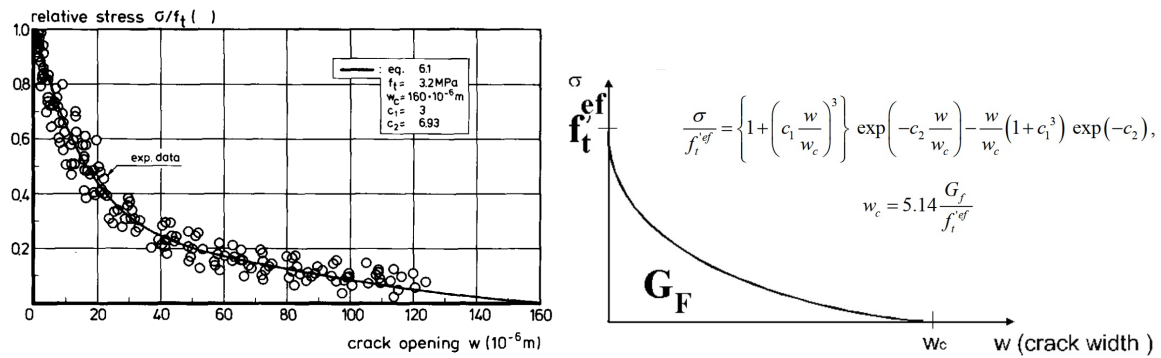


Abb. 19: Exponentielle Rissöffnung-Beziehung nach Hordijk [14]

Um das Materialverhalten in ATENA näher zu beobachten, werden Würfelversuche (siehe Abb. 20) simuliert. Hierfür wird ein Quadrat (2cm x 2cm) modelliert und je nach Versuch durch eine Verschiebung der Eckpunkte in y-Richtung ein Zug- und Druckverhalten erzeugt.

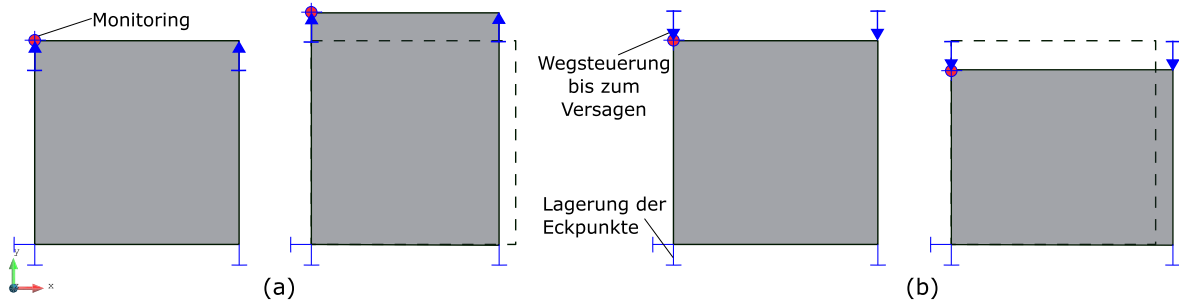


Abb. 20: a) Zug- b) Druckversuch-Modell in ATENA

Dabei variieren für die Druckversuche die Druckfestigkeit f_c und der E-Modul E , die restlichen Parameter werden für die Referenzdruckfestigkeit $f_c = 38 \text{ MPa}$ automatisch generiert und beibehalten. Für die Zugversuche variieren die Zugfestigkeit f_t und der E-Modul E , die restlichen Parameter werden analog zu den Druckversuchen automatisch für die Referenzdruckfestigkeit $f_c = 38 \text{ MPa}$ generiert und beibehalten. Zusätzlich wird ein Zugversuch mit angepasster Bruchenergie simuliert. Die zuvor genannten Werte, welche automatisch generiert werden, werden beim verwendeten Modell "Concrete EC2" nach Eurocode 2 [2] und fib Model Code 1990 [23] (Sicherheitsniveau = Mittelwerte) generiert. Die Ergebnisse der Druck- und Zugversuche sind in Abb. 24 dargestellt.

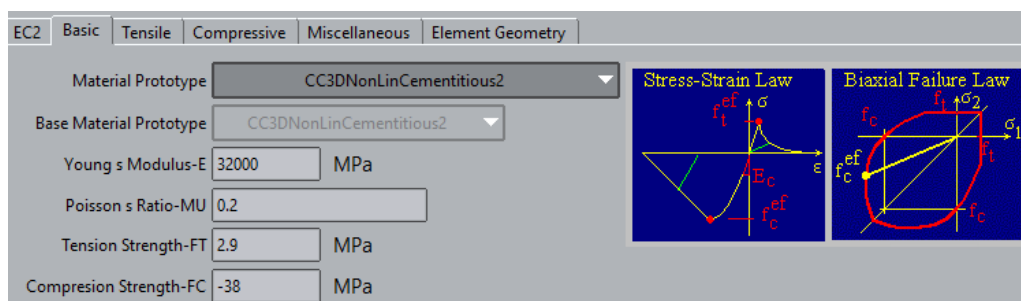


Abb. 21: Betonparameter ATENA-Eingabe

In Abb. 21 sind die automatisch generierten Mittelwerte für die C30/37 Referenzwürfel dargestellt. Weiters sind die Arbeitslinien für das Einaxiale- und Biaxiale-Betonverhalten

abgebildet. Die Arbeitslinie wurde weiter oben bereits ausführlich erläutert. Abb. 22 zeigt die Parameter, welche für das Zugverhalten des Betons verantwortlich sind. Hier gibt es einige Einstellmöglichkeiten, die wichtigsten sind die Fracture-Energy (G_f), Fixed Crack und Activate Aggregate Interlock. Die Fracture-Energy (Bruchenergie) wurde oben bereits erläutert. Für den Parameter "Fixed Crack" kann der Wert 0 oder 1 eingegeben werden. Der Wert 0 steht für rotated Crack, sprich die Risse drehen sich im Laufe der Simulation und passen sich den Hauptspannungsrichtungen an. Es kann somit keine Schubspannung im Riss auftreten. Durch den Wert 1 (fixed Crack), wird die Rissrichtung fixiert. Für die Simulationen in dieser Arbeit sind fixierte Risse realitätsnäher, daher wird dieser immer den Wert 1 behalten. Die Rissmodelle können in Abb. 22,b und c beobachtet werden. Der Parameter "Activate Aggregate Interlock" dient für die Eingabe des Größtkorndurchmessers und berücksichtigt die Kornverzahnung im Riss (Erläuterung in Abschn. 2.3.1).

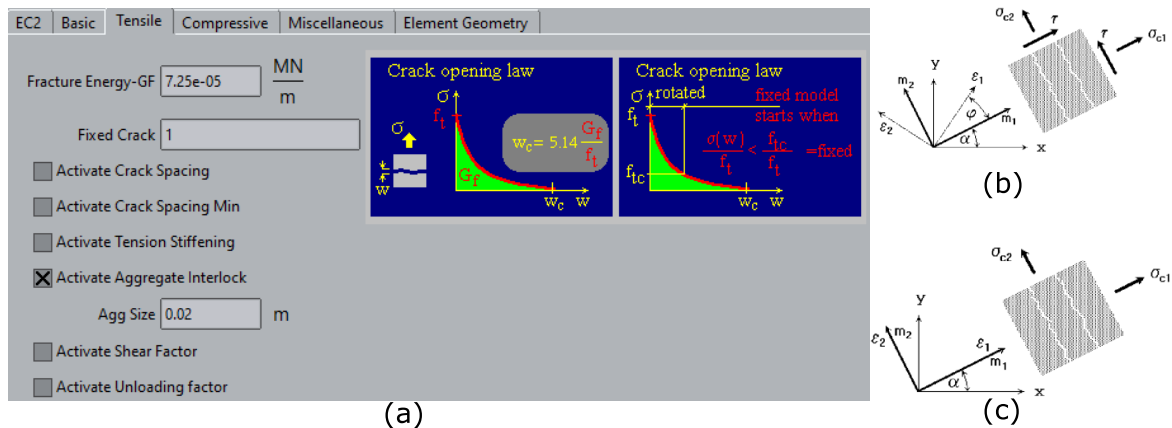


Abb. 22: (a) Betonparameter-Zugverhalten ATENA-Eingabe (b) fixed Crack (c) rotated Crack

Die Parameter für das Druckverhalten und die einaxiale Druckarbeitslinie sind in Abb. 21 dargestellt. Dieses Modell basiert auf der orthotropischen Schadenstheorie und der betonspezifischen Plastizitätstheorie. Der Parameter f_{co} beschreibt den linearen Anstieg. Die Arbeitslinie wird in diesem Bereich durch den Tangenten-E-Modul E_{co} bzw. bei den durchgeführten Versuchen mit dem mittleren Elastizitätsmodul E_{cm} beschrieben.

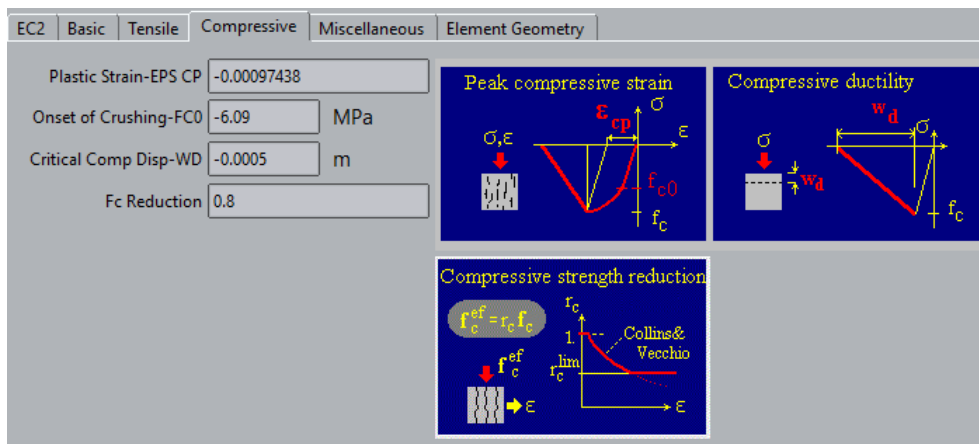


Abb. 23: Betonparameter-Druckverhalten ATENA-Eingabe

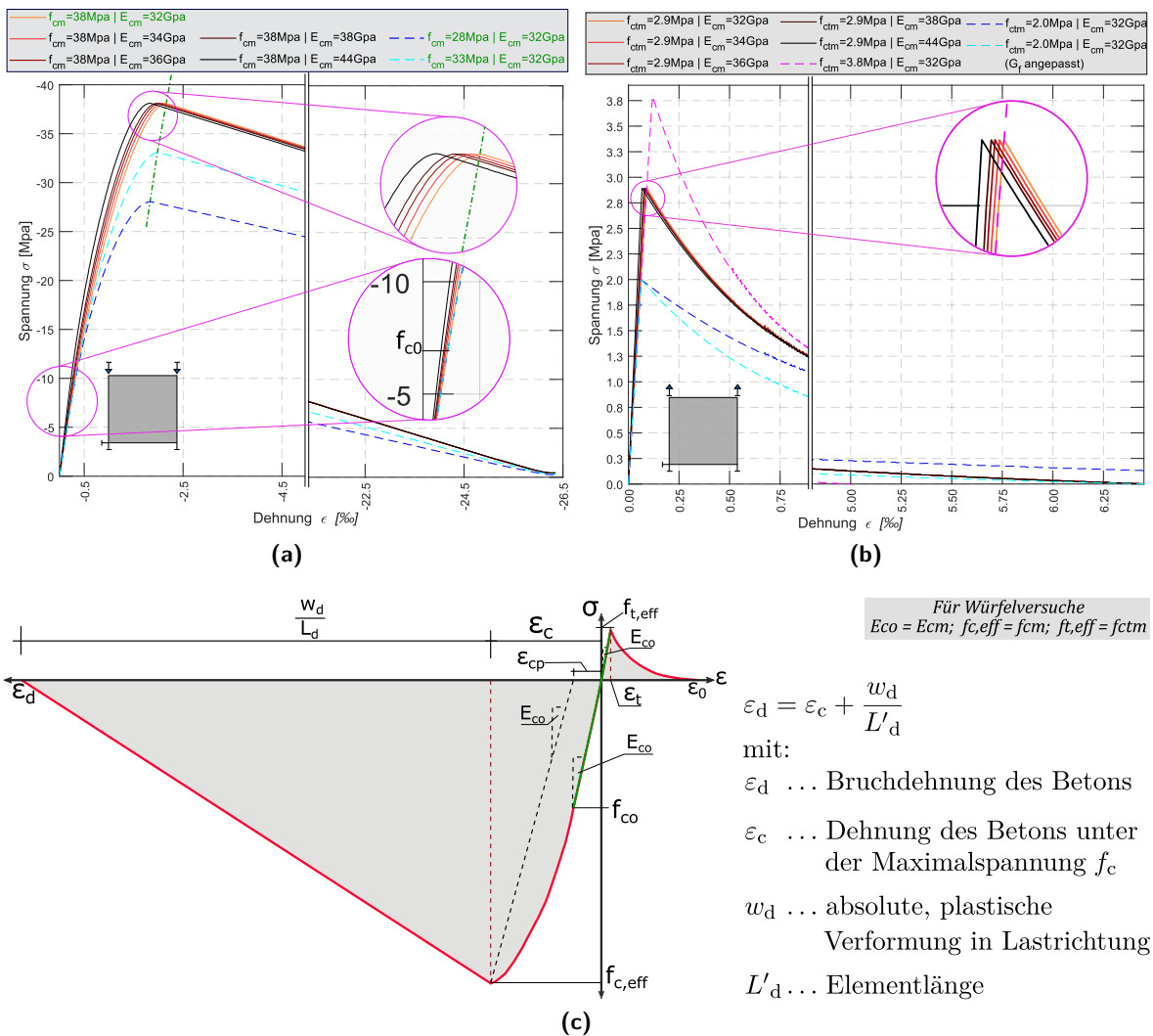


Abb. 24: ATENA - Würfelversuche (a) Druckversuche - (b) Zugversuche - (c) Betonarbeitslinie

Um das Verhalten zu verifizieren werden für das Druckverhalten insgesamt sieben Druckversuche durchgeführt und in Abb. 24,a dargestellt. Wird der E-Modul (Tangentenmodul) verändert und die restlichen Parameter beibehalten, so ändert sich nur die Steigung und die Stelle von ϵ_c . Der Peak (maximale Druckfestigkeit) ist wie erwartet immer 38MPa. Verändert man die Druckfestigkeit und lässt die restlichen Parameter unverändert, so wird der Peak gesenkt. Die Anfangssteifigkeit und somit der lineare Anteil der Druckkurve bleibt unverändert. Zusätzlich wird der Peak nach links gerückt (ϵ_c nimmt ab, siehe grüne, strichpunktierte Linie in Abb. 24,a). Der Grund hierfür ist, dass ϵ_c in ATENA durch eine parallele Linie zur Anfangssteifigkeit im Abstand ϵ_{cp} ermittelt wird. Nach dem Peak wird die lineare Kurve durch den Parameter w_d (plastische Verformung) beschrieben. Da dieser bei allen Versuchen gleich gelassen wurde, ist die Bruchdehnung ϵ_d (limit compressive strain ϵ_d) bei allen $\sim 27\%$. Weiteres ist zu erwähnen, dass durch die Anpassung der Werte f_c, f_{co}, E_{co} bzw. E_{cm}, ϵ_{cp} und w_d (siehe Abb. 21 ,Abb. 23 oder Abb. 24) die gesamte Druckkurve beschrieben und angepasst werden kann.

In Abb. 24,b sind insgesamt acht Zugversuche dargestellt. Diese Kurven entsprechen ebenfalls denen aus [7]. Wie bei den Druckversuchen, hat die Variation des E-Moduls den selben Einfluss

auf die Arbeitslinie. Die Kurve ist linear bis zum Peak (maximale Zugfestigkeit f_t), danach wird sie durch eine exponentielle Funktion nach Hordijk[14] (siehe Abb. 19) beschrieben. Die Dehnung ε_t bei maximaler Zugfestigkeit f_t berechnet sich mit f_t/E_{co} . Der abfallende Ast beschreibt die Öffnung eines Risses. Sie wird durch die Bruchenergie G_f (Fläche unter Kurve) beschrieben. Wird die Zugfestigkeit verändert und die Bruchenergie nicht angepasst, so ändert sich die Rissöffnung bei der keine Kraft mehr übertragbar ist. Daher sollte beim Verändern der Zugfestigkeit, die Bruchenergie neu errechnet werden. Die Berechnung der Bruchenergie und welche Alternativen zu Hordijk vorhanden sind, wird weiter unten erläutert. Wie das Druckverhalten, kann das Zugverhalten ebenfalls beliebig angepasst werden. Dies geschieht durch die Anpassung der Parameter E_{co} , f_t und G_f (siehe Abb. 21 ,Abb. 22 oder Abb. 24).

4.1.2 Zweiaxiales Betonverhalten

Im Allgemeinen tritt bei balkenartigen Bauteilen, wie auch die Balkenversuche in dieser Arbeit, ein zweiaxialer Spannungszustand auf. Dieser Spannungszustand beeinflusst die Druck- und Zugfestigkeit des Betons. Der Einfluss ist abhängig vom Verhältnis der Spannungskomponenten. Zu beachten ist, dass dieser Einfluss sowohl positiv als auch negativ sein kann. In ATENA wird für das biaxiale Betonverhalten eine Versagenkurve mit Versagenskriterien nach Kupfer (Kupfer-Kurve [18]) angewendet. Um die Kurve zu überprüfen und den Einfluss genauer zu veranschaulichen, werden mehrere zweiaxiale Spannungszustände in ATENA simuliert. Im ersten Schritt wird durch eine Kraftvorgabe eine Spannung σ_2 auf die zweite Ebene aufgebracht. In weiterer Folge wird durch eine Wegsteuerung bis zum Versagen die maximal mögliche Spannung σ_1 der ersten Ebene untersucht. Beispielhaft wird dies für den Fall - beidseitige Druckspannung - in Abb. 25,b dargestellt. Sämtliche Versuchsparameter und -ergebnisse sind in Tab. 6 aufgelistet und in der Abb. 25,a grafisch dargestellt.

Tab. 6: Übersicht aller ATENA - Biaxialversuche aus Abb. 25,a

σ_1 , Druck - σ_2 , Druck		σ_1 , Druck - σ_2 , Zug		σ_1 , Zug - σ_2 , Druck		σ_1 , Zug - σ_2 , Zug	
σ_1/f_c	σ_2/f_c	σ_1/f_c	σ_2/f_c	σ_1/f_c	σ_2/f_c	σ_1/f_c	σ_2/f_c
-1.062	-0.075	-0.694	0.0763	0.0762	-0.0750	0.07620	0.00763
-1.137	-0.220	-0.701	0.0750	0.0760	-0.2200	0.07620	0.03816
-1.230	-0.520	-0.816	0.0500	0.0760	-0.5200	0.07620	0.03816
-1.234	-0.800	-0.917	0.0250	0.0760	-0.6579	0.07620	0.07632
-1.163	-1.000			0.0532	-0.8000		
-1.091	-1.091			0.0302	-0.8947		
				0.0155	-0.9500		
				0.0000	-1.0000		

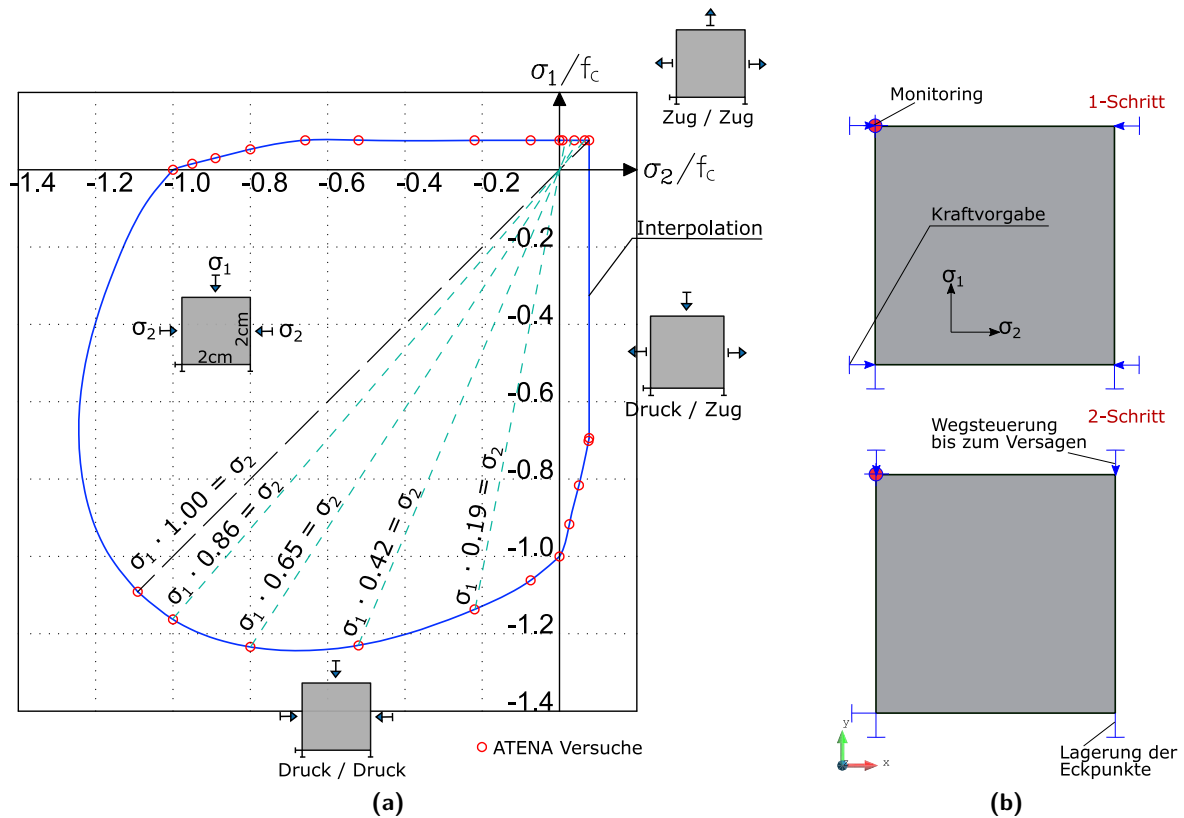


Abb. 25: (a) Auswertung der Biaxial-ATENA-Versuche - (b) Modellierung der Versuche (beispielhaft für Druck/Druck dargestellt)

Dabei kann die Druckfestigkeit, bei einer seitlichen Druckspannung, bis zu 23% gesteigert werden. Durch eine seitliche Zugspannung nimmt die Druckfestigkeit jedoch gravierend ab. Diese Abnahme kann bis zu 31% sein. Ebenfalls ist ersichtlich, dass bei einer zweiaxialen Zugspannung die Zugfestigkeit nicht abnimmt.

Da die Träger als Vereinfachung mit Schalenelementen realisiert werden, treten in der dritten Trägerrichtung keine Spannungen auf. Deshalb wird in dieser Arbeit das dreiaxiale Tragverhalten nicht erläutert.

4.2 Nichtlineare Lösungsverfahren

Wenn die Steifigkeit einer Struktur von ihrem Verformungszustand abhängig ist, liegt ein nichtlineares Tragverhalten vor. Somit ist die Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} von der Lösung \mathbf{u} abhängig.

$$\mathbf{K}(\mathbf{u}) \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \tag{21}$$

Bei den Simulationen in dieser Arbeit tritt durch das nichtlineare Betonmaterial ein nichtlineares Gleichungssystem, welches iterativ gelöst werden muss, auf. Im FE-Programm ATENA stehen hierfür zwei Lösungsverfahren zur Verfügung. Diese sind das Newton-Raphson-Verfahren und das Bogenlängenverfahren (Arc-length-Method). Diese werden in weiterer Folge beschrieben.

4.2.1 Newton-Raphson-Verfahren

Das wohl bekannteste Verfahren in Finite Elemente Berechnungen ist das Newton-Raphson-Verfahren. Hierbei wird die Last durch ein Lastinkrement auf ein bestimmtes Niveau erhöht. Danach wird mit Hilfe einer tangentialen Steifigkeitsmatrix K^T ein Verschiebungsinkrement erzeugt. Jedoch stimmen aufgrund der Nichtlinearität die inneren mit den äußeren Kräften nicht überein. Es entsteht eine Restkraft, auch Residuum genannt (siehe Abb. 26). Ausgehend von der neuen Lage wird eine neue tangentiale Steifigkeitsmatrix K^T aufgestellt und der Vorgang wiederholt. Das wird solange wiederholt bis die Gl.(22) erfüllt bzw. die Differenz zwischen inneren und äußeren Kräften (Residuum) klein genug ist. Das wird durch die Konvergenzkriterien festgelegt.[7, 30]

Gleichgewicht (nichtlin. Gleichungssystem):

$$G(u) = I - P = 0 \quad (22)$$

mit:

- u ... Verschiebungsvektor
- I ... Vektor der inneren Kräfte
- P ... Vektor der äusseren Kräfte

Der hierbei auftretende iterative Vorgang wird durch die schematische Darstellung in Abb. 26 verdeutlicht. Zusätzlich gibt es die Möglichkeit ein modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren anzuwenden. Der Unterschied hierbei ist, dass die Tangentenmatrix nicht bei jedem Iterationsschritt, sondern nur zu Beginn neu aufgestellt wird. Trotz höherer Iterationsschritte kann die Rechenzeit dadurch gravierend verringert werden. Allerdings hat es den Nachteil, dass durch die Linearität des Systems die Konvergenz langsamer angenähert wird (siehe Abb. 26,b). Es wird daher meist bei schwächeren Nichtlinearitäten angewendet.[7, 30]

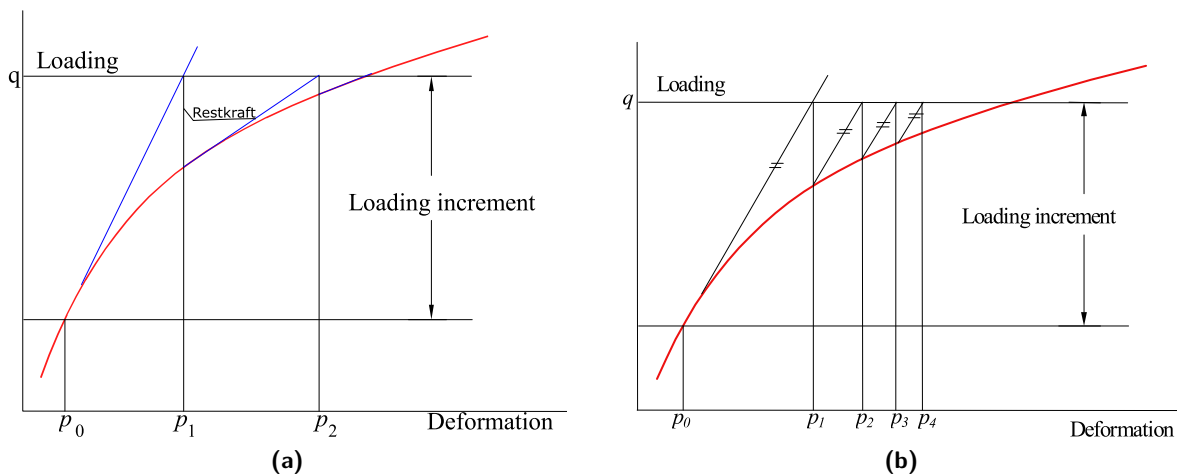


Abb. 26: (a) Newton-Raphson-Verfahren - (b) Modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren aus [7]

Die gesamte aufzubringende Last muss in mehreren Lastschritten unterteilt werden. Die Größe der einzelnen Lastschritte wird so gewählt, dass die Konvergenz möglich ist. Wann die Konvergenz versagt hängt von der Steuerung der Berechnung ab. Bei einer Kraftsteuerung nimmt die Last monoton zu, wodurch keine negative Tangentenmatrix aufgestellt werden kann. Das hat zur Folge, dass Extremstellen nicht überbrückt bzw. falsch überbrückt werden. Für die Beschreibung eines Sprengwerkes oder des Nachtragverhaltens kann jedoch darauf nicht

verzichtet werden. Daher kann auf eine Wegsteuerung zurückgegriffen werden. Hierbei wird die Verformung vorgegeben und daraus die Belastung berechnet. Durch diese Methode kann auch eine negative Tangentenmatrix aufgestellt und damit Lastabnahmen berechnet werden. Womit auch die Abbildung eines Sprengwerks oder Nachtragverhaltens der Balken realisiert werden kann. Zusätzlich ist eine Wegsteuerung im Allgemeinen stabiler und konvergiert besser als jene Berechnung mit einer Kraftsteuerung. Aber auch diese Methode hat zwei für das Bauwesen relevante Nachteile. Die Verformung nimmt stetig zu und dadurch kann eine Abnahme der Verformung nicht realisiert werden. Der Zweite und auch größere Nachteil einer Wegsteuerung ist, dass sie auf Einzellasten beschränkt sind. Veranschaulicht werden beide Versagensstellen der Newton-Raphson-Verfahren (Weg- oder Kraftsteuerung) in der schematischen Darstellung Abb. 27. [7, 30]

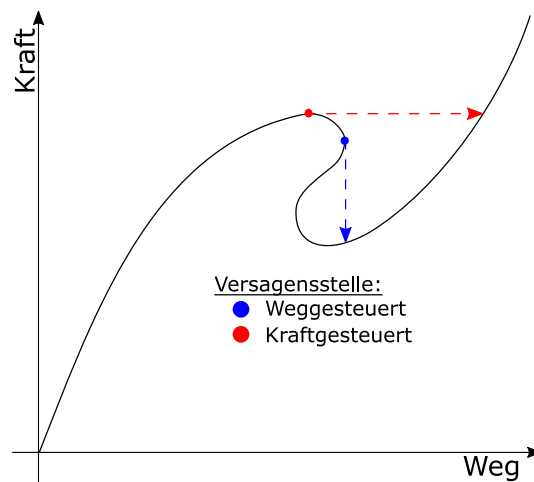


Abb. 27: Versagensstelle der Weg- und Kraftsteuerung Verfahren

4.2.2 Bogenlängen-Verfahren

Das Bogenlängen-Verfahren (Arc-length-Method) ist eine Art Kurvenverfolgungsverfahren. Im Gegensatz zum Newton-Raphson-Verfahren wird die Berechnung nicht durch ein Last- oder Weginkrement, sondern durch eine Kombination der beiden gesteuert. In Abb. 28 ist die schematische Darstellung abgebildet. Ermöglicht wird das durch den zusätzlich verwendeten Lastfaktor λ , welcher auch negative Werte annehmen kann. Dadurch kann die Last-Verformungs-Kurve in Abb. 27 komplett abgefahren werden. Die hierfür zu lösenden Gleichungen lauten wie folgt:

- Gleichgewicht (nichtlin. Gleichungssystem):

$$G(u, \lambda) = I - \lambda P = 0 \quad (23)$$

- Nebenbedingung:

$$f(u, \lambda) = 0 \quad (24)$$

mit:

- u ... Verschiebungsvektor
- I ... Vektor der inneren Kräfte
- P ... Vektor der äusseren Kräfte
- λ ... Lastparameter

Um die Arc-length-Methode zu lösen wird eine Begrenzungsfläche benötigt. Hierfür gibt es in ATENA mehrere Möglichkeiten: Crisfield, Normal update, Consistently linearised oder Explicit Orthogonal (für nähere Informationen siehe ATENA Theory [7]). In Abb. 28 wird die Standardeinstellung der Begrenzung durch eine Bogenlänge dargestellt. Hier wird die Last um ein Lastinkrement erhöht, danach wird die Last und die Verschiebung entlang eines Lösungspfades (in Abb. 28 ein Bogen) verändert, bis ein Gleichgewicht erreicht wird. Der Anwender steuert somit nicht die einzelnen Lastschritte, sondern die Größe eines Bogenradius, aus welchem sich die Lastschrittgröße indirekt ergibt. [7, 30].

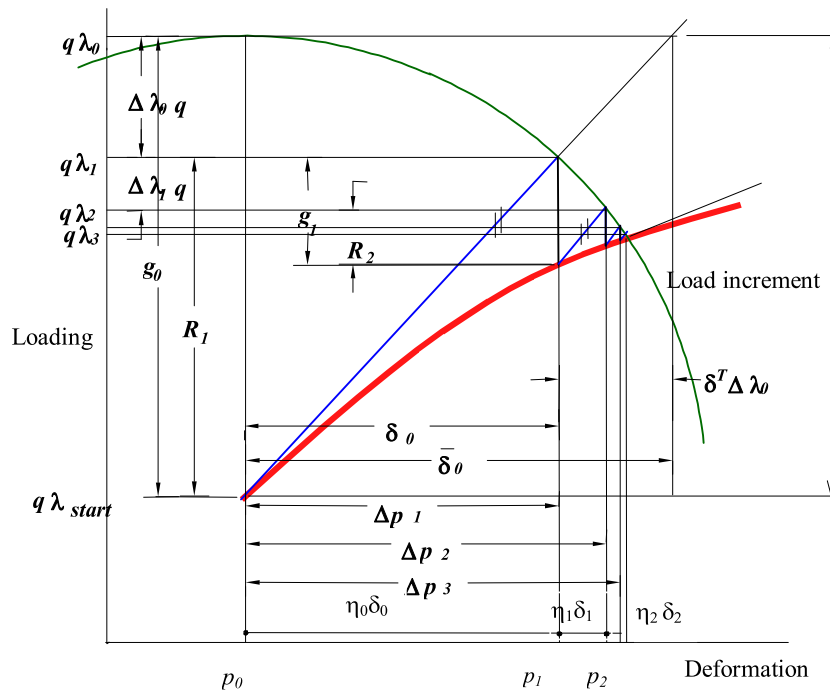


Abb. 28: Bogenlängenverfahren [7]

In dieser Arbeit werden Balken unter einer Gleichlast berechnet. Dadurch scheidet das weggesteuerte Newton-Rapshon-Verfahren aus. Zusätzlich zu der Traglast der Balken soll auch eine mögliche Ausbildung eines Sprengwerkes überprüft werden. Wodurch auch das kraftgesteuerte Newton-Rapshon-Verfahren unbrauchbar wird. Somit ist in ATENA für die gestellten Anforderungen an die nichtlineare Simulation nur die Berechnung durch ein Bogenlängenverfahren möglich. Aufgrund dessen werden sämtliche Tragverhalten der Balken in dieser Arbeit iterativ durch das Bogenlängenverfahren untersucht.

4.3 Einfluss der Netzfeinheit

Bei einer FE-Simulation werden Bauteile durch ein Netz in Finite-Elemente unterteilt. Dabei spielt die Netzfeinheit bzw. Elementgröße eine große Rolle. Im Allgemeinen gilt je feiner das Netz, desto genauere Ergebnisse werden durch die Simulation erzielt. Jedoch nimmt die Rechenzeit und die Datengröße mit zunehmender Feinheit gravierend zu. Die richtige Wahl der Elementgröße gibt es nicht, diese ist je nach Modell unterschiedlich, weshalb die Wahl der Netzgröße auf Erfahrungswerte von ähnlichen numerischen Modellen basieren sollte. Ebenfalls wichtig zu erwähnen ist, dass die Elementform einen Einfluss auf die Berechnung hat.

Aufgrund der rechteckigen Balkengeometrie bietet sich ein gleichmäßiges Netz mit Quad-Elementen am besten an. Dies hat den Vorteil, dass die Berechnung stabiler und die Ergebnisse leichter zu interpretieren sind. Um den Einfluss der Elementgröße zu ermitteln wird der Referenzträger SV24 ($b/h = 19/45\text{cm}$ siehe Abb. 29,b) mit unterschiedlichen Netzfeinheiten simuliert. Die Ergebnisse dieser Netzstudie sind in der Abb. 29,a dargestellt. Desweiteren ist in Abb. 29,c,d ein Netz mit der Elementgröße $3.5\text{cm} \times 3.5\text{cm}$ und $5\text{cm} \times 5\text{cm}$ dargestellt. Es ist ersichtlich, wie sich die Elementanzahl erhöht und damit verbunden auch eine höhere Rechenzeit und Speicherkapazität benötigt wird. Bei einem 3.5×3.5 Netz entstehen für den Referenzträger 1300 Quad-Elemente (4-nodes CCIsoQuad elements, siehe Abb. 17). Für ein größeres 5×5 Netz, verringert sich die Elementanzahl auf 630.

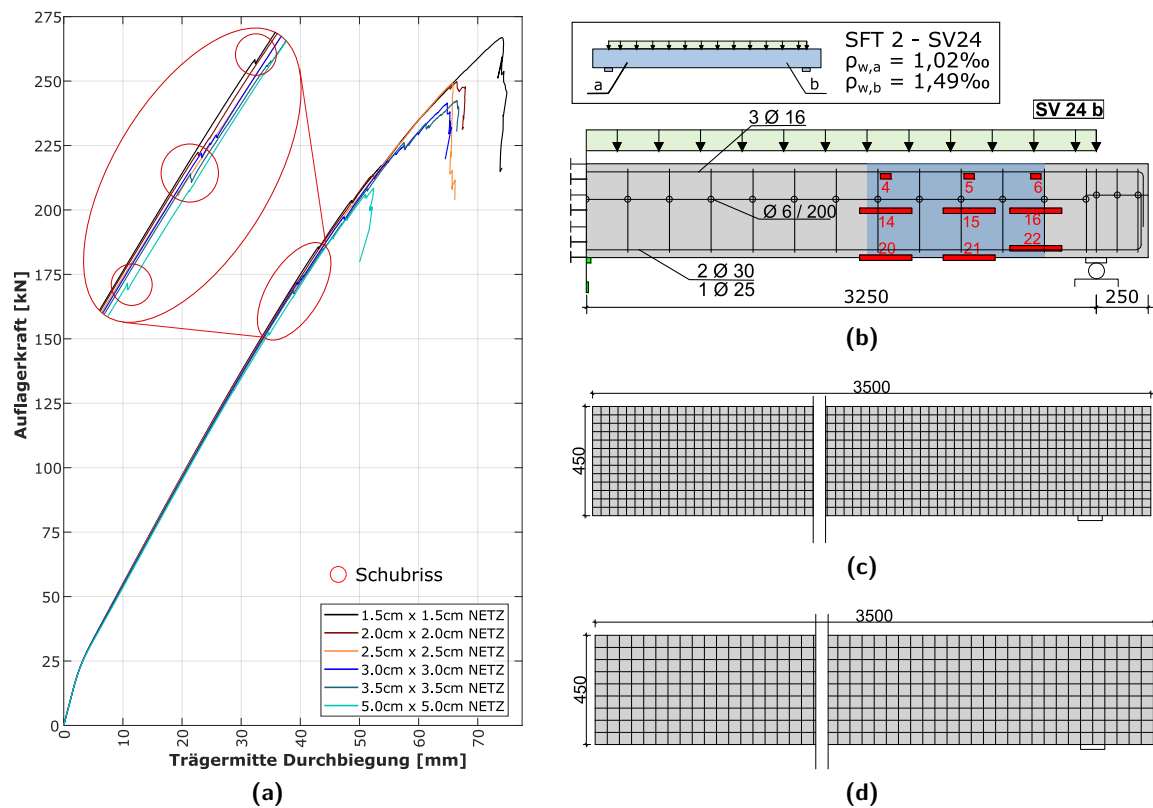


Abb. 29: a) Auswertung der Netzstudie - b) Referenzträger SV24b - c) $3.5 \times 3.5\text{cm}$ Netz - d) $5.0 \times 5.0\text{cm}$ Netz

In Abb. 29,a ist erkenntlich, dass die Netzgröße einen großen Einfluss auf die Traglast der Balken hat. Die unterschiedlichen Ergebnisse sind laut Cervenka[6] auf die abweichenden Risspfade, welche das Resultat der Lokalisierung der Dehnungen sind, zurückzuführen. Weiters ist zu beachten, dass bei kleinen Rissbreiten mehr Kraft über ein Element übertragbar ist. Dadurch wird bei zu kleinen Elementgrößen die Kraft welche über die Risse übertragbar ist und somit auch die Tragfähigkeit der Balken unrealistisch hoch. So bildet sich der kritische Schubriss beispielsweise bei einer Netzfeinheit von 1.5×1.5 zu einem späten Zeitpunkt. Dies ist jedoch nicht realistisch. Desweiteren unterscheiden sich die Stelle und Form des Schubrisses, dies ist in der Abb. 30 ersichtlich.

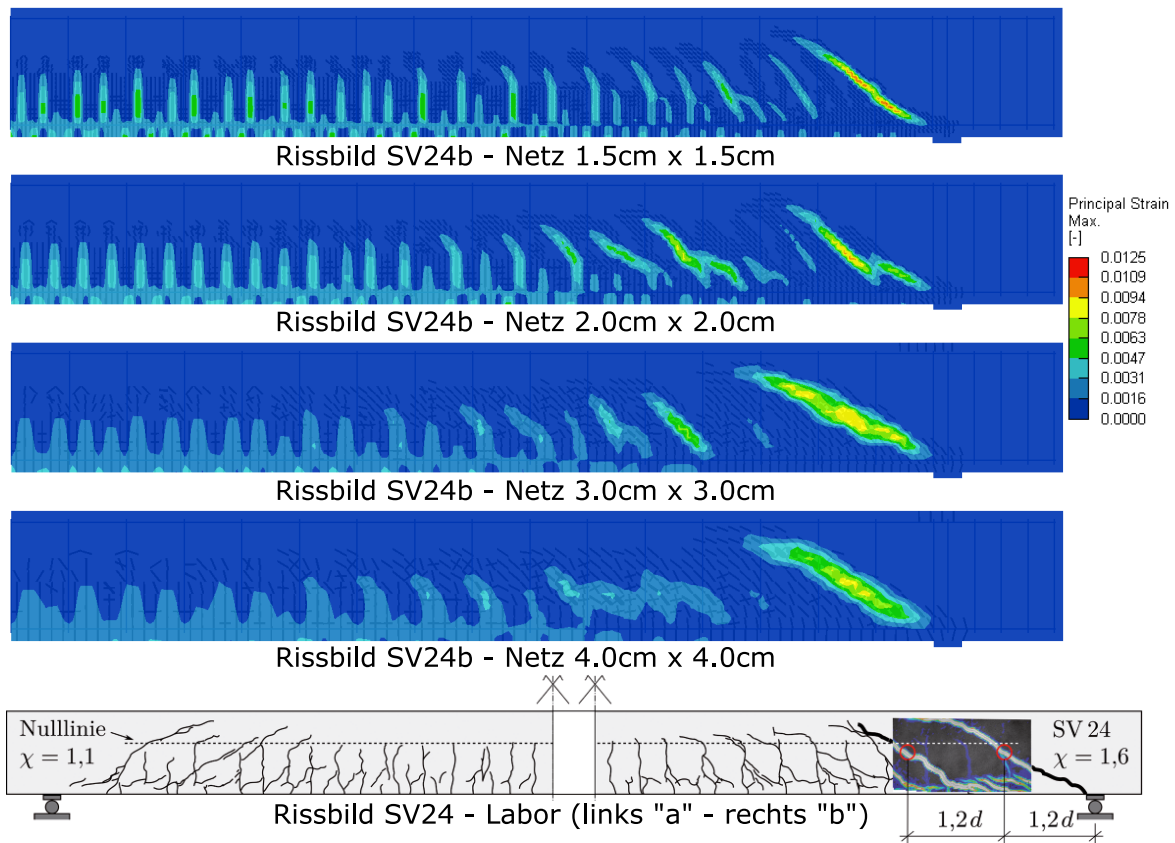


Abb. 30: Vergleich der ATENA-Rissbilder bei einer Last von 200kN

Beim Vergleich der Laborergebnisse aus [24] mit den Simulationsergebnissen aus ATENA, stellt sich heraus, dass ein 2x2 Netz die besten Ergebnisse mit einer optimalen Rechenzeit für die zu untersuchenden Balken liefert. Mit einer Abweichung von $\approx 4\%$ wird die Traglast sehr gut vorhergesagt. Aus Abb. 30 ist ebenfalls ersichtlich, dass das Rissbild mit einem 2x2 Netz die beste Übereinstimmung des Laborbalken-Rissbilds liefert. In ATENA-Example Manual[8] werden für Balken (Beam) ebenfalls Elementgrößen zwischen 2 bis 3cm empfohlen. Zusätzlich wird darauf hingewiesen, dass Elementgrößenverhältnisse (Höhe/Breite) von über 2 vermieden werden sollen. Daher werden sämtliche Träger dieser Arbeit in weiterer Folge mit einem 2x2 Netz modelliert.

4.4 Einfluss der Bruchenergie

Um den Einfluss aus der Bruchenergie auf die Schubtragfähigkeit der Balken zu untersuchen, werden in ATENA Simulationen durchgeführt. Bei den Simulationen handelt es sich um den Referenzbalken SV24 (siehe Abb. 29,b), welcher mit vier unterschiedlichen Bruchenergien modelliert wird. Alle anderen Parameter werden aus Vergleichszwecken gleich gelassen.

Die verwendeten Bruchenergien G_f werden wie folgt ermittelt:

- Nach VOS 1983 (ATENA interne Formel aus [7])

$$G_f = 0,000025 \cdot f_t \cdot 10^5 = \underline{\underline{60,75 \text{ N/m}}} \quad (25)$$

mit:

$$f_t = 2,43 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Zugfestigkeit von SV-24}$$

- Nach Hordijk 1991 [14]

$$G_f = \frac{1}{5.14} \cdot f_t \cdot w_c = \underline{\underline{75,70 \text{ N/m}}} \quad (26)$$

mit:

$$f_t = 2,43 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Zugfestigkeit von SV-24}$$

$$w_c = 160 \mu\text{m} \quad \dots \quad \text{Rissöffnung bei der keine Kraft mehr übertragen werden kann, Empfehlungswert nach Hordijk [14]}$$

- Nach fib Model Code 90 aus [23]

$$G_f = G_{fo} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0,7} = \underline{\underline{76,38 \text{ N/m}}} \quad (27)$$

mit:

$$G_{fo} = 30 \text{ N/m} \quad \dots \quad \text{Basiswert der Bruchenergie nach Tab. 7}$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{mittlere Betondruckfestigkeit vom Träger SV-24}$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{Basiswert der Betondruckfestigkeit}$$

$$d_{max} = 16 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{Größtkorn vom Träger SV-24}$$

Tab. 7: Einfluss des Größtkornes auf den Basiswert der Bruchenergie

Größtkorn	d_{max}	[mm]	8	16	32
Basiswert der Bruchenergie	G_{fo}	[N/m]	25	30	58

- Nach fib Model Code 2010 [10]

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} = \underline{\underline{140,50 \text{ N/m}}} \quad (28)$$

mit:

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{mittlere Betondruckfestigkeit von SV-24}$$

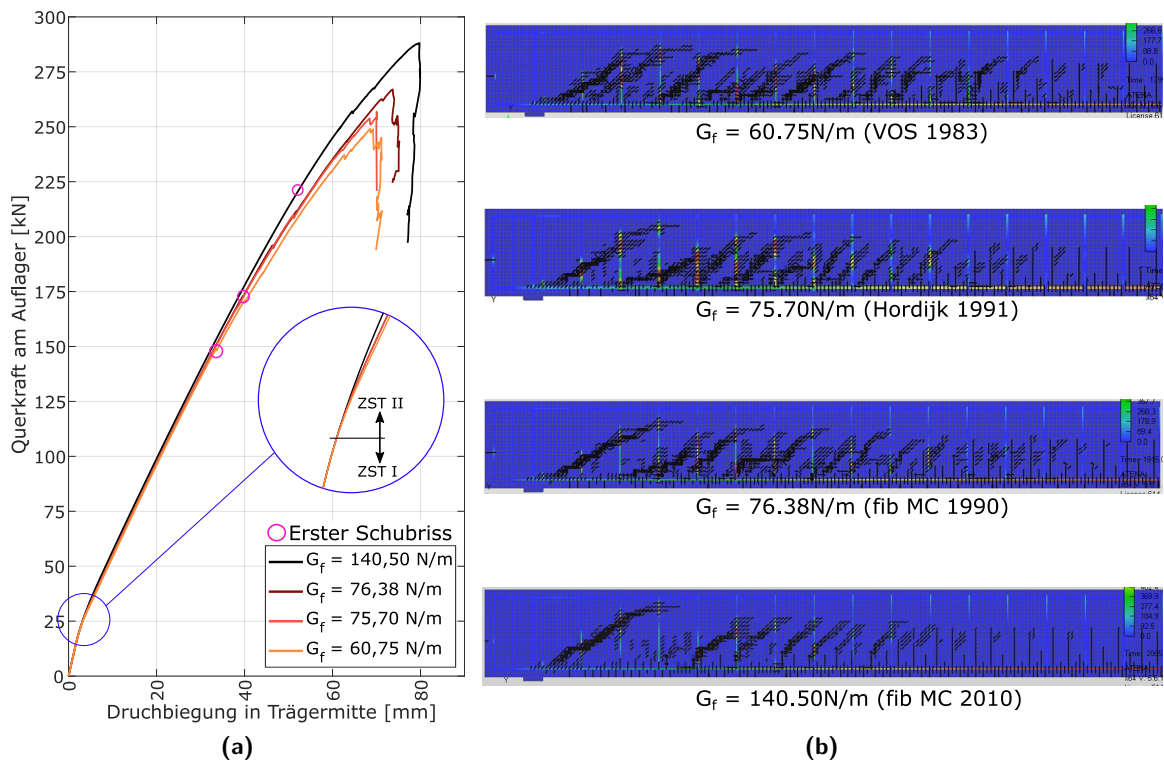


Abb. 31: (a) Last-Verformungskurven (b) Rissbilder der ATENA-Simulation

Die Bruchenergie entspricht der Fläche unter der Zugspannung-Rissöffnungsbeziehungs-Kurve (abfallender Ast der Zugarbeitslinie, siehe Abb. 18). Daher hat sie auch nur einen Einfluss auf den gerissenen Betonquerschnitt (ZST II). Bei gleichbleibender Zugfestigkeit hat die Erhöhung der Bruchenergie eine größere Rissöffnung bei der noch eine Lastübertragung möglich ist zufolge. Somit sollte der Zustand I sich nicht verändern, was auch in der Abb. 31,a ersichtlich ist. Kommt es zu Rissen, ist ein geringer Einfluss auf die Steifigkeit des gerissenen Querschnitts (ZST II) erkennbar. Zusätzlich kann aus den Lastkurven entnommen werden, dass höhere Bruchenergien zu höheren Schubtragfähigkeiten der Balken führen. Dieser Einfluss lässt sich mit dem Rissbild erklären. Sowohl der Entstehungszeitpunkt als auch die Biegeschubriss-Position der Simulationen unterscheiden sich. Der Hauptgrund hierfür ist, dass bei einer höheren Bruchenergie die Zugkraftübertragung über die Risse größer ist. Durch ein früheres Auftreten eines Schubrisses verliert das Gesamtsystem an Stabilität und somit an Tragfähigkeit. Das wird in der Tab. 8 und Abb. 31,a ersichtlich.

Tab. 8: Auswertung der unterschiedlichen Bruchenergien für Träger SV-24

	VOS 1983	Hordijk 1991	fib MC 90	fib MC 2010
Bruchenergie G_f [N/m]	60,75	75,70	76,38	140,50
Erstschubrisslast [kN]	149	173	173	257
Höchsttraglast [kN]	249	254	267	288

Durch Vergleich der Rissbilder und Traglasten der ATENA Simulationen mit den Laboregebnissen stellt sich heraus, dass die Bruchenergie nach Hordijk [14] zu den besten Übereinstimmungen führt. Daher werden in weiterer Folge sämtliche Träger mit der Bruchenergie nach Hordijk simuliert.

4.5 Einfluss der Verbundeigenschaft

In ATENA kann die Bewehrung diskret oder verschmiert modelliert werden. In dieser Arbeit wurde die diskrete Methode mittels Fachwerkelementen gewählt. Des Weiteren kann das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton mit Hilfe von drei verschiedenen Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen abgebildet werden. Entweder durch einen perfekten Verbund zwischen Beton und Bewehrung (ohne Schlupf) oder durch eine Verbundspannung-Schlupf-Beziehung nach CEM-FIB Model Code 1990 oder nach Bigaj 1999 (siehe Abb. 32,b & c). Die Werte werden aus der Würfelfestigkeit, dem Bewehrungsumfang, des Bewehrungstyps und der Verbundqualität errechnet. Als Bewehrungstyp wurde eine gerippte Stahlbewehrung ausgewählt. Da die Balken unter Laborbedingungen erstellt wurden, kann man von einer guten Verbundqualität ausgehen.

Der Referenzbalken "SV-24b" (siehe Abb. 29,b) wird mit den zuvor genannten Verbundmodellen simuliert. Die Ergebnisse sind in der Abb. 32,a dargestellt. Die Ergebnisse zeigen nur geringen Einfluss. Dies ist vor allem der guten Verbundqualität, welche durch die Laborbedingungen vorausgesetzt werden kann, geschuldet. Da der Einfluss so gering ist, werden alle Träger dieser Arbeit in weiterer Folge mit einem perfekten Verbund (ohne Schlupf) modelliert. Dies hat den Vorteil, dass die Rechenzeiten verringert werden.

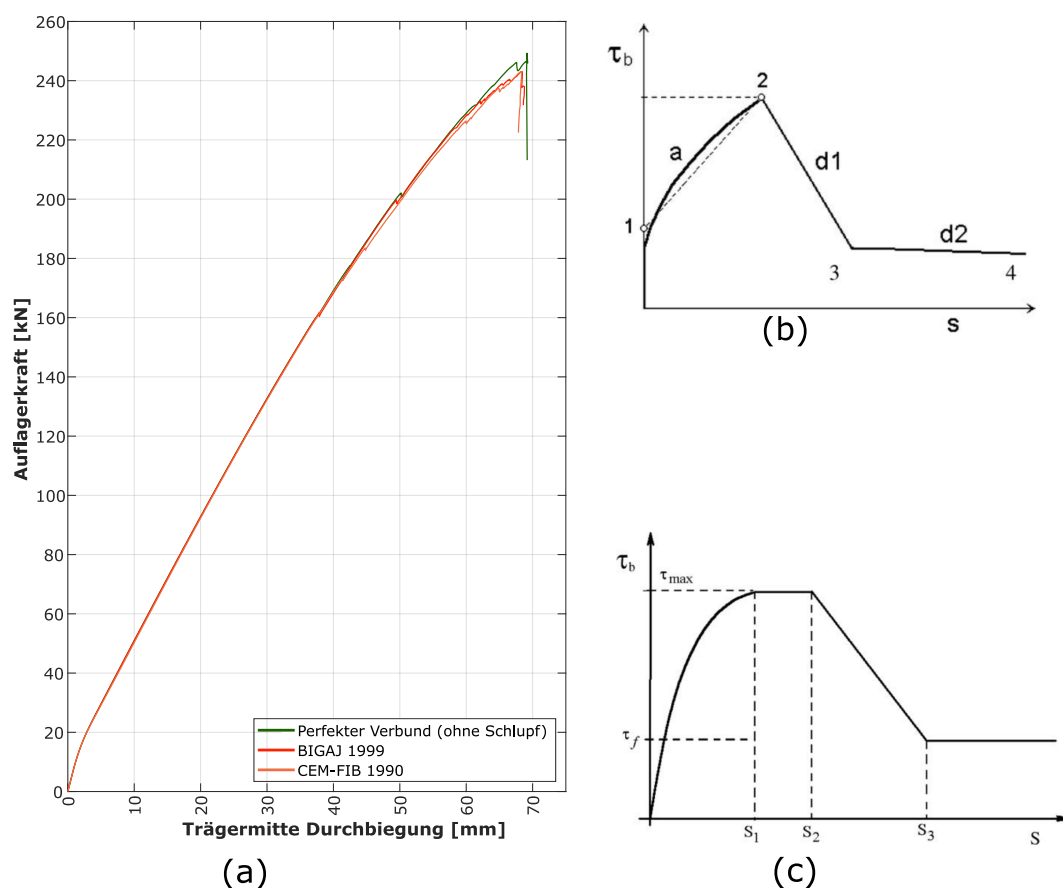


Abb. 32: (a) Auswertung der ATENA-Simulation ; Verbundspannung-Schlupf-Beziehung aus [5] (b) nach Bigaj 1999 (c) nach CEM-FIB Model Code 1990

4.6 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt folgt eine Zusammenstellung der Modellparameter, Materialparameter, Netzfeinheit und Lösungsverfahren, mit denen die ATENA-Modelle simuliert werden.

Die Auflagerplatte und der Betonquerschnitt werden mit Hilfe von Schalenelementen modelliert. Die Bewehrungen (Druck-, Zug- und Querkraftbewehrung) werden durch Fachwerkelemente realisiert. Weil kein Einfluss auf die Traglast und ein geringer Einfluss auf die Verformung erwartet wird, wurde durch eine im Labor extern angebrachte Schubverstärkung, die Tragfähigkeit von beiden Seiten der Balken (unterschiedlich querkraftbewehrt) untersucht. Selbiges wird in ATENA erwartet, weshalb die Balken zur Hälfte ($l_{stat}/2$) modelliert werden. Dadurch wird auch in ATENA die Untersuchung von beiden Seiten ermöglicht und zusätzlich wird die Rechenzeit und die Datenmenge der Simulation signifikant verringert. Eine Darstellung des ATENA Modells inklusive der Belastung, der Lagerung und des Monitoring Points kann in der Abb. 33 beobachtet werden.

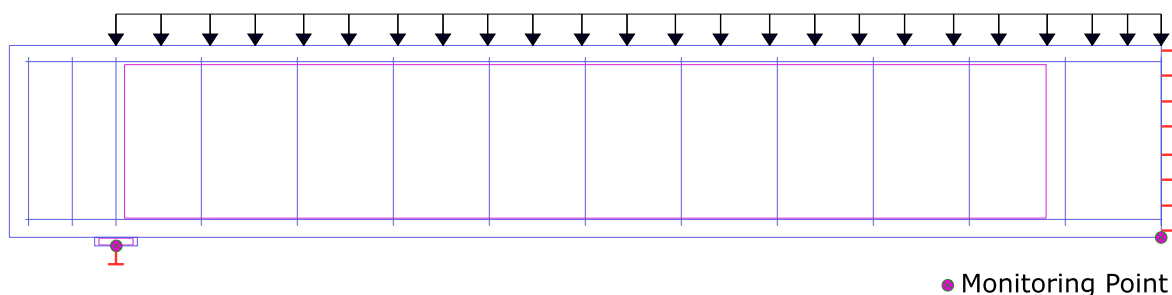


Abb. 33: Modelldarstellung SV 21a

Beim Material des Betonquerschnittes werden Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul und Bruchenergie (nach Hordijk [14]) manuell eingegeben. Alle restlichen Parameter werden von ATENA automatisch generiert (siehe Abschn. 4.1). Für die Stahlbewehrung werden Fließgrenze, Bruchfestigkeit und E-Modul manuell eingegeben. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton wird als perfekter Verbund angenommen (siehe Abschn. 4.5).

Aufgrund der Netzstudie in Abschn. 4.3 wurde ersichtlich, dass eine Netzfeinheit mit Elementgrößen von 2cm x 2cm am geeignetsten ist. In Abb. 34 wird ein Netz von 2 x 2 beispielhaft dargestellt.

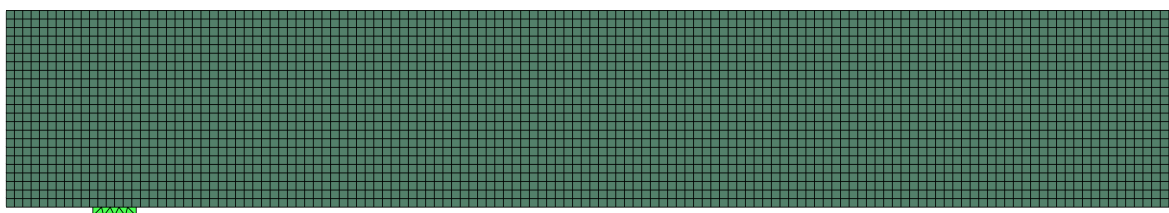


Abb. 34: Netzfeinheit SV 21a (2cm x 2cm)

Die Belastung wird in kleinen Intervallen schrittweise angebracht und bis zum Versagen des Trägers gesteigert. Die Gleichungen der nichtlinearen Simulationen werden hierbei mit dem Bogenlängenverfahren aus Abschn. 4.2.2 gelöst. Die anderen Lösungsverfahren kommen bei den gegebenen Randbedingungen (Gleichlast & Sprengwerkuntersuchung) nicht in Frage.

5 FE-Untersuchung - Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Gleichstreckenlast mit geringer Querkraftbewehrung

Im Abschn. 4 wurden die Parameter der FE-Simulation beobachtet und sinnvoll ausgewählt. Im folgenden Kapitel sind die in ATENA simulierten Balken dargestellt und ihre Ergebnisse ausgewertet.

Alle Stahlbetonbalken die simuliert und in diesem Kapitel dargestellt werden, sind in Tab. 4 bzw. im Abschn. 3.2 aufgelistet. Da bei einigen Balken (z.B. "SV 21.01 N10E" und "SV 21.02 N10E") nur geringfügige Unterschiede vorhanden sind, wurde für diese Balken nur eine FE-Simulation durchgeführt. Durch die im Labor angebrachte Schubverstärkung konnte die Traglast der stärker bewehrten Seite ebenfalls ermittelt werden. Somit wurden durch die zusätzliche Betrachtung von schwach und stärker bewehrter Seite eines Balkens, insgesamt 26 Balkenhälften ($l_{stat}/2$) im ATENA simuliert.

Mithilfe von Monitoring Points werden Traglast, Durchbiegung, Spannungen und Dehnungen aller Träger im ATENA ermittelt und in weiterer Folge den Laborergebnissen gegenübergestellt. Hierbei ist zu beachten, dass im Labor die Messungen nach Beanspruchung des Eigengewichts beginnen. Daher wird in ATENA der Eigengewichtslastfall ebenfalls abgezogen.

Sowohl die Simulationen, als auch die im Instituts-Labor durchgeführten Versuche, weisen alle ein ähnliches Verhalten auf. Zu Beginn steigt die Last-Verformungskurve linear mit der Steifigkeit des ungerissenen Betonquerschnitts (Zustand I) an. Nach dem Erreichen des Rissmoments (Zustand II) nimmt die Steifigkeit signifikant ab. Da alle Träger so konstruiert wurden, dass kein Biegeversagen eintritt, steigt die Last bis zum kritischen Schubriss annähernd linear weiter an. Tritt der kritische Schubriss ein, nimmt die Last schlagartig ab. Abhängig vom vorhandenen Rissbild, der Belastung und dem statischen System, tritt ein Schubversagen ein oder es kommt zu einer Systemumstellung in ein Sprengwerk. Bei einer Systemumstellung in ein Sprengwerk wäre nach dem Lastabfall eine erneute Laststeigerung möglich (siehe Abschn. 2.2).

In Abb. 35 wird beispielhaft ein Gesamtmodell der ATENA-Simulation dargestellt.

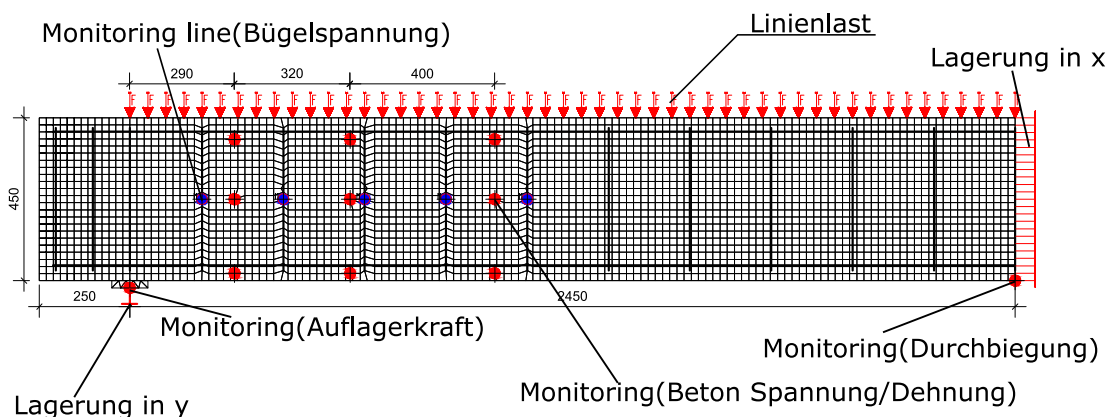
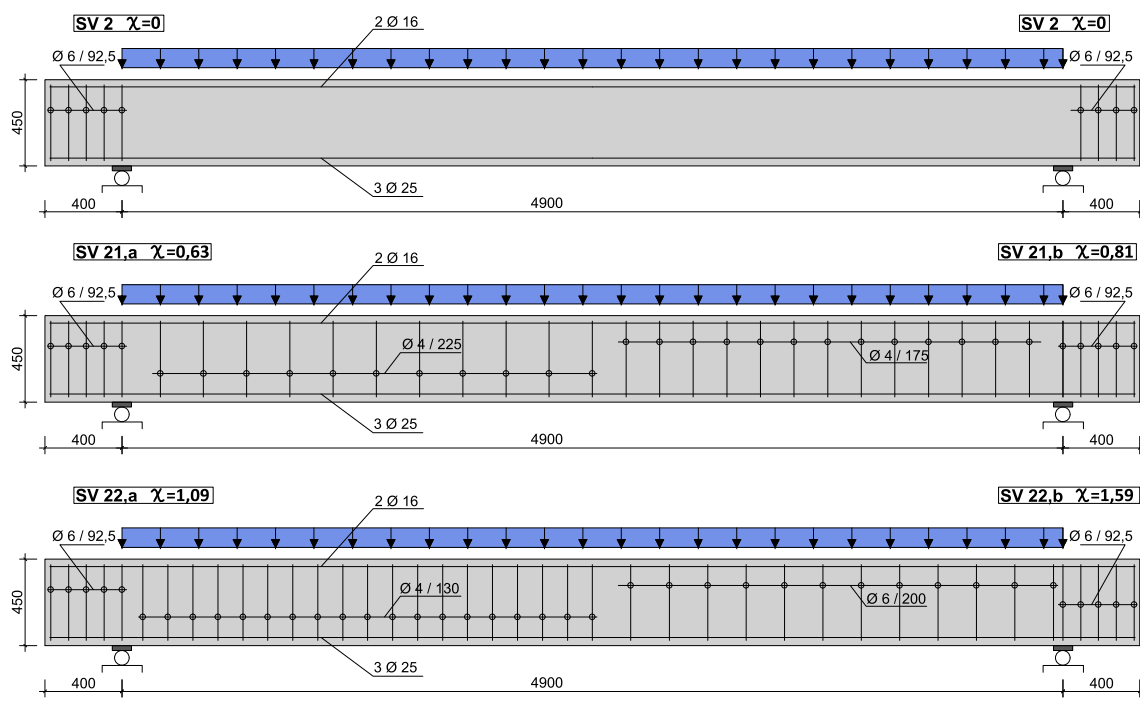


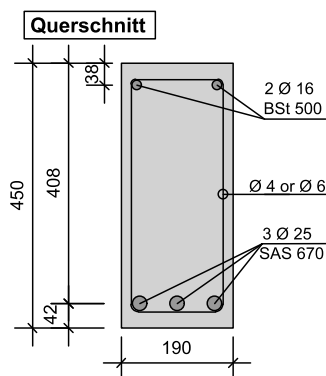
Abb. 35: FE-Modell SV21,a

5.1 Einfeldträger mit geringer Querkraftbewehrung

Wie bereits erwähnt, hat eine Querkraftbewehrung ($\chi < 1.0$) keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Jedoch konnte im Labor eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit auch bei Balken mit einem $\chi < 1.0$ beobachtet werden. Die Ergebnisse wurden im Abschn. 3.1 ausführlich erläutert. Um einen möglichen Einfluss in einer FE-Berechnung ebenfalls festzustellen, werden die Balken SV2, SV21xx und SV22xx (siehe Tab. 4) in einer nichtlinearen FE-Simulation untersucht. Die Träger SV2, SV21a/b und SV22a/b hatten im Labor leicht unterschiedliche Betongüten, Längsbewehrungsgrade und Querschnittsbreiten. Um mögliche Einflüsse aus diesen Unterschieden zu vermeiden und einen besseren Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen, wird ein einheitlicher Querschnitt für die FE-Simulation gewählt. Lediglich der relative Querkraftbewehrungsgrad $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$ wird variiert. Die verwendeten Querschnittsabmessungen und die Materialeigenschaften können aus der Abb. 36 entnommen werden.



(a) Längsschnitte der Balken



(b) Querschnitt

	SV2	SV21a	SV21b	SV22a	SV22b
f_{cm} [MPa]	38,2				
f_{ctm} [MPa]	2,43				
E_{cm} [MPa]	32730				
\varnothing_w / s_w	0	Ø4/225	Ø4/175	Ø4/130	Ø6/200
ρ_w [‰]	0	0,59	0,76	1,02	1,49
$\rho_{w,min}$ [‰]	0,936				
χ [-]	0	0,63	0,81	1,09	1,59

(c) Daten der Balken

Abb. 36: Pläne der FE-Simulation zum Einfluss einer geringen Schubbewehrung

Sämtliche Last-Verformungskurven der oben genannten Simulationen sind in der Abb. 37 dargestellt. Es ist eine klare Laststeigerung durch eine Querkraftbewehrung ersichtlich. Bereits bei einem sehr geringem rel. Querkraftbewehrungsgrad ($\chi = 0.63$) steigt die Tragfähigkeit drastisch. Mit zunehmender Querkraftbewehrungsmenge steigt auch die Querkrafttragfähigkeit. Alle Träger weisen bis zum Schubriss ($V_{FE,a} \approx 162\text{kN}$) das selbe Tragverhalten auf. Somit hat die Schubbewehrung keinen Einfluss auf die Entstehung des ersten Schubrisses. Nach dem Eintreten des kritischen Schubrisses wird die Zugzone von der Druckzone getrennt. Eine weitere Kraftübertragung kann nur durch eine vorhandene Bügelbewehrung (Biegetheorie) oder durch eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk ermöglicht werden.[31] Der Balken SV2 ist querkraftunbewehrt und eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk tritt ebenfalls nicht ein. Daher erreicht er nach der Ausbildung des kritischen Schubrisses seine maximale Querkrafttragfähigkeit von 161,4kN. Sämtliche andere Balken, welche mit einer Bügelbewehrung modelliert wurden, erfahren auch nach dem Schubriss eine weitere Traglaststeigerung. Abgesehen von ihrer maximalen Traglast, unterscheiden sie sich geringfügig in ihrer Steifigkeit nach dem Auftreten des ersten Schubrisses. Dies ist damit verbunden, dass sich die Rissbilder unterscheiden und der Erstschriss von unterschiedlich vielen Bügeln geschnitten wird. Je später der Erstschriss von einem Bügel abgefangen wird, desto weicher wird das System. Je nach Schubbewehrungsgrad lässt sich die Last bis zum Versagen der Bügel ($f_{um} = 740\text{MPa}$) erhöhen.

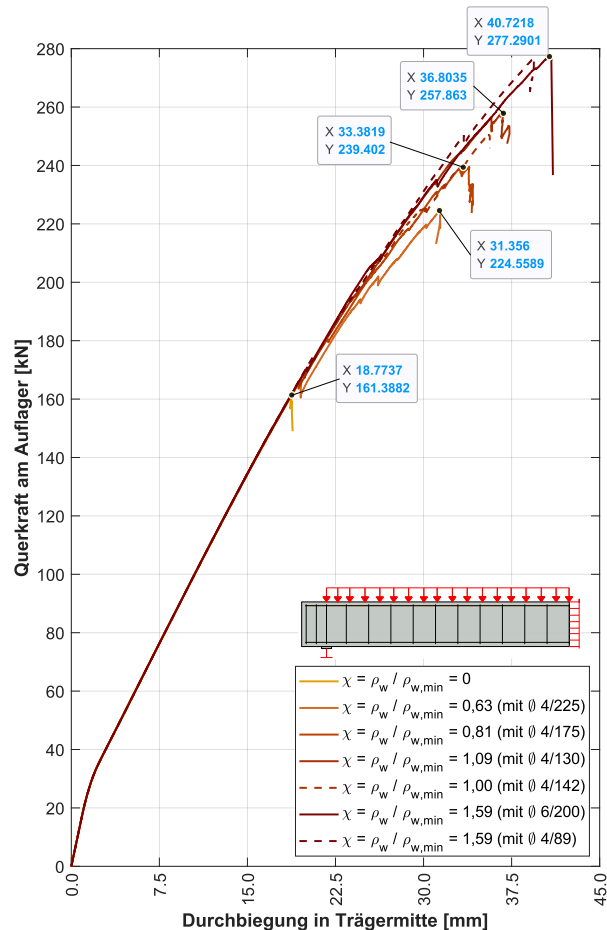


Abb. 37: Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich schubbewehrten Balken

Bei sämtlichen Trägern in den FE-Simulationen, welche in Abb. 37 dargestellt werden, trat bei einer Last von 160 - 170 kN ein Schubriss auf. Dennoch konnte die Last bei den Trägern

gesteigert werden. Auch bei den sehr gering bewehrten Trägern mit einem $\chi < 1.0$ konnte nach dem Schubriss die Last um $\approx 48\%$ gesteigert werden. Es wird eine lokale Systemumstellung in ein Sprengwerk vermutet. Was ein Sprengwerk ist und welchen Einfluss dieses auf ein Tragsystem hat, wurde in Abschn. 2.2 erläutert.

Um eine mögliche Systemumlagerung in ein Sprengwerk zu untersuchen, wird der Träger SV 21a ($\chi = 0,63$) detaillierter untersucht. Hierfür wurden die Dehnungen des Betons, die Spannungen der Bügel, die Spannung der Längsbewehrung, das Rissbild und die Rissöffnungsbeziehung des Balkens untersucht. In ATENA geschieht dies mit sogenannten Monitoring-Points. In Abb. 38 ist eine schematische Darstellung der Anordnung der Monitoring-Points/line, welche für den Balken SV 21a gewählt wurde, dargestellt.

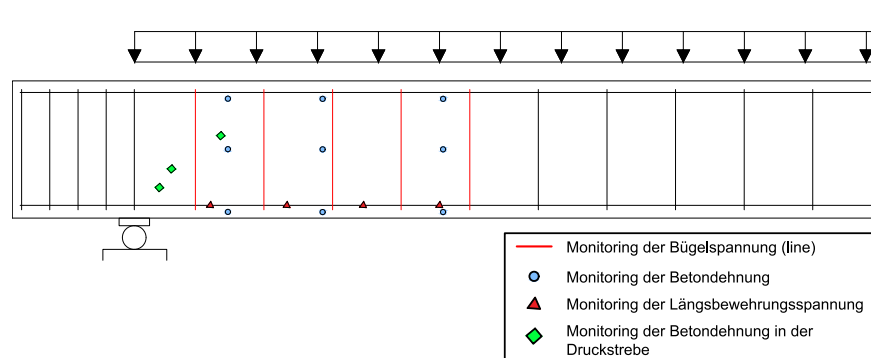


Abb. 38: Monitoringpoints/-line von SV21a in ATENA

Hauptnormaldruckspannung und Rissbild:

Zuerst werden die Hauptnormaldruckspannungen und das Rissbild kurz vor dem Schubriss und kurz vor dem Versagen des Trägers näher beobachtet.

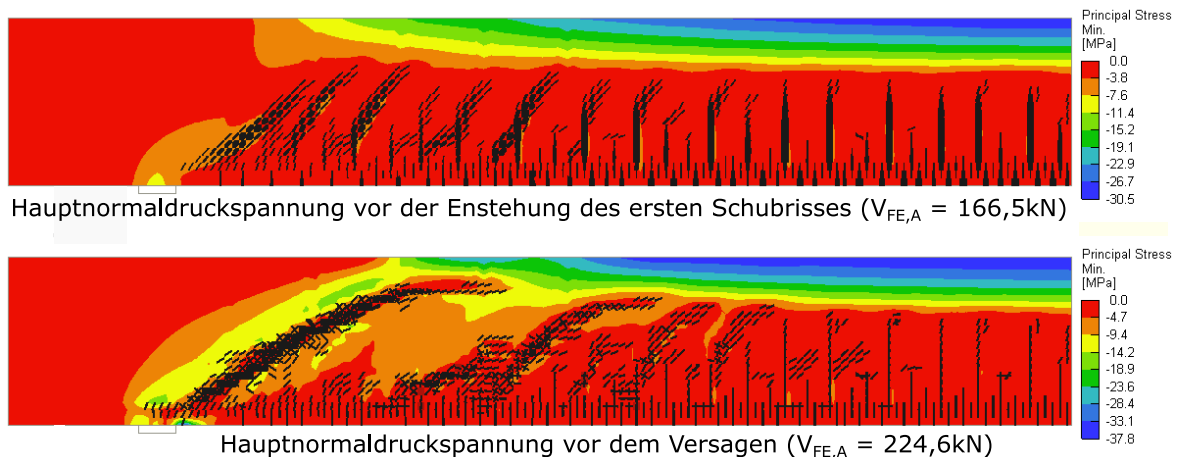


Abb. 39: Hauptnormaldruckspannungen von SV21a

In Abb. 39 ist bei einer Last von 166,5 kN der Übergang der Biegerisse in Schubrisse erkennbar. Nach diesem Lastschritt tritt ein Biegeschubriss auf. Da durch den zweiten Ast des Biegeschubrisses die Druckzone von der Zugzone entkoppelt wird, kann eine Kraftübertragung nach Biegetheorie nur durch die Hilfe von Querkraftbewehrung erfolgen. Jedoch wird der Träger mit einem $\rho_w/\rho_{w,min}$ von 0.63 nach den aktuell gültigen Bemessungsansätzen

als querkraftunbewehrt eingestuft. Somit sollte der Träger keine weitere Traglaststeigerung erfahren können. Dennoch lässt sich die Querkrafttragfähigkeit bis zu einer Last von 224.6kN steigern. Dies könnte mit einer Systemumlagerung in ein Sprengwerk erklärt werden. Anders ausgedrückt: Die Last wird durch eine Druckstrebe direkt ins Auflager eingeleitet. Im unteren Bild der Abb. 39 ist, bei den Hauptnormaldruckspannungen, eine Druckstrebe ins Auflager erkennbar. Dies ist ein Indiz für eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk. Um diese These zu bestätigen wird in weiterer Folge die Betondehnung im Schubriss-Bereich näher beobachtet.

Betondehnung und Rissbreite:

In Abb. 40 können die genauen Lagen der Dehnung-Monitoring-Points entnommen werden. Die Monitoring-Points im Schnitt A, B und C sind in der selben Lage wie im Labor. Dadurch können jeweils die Dehnungen an der Oberseite, Trägermitte und Trägerunterseite im Bereich des Schubrisses untersucht werden. Zusätzlich wurden in ATENA drei weitere Monitoring-Points im Bereich der Druckstrebe angesetzt. Dadurch können die Dehnungen im Bereich der Druckstrebe untersucht und in weiterer Folge damit auf eine mögliche Ausbildung einer Druckstrebe rückgeschlossen werden. Die maximale Rissbreite, bezogen auf den gesamten Balken und explizit im Schubriss, wurde ebenfalls gemessen.

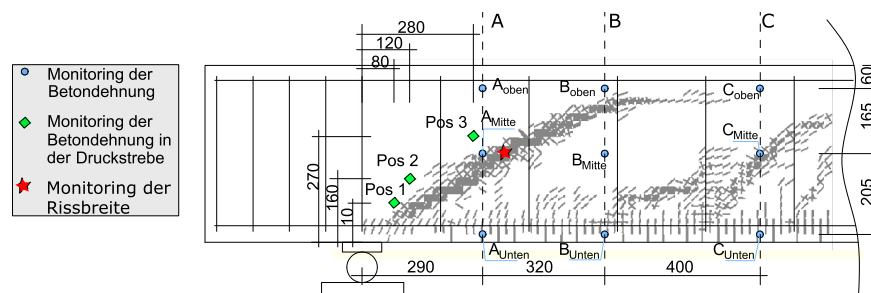


Abb. 40: Anordnung der Monitoring-Points (Betondehnung und Rissbreite) von SV21a

Bei der Rissöffnung-Kraft-Beziehung in Abb. 41, kann die Entstehung des Schubrisses sehr gut beobachtet werden. Dargestellt ist die Messung der maximalen Rissbreite bezogen auf den ganzen Träger und der Rissbreite explizit im Schubriss. Es ist erkennbar, dass das Rissbild bis zur Last von 145kN stabil ist. Danach tritt die Entstehung des Schubrisses plötzlich auf. Daher steigt die maximale Rissbreite plötzlich von 0.118mm (Biegeriss) auf 0.478mm (Schubriss) an. Danach nimmt die Rissbreite mit steigender Last stetig bis zur einer Breite von 1.9mm zu.

Für die Untersuchung eines möglichen Sprengwerks, sind die Monitorings-Points A+B+C-oben, POS 1, 2 und 3 am aussagekräftigsten. Sie liegen alle über dem kritischen Schubriss und somit im Bereich der Druckstrebe eines Sprengwerkes. Nach der Ausbildung des kritischen Schubrisses müsste die Kraft über diese Druckstrebe direkt ins Auflager eingeleitet werden. So ist im Punkt B-oben bis zur Ausbildung des Schubrisses (bei einer Last von ≈ 166 kN) eine lineare Zunahme der Dehnung erkennbar. Danach findet ein starker Rückgang der Dehnungen, welcher mit der Biegetheorie nicht beschreiben werden kann, statt. Nach dem Rückgang erfährt er eine überproportionale Zunahme der Druckdehnung. Grund hierfür ist, dass sich der Schubriss immer weiter in die Druckzone fortpflanzt und der Punkt B-oben relativ nach an der Schubrisspitze liegt. Bei den Pos 1, 2 und 3 sind ebenfalls starke Zunahmen der Druckdehnung nach der Ausbildung des Schubrisses erkennbar. Dieses Verhalten belegt die Entstehung einer Druckstrebe. Dies kann in Abb. 39 ebenfalls beobachtet werden. Die Dehnungen erfahren sogar einen Vorzeichenwechsel. Bei den Pos. 2 und 3 steigen die Zugdehnungen linear bis zur Last von ≈ 166 kN (=Ausbildung kritischer Schubriss) an, danach schlagen sie in Druckdehnungen

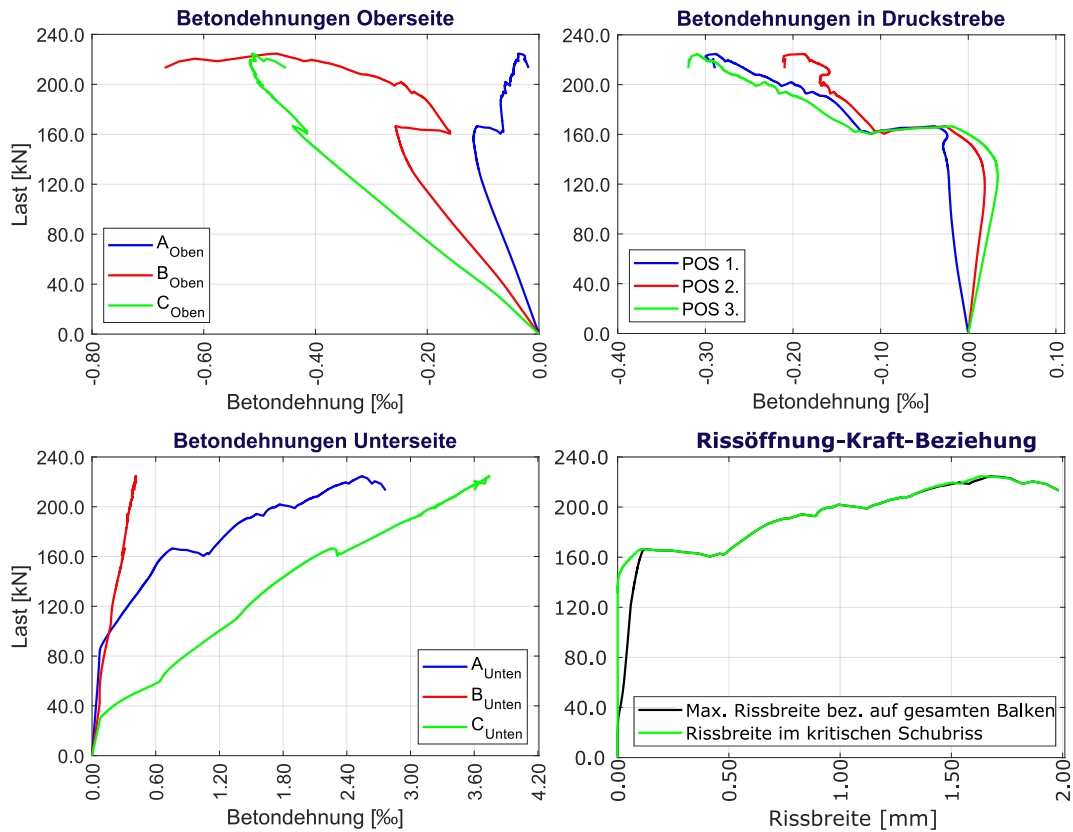


Abb. 41: Auswertung der Monitoring-Points (Betondehnung und Rissbreite) von SV21a

aus und nehmen alle annähernd gleichmäßig stark an Druckdehnungen zu. Der Punkt A-oben wird nach dem Schubriss entlastet. Grund hierfür ist, dass sie außerhalb der Druckstrebe liegt. Der Punkt C-oben, welcher stets im Druckbereich liegt, nimmt linear bis zum Versagen stets an Druckdehnungen zu. Sämtliche andere Monitoring-Points liegen außerhalb des Schubriss-Bereiches und zeigen somit keine Hinweise für eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk. Die Kenntnisse, welche aus Abb. 41 gewonnen werden konnten, sind weitere Hinweise auf eine lokale Systemumlagerung in ein Sprengwerk.

Stahlspannungen:

Als nächstes werden die Stahlspannungen näher beobachtet. Hierfür werden die Monitoring-Points/-lines, welche in Abb. 42 dargestellt sind, ausgewertet. Untersucht werden die Spannung der ersten fünf Bügelbewehrungen und die Spannung der Längsbewehrung (Zugbewehrung).

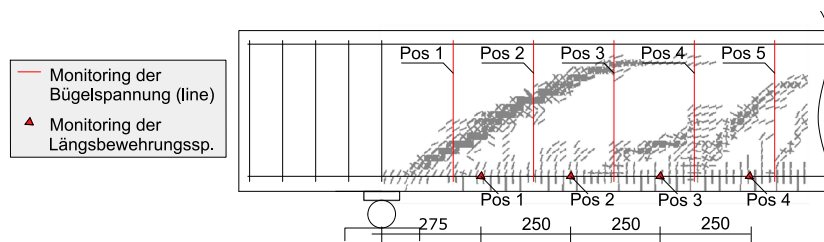


Abb. 42: Anordnung der Monitoring-Points/line für Stahlspannungen von SV21a

In Abb. 43,a sind die Spannungen der Bügelbewehrung dargestellt. Bei den Bügeln handelt es sich um Durchmesser 4 Bügel ($f_{ym} = 680\text{MPa}$, $f_{um} = 740\text{MPa}$). Die Bügelspannungen steigen bis zur einer Last von $\approx 130\text{kN}$ langsam linear an. Bei 130kN beginnen sich die Biegerisse an deren Riss Spitze in Richtung benachbarten Biegerissen abzdrehen. Der Übergang von Biegerissen zu Biegeschubrisen findet statt. Ab hier nehmen die Bügelspannungen mit einer höheren Steigung zu. Bei einer Last von $\approx 166\text{kN}$ haben sich die Biegeschubrisse komplett ausgebildet. Im Auflagerbereich entsteht ein kritischer Schubriss. Die Bügelspannungen der Position 1 und 2, welche vom Schubriss geschnitten werden, steigen plötzlich von 200MPa auf 684MPa sehr stark an. Ab einer Spannung von 680MPa beginnen die Bügel zu fließen, somit fließen die Bügel der Position 1 und 2 direkt nach der Ausbildung des Schubrisse. Wird die Last weiter gesteigert, nehmen die Spannungen der Bügel in Position 3, 4 und 5 ebenfalls stark zu, bis sie auch ins Fließen kommen. Bei einer Last von 195kN fließen auch die Bügel der Position 3 und 5. Der Schubriss pflanzt sich langsam weiter in die Druckzone des Balkens fort und zeitgleich bildet sich ein zweiter kleiner Schubriss aus. Der Bügel der Position 4 kommt bei einer Last von 200kN ins Fließen. Nach dem Fließen steigt die Spannung sämtlicher Bügel, mit einer ähnlichen Steigung, an. Trotz einem Fließen der Bügel erfährt der Balken eine weitere hohe Lastzunahme. Dies ist ein Zeichen für eine direkte Lasteinleitung ins Auflager. Bei der Last 200kN erreicht der Bügel 2 seine Bruchfestigkeit von 740MPa . Ab nun wird die Breite des Schubrisse von Bügel 1 und 3 begrenzt. Auch diese Bügel erreichen ihre Bruchfestigkeit von 740MPa bei einer Last von $224,6\text{kN}$. Somit sind alle Bügel die den Schubriss schneiden ausgefallen. Der Balken erreicht durch Bügelbruch seine maximale Querkrafttragfähigkeit.

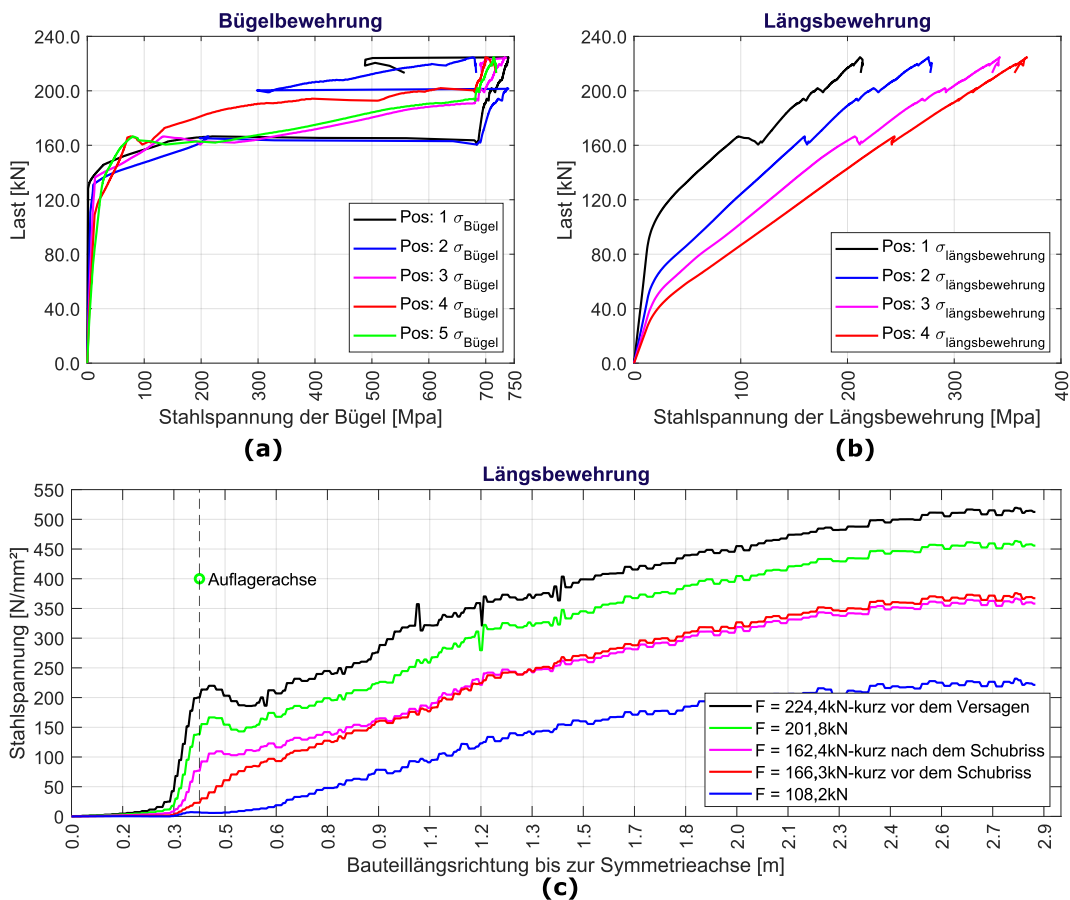


Abb. 43: Auswertung der (a)-Bügelspannung (b, c)-Längsbewehrungsspannung von SV21a

Die Abb. 43,b) zeigt die Stahlspannungen der Zugbewehrung an den Positionen 1, 2, 3 und 4

an (siehe Positionsplan in Abb. 42). Anfangs steigen die Stahlspannungen langsam an. Die ersten Biegerisse treten in Balkenmitte auf. Mit steigender Last bilden sich immer mehr Biegerisse in Richtung Auflager aus. Diese können in Abb. 39,a beobachtet werden. Nachdem der Balken gerissen ist, steigt die Stahlspannung stärker an. Da die Position 4 nicht weit von der Trägermitte entfernt ist, wird diese Stelle der Längsbewehrung früh von den Biegerissen geschnitten und erfährt somit die Spannungszunahme als Erstes. Der Beton im Bereich der Position 1 der Längsbewehrung kommt erst bei einer Last von $\approx 100\text{kN}$ in den Zustand II (gerissener Zustand). Daher erfährt die Längsbewehrung an dieser Position, im Vergleich zu den anderen Positionen, relativ spät eine Spannungszunahme. Bei einer Last von 166kN entsteht der kritische Schubriss im Balken. Position 1 ist direkt unterhalb des Schubrisses, daher erfährt die Längsbewehrung, trotz einer kurzen Lastabnahme im Balken, eine ruckartige Spannungszunahme. Diese plötzliche Zunahme ist mit der Biegetheorie nicht erklärbar, daher wird eine Systemumlagerung in ein Sprengwerk vermutet.

Diese Theorie wird auch durch Abb. 43,c gestützt. Dargestellt ist, bei verschiedenen Laststufen, die Stahlspannung in der Zugbewehrung über die halbe Trägerlänge. Bis zur einer Last von 166kN , vor der Ausbildung des kritischen Schubrisses, kann der Spannungsverlauf mit der Biegetheorie beschrieben werden. Nach dem kritischen Schubriss (pinke Kurve), kommt es zu einer plötzlichen Spannungszunahme im Auflagerbereich. Nach der Biegetheorie sollte die Stahlspannung im Auflagerbereich 0 sein. Aufgrund dieser Tatsache kann von einer teilweise direkten Lasteinleitung ins Auflager ausgegangen werden. Mit steigender Last nimmt die Stahlspannung in der Auflagerachse weiter zu. Allerdings ist der Spannungsverlauf unter dem Schubriss nicht konstant, daher kann nicht ausschließlich von einer Sprengwerk Wirkung ausgegangen werden. Viel eher findet eine kombinierte Lastabtragung durch Biegung und Sprengwerk statt.

Beim Balken SV2 ($\chi = 0$), welcher nach Ausbildung des Schubrisses versagte, konnte der Effekt der lokalen direkten Lasteinleitung nicht beobachtet werden. Die Balken SV2 und SV21a sind, abgesehen vom Querkraftbewehrungsgrad, identisch. Daher wird eine positive Wirkung der Bügel, für die Ausbildung einer direkten Lasteinleitung, vermutet.

Kraftübertragungsmechanismen im Biegeschubriss:

Eine sehr effektive Methode zum Verständnis der Kraftübertragung in einem Riss ist ein Freischnitt des Betonkörpers. Dargestellt wird ein solcher Freischnitt in Abb. 45,b. Die Abtragung der Kraft erfolgt durch viele Komponenten. Diese sind :

- V_{ag} : Rissreibung und Rissverzahnung zwischen Rissufer
- V_{cr} : Rissübergreifende Zugkräfte in der Rissprozesszone
- V_{cc} : Schubspannung in der ungerissenen Betondruckzone
- V_{da} : Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss
- V_{sw} : Anteil der Querkraftabtragung durch Querkraftbewehrung

Eine detaillierte Beschreibung der genannten Querkraftabtragungsmechanismen kann im Abschn. 2.3 entnommen werden. Diese werden zusätzlich schematisch in der Abb. 44 gesammelt dargestellt.

Um auch den Verlauf der Kraft entlang des Risses zu untersuchen, werden vier Freischnitte unternommen. Diese werden kurz vor dem Versagen des Balken gemacht. Die Untersuchung

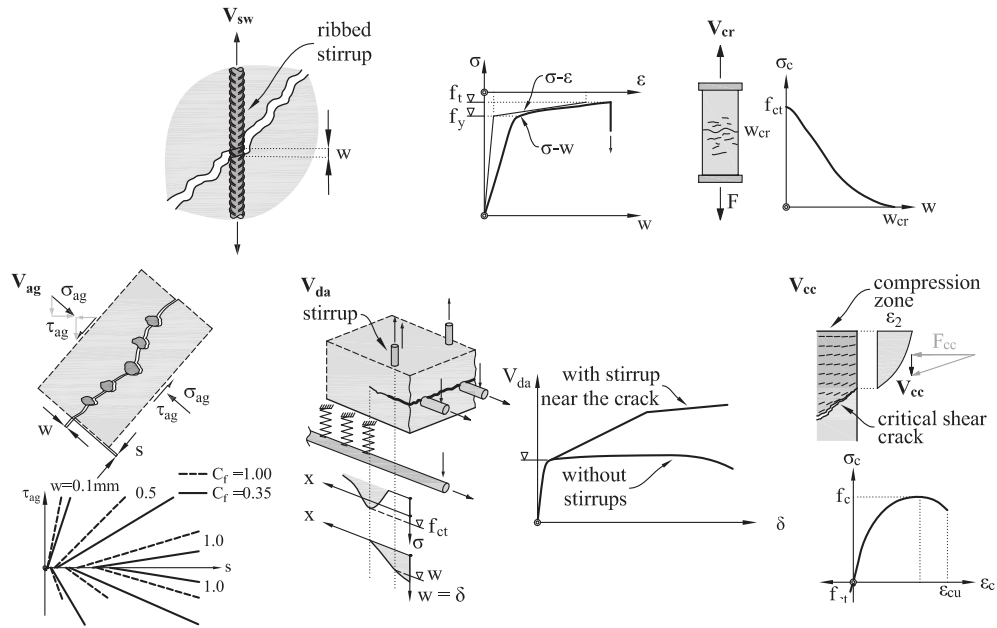


Abb. 44: Querkraftabtragungsmechanismen von Stahlbetonbalken [15]

wird bei einer Querkraft am Auflager von 223.9kN (Versagenslast 224.6kN) durchgeführt. Folglich ist V_{max} mit 223.9kN bekannt. Der Anteil der Linienlast ΔV_q , welche direkt ins Lager eingeleitet wird, kann durch V_{max} , l_{stat} und x_i ermittelt werden. Für die Ermittlung von V_{cc} werden die in ATENA ermittelten Schubspannungen in der ungerissenen Druckzone aufintegriert. Der Abtragungsanteil durch die Bügel V_{sw} wird durch die Bügelspannungen in ATENA ermittelt. Der Kraftanteil, welcher über die Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} übertragen wird, wird in ATENA nicht erfasst. Grund hierfür ist, dass der Betonquerschnitt mit Hilfe von Schalen-Elemente und die Bewehrung in ATENA als Stäbe modelliert werden. Somit besitzen sie nur eine Längssteifigkeit und keine Schubsteifigkeit. Durch die Gleichgewichtsgleichung $\Sigma F_V = 0$ können die restlichen Anteile aus V_{cr} & V_{ag} ermittelt werden.

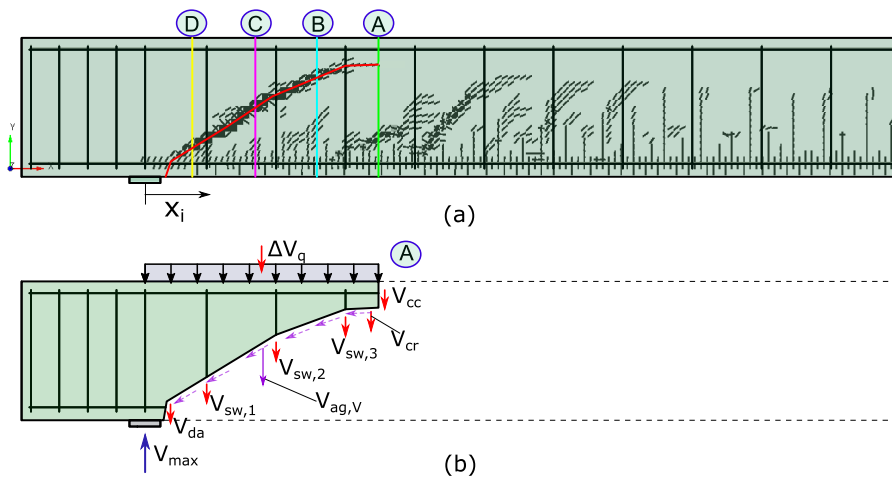


Abb. 45: (a) Positionen der Freischnitte (b) Freischnitt A von SV21a

In Abb. 46 wird das vertikale Gleichgewicht $\Sigma F_V = 0$ in den Schnitten A ÷ D ausgewertet. V_{Rest} steht hierbei für die restlich notwendige vertikale Kraft. Diese Kraft müsste mit Hilfe der Kornverzahnung und der Spannung in der Risspitze (Schnitt A) übertragen werden.

Dargestellt ist dieser Anteil in der Abb. 45,b mit violetten Pfeilen bzw. bezeichnet mit $V_{ag,V}$.

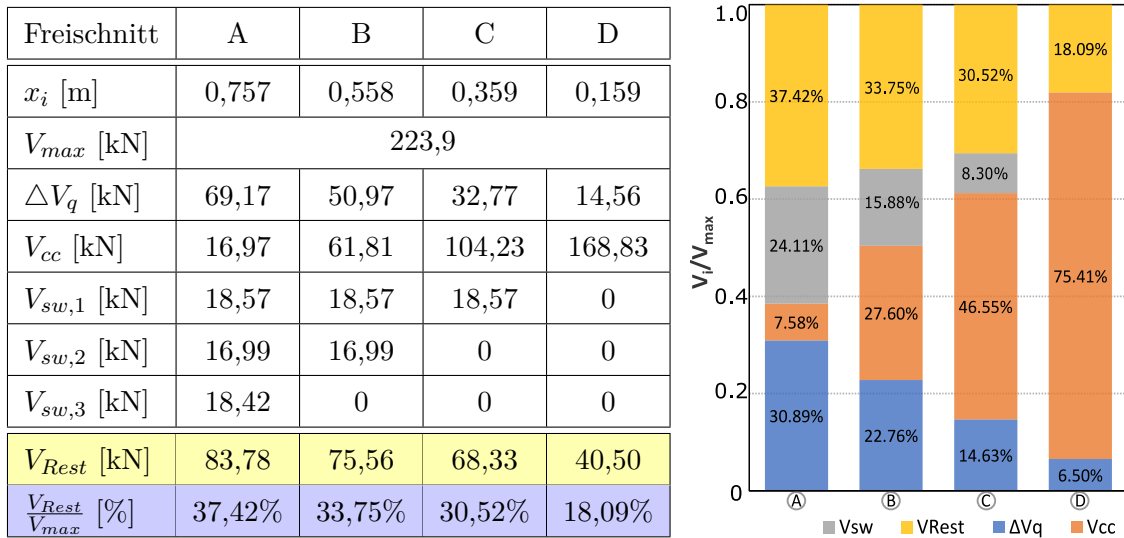


Abb. 46: Auswertung der Glg. $\Sigma F_V = 0$ für den Balken SV21a ($\chi = 0,63$)

Die Untersuchung ergibt realistische und zu erwartende prozentuale Anteile der Abtragungsmechanismen. Es ist erkennbar, dass im Schnitt A die Abtragung der Querkraft hauptsächlich durch die Bügel (3Ø4 Bügel) und die Kornverzahnung des Risses erfolgt. Da sich hier der Biegeschubriss bereits sehr tief in die Druckzone fortgepflanzt hat, ist die ungerissene Druckzone sehr gering. Damit verbunden ist natürlich auch ihre Fähigkeit der Querkraftabtragung sehr gering. Je kleiner x_i wird (Schnitt näher am Auflager), desto höher wird die ungerissene Druckzonenhöhe. Dadurch wird wie erwartet mehr Kraft über die ungerissene Druckzone abgetragen. Im Schnitt D ist beispielsweise erkennbar, dass die Abtragung hauptsächlich durch die ungerissene Druckzone erfolgt.

Der Balken SV21b, mit einem relativem Schubbewehrungsgrad von $\chi = 0,81$, ist geringfügig höher schubbewehrt als der Balken SV21a ($\chi = 0,63$). Für Vergleichszwecke, werden die Querkraftabtragungsanteile im Riss für den Balken SV21b ebenfalls ermittelt. Die Freischnittstellen und das Rissbild können aus Abb. 47 entnommen werden.

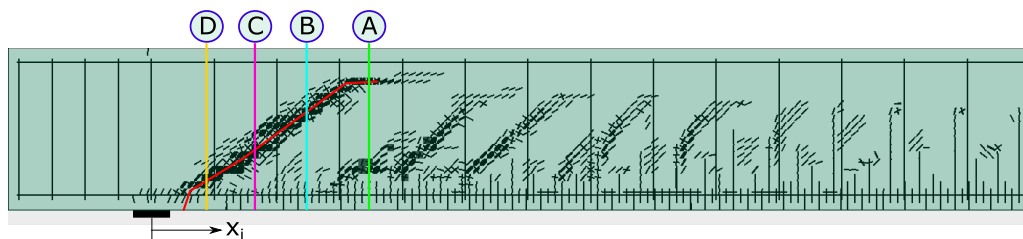


Abb. 47: Positionen der Freischnitte für SV21b

Die maximale Querkrafttragfähigkeit ist mit 240kN geringfügig höher als jene von SV21a ($V_{Rd} = 224.5kN$). Weiters ist, beim vergleichen der Rissbilder von SV21a und SV21b ersichtlich, dass beide Balken ähnliche Rissbilder aufweisen. Die Position und Neigung des Biegeschubrisses unterscheidet sich auch kaum, daher sollten die Ergebnisse sich ebenfalls nicht stark unterscheiden. In Abb. 47 werden sämtliche Größen, der aus ATENA ermittelten Abtragungsmechanismen für den Balken SV21b, aufgelistet.

Freischnitt	A	B	C	D
x_i [m]	0,637	0,438	0,279	0,159
V_{max} [kN]	239,0			
ΔV_q [kN]	62,18	42,74	27,2	15,54
V_{cc} [kN]	32,85	95,49	138,01	187,09
$V_{sw,1}$ [kN]	18,14	18,14	18,14	0
$V_{sw,2}$ [kN]	18,00	18,00	0	0
$V_{sw,3}$ [kN]	18,22	0	0	0
V_{Rest} [kN]	89,61	64,62	55,64	36,36
$\frac{V_{Rest}}{V_{max}}$ [%]	37,49%	27,04%	23,28%	15,21%

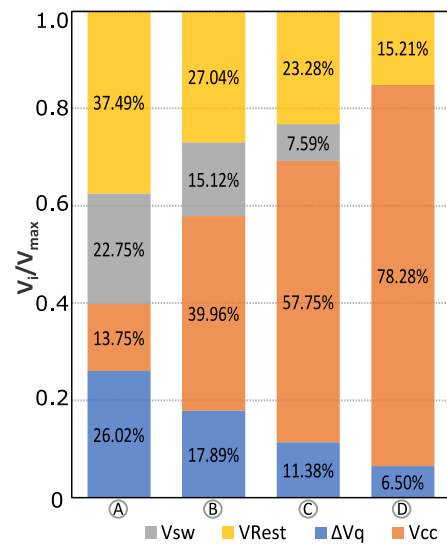


Abb. 48: Auswertung der Glg. $\Sigma F_V = 0$ für den Balken SV21b ($\chi = 0,81$)

Es ist ersichtlich, dass sich die Querkraftabtragungsanteile mit jene von SV21a sehr ähneln. Somit kann mit den gewonnen Erkenntnissen ausgesagt werden, dass die Kornverzahnung im Riss, mit einem Anteil von $\approx 38\%$, eine sehr wichtige Rolle für die Querkraftabtragung von gering querkraftbewehrten Bauteilen spielt.

5.1.1 Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Laborergebnissen

Wie in der FE-Simulation, konnte auch im Labor durch eine geringe Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit der Balken gesteigert werden. In diesem Abschnitt wird das Tragverhalten der Balken im Labor, mit jenem aus der FE-Simulation näher verglichen. Im Labor wurde das Tragverhalten durch den Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems in Kombination mit herkömmlicher Dehnungsmessungen, näher analysiert (siehe Abb. 49). [24]

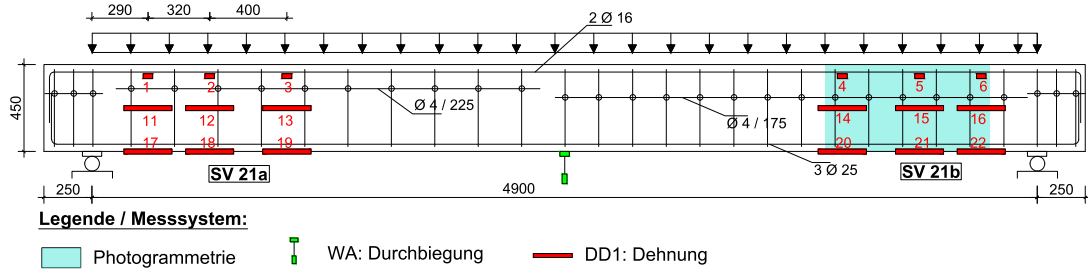


Abb. 49: Abmessung und Versuchsaufbau von SV21

Sowohl die Traglasten, als auch die Rissbilder der Laborversuche werden mit ATENA gut beschrieben. Die Traglast von SV21 wird in ATENA lediglich um $\approx 10\%$ unterschätzt. Trotz einer hohen Schubslankheit ($\lambda = 3.0$) und geringer Schubbewehrung konnte auch im Labor, nach der Ausbildung eines Biegeschubrisses, die Last weiter gesteigert werden. Erreicht wurde das mit Hilfe eines geänderten Kraftflusses im Bereich des Schubrisses. Die Auswertungen der Labormesssysteme werden in Abb. 50 dargestellt.

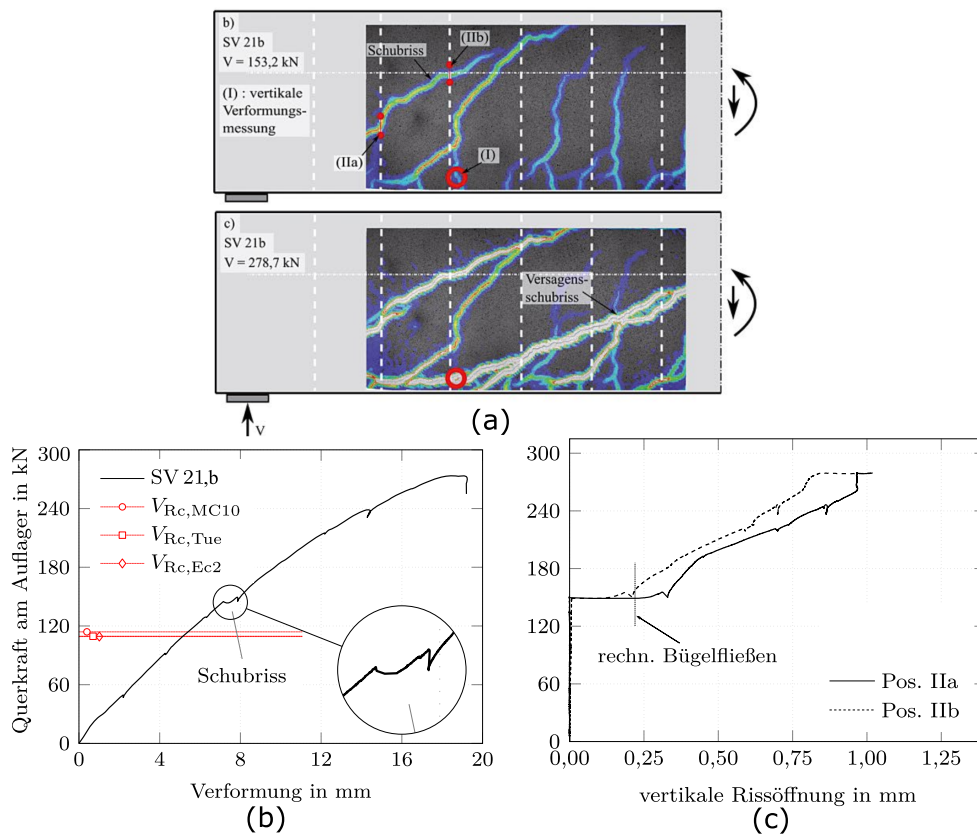


Abb. 50: a)Photogrammetrie Auswertung; b)Lastkurve; c)Last-Rissöffnungskurve von SV21-Labor [24]

In Abb. 50,b ist ersichtlich, dass sich bei einer Last von 153kN ein Schubriss gebildet hat. Im Vergleich dazu hat sich in der ATENA Simulation der Schubriss bei der Last von 162kN gebildet. Mit einer Abweichung von $\approx 6\%$ ist das eine sehr gute Abbildung des realen Verhaltens. Wie in der ATENA-Simulation (siehe Abb. 43) kommen, unmittelbar nach der Schubrissbildung, die Bügel des Laborversuches ebenfalls ins Fließen. Des Weiteren wurde nach der Schubrissbildung eine direkte Einleitung der Querkraft ins Auflager beobachtet. Diese Betrachtung wird durch die Bügelspannungen und auch durch die Betondehnungen in Abb. 51 belegt.[24]

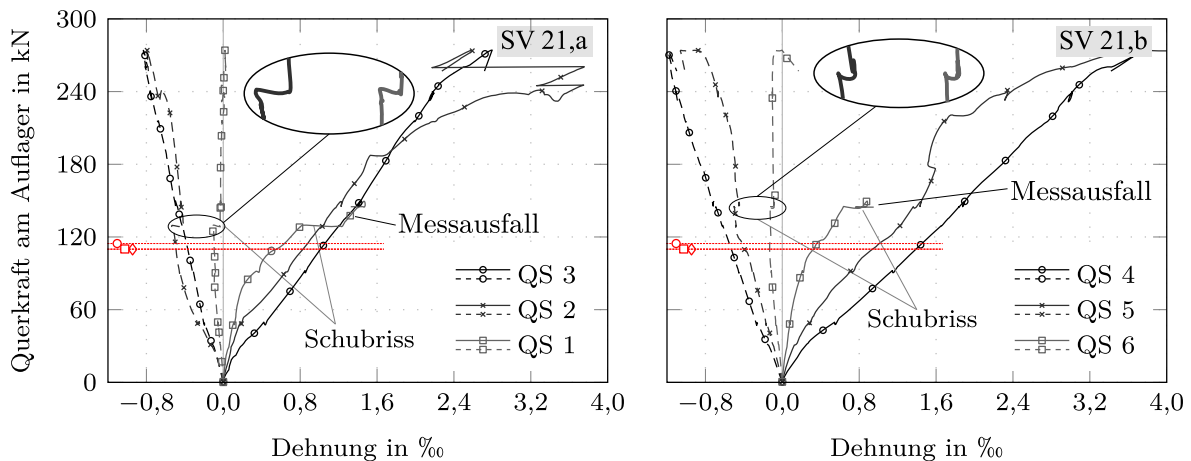


Abb. 51: Analyse der Dehnungsmessungen [24]

Wie in Abb. 41 (Betondehnungen der ATENA-Simulation), ist auch in Abb. 51 nach dem Auftreten des Schubrisses ein plötzlicher Rückgang der Betondehnung ersichtlich. Dieser Rückgang der Dehnungen kann mit der Biegetheorie nicht erklärt werden. Kombiniert mit der Tatsache, dass die Bügel bereits im Fließen waren und somit keine weitere Kraft im Sinne einer Zugstrebe aufnehmen konnten, kann über dem Schubriss mit einer hohen Gewissheit von einer lokalen Systemumlagerung in ein Sprengwerk (direkte Einleitung der Querkraft ins Auflager) ausgegangen werden. Solch ein Tragverhalten konnte bei den querkraftunbewehrten Balken im Labor und in der FE-Simulation nicht beobachtet werden. Dadurch kann ausgesagt werden, dass eine geringe Querkraftbewehrung das Schubrissbild im diskontinuierlichen Bereich stabilisiert und damit verbunden eine direkte Einleitung ins Auflager ermöglicht. Wodurch eine geringe Querkraftbewehrung für die Ausbildung einer direkten Lasteinleitung ins Auflager günstig wirkt. Diese Kenntnis ergab sich sowohl aus den Laborergebnissen in [24], als auch aus den in Abschn. 5.1 beschriebenen ATENA-Ergebnissen.

5.1.2 Vergleich der FE-Ergebnisse mit den aktuell gültigen Bemessungsansätzen

Sämtliche Ergebnisse der Balken werden in der Tab. 9 aufgelistet und in weiterer Folge den aktuell gültigen Normen gegenübergestellt. Die Ergebnisse können ebenfalls in einer detaillierten Version aus dem Anhang A entnommen werden. Wichtig ist hierbei zu beachten, dass nach den aktuellen Bemessungsansätzen ein Balken mit einem relativem Querkraftbewehrungsgrad $\chi = \rho_w / \rho_{w,min} < 1.0$ als querkraftunbewehrt gilt. Somit hat eine Querkraftbewehrung ($\chi < 1.0$) keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Ebenfalls wichtig ist, dass aus Arbeiten von z.B. Leonhardt [19] oder auch aus den Laborversuchen am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz [24] bereits bekannt ist, dass die Traglast von Balken unter Gleichstreckenlast höher als jene der Balken unter Einzellast sind. Ein Einfluss der Belastungsart wird nur in der Bemessung nach *fib* Model Code 2010 [10] realisiert. Beim Eurocode 2 [2] wird das statische System und die Belastungsart nicht berücksichtigt. Die Rechenvorgänge für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne und mit erforderlicher Querkraftbewehrung sind im Abschn. 2.6 für *fib* Model Code 2010 [10] und EC2 [2] detailliert beschrieben. Nach diesen Formeln werden die Querkrafttragfähigkeiten der untersuchten Balken ermittelt und in Tab. 9 aufgelistet und den FE-Ergebnissen gegenübergestellt.

Tab. 9: Versuchsergebnisse der Balken mit einer geringen Schubbewehrung

Versuch #	χ -	$V_{FE,A}$ kN	$V_{FE,d}$ kN	$V_{\chi,i}/V_{\chi=0}$ -	$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$	
					MC10 kN	EC2 kN	MC10 -	EC2 -
SV 2	0	161,39	134,51	1,00			1,35	1,41
SV 21a	0,63	224,40	187,03	1,39	99,99	95,37	1,87	1,96
SV 21b	0,81	239,56	199,67	1,48			2,00	2,09
SV 22a*	1,00	250,50	208,78	1,55			2,09	2,19
SV 22a*	1,00	250,50	208,78	1,55	140,65	89,36	1,48	2,34
SV 22a	1,09	257,69	214,78	1,59	145,39	97,61	1,48	2,20
SV 22b	1,59	277,29	231,11	1,72	170,73	142,75	1,35	1,62

	Bemessung ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung
	Bemessung mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung
$V_{FE,A}$	Querkraft am Auflager in der FE-Simulation
$V_{FE,d}$	Querkraft im Abstand d in der FE-Simulation

Es ist ersichtlich, dass die Querkrafttragfähigkeit (auf Mittelwert-Basis), bei sämtlichen Balken der FE-Simulationen, nach den aktuell gültigen Bemessungsansätzen unterschätzt wird. Für unbewehrte Stahlbetonbauteile ($\chi = 0$) liefern beide Bemessungsansätze bereits Ergebnisse mit einer Unterschätzung von $\approx 37\%$. Stahlbetonbauteile mit einer sehr geringen Querkraftbewehrung ($\chi < 1.0$) werden noch stärker unterschätzt. Hier treten Abweichungen von bis zu $\approx 110\%$ auf. Grund hierfür ist, dass trotz einer vorhandenen Querkraftbewehrung, die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit einem $\chi < 1.0$ nach den Bemessungsansätzen, nur vom Betonquerschnitt abhängt. Die Bügelbewehrung hat somit keinen Einfluss, aber sowohl in ATENA als auch im Labor konnte die Querkrafttragfähigkeit von Balken mit einer sehr geringen Querkraftbewehrung, im Vergleich zu querkraftunbewehrten Balken, gesteigert werden. Dies deutet auf eine Fehlinterpretation der Mindestquerkraftbewehrung für Balken unter Gleichstreckenlast in den Normen hin. Auffällig hierbei ist, dass die Traglasten nach *fib* Model Code 2010 [10] eine Steigerung von 40% durch den Sprung von LoA II (ohne

erforderliche Querkraftbewehrung $\chi < 1.0$) auf LoA III (mit erforderliche Querkraftbewehrung $\chi > 1.0$) erreichen. Damit verbunden werden die FE-Ergebnisse mit LoA III gut vorhergesagt. Solch ein Sprung ist bei der Bemessung nach dem Eurocode 2 [2] nicht ersichtlich, aber die Tragfähigkeiten werden mit zunehmender Querkraftbewehrungsmenge ($\chi > 1.0$) immer besser vorhergesagt.

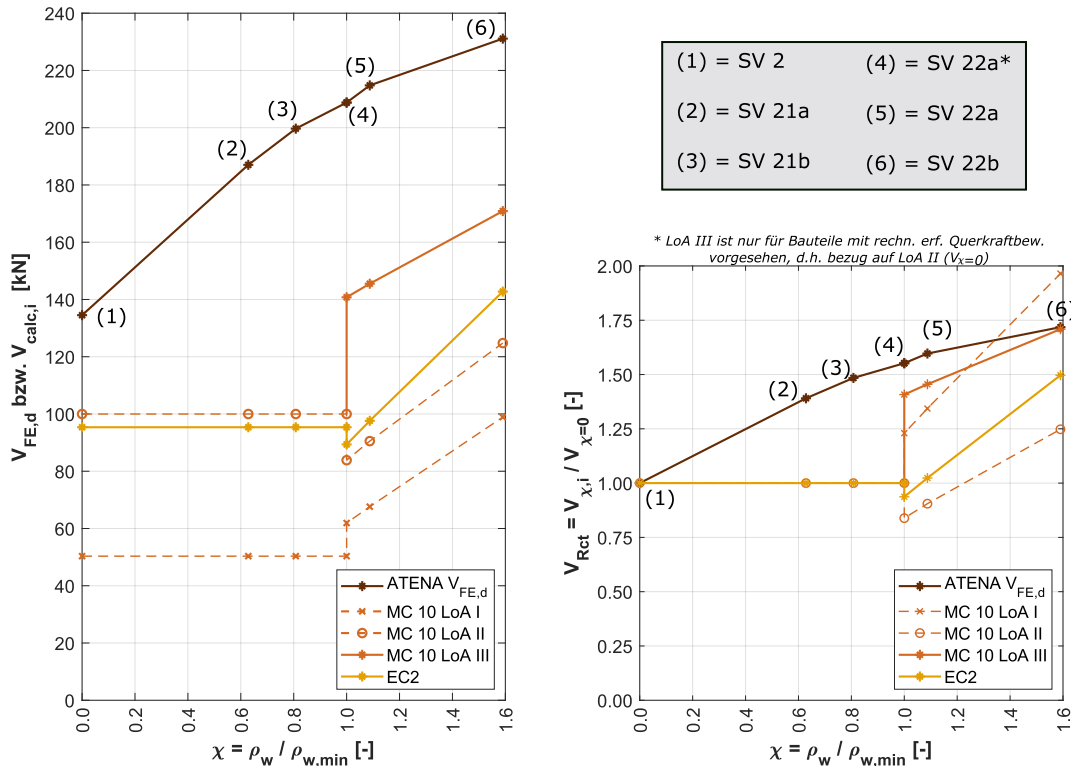


Abb. 52: a) Maximale Querkrafttragfähigkeit in ATENA und nach EC2/MC10 - b) Normierung der Tragfähigkeiten durch $V_{R,SV2}$

Das oben beschriebene Verhalten kann in der Abb. 52 ebenfalls beobachtet werden. Zu sehen ist hier die Querkrafttragfähigkeit der Balken in Abhängigkeit von der Querkraftbewehrungsmenge. Dargestellt sind die FE-Simulation-, Eurocode 2[2] und *fib* Model Code 2010[10] Ergebnisse. Es sind klare Unterschiede erkennbar. Bei der FE-Simulation oder auch den Labor-Ergebnissen (siehe Abschn. 3.1) steigt die Querkrafttragfähigkeit mit der Querkraftbewehrung stetig an. Bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeiten nach dem *fib* Model Code 2010[10] oder Eurocode 2 [2] werden zwischen Bauteilen ohne und mit erforderlicher Querkraftbewehrung unterschieden. Bei der Berechnung von Bauteilen ohne erforderliche Querkraftbewehrung haben beide Normen eine ungefähr gleich hohe und konstante Tragfähigkeit. Sobald die vorhandene Querkraftbewehrungsmenge die Mindestquerkraftbewehrungsmenge überschreitet ($\chi \geq 1.0$), unterscheiden sich die Kurven. Während beim MC10 eine plötzliche Widerstandszunahme von 40% auftritt, tritt beim EC2 eine geringfügige Abnahme der Querkrafttragfähigkeit auf. Diese Abnahme ist den gewählten Querschnittsabmessungen geschuldet (geringfügige Zunahme anstatt Abnahme, bei einem größeren inneren Hebelarm z oder einer höheren Fließgrenze der Bügel $f_{yw,m}$). Jedoch wäre diese geringfügige Zunahme nicht dermaßen stark ausgeprägt wie jene von MC10. Somit ist anfangs die EC2-Traglast stets niedriger als die Traglast nach MC10, aber die EC2-Kurve hat eine höhere Steigung als jene von MC10. Daher kann gesagt werden, dass bis zu einem χ von ≈ 2.2 die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit dem Bemessungsansatz aus dem *fib* Model Code 2010 [10] höher liegt. Ab

einem $\chi > 2.2$ wird das Tragverhalten mit dem Eurocode 2 [2] (gewählte Druckstrebenneigungswinkel konstant $\theta = 21,8^\circ$ bzw. $\tan \theta = 0,4$ nach nationalem Anhang Österreich [3]) besser vorhergesagt. Hierbei muss beachtet werden, dass die Querkrafttragfähigkeit sehr stark vom Druckstrebenneigungswinkel abhängt und dieser beim nationalem Anhang von Österreich ÖNORM B 1992-1-1 [3] für Balken, deren Biegezugbewehrung in konstanter Größe von einem Auflager bis zu anderem Auflager verlegt sind, nach Gl. (29) gewählt werden darf.

$$0,4 \leq \tan \theta \leq 1,0 \quad (29)$$

In Abb. 52,b sind die normierten Querkrafttragfähigkeiten (normiert durch die jeweilige Querkrafttragfähigkeit des Balkens mit $\chi = 0$) dargestellt. Dadurch kann die Tragfähigkeits-erhöhung bezogen auf den Grundwert ($V_{\chi=0}$) beobachtet werden. Es ist erkennbar, dass die prozentuale Zunahme der Querkrafttragfähigkeit, durch eine Querkraftbewehrung, sich nicht stark unterscheiden. Die Steigerung der Traglast wird in den Bemessungsansätzen einigermaßen gut abgebildet. Somit kann angenommen werden, dass der Grundwert ($V_{\chi=0}$) bei den Bemessungsansätzen für Stahlbetonbalken unter einer Gleichstreckenlast eine Fehlinterpretation der Parameter beinhaltet.

5.1.3 Querkraftbemessung beispielhaft für den Balken SV2 und SV22b

Folglich werden die Vorgänge für die Ermittlung der oben genannten Querkrafttragfähigkeiten nach den Bemessungsansätzen von ÖNORM 1992-1-1 [2, 3] und *fib* Model Code 2010[10] beispielhaft für zwei Balken durchgeführt. Die Bemessung erfolgt auf Basis von Materialmittelwerten ohne Teilsicherheitsbeiwerten. In Abschn. 2.6 wurden die Bemessungsmodell inkl. Formel und berücksichtigten Einflüsse detailliert beschrieben. Daher werden sie hier nicht erneut beschrieben, sondern lediglich für eine Nachvollziehung der Ergebnisse beispielhaft für zwei Balken ausgewertet.

Tab. 10: Eingangsparameter für die Querkraftbemessung

Parameter		SV 2 (ohne ρ_w)	SV 22b (mit ρ_w)
Zylinderdruckfestigkeit:	f_{cm} [MPa]	38.20	
E-Modul Beton:	E_{cm} [MPa]	32730	
E-Modul Stahl:	E_{sm} [MPa]	205000	
Balkenbreite:	b_w [cm]	19	
Balkenhöhe:	h [cm]	45	
statische Nutzhöhe:	d [cm]	40.8	
innerer Hebelarm:	$z = 0.9 \cdot d$ [cm]	36.72	
Größtkorn Durchmesser:	k_{dg} [mm]	16	
Schubfeldtyp:	SFT	2	
Längsbewehrung (Zug):	A_{s1} [cm ²]	14.73	
Längsbewehrungsgrad:	ρ_l [%]	1.90	
Schubbewehrung:	a_{sw} [cm ² /m]	0.00	2.83
rel. Schubbewehrungsgrad:	$\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$ []	0.00	1.59

Versuchsbalken SV 2 - Bauteile ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2, 3]:

Für Bauteile ohne eine rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ($\rho_w < \rho_{w,min}$) wird, für die Querkraftbemessung, eine auf empirischen Versuchen basierende Formel angewendet (siehe Abschn. 2.6.1).

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &= [0.18 \cdot 1.70 \cdot (100 \cdot 0.019 \cdot 34.2)^{1/3} + 0.12 \cdot 0] \cdot 0.19 \cdot 0.408 \cdot 10^3 \\ &= \underline{95.37kN} \end{aligned}$$

mit:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0.18/\gamma_c = 0.18/1.0 = 0.18 \\ \kappa &= 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/408} = 1.70 \leq 2.0 \\ f_{ck} &= f_{cm} - 4 = 38.2 - 4 = 34.2MPa \\ k_1 &= 0.12 \\ \sigma_{cp} &= N_{Ed}/A_c = 0 \end{aligned}$$

Versuchsbalken SV 2 - Bauteile ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA II) nach fib Model Code 2010 [10]:

Für Stahlbetonbauteile ohne eine Querkraftbewehrung sieht der Model Code Genauigkeitsniveau I oder II vor. In dieser Arbeit wurde die Bemessung nach LoA II angewendet. Eine detaillierte Erläuterung der Rechengvorgänge kann aus Abschn. 2.6.2 entnommen werden. Wichtig zu beachten ist, dass es sich hierbei um einen iterativen Vorgang handelt. Hierbei wird die Gleichlast q solange anpasst bis $V_{Rd,c} = V_{Ed}$ erfüllt ist. Erreicht wurde das bei einer Gleichlast von $q = 48.97$ kN/m.

Einwirkende Querkraft V_{Ed} :

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= q \cdot (l_{stat}/2 - d) \\ &= 48.97 \cdot (4.9/2 - 0.408) = 99.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Einwirkende Moment M_{Ed} :

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \frac{q \cdot d}{2} \cdot (l_{stat} - d) \\ &= \frac{48.97 \cdot 0.408}{2} \cdot (4.9 - 0.408) = 44.87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mittlere Dehnung in der Balkenachse ε_x :

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2 \cdot 205000 \cdot 14.73 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{44.87}{0.367} + 99.99 + 0 \right) = 0.368 \text{ ‰}\end{aligned}$$

Vorfaktor k_v :

$$\begin{aligned}k_v(\text{LoA II}) &= \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} && z \text{ in mm} \\ &= \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0.368/1000} \cdot \frac{1300}{1000 + 1.0 \cdot 367} \\ &= 0.245\end{aligned}$$

mit:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} = \frac{32}{16 + 16} = 1.0 \geq 0,75$$

Damit ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \stackrel{!}{=} V_{Ed} \\ &= 0.245 \cdot \frac{\sqrt{38.2 - 4}}{1.0} \cdot 0.367 \cdot 0.19 \cdot 10^3 \\ &= \underline{\underline{99.99 \text{ kN}}} \stackrel{!}{=} V_{Ed} \checkmark\end{aligned}$$

Versuchsbalken SV 22b - Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [2, 3]:

Die maximale Tragfähigkeit der Zugstrebe $V_{Rd,s}$ lässt sich wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ &= 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 0.3672 \cdot 550 \cdot [\cot(21,8^\circ) + \cot(90^\circ)] \cdot \sin(90^\circ) \cdot 10^3 \\ &= \underline{142.76kN} \end{aligned}$$

mit:

$$\theta = 21,8^\circ \quad \text{aus Gl. (29)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ lässt sich wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \\ &= 1.0 \cdot 0.19 \cdot 0.3672 \cdot 0.518 \cdot 38.2 \cdot \frac{\cot(21,8^\circ) + \cot(90^\circ)}{1 + \cot^2(21,8^\circ)} \cdot 10^3 \\ &= \underline{475.98kN} \end{aligned}$$

mit:

$$\gamma_c = 1.0$$

$$\alpha_{cw} = 1.0 \quad \text{für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind}$$

$$\nu_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.518$$

Die maximale Querkrafttragfähigkeit des Balken ergibt sich aus dem Minimum der errechneten Tragfähigkeiten:

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,s}, V_{Rd,max}] = \min[142.76, 475.98] = \underline{142.76kN}$$

Versuchsbalken SV 22b - Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (LoA III) nach fib Model Code 2010 [10]:

Die verwendeten Formel wurden im Abschn. 2.6.2 detailliert erläutert.

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

mit:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w$$

Zu Beginn werden das einwirkende Moment und Querkraft im Bemessungsschnitt (Abstand d vom Auflager) ermittelt. Wichtig zu beachten ist, dass es sich hierbei um einen iterativen Vorgang handelt. Hierbei wird die Gleichlast q solange anpasst bis $V_{Rd} = V_{Ed}$ erfüllt ist. Erreicht wurde das bei einer Gleichlast von $q = 83.61 \text{ kN/m}$.

Einwirkende Querkraft V_{Ed} :

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= q \cdot (l_{stat}/2 - d) \\ &= 83.61 \cdot (4.9/2 - 0.408) = 170.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Einwirkende Moment M_{Ed} :

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \frac{q \cdot d}{2} \cdot (l_{stat} - d) \\ &= \frac{83.61 \cdot 0.408}{2} \cdot (4.9 - 0.408) = 76.62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mittlere Dehnung in der Balkenachse ε_x :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2 \cdot E_S \cdot A_{sl}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2 \cdot 205000 \cdot 14.73 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(\frac{76.62}{0.367} + 170.73 + 0 \right) = 0.628 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}(\theta_{min})$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max}(\theta_{min}) &= k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \\ &= 0.524 \cdot \frac{38.2 - 4}{1.0} \cdot 0.19 \cdot 0.367 \cdot \frac{\cot(26.28) + \cot(90)}{1 + \cot^2(26.28)} \cdot 10^3 \\ &= \underline{\underline{496.31 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

mit:

$$\eta_{fc} = (30/f_{ck})^{1/3} = [30/(38.2 - 4)]^{1/3} = 0.957 \leq 1.0$$

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x = 20^\circ + 10000 \cdot \frac{0.628}{1000} = 26.28^\circ$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.002) \cdot \cot^2 = \frac{0.628}{1000} + \left(\frac{0.628}{1000} + 0.002 \right) \cdot \cot^2(26.28) = 0.011$$

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot \varepsilon_1} = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot 0.011} = 0.547 \leq 0,65$$

$$k_c = \eta_{fc} \cdot k_\varepsilon = 0.957 \cdot 0.547 = 0.524$$

Nachdem die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe bestimmt wurde, kann der Vorfaktor k_v errechnet werden:

$$\begin{aligned} k_v(\text{LoA III}) &= \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \\ &= \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot 0.628/1000} \cdot \left(1 - \frac{170.73}{496.31} \right) \\ &= 0.135 \geq 0 \end{aligned}$$

Nun sind alle notwendige Parameter für die Berechnung der Tragfähigkeitsanteile des Betons $V_{Rd,c}$ und der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$ bestimmt worden.

Tragfähigkeitsanteil des Betons $V_{Rd,c}$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \\ &= 0.135 \cdot \frac{\sqrt{38.2 - 4}}{1.0} \cdot 0.367 \cdot 0.19 \cdot 10^3 \\ &= \underline{\underline{55.11\text{kN}}} \end{aligned}$$

Tragfähigkeitsanteil der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ &= 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 0.3672 \cdot 550 \cdot [\cot(26.28) + \cot(90)] \cdot \sin(90) \\ &= \underline{\underline{115.62\text{kN}}} \end{aligned}$$

Durch die ermittelten Traganteile ergibt sich die maximale Querkrafttragfähigkeit des Balkens nach *fib* Model Code 2010 [10] zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \stackrel{!}{=} V_{Ed} \\ &= 55.11 + 115.62 = \underline{\underline{170.35\text{kN}}} \checkmark \end{aligned}$$

5.2 Kragarme mit geringer Querkraftbewehrung

Um den Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Kragträgern zu untersuchen, werden analog zu den zuvor untersuchten Einfeldträgern fünf verschieden querkraftbewehrte Kragträger modelliert und mit Hilfe von ATENA numerisch untersucht. Jene Balken wurden im Labor der Technischen Universität Graz ebenfalls experimentell untersucht und in der Arbeit [27] veröffentlicht. Die verwendeten Querschnittsabmessungen und Materialeigenschaften können aus der Abb. 53 und Abb. 54 entnommen werden.

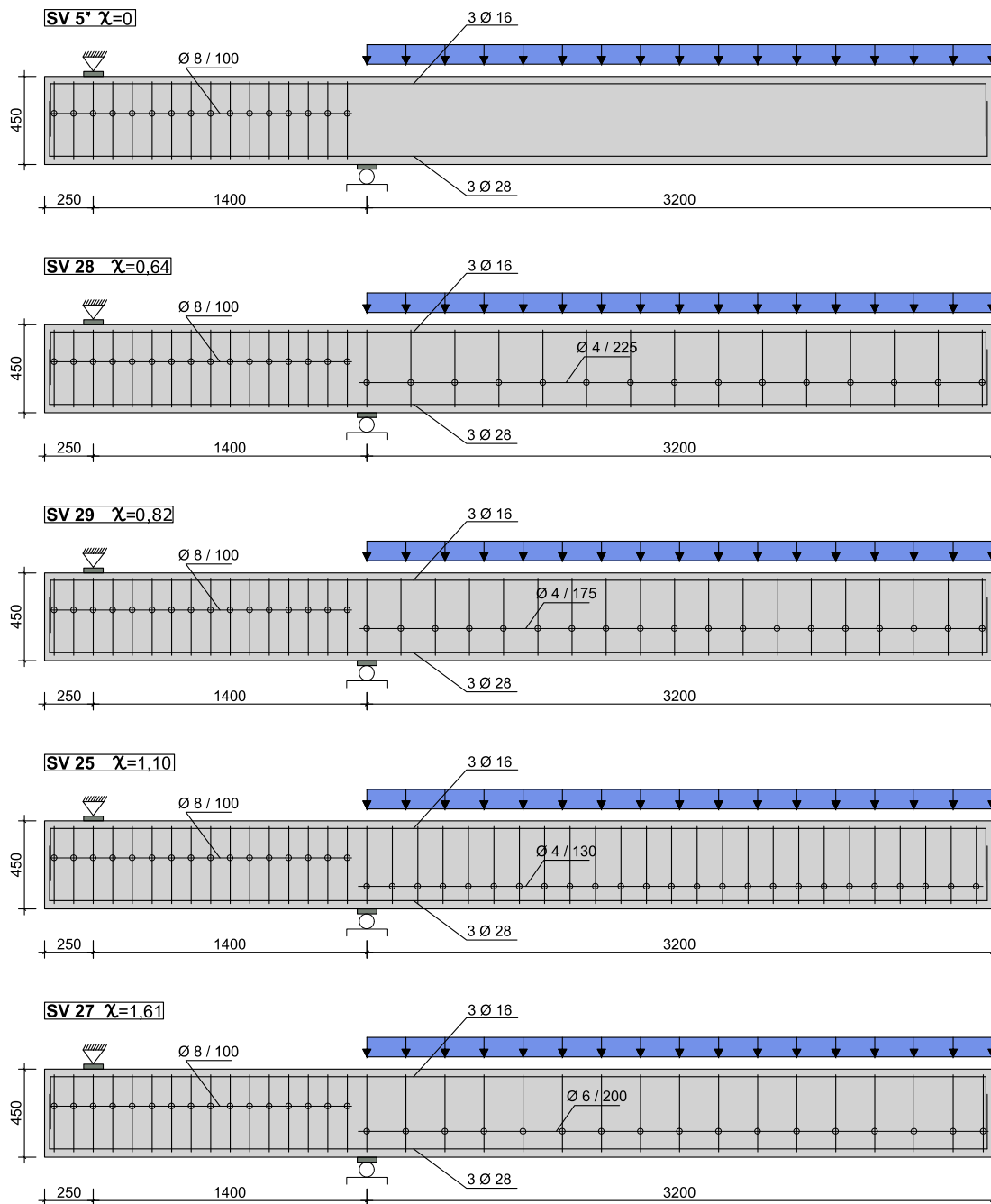


Abb. 53: Längsschnitte der Balken

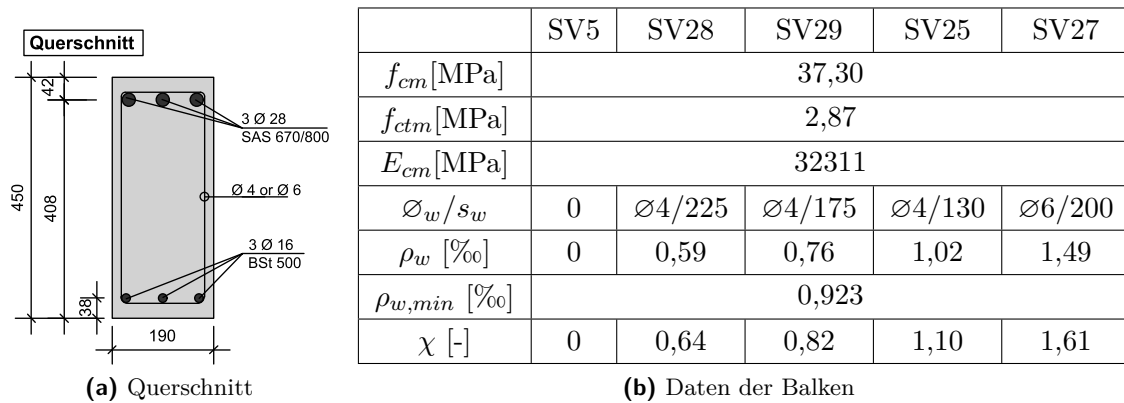


Abb. 54: Querschnittseigenschaften der Balken

Alle Balken besitzen die selbe Querschnittsabmessungen und -eigenschaften. Lediglich der relative Querkraftbewehrungsgrad $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$ wird variiert. Hierbei dient ein Balken mit einem $\chi = 0$ als Referenzbalken. Zwei der zu untersuchenden Balken besitzen ein $\chi < 0$ und werden somit in den aktuell gültigen Bemessungsansätzen als querkraftunbewehrt angesehen. Die restlichen zwei Balken besitzen ein $\chi > 0$, demnach gelten sie für die Bemessung als querkraftbewehrt. Die hierbei verwendeten ATENA Modell- und Materialparameter (Netzfeinheit, Verbundeigenschaften usw.) können aus dem Abschn. 4 entnommen werden. Die gemessenen Lastverformungskurven werden gesammelt in der Abb. 55 dargestellt und in Tab. 11 inkl. ermittelten Bemessungswerten aus den aktuell gültigen Normen aufgelistet.

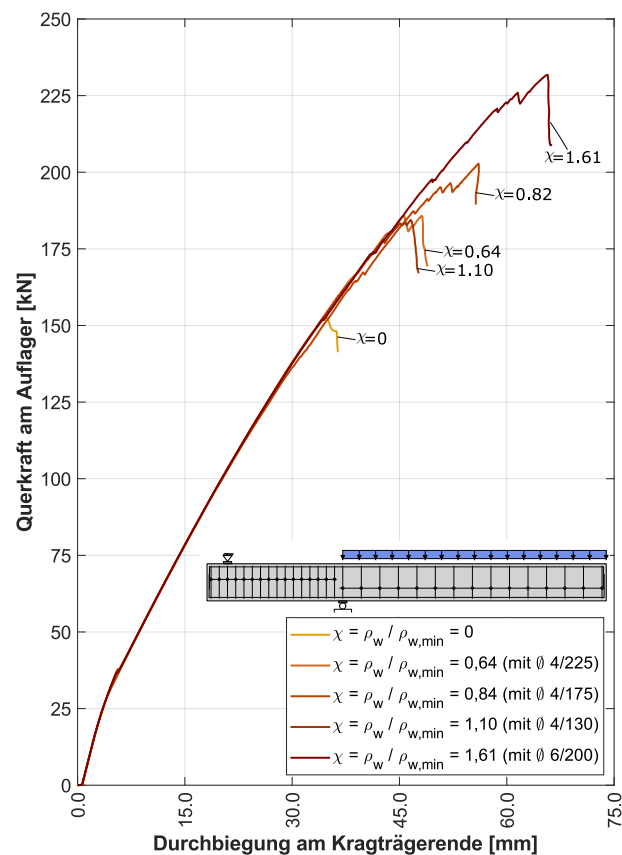


Abb. 55: Lastverformungskurven der ATENA-Simulationen

Bei Betrachtung der maximalen Querkrafttragfähigkeiten in Abb. 55, ist durch Erhöhung des relativen Querkraftbewehrungsgrades χ , eine klare Steigerung der Querkrafttragfähigkeit der Balken erkennbar. Bereits durch eine sehr geringe Schubbewehrung ($\chi = 0.64$ & 0.82) ist eine Traglaststeigerung von $\approx 18\%$ bzw. $\approx 25\%$ möglich. Auch in den Laborversuchen des Betonbau Instituts der Technischen Universität Graz konnte eine Traglaststeigerung bei solch geringen Querkraftbewehrungsgraden beobachtet werden (siehe Arbeit [27]). Laut den aktuell gültigen Bemessungsansätzen sollen Balken mit einem $\chi < 0$ jedoch als querkraftunbewehrt betrachtet werden und somit sollte keine Traglaststeigerung möglich sein. Auffallend ist nur der Balken SV 25 ($\chi = 1.10$). Zwar hat dieser im Bezug auf den Referenzbalken eine Traglaststeigerung von $\approx 18\%$, aber seine Traglast ist geringer als die von SV 29 ($\chi = 0,82$) bzw. annähernd gleich groß wie jene von SV 28 ($\chi = 0,64$). Bei allen anderen Balken ist mit steigendem χ die Traglast ebenfalls gestiegen. Die geringe Traglast lässt sich mit der Entwicklung des Rissbildes erklären. Beim Balken SV 25 drehen sich drei Biegerisse zu Biegeschubrissen und kurz daraufhin verbinden sie sich zu einem großen kritischen Biegeschubriss (siehe Abb. 56). Durch diese große plötzliche Öffnung erfahren die Bügel eine zu große Dehnung und versagen. Damit verbunden ist keine Traglaststeigerung mehr möglich und der Balken erreicht seine maximale Querkrafttragfähigkeit verfrüht. Wichtig hierbei zu erwähnen ist, dass in der numerischen Simulation das Rissbild von vielen Faktoren (Netzfeinheit, Bügellage, Bruchenergie usw.) abhängt.

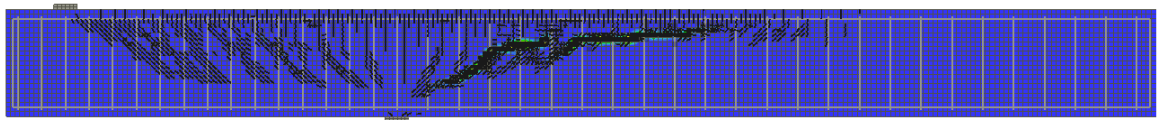


Abb. 56: Versagensrissbild von SV25

Im Vergleich zu den Einfeldträgern aus Abschn. 5.1 zeigen die numerischen Ergebnisse der Kragträger unter Gleichstreckenlast eine geringere prozentuale Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Schubbewehrung. Die Schubtragfähigkeit vom SV 27 (SFT 3) mit einem $\chi = 1.61$ ließ sich im Bezug auf SV 5 nur um 49% steigern. Analog zum Abschn. 5.1 wird auch in diesem Abschnitt ein Balken näher untersucht. Hierfür wird der Kraftfluss, das Rissbild, die Stahlspannungen und die Betondehnungen vom Kragträger SV29 ($\chi = 0.84$) genauer beobachtet.

Rissbild:

Als Erstes wird das Rissbild in Abb. 57 zu verschiedenen Zeitpunkten beobachtet. Zu Beginn treten im Auflagerbereich (Einspannung des Kragträgers) Biegerisse auf. Bei einer Last von $F = 93,10\text{kN}$ beginnen sich die Risspitzen in Richtung Auflager zu neigen. Bei $136,6\text{kN}$ ist der Übergang von Biegerissen zu Schubrisen abgeschlossen, es bilden sich Biegeschubriss aus. Mit steigender Last pflanzen sich diese weiter in die Druckzone des Balken fort. Zwei Schubrisse verbinden sich zu einem großen und schnüren die Druckzone bei der Last $202,8\text{kN}$ ein. Dadurch ist keine weitere Laststeigerung mehr möglich. Im Vergleich zu den Einfeldträgern bildet sich bei den Kragträgern mehrere Biegeschubriss zeitgleich aus. Diese verbinden sich im Regelfall und werden zu einem langen, flachen Schubriss. Das oben beschriebene Verhalten kann auch in Abb. 58 beobachtet werden. Dargestellt ist in Abb. 58,a die maximale Rissbreite in Abhängigkeit der Resultierenden Last (Querkraft am Auflager). Es ist erkennbar, dass sich bei $\approx 30\text{kN}$ die ersten Biegerisse ausbilden. Bis zu der Last von 93kN nimmt die

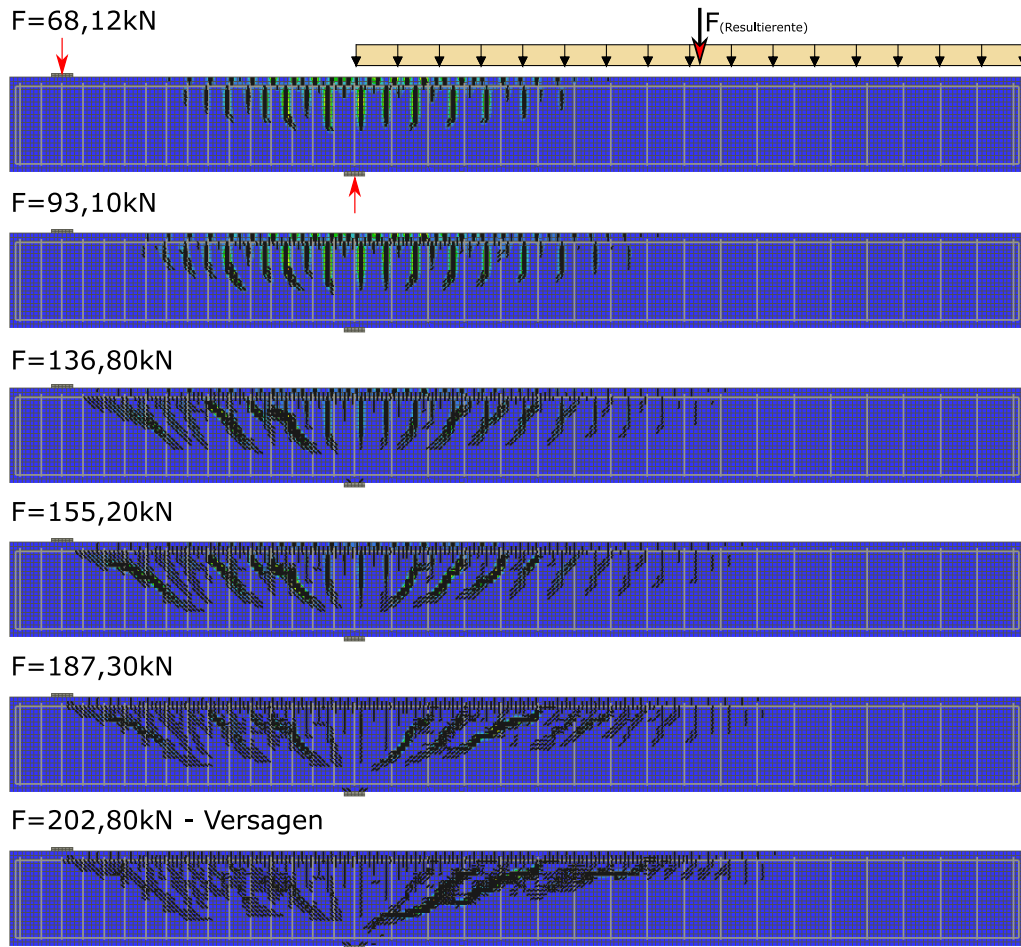


Abb. 57: Rissbild von SV29 bei verschiedenen Laststufen

Rissbreite annähernd linear zu (Biegerisse öffnen sich stetig). Danach nimmt die Rissbreite mit einer höheren Steigung zu (Übergang von Biegerisse zu Biegeschubrisse). Durch die plötzliche Zunahme der Rissbreite bei der Last von 164kN ist die Ausbildung eines kritischen Biegeschubbrisses erkennbar. Das spiegelt sich auch durch eine kurze Lastabnahme in der Lastverformungskurve in Abb. 58,b wieder.

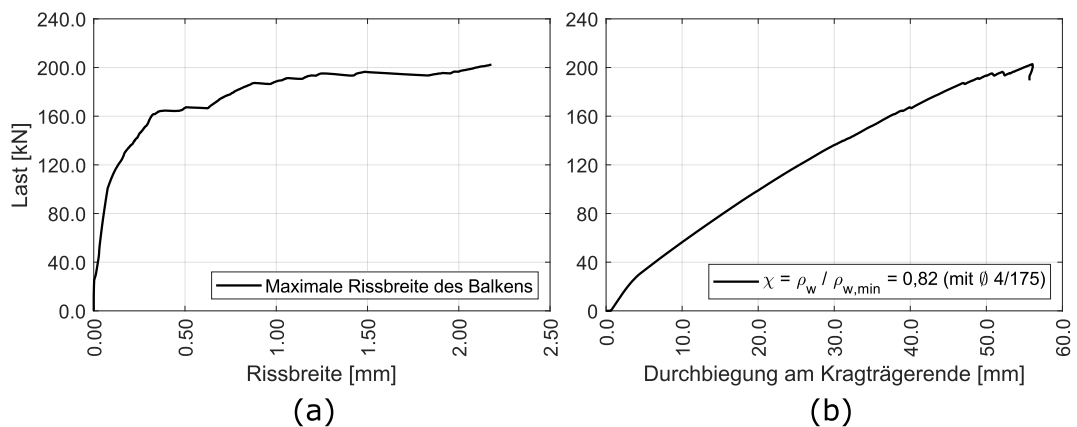


Abb. 58: a) Maximale Rissbreite (global) - b) Lastverformungskurve

Betondehnung

Im nächsten Schritt werden die Betondehnungen des Kragträgers genauer unter die Lupe genommen. Hierfür wurden im Programm ATENA 12 Monitoring-Points (6 Zugseite, 3 Trägermitte und 3 Druckseite) angesetzt. Die gewählten Positionen entsprechen jener des Laborbalkens und können aus der Abb. 59 entnommen werden.

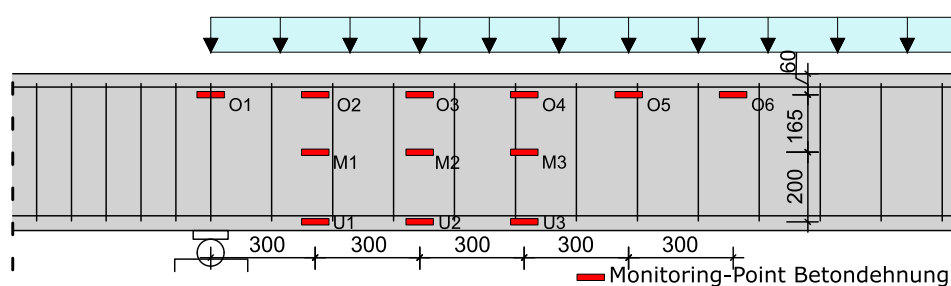


Abb. 59: Monitoring Betondehnung SV29

Die Auswertung der Monitoring-Points wird in der Abb. 60 dargestellt. Die zuvor genannte Rissausbildung lässt sich auch in den Dehnungen gut wiedererkennen.

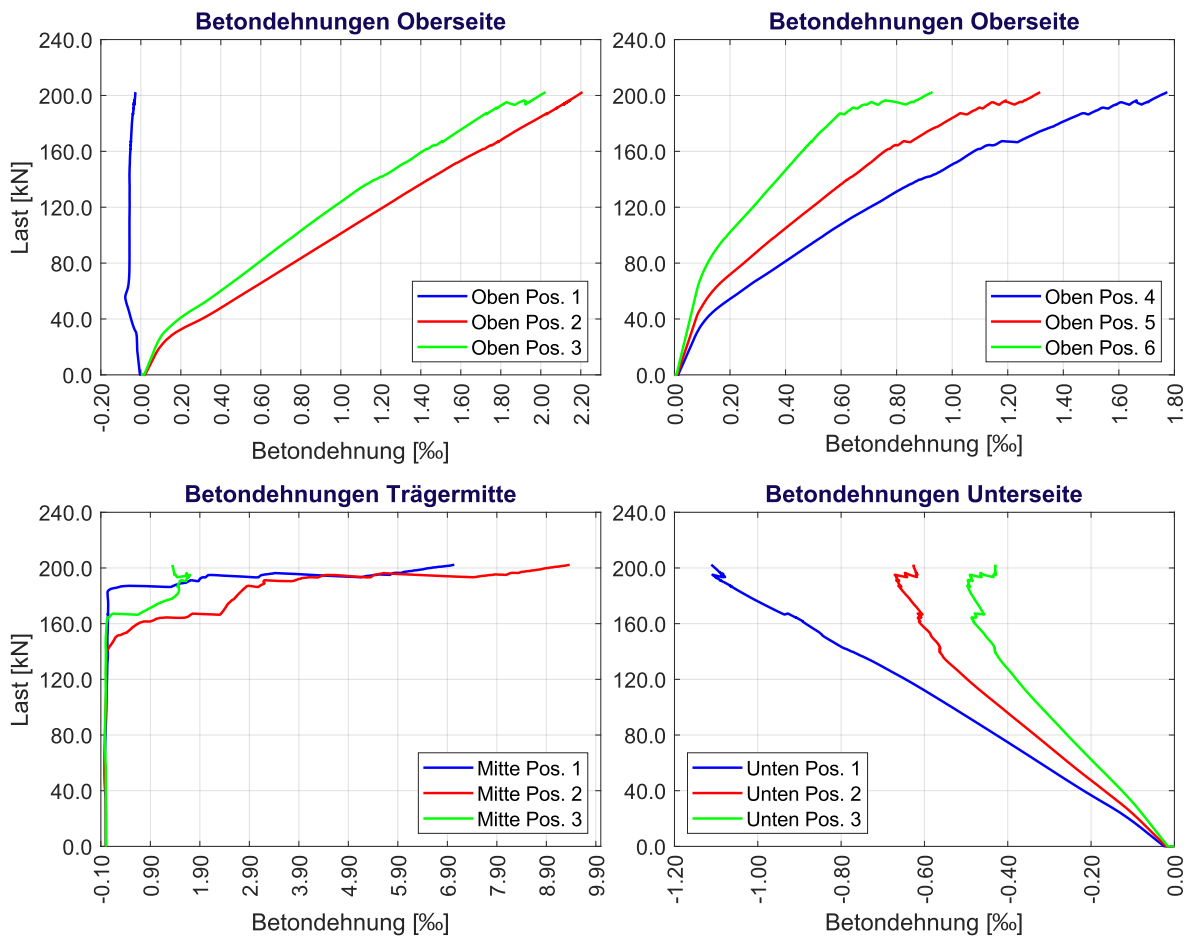


Abb. 60: Auswertung der Monitoring-points der Betondehnungen von SV29

Am schönsten sieht man es bei den Dehnungen in Trägermitte. Die Dehnungen in Pos 1 und

2 liegen im Bereich der kritischen Schubrisse und erfahren bei der Ausbildung dieser Biegeschubrisse, eine überproportionale Zunahme der Zugdehnungen. Allgemein folgen sämtliche Dehnungen bis zum kritischen Schubriss der Biegetheorie. Die Dehnungen an der Oberseite nehmen stetig an Zugdehnungen zu. Nur die Position 1-oben bleibt mit einer geringen Druckdehnung stets konstant. Grund hierfür ist, dass sie direkt in der Auflagerachse liegt. Die Betondehnungen an der Unterseite benötigen eine besondere Aufmerksamkeit. Sie nehmen stetig bis zum Schubriss an Druckdehnungen zu. Bei der Schubrissausbildung nehmen die Dehnungen der Pos 2 und 3 plötzlich ab. Währenddessen nimmt die Pos.1, welche in Auflagernähe liegt, an Druckdehnung zu. Das ist ein wichtiges Indiz für die Ausbildung einer direkten Lasteinleitung ins Auflager. Diese These soll im nächsten Schritt mit den Stahlspannungen belegt werden.

Stahlspannung

Gemessen werden die Bügelspannungen der ersten sechs Bügel und die Spannung der Längszugbewehrung an vier Positionen. Die genaue Lage der Monitoring-points und -Line für die Stahldehnungen des Kragträgers SV29 können aus der Abb. 61 entnommen werden.

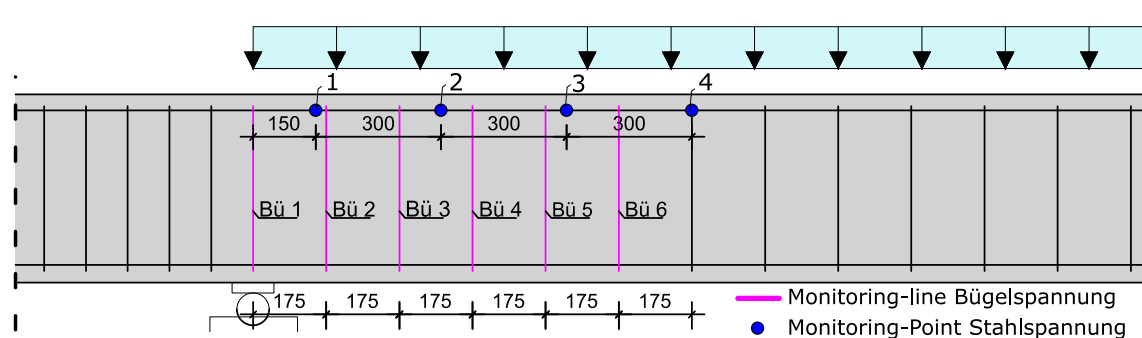


Abb. 61: Monitoring der Stahlspannungen von SV29

In Abb. 62,a sind die Spannungen der Bügelbewehrung dargestellt. Bei den Bügeln handelt es sich um Durchmesser 4 Bügel ($f_{ym} = 680\text{MPa}$, $f_{um} = 740\text{MPa}$ - Werte aus Labormessung). Bis zur Ausbildung des Biegeschubrisses kreuzen die Risse keine Schubbewehrung und daher nehmen die Bügelspannungen sehr gering linear zu. Während die Biegerisse sich zu Biegeschubrisse drehen, nehmen die Bügelspannungen mit einer höheren Steigung zu. Die ersten Biegeschubrisse, bei einer Last von $\approx 130\text{kN}$, werden von Bügel Nr. 3 - 6 abgefangen. Diese Biegeschubrisse verbinden sich bei einer Last von 160kN zu einem kritischen Biegeschubriss. Die Bügelspannungen nehmen schlagartig zu. Sie kommen durch die großen Dehnungen direkt ins Fließen. Damit können sie in Sinne einer Zugstrebe keine weitere Lastaufnahme ertragen. Dennoch lässt sich die Querkrafttragfähigkeit um $\approx 25\%$ (40kN) weiter steigern. Die Schubbewehrung ermöglicht ein stabiles Schubrissbild. Damit verbunden eine direkte Lasteinleitung ins Auflager, welche bereits in den Betondehnungen erkannt wurde. Nachdem eine Querkraft von 202kN erreicht wurde, stiegen die Bügelspannungen auf 740MPa (Bruchfestigkeit) an. Daher fallen sie aus und können das Biegeschubrissbild nicht mehr stabil halten. Damit verbunden erreicht der Balken durch Bügelbruch seine maximale Querkrafttragfähigkeit von $202,81\text{kN}$ (inkl. Eigengewicht $211,81\text{kN}$). In Abb. 62,b sind die Spannungen der Zugbewehrung an bestimmten Positionen aufgetragen. Diese nehmen mit der Last stetig zu und folgen somit der Biegetheorie. Nach der Schubrissausbildung verändert sich die Steigung der Bügelspannungen. Beobachtet man nun die Bügelspannung der Bügel 1 bis 3, so ist erkennbar, dass die Spannungszunahme der Bügel annähernd parallel sind. Daher kann nicht ausschließlich von

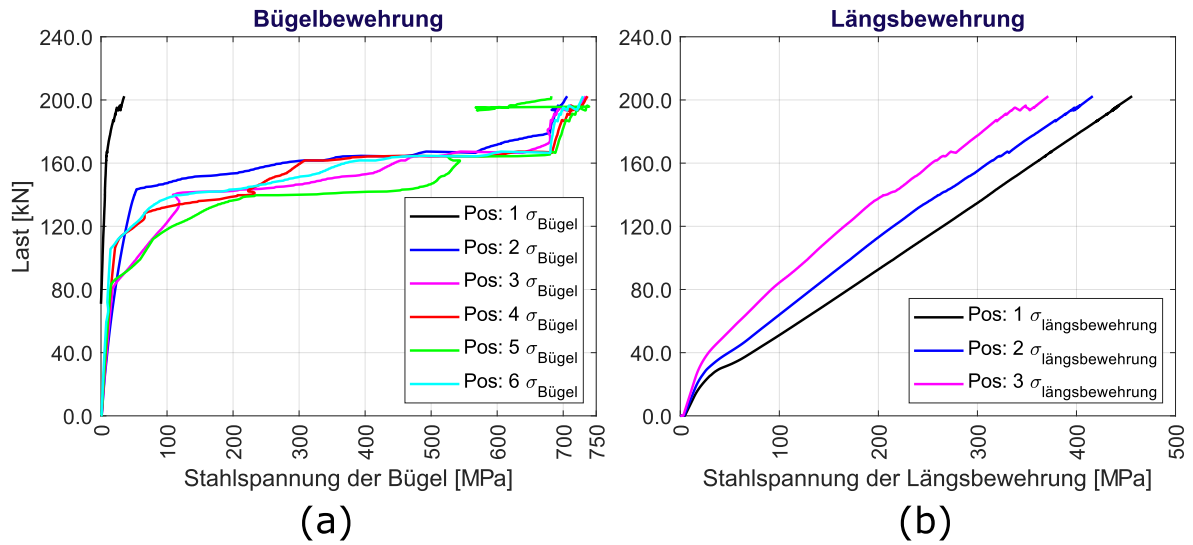


Abb. 62: Auswertung der Monitoring-Points/-Line der Stahlspannungen von SV29

einer Sprengwerk Wirkung ausgegangen werden. Viel eher ist es eine kombinierte Abtragung durch Biegung und Sprengwerk. Um die FE-Kenntnisse zu verifizieren, werden die Ergebnisse im nächsten Schritt mit den Laborergebnissen aus [28] verglichen.

5.2.1 Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Laborergebnissen

Wie in der FE-Simulation, konnte auch im Labor durch eine geringe Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit der Kragarme gesteigert werden. In diesem Abschnitt wird das Tragverhalten der Balken im Labor, mit jenem aus der FE-Simulation näher verglichen. Im Labor wurde das Tragverhalten durch den Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems in Kombination mit herkömmlichen Dehnungsmessungen näher analysiert (siehe Abb. 63).[24]

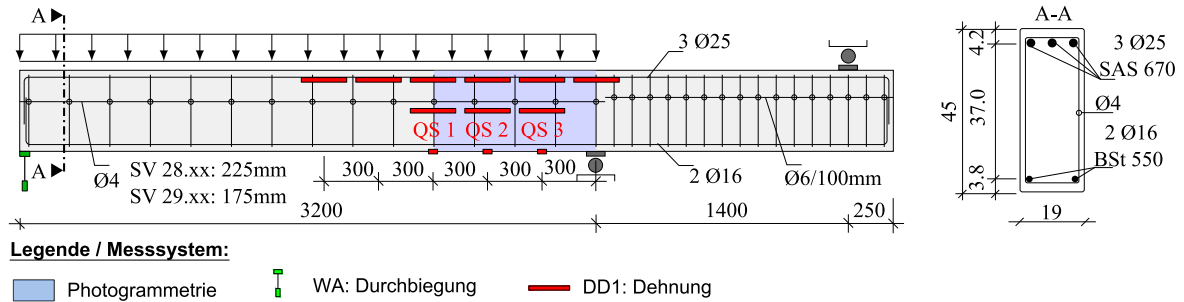


Abb. 63: Abmessung und Versuchsaufbau von SV29 - Laborversuch [24]

Sowohl die Traglast, als auch die Rissbilder der Laborversuche werden mit der ATENA-Simulation sehr gut abgebildet. Durch die nichtlineare ATENA-Simulation mit Schalenelementen wird die Traglast von SV 29 (Laborversuch) lediglich um $\approx 14\%$ unterschätzt. Durch die Streuungen im Betonbau ist dies eine sehr gute Abschätzung der Traglast. Trotz einer hohen Schubschlankheit ($\lambda = 3.69$) konnte auch im Labor, nach der Ausbildung des kritischen Biegeschubrisses, die Last weiter gesteigert werden. Erreicht wurde das mit Hilfe eines geänderten Kraftflusses.

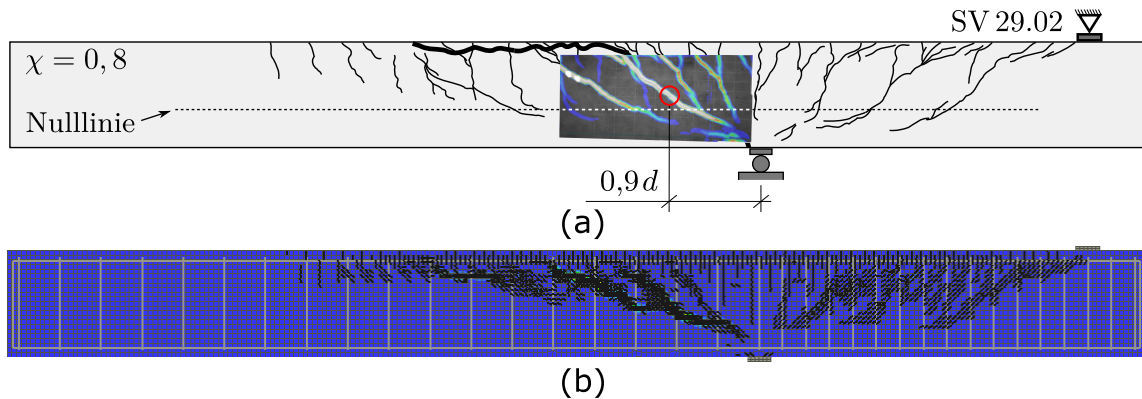


Abb. 64: a) Rissbild aus Labor [24] - b) ATENA Rissbild von SV29

Abb. 64 zeigt einen Vergleich der Rissbilder von der FE-Simulation und dem Labor. Wie bereits oben erwähnt wurde, ist ATENA für die Abbildung des Rissbildes sehr gut geeignet. Das ist auch hier der Fall. Sowohl das Rissbild als auch der Zeitpunkt der Rissbildung stimmen sehr gut überein. In ATENA entsteht der Biegeschubriss bei einer Last von $\approx 135kN$. Im Laborversuch tritt dieser ein bisschen später, bei der Last $\approx 150kN$, auf. Mit einer Unterschätzung von nur 10% ist das eine gute Abbildung des realen Verhaltens.

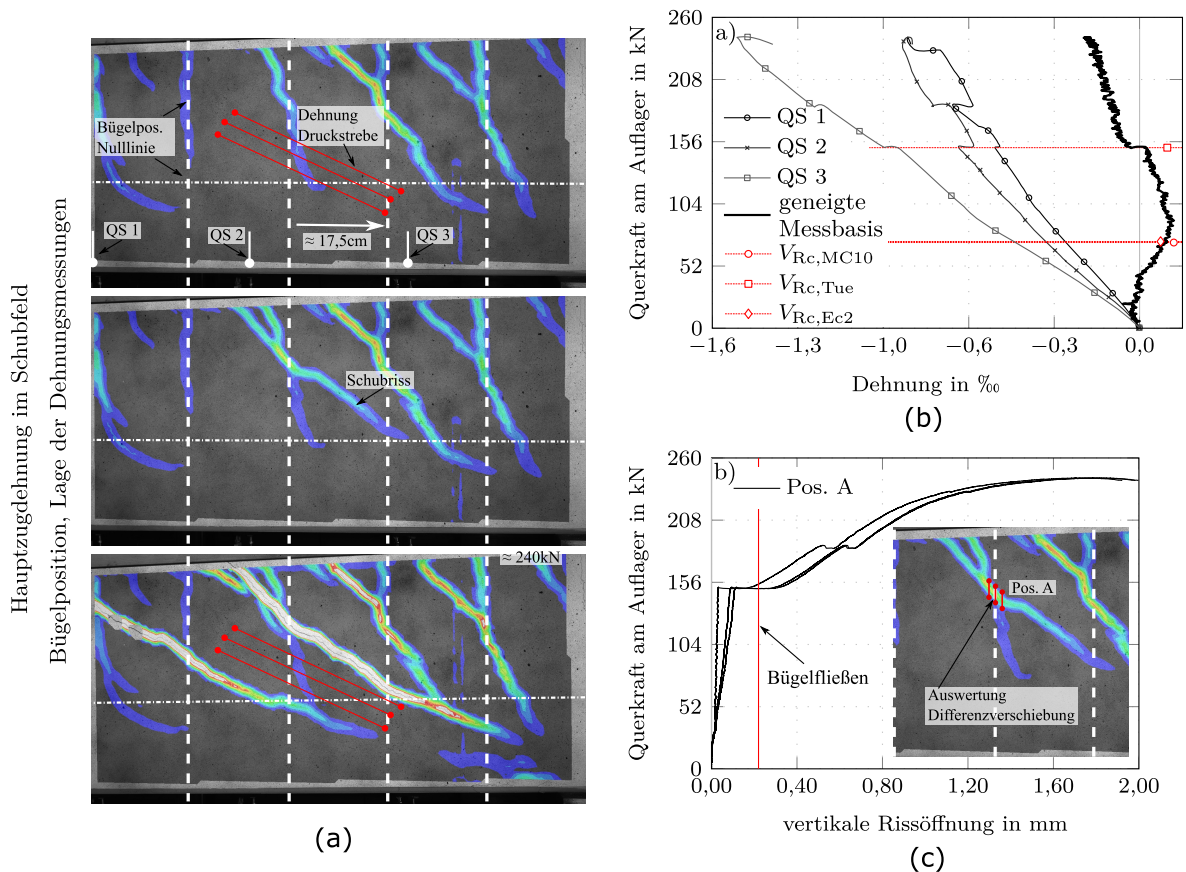


Abb. 65: a) Photogrammetrische Auswertung - b) Betondehnungen - c) Rissöffnungskurve [24]

Wie bereits erwähnt, konnte durch die Betondehnungen in der FE-Simulation auf eine direkte Lasteinleitung ins Auflager rückgeschlossen werden. Das selbige konnte auch im Labor beobachtet werden. So ist beispielsweise der selbe Rückgang der Betondehnungen in Abb. 65,b erkennbar. Auch die plötzliche Betondehnungszunahme im QS 3 wird im ATENA abgebildet. Diese Dehnungen deuten auf eine direkte Lasteinleitung ins Auflager hin. Das Rissverhalten bzw. Bügelverhalten in Abb. 65,c weist ebenfalls ein ähnliches Verhalten wie in ATENA (siehe Abb. 60) auf. Nach der Schubrissbildung gerät die Bügelbewehrung, wie in der FE-Simulation, ebenfalls direkt ins Fließen. Damit können sie im Sinne einer Zugstrebe keine weitere Lastaufnahme ertragen. Dennoch lässt sich die Querkrafttragfähigkeit weiter steigern. Die Schubbewehrung ermöglicht ein stabiles Schubrissbild. Damit verbunden eine direkte Lasteinleitung ins Auflager, welches bereits in den Betondehnungen erkannt wurde. [24] Alles in allem konnte, mit sehr geringen Abweichungen, das Programm ATENA das reale Verhalten sehr gut abbilden und somit die Laborerkenntnisse bzw. den Kraftfluss der Balken verifizieren.

5.2.2 Vergleich der FE-Ergebnisse mit den aktuell gültigen Bemessungsansätzen

Für den Vergleich mit den Bemessungswerten wird im nächsten Schritt die Querkraft im Bemessungsschnitt (Abstand d vom Auflager) ermittelt und in Tab. 11 dargestellt. Zusätzlich werden die Bemessungswerte nach *fib* Model Code 2010 [10] und EC2 [2] (NA ÖNORM B 1992-1-1 [3]) ermittelt und den ATENA-Ergebnissen gegenübergestellt. Die hierfür verwendeten Rechengänge bzw. welche Einflüsse in den Bemessungsansätzen berücksichtigt werden, können im Abschn. 2.6 nachgelesen werden. Zudem werden auch die Traglaststeigerungen der Balken im Bezug auf den Referenzbalken $V_{\chi,i}/V_{\chi=0}$ in Tab. 11 niedergeschrieben.

Tab. 11: Versuchsergebnisse der gering querkraftbewehrten Kragträger

Versuch #	χ	$V_{FE,A}$ kN	$V_{FE,d}$ kN	$V_{\chi,i}/V_{\chi=0}$	$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$	
					MC10 kN	EC2 kN	MC10 -	EC2 -
SV 5	0	161,75	141,13	1,00			1,68	1,38
SV 28	0,64	194,80	169,96	1,20	84,13	101,94	2,02	1,67
SV 29	0,82	211,81	184,80	1,31			2,20	1,81
SV 25	1,10	193,51	168,84	1,20	128,35	97,61	1,32	1,73
SV 27	1,61	240,37	209,72	1,49	149,63	142,76	1,40	1,47

- Bemessung ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung
- Bemessung mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung
- $V_{FE,A}$ Querkraft am Auflager in der FE-Simulation (inkl. Eigengewicht)
- $V_{FE,d}$ Querkraft im Abstand d in der FE-Simulation (inkl. Eigengewicht)

Aus Tab. 11 bzw. Abb. 66 ist ersichtlich, dass die Querkrafttragfähigkeiten von Kragarme unter Gleichstreckenlast, bei sämtlichen Balken der FE-Simulationen, nach den aktuell gültigen Bemessungsansätzen unterschätzt werden. Für unbewehrte Stahlbetonbauteile ($\chi = 0$) liefern beide Bemessungsansätze bereits Ergebnisse mit einer Unterschätzung von ≈ 38 bzw. 68% . Stahlbetonbauteile mit einer sehr geringen Querkraftbewehrung ($\chi < 1.0$) werden noch stärker unterschätzt. Hier treten Abweichungen von bis zu $\approx 120\%$ auf. Grund hierfür ist, dass trotz einer vorhandenen Querkraftbewehrung, die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit einem $\chi < 1.0$ nach den Bemessungsansätzen nur vom Betonquerschnitt abhängt.

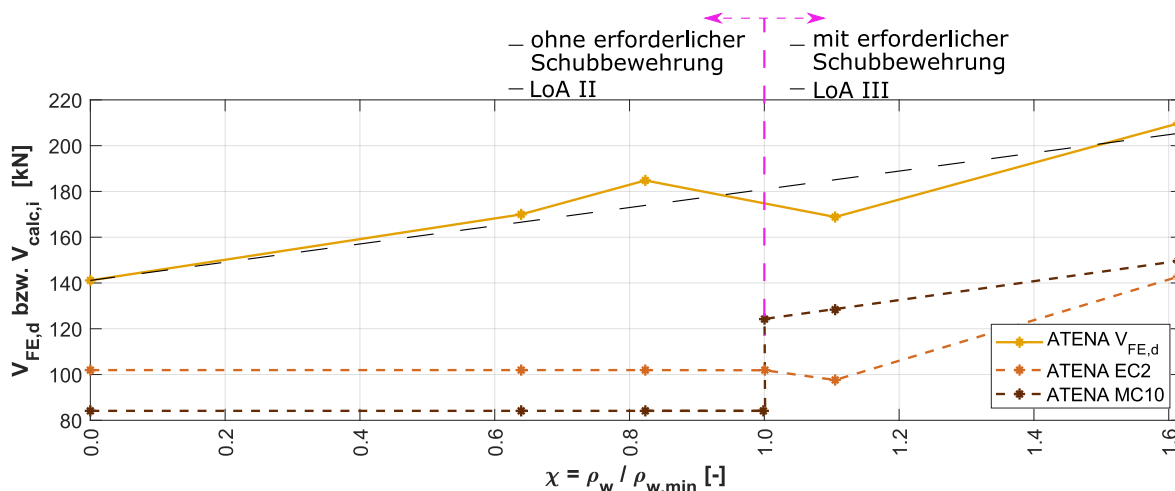


Abb. 66: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit vom rel. Querkraftbewehrungsgrad χ (SFT 3)

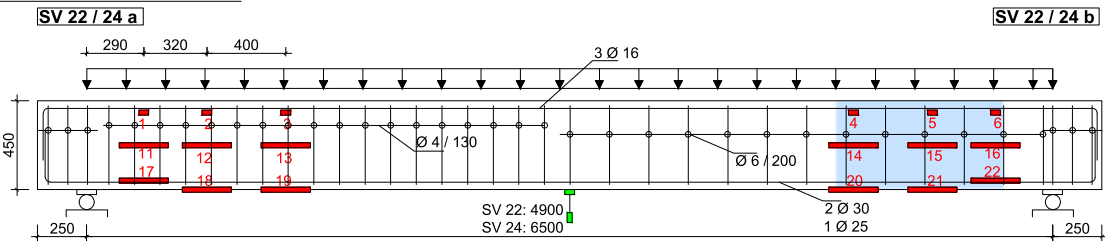
Die Bügelbewehrung hat somit keinen Einfluss, aber sowohl in der FE-Simulation als auch im Labor [28] konnte die Querkrafttragfähigkeit von Balken mit einer sehr geringen Querkraftbewehrung, im Vergleich zu querkraftunbewehrten Balken, gesteigert werden. Die selbigen Erkenntnisse wurden auch bei Einfeldträger mit geringer Schubbewehrung beobachtet. Der Basiswert nach EC2 (NA ÖNORM B 1992-1-1) [2, 3] beschreibt die Traglast der Balken mit einem $\chi < 1$ besser als jener von *fib* Model Code 2010 [10]. Balken mit einem $\chi \geq 1$ werden als querkraftbewehrt angesehen. Somit erfolgt die Bemessung nach LoA III (MC10) bzw. mit erforderlicher Querkraftbewehrung (EC2). Hierbei ist die Tragfähigkeit nicht mehr nur vom Betonquerschnitt abhängig. Durch den Wechsel von LoA II zu LoA III nimmt der Bemessungswert nach MC10 stark zu. Aufgrunddessen werden die Tragfähigkeiten von den Balken ($\chi \geq 1$) besser vorhergesagt. Solch eine plötzliche Zunahme der Tragfähigkeit ist beim EC2 nicht zu beobachten, jedoch hat die Kurve nach EC2 eine höhere Steigung. Weshalb sie mit zunehmender Schubbewehrung die Querkrafttragfähigkeit besser vorhersagt. Die oben genannten Kenntnisse werden sehr gut in der Abb. 66 veranschaulicht.

5.3 Einfluss des Bügelabstandes und ihrer Lage auf die Querkrafttragfähigkeit

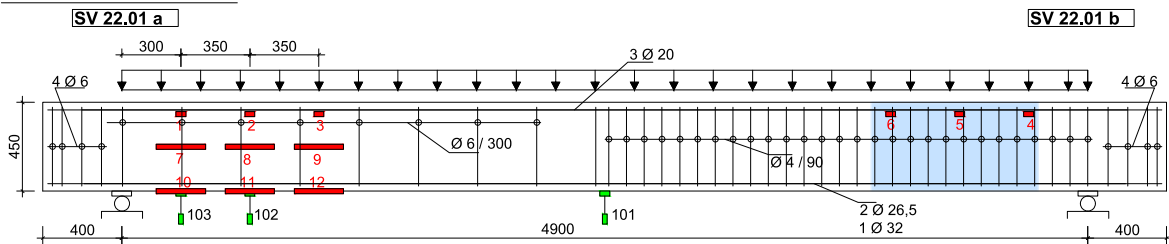
Wie im Abschn. 3.1 bereits erwähnt wurde, versagten im Labor die Träger SV 22 und 24 zuerst auf der stärker bewehrten Seite. Als Grund wird ein Einfluss des Bügelabstandes vermutet. Um diese These zu untersuchen, werden die Träger SV22, SV22.01 & SV24 (gleiches ρ_w , aber unterschiedliche Bügeldurchmesser \varnothing_w und Bügelabstände s_w) in ATENA simuliert.

Bei den Schubversuchsträgern SV 22xx handelt es sich um Einfeldträger mit einer Gleichstreckenlast als Belastung. Das Verhältnis der verwendeten Querkraftbewehrungsgrade zu den Mindestquerkraftbewehrungsgrad (siehe Glg (4)) wurde für die Träger wie folgt gewählt, $\rho_w / \rho_{w,min} \approx 1.0$ für die schwach bewehrte Seite "a" bzw. ≈ 1.5 für die stärker bewehrte Seite "b". Somit gilt, nach EC 2 [2], dieser Träger als querkraftbewehrt.

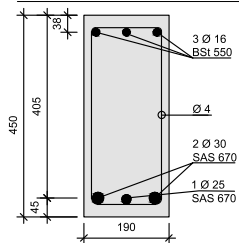
Versuchsaufbau SV22 / SV24



Versuchsaufbau SV22.01



Querschnitt SV22 / SV24



Querschnitt SV22.01

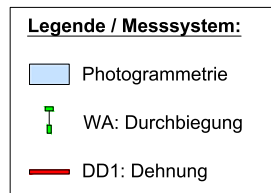
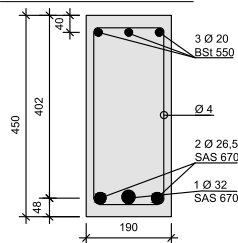


Abb. 67: Versuchsaufbau SV22, SV24 und SV22.01

Tab. 12: Versuchsparameter der Träger SV22, SV22.01 und SV24

Versuch #	l_{stat} m	b cm	h cm	d cm	f_{cm} MPa	f_{ctm} MPa	E_{cm} MPa	ρ_l %	ρ_w ‰	$\frac{\rho_w}{\rho_{w,min}}$ [-]
SV 22,a	4.9	19	45	40,5	42,2	3,19	-	2,48	1,02	1,03
SV 22,b	4.9	19	45	40,3	42,2	3,19	-	2,48	1,49	1,51
SV 22.01,a	4.9	19	45	40,5	53,9	3,51	29304	2,50	0,99	0,88
SV 22.01,b	4.9	19	45	40,5	53,9	3,51	29304	2,50	1,47	1,30
SV 24,a	6.5	19	45	40,3	35,9	2,43	32730	2,49	1,02	1,61
SV 24,b	6.5	19	45	40,3	35,9	2,43	32730	2,49	1,49	1,61

In ATENA werden diese Träger auf jeweils zwei unterschiedliche Arten modelliert. Die Querkraftbewehrung wird in den ersten Modellen nach Plan realisiert. In weiterer Folge werden die selben Träger mit einem Versatz der Bügel um $s_w/2$, modelliert (siehe Abb. 68). Durch diese Unterschiede kann ein möglicher Einfluss aus der Bügellage und den Bügelabständen auf die Querkrafttragfähigkeit ermittelt werden. Alle Modell- und Materialparameter, die in ATENA verwendet werden, wurden im Kapitel 4 ausführlich ausgearbeitet.

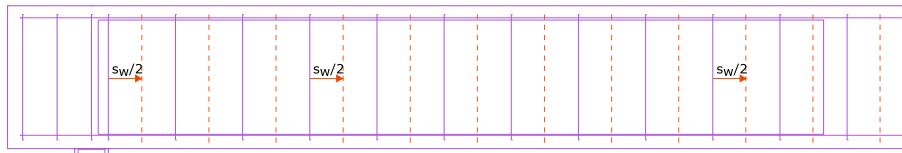


Abb. 68: Bügelversatz beispielhaft am SV22b dargestellt

Des Weiteren werden die maximalen Bügelabstände nach den aktuellen Berechnungsansätzen (EC2 [2] & fib Model Code 2010 [10]) ermittelt. Diese lassen sich mit den folgenden Formeln berechnen:

- Nach EC2 (Nat. Anhang ÖNORM EN 1992-1-1:2015 begrenzt mit 250mm) [2]

$$s_{l,max} = 0,75d \cdot (1 + \cot(\alpha)) \leq 250mm, \quad \alpha \geq 45^\circ \quad (30)$$

- Nach fib Model Code 2010 [10]

$$s_{w,max} \leq 0.6z \text{ or } 400mm \quad (31)$$

Die maximalen Bügelabstände werden ermittelt und mit den vorhandenen Bügelabständen in der Tab. 13 aufgelistet.

Tab. 13: Bügelabstände der Träger SV22xx

		SV 22a	SV22 b	SV22.01a	SV22.01b
vorh. Bügelabstand s_w	[mm]	130	200	300	90
max. s_w nach EC2	[mm]	304	304	302	302
max. s_w nach ÖNORM EN 1992	[mm]	250	250	250	250
max. s_w nach fib MC 2010	[mm]	219	219	217	217

Aus der Tab. 13 kann entnommen werden, dass der Träger SV22.01a (schwach bewehrte Seite) nach österreichischem Nationalen Anhang des EC2 [3] und nach fib Model Code 2010 [10], einen zu hohen Schubbewehrungsabstand in Längsrichtung hat. Durch zu hohe Abstände zwischen den Bügeln kann sich ein Schubriss zwischen den Bügeln bilden. Wenn der Riss zwischen zwei Bügeln entsteht und erst später einen Bügel schneidet, entstehen große Rissöffnungen. Wodurch die Kraftübertragung abnimmt und somit die Querkrafttragfähigkeit ebenso. Dies kann mit der vorher genannten Vorgehensweise (versetzen der Bügel) überprüft werden. Beobachtet man nun die Ergebnisse der Simulationen in der Abb. 69, so ist ein nennenswerter Einfluss beim Träger SV22.01a ($s_w = 300mm$) und SV22b ($s_w = 200mm$) zu beobachten. Der Einfluss ist wie erwartet beim SV22.01a höher, da auch der Bügelabstand s_w höher ist.

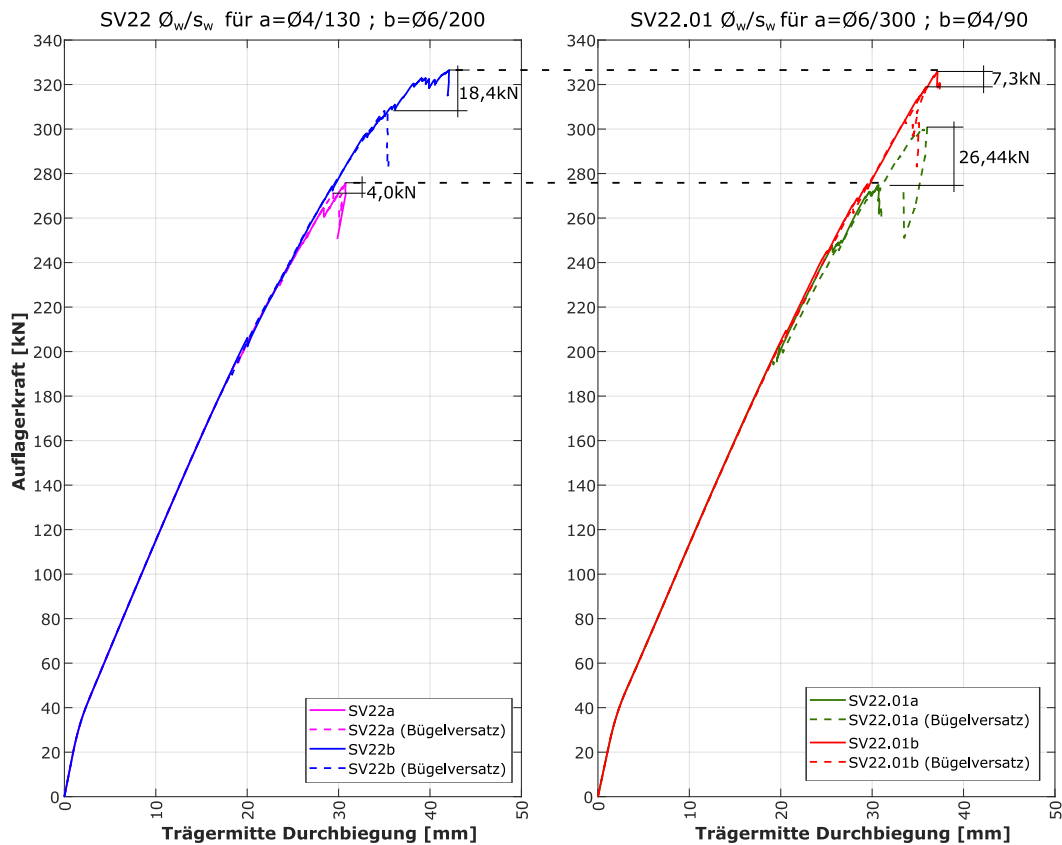


Abb. 69: Querkrafttragfähigkeit der unterschiedlichen Bügellagen; SV22 (links) - SV22.01 (rechts)

Wie bereits erwähnt, lässt sich der Einfluss mit dem Rissbild erklären. Je früher ein Bügel den Schubriss abfängt, desto besser. So kann zum Beispiel in der Abb. 70 (mit Versatz) entnommen werden, dass der Riss gut abgefangen wird. Beim Balken wo die Bügel nicht versetzt wurden, wird der Schubriss hingegen sehr spät abgefangen, wodurch die Tragfähigkeit um 26,44kN abnimmt. Bei kleinen Bügelabständen geht der Schubriss meistens über mehrere Bügel und wird daher immer früh abgefangen. Daher ist der Einfluss bei SV22a und SV22.01b kaum bemerkbar. Somit kann die strenge Auslegung nach NA (ÖNORM B 1992-1-1[3] siehe Tab. 13), im Vergleich zum Basisdokument, als sinnvoll erachtet werden. Jedoch muss beachtet werden, dass der Einfluss in den FE-Simulationen bei maximal 10% lag und somit es nicht gelungen ist, das Phänomen aus den Laborversuchen [27] zu erklären.

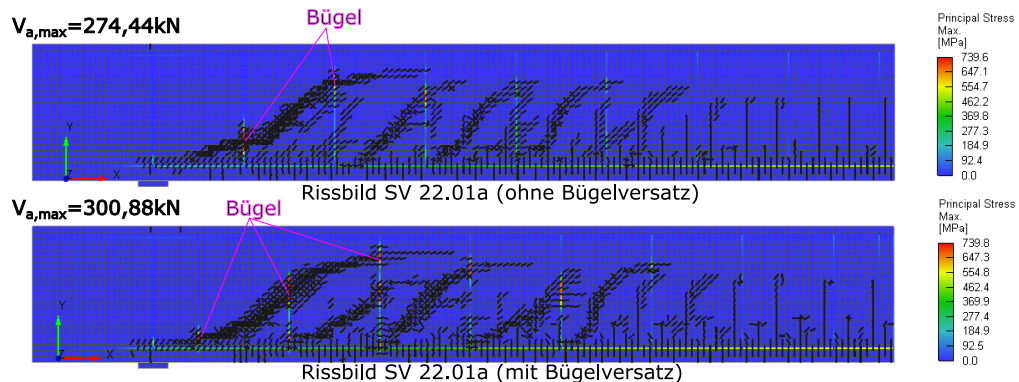


Abb. 70: Rissbild-ATENA vom Balken SV22.01a (mit und ohne Versatz der Bügel um $s_w/2$)

6 FE-Untersuchung - Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Gleichstreckenlast mit geringer Drucknormalspannung

6.1 Einfeldträger mit geringer Drucknormalspannung

In diesem Abschnitt wird der Einfluss einer geringen Drucknormalkraft auf die Querkrafttragfähigkeit von querkraftunbewehrten Stahlbetonbalken qualitativ untersucht. Hierfür wird der Träger SV2 (Einfeldträger mit einer Gleichstreckenlast als Belastungsart) mit unterschiedlichen Drucknormalspannungen modelliert. Die Vorspannung erfolgt zentrisch wie im Labor (siehe Veröffentlichung [28]) extern mittels eines eigens entwickelten Normalkraftgerüsts oder intern durch eine Spannbettvorspannung. Durch eine zentrische Vorspannung wird kein zusätzliches Biegemoment erzeugt, jedoch wird das Rissbild beeinflusst.[28] Um jegliche Einflüsse aus den Spannritzern auszublenden, werden alle Träger in ATENA mit Spannritzern modelliert. Jedoch werden die Spannritzern nur bei den intern vorgespannten Balken vorgespannt.

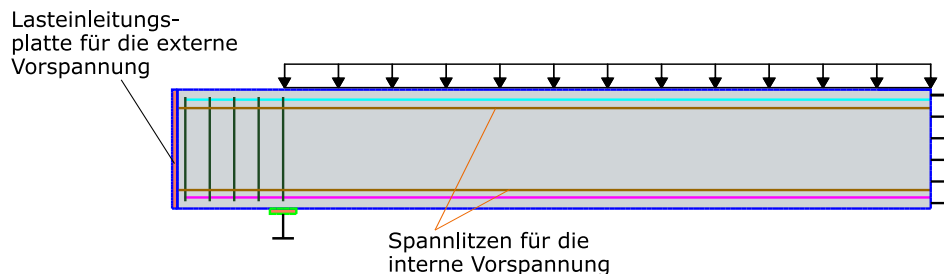


Abb. 71: ATENA-Modell für die Vorspannung (SFT 2)

Für die Simulation werden die selben Materialparameter und Querschnittabmessungen wie in Abschn. 5.1 verwendet. Lediglich $2\varnothing 16$ ST1660/1860 Spannlitzen werden zusätzlich symmetrisch angeordnet (zentrische Vorspannung). Im ersten Lastschritt wird die Vorspannung aufgebracht und dann in weiterer Folge die Gleichstreckenlast aufgebracht und bis zum Versagen des Balkens gesteigert. Die externe Vorspannung wird im Modell durch eine Lasteinleitungsplatte generiert. Es wird eine zentrische Drucknormalkraft auf die steife Lasteinleitungsplatte angebracht, wodurch der Balken gestaucht wird und somit sich eine konstante Drucknormalspannung im Balken einstellt. Bei den intern vorgespannten Balken erfolgt die zentrische Vorspannung durch die zwei Spannlitzen. Hierbei wird ihnen eine Vordehnung vorgegeben. Durch den Verbund von Spannlitze und Beton, wird dem Beton eine Drucknormalspannung aufgezwungen. Insgesamt werden sechs Balken simuliert. Hierbei ist analog zum Versuchsprogramm aus [1, 28] als Referenzbalken einer nicht vorgespannt, drei Balken extern (bezeichnet mit "E") und zwei weitere intern (bezeichnet mit "P") vorgespannt. In Abb. 72 bzw. Tab. 14 sind die Querkrafttragfähigkeiten der Simulationen dargestellt.

Tab. 14: Traglasten der ATENA-Simulationen und der aktuell gültigen Normen

ATENA-Daten					$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$	
Versuch #	σ_{cp} [MPa]	$V_{FE,A}$ [kN]	$V_{FE,d}$ [kN]	$V_{\sigma,i}/V_{\sigma=0}$ [-]	MC10 [kN]	EC2 [kN]	MC10 [-]	EC2 [-]
SV2	0	157.74	131.66	1.00	102.92	99.19	1.28	1.33
SV2 N0.5E	0.5	169.30	141.31	1.07	105.37	103.80	1.34	1.36
SV2 N1.0E	1.0	175.72	146.67	1.11	107.90	108.42	1.36	1.35
SV2 N1.5E	1.5	182.70	152.50	1.16	110.53	113.04	1.38	1.35
SV2 N1.5P	1.5	186.65	155.80	1.18	110.53	113.04	1.41	1.38
SV2 N3.0P	3.0	204.76	170.91	1.30	118.98	126.89	1.44	1.35

In den FE-Ergebnissen und Laborergebnissen [28] ist ersichtlich, dass die Drucknormalkraft zur einer Steigerung der Querkrafttragfähigkeit führt. Diese werden ebenfalls in vielen Literaturen wie z.B. in [16] oder [17] beschrieben. Durch die Drucknormalkraft wird die Druckzonenhöhe erhöht, die Rissbreite verkleinert und die Wahrscheinlichkeit einer Systemumlagerung in ein Sprengwerk erhöht. Durch die Erhöhung der Druckzone wird gleichzeitig der Anteil der Querkraft, welcher über die Druckzone abgetragen wird, erhöht. Durch kleinere Rissbreiten können ebenfalls höhere Querkräfte durch die Kornverzahnung übertragen werden.

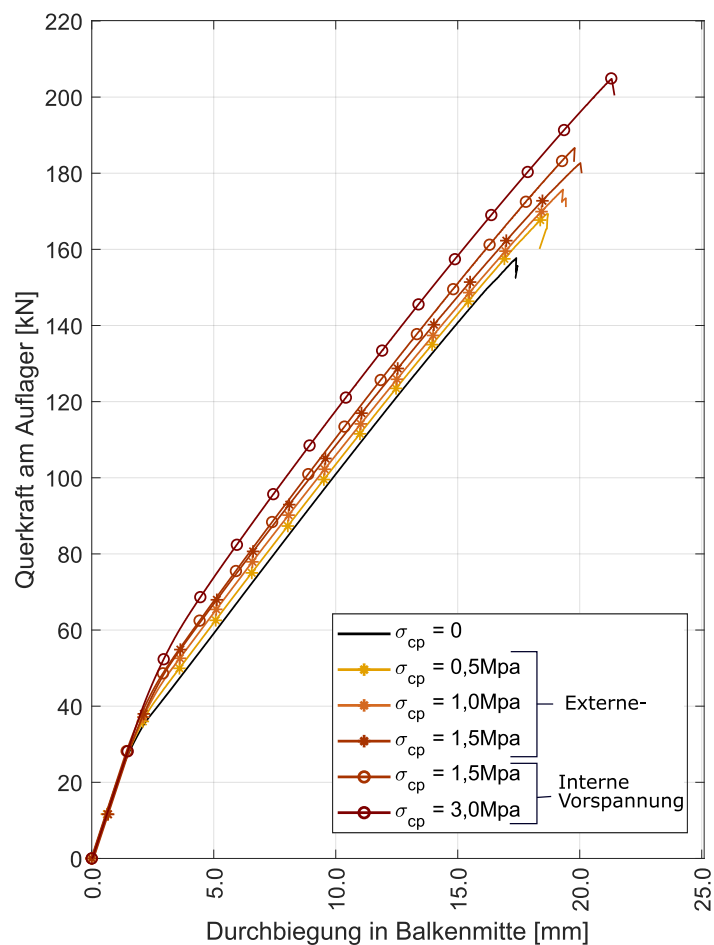
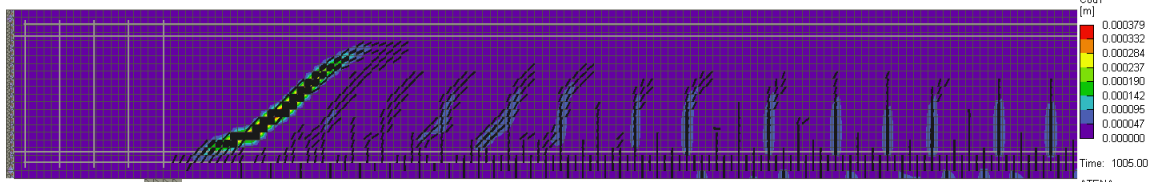


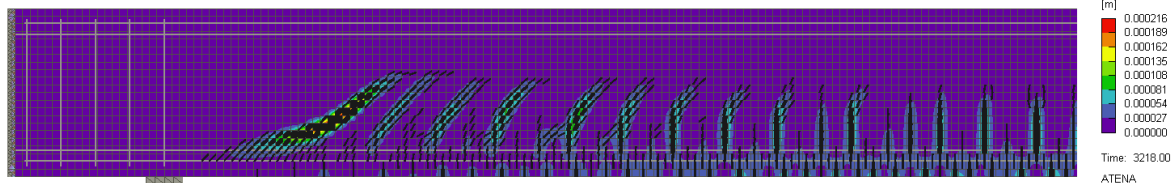
Abb. 72: Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich vorgespannten Balken

In ATENA konnte keine Sprengwerkwirkung beobachtet werden. In Abb. 72 ist erkennbar, dass durch die Drucknormalkraft der Zustand II (gerissener Zustand) zu einem späteren Zeitpunkt auftritt. Desweiteren konnte eine Verschiebung des kritischen Schubrisses in Richtung Feldmitte in Bereich mit geringerer Querkraft beobachtet werden. Je höher die Vorspannung war, desto mehr ist der kritische Biegeschubriss in Richtung Feldmitte gerückt. Der Auflagerbereich bleibt dabei ungerissen. Dies kann exemplarisch an den Rissbildern der Balken SV2 (nicht vorgespannt) und SV 2 N3.0P (interne Vorspannung 3.0MPa) in Abb. 73 beobachtet werden. Bei Einfeldträger unter Gleichstreckenlast verläuft die Querkraft linear. Sie nimmt mit zunehmender Entfernung vom Auflager ab. Jedoch nimmt das Moment zu, welches laut *fib* Model Code 2010 [10] einen negativen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Daher ist die Lage des Schubrisses für die Querkrafttragfähigkeit des Balkens relevant. Damit verbunden ist das Rissbild vom Balken SV2 N3.0P günstiger als jenes von SV2. So lässt sich die Querkrafttragfähigkeit beispielsweise durch eine interne Vorspannung von 3.0 MPa um 30 % erhöhen. Zusätzlich wurden zwei Balken mit der selben Vorspannung von 1.5 MPa, aber unterschiedlichen Vorspannungsarten (extern und intern) modelliert. Die Tragfähigkeiten dieser zwei Balken unterscheiden sich nur um $\approx 2\%$. Daher kann ausgesagt werden, dass die Vorspannungsart keinen Einfluss auf das nichtlineare FE-Modell hat.

Rissbild SV2 N0



Rissbild SV2 N3.0P

**Abb. 73:** Rissbilder von SV2-N0 und SV2-N3.0P

In den Laborversuchen aus [28] wurden die Querkrafttragfähigkeiten der Einfeldträger durch eine Drucknormalspannung ebenfalls im ähnlichem Ausmaß erhöht. Eine Verschiebung der Risse in den Bereich mit geringerer Querkraft wurde dort ebenfalls erfasst (siehe Abschn. 3.1). Somit kann ausgesagt werden, dass das Rissbild eine sehr wichtige Rolle für die Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Balken spielt.

Im nächsten Schritt werden sämtliche Traglasten nach den aktuell gültigen Bemessungsansätzen (Eurocode 2 [2] und *fib* Model Code 2010 [10]) ermittelt und den FE-Ergebnissen gegenübergestellt. Zusätzlich wird die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Vorspannung bezogen auf die nicht vorgespannten Träger ermittelt und in der Abb. 74 abgebildet. Betrachtet man nun die Ergebnisse in Tab. 14, so ist ersichtlich, dass der Grundwert (Querkrafttragfähigkeit von nicht vorgespannten Balken) mit beiden Bemessungsmodellen zufriedenstellend vorhergesagt wird. Die Tragfähigkeit wird anfangs mit dem *fib* Model Code 2010 [10] besser als mit dem Eurocode 2 [2] vorhergesagt. Jedoch wird die Steigerung der Tragfähigkeit durch EC2 besser beschrieben. Daher wird mit steigender Drucknormalspannung, die Tragfähigkeit mit dem EC2 besser vorhergesagt. Dies ist auch in der Abb. 74 gut erkennbar.

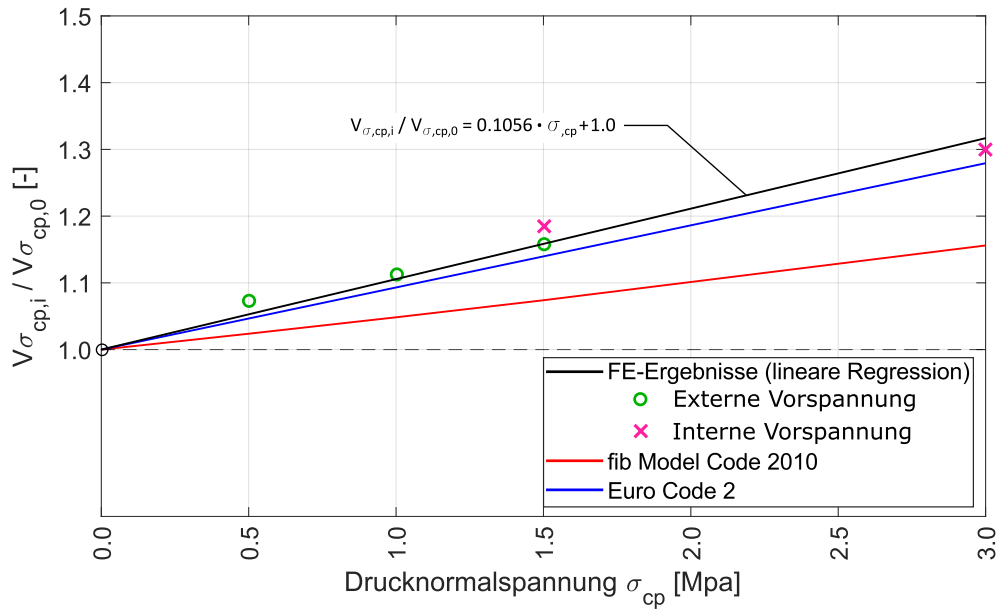


Abb. 74: Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Drucknormalspannung (SFT 2)

6.2 Kragarme mit geringer Drucknormalspannung

Analog zum Abschn. 6.1, wo der Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Einfeldträgern unter Gleichstreckenlast (SFT 2) untersucht wurde, wird in diesem Abschnitt der Einfluss auf Kragträger unter Gleichstreckenlast (SFT 3) untersucht. Simuliert wird hierbei der querkraftunbewehrte Kragträger SV-5. Die Drucknormalspannung wird, wie im Labor (siehe Veröffentlichung [28]), mittels einer eigens entwickelten Normalkraftgerüsts extern oder intern durch eine Spannbettvorspannung aufgebracht. Um jegliche Einflüsse aus den Spannlitzen auszublenden, werden alle Träger in ATENA mit Spannlitzen modelliert. Jedoch werden die Spannlitzen nur bei den intern vorgespannten Balken vorgespannt.

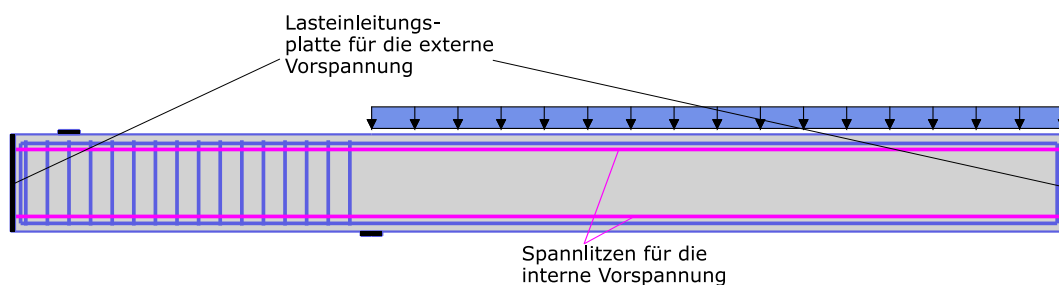


Abb. 75: ATENA-Modell für die Vorspannung (SFT 3)

Für die Simulation werden die selben Materialparameter und Querschnittsabmessungen wie in Abschn. 5.2 verwendet. Lediglich $2\varnothing 16$ ST1660/1860 Spannlitzen werden zusätzlich symmetrisch angeordnet (zentrische Vorspannung). Im ersten Lastschritt wird die Vorspannung aufgebracht und dann in weiterer Folge die Linienlast aufgebracht und bis zum Versagen des Balkens gesteigert. Insgesamt werden sechs Balken simuliert. Hierbei ist ein Balken nicht vorgespannt, drei Balken extern (bezeichnet mit "E") und zwei weitere intern vorgespannt (bezeichnet mit "P"). In Abb. 76 bzw. Tab. 15 sind die Querkrafttragfähigkeiten der Simulationen dargestellt.

Tab. 15: Traglasten der ATENA-Simulationen und der aktuell gültigen Normen

ATENA-Daten					$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$	
Versuch #	σ_{cp} [MPa]	$V_{FE,A}$ [kN]	$V_{FE,d}$ [kN]	$V_{\sigma,i}/V_{\sigma=0}$ [-]	MC10 [kN]	EC2 [kN]	MC10 [-]	EC2 [-]
SV5	0	169.30	147.87	1.00	86.24	105.16	1.71	1.41
SV5 N0.5E	0.5	176.70	154.34	1.04	87.69	109.77	1.76	1.41
SV5 N1.0E	1.0	175.70	153.46	1.04	89.07	114.39	1.72	1.34
SV5 N1.5E	1.5	176.20	153.90	1.04	90.48	119.01	1.70	1.29
SV5 N1.5P	1.5	180.50	157.66	1.07	90.48	119.01	1.74	1.32
SV5 N3.0P	3.0	188.00	164.15	1.11	95.08	133.05	1.73	1.23

Durch die Vorspannung wird das Rissmoment der Balken erhöht, wodurch der Übergang von Zustand I (ungerissen) in den Zustand II (gerissen) bei einer höheren Belastung stattfindet. Es ist ein deutlicher Steifigkeitsabfall im Zustand II erkennbar. Generell sind die Steifigkeiten der Balken im Zustand I identisch und unterscheiden sich im Zustand II kaum. Bei sämtlichen

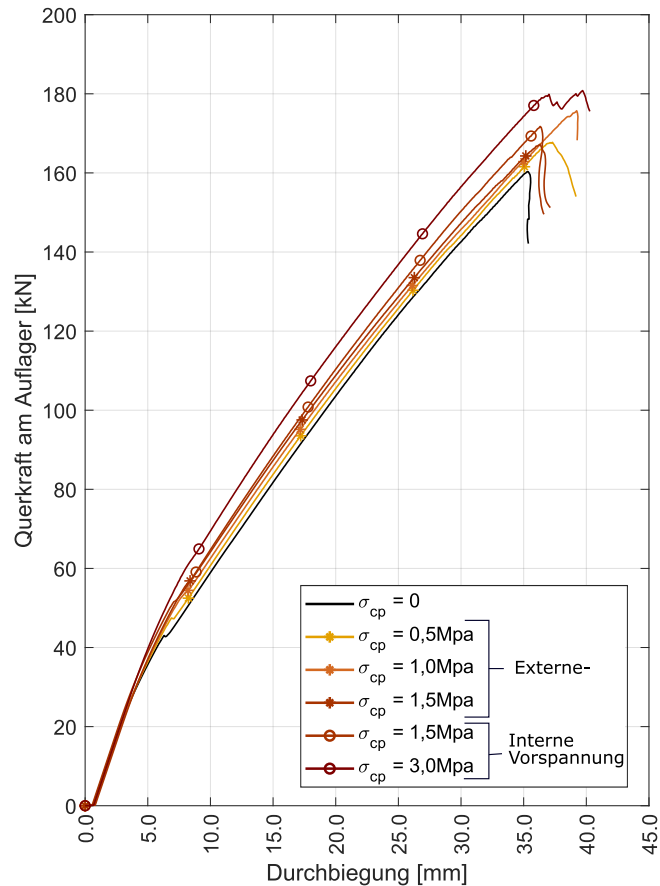
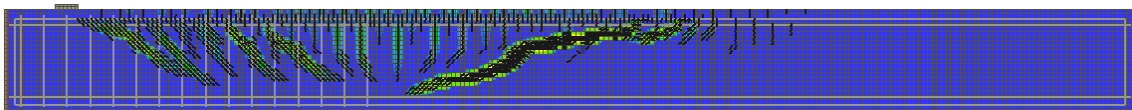


Abb. 76: Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich vorgespannten Kragträger

Balken tritt keine Systemumlagerung in ein Sprengwerk ein, dadurch erreichen die Balken mit der Ausbildung des kritischen Biegeschubrisse ihre maximale Querlasttragfähigkeit. Wie bei den ATENA-Simulationen von SFT 2, ist auch bei den SFT 3-Balken kein merklicher Einfluss aus der Vorspannungsart (intern oder extern) erkennbar. Bei der maximalen Querlasttragfähigkeit finden durch die geringe Drucknormalspannungen nur sehr geringe Traglaststeigerungen statt. So konnte die Tragfähigkeit durch eine interne zentrische Vorspannung von 3.0MPa um nur 11% gesteigert werden. Im Vergleich dazu wurde bei selbiger Vorspannung und ähnlichem Querschnitt die Tragfähigkeit der Einfeldträger unter Gleichstreckenlast um 30% gesteigert. Die Traglaststeigerungsunterschiede zwischen SFT 2 und SFT 3 Balken wird in Abb. 79 sehr gut veranschaulicht.

Rissbild SV5 - N0



Rissbild SV5 - N3.0P

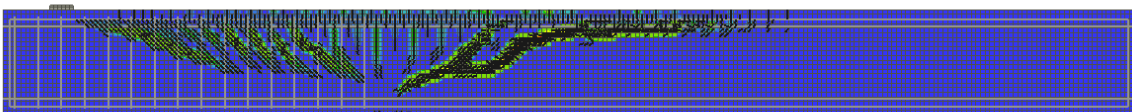


Abb. 77: Rissbilder von SV5-N0 und SV5-N3.0P

In Abb. 77 sind zwei Rissbilder der ATENA-Simulationen dargestellt. Im Gegensatz zu den Rissbilder der gering vorgespannten Einfeldträger unter Gleichstreckenlast, wo die Risse durch eine Drucknormalspannung σ_{cp} in den Bereich mit geringerer Querkraft verschoben wurden, sind zwischen den Rissbilder der vorgespannten Kragträger kaum Unterschieden bemerkbar. Sowohl die Rissneigungen als auch die Stelle der kritischen Biegeschubrisse ähneln sich sehr. Damit verbunden wird kein günstigeres Rissbild, wie in Abb. 73 ersichtlich ist, erreicht, wodurch auch die Traglaststeigerungen sehr gering ausfallen.

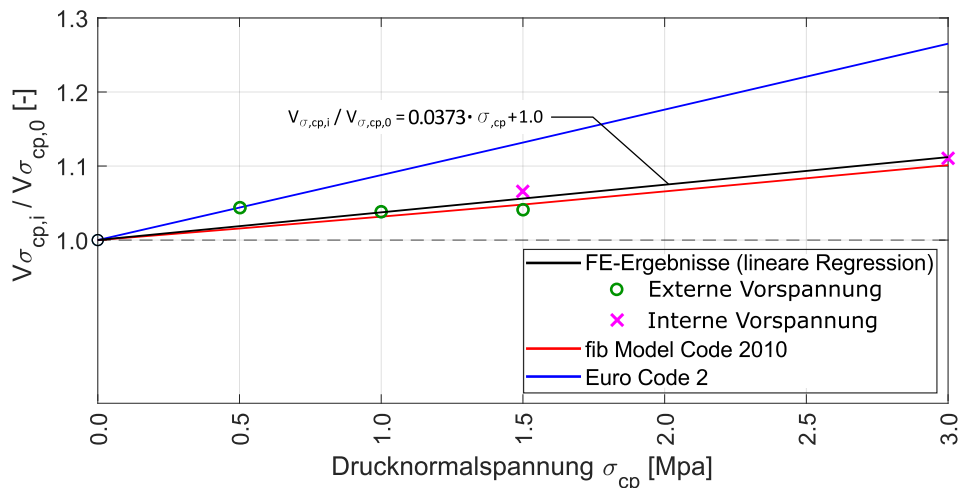


Abb. 78: Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Drucknormalspannung (STF 3)

Im nächsten Schritt werden sämtliche Traglasten nach den aktuell gültigen Bemessungsansätzen (Eurocode 2 [2, 3] und *fib* Model Code 2010 [10]) ermittelt und den FE-Ergebnissen gegenübergestellt. Zusätzlich wird die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Vorspannung bezogen auf die nicht vorgespannten Kragträger ermittelt und in der Abb. 78 dargestellt. Betrachtet man nun die Ergebnisse in Tab. 15, so ist ersichtlich, dass der Grundwert (Querkrafttragfähigkeit von nicht vorgespannten Balken) mit beiden Bemessungsmodellen unterschätzt werden. Zwar liegt die Querkrafttragfähigkeit mit dem Eurocode 2 [2, 3] höher als jene von MC10 und beschreibt die Tragfähigkeit der FE-Simulationen besser, aber wie in Abb. 78 ersichtlich ist, wird die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Vorspannung nach dem *fib* Model Code 2010 [10] viel besser beschrieben.

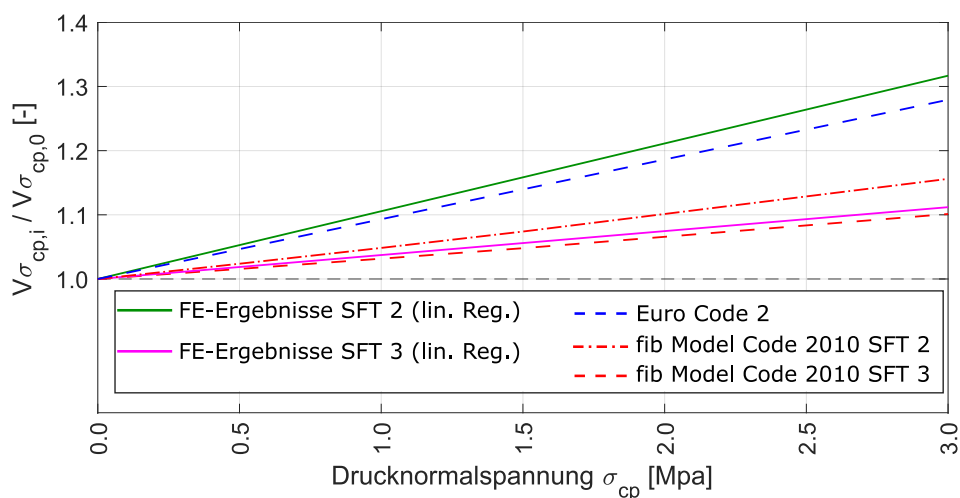


Abb. 79: Vergleich der FE-Ergebnisse der Einfeldträger (STF2) und Kragträger (STF3)

Aus den zuvor gewonnenen Erkenntnissen ist erkennbar, dass der Einfluss einer Drucknormalspannung je nach statischem System unterschiedlich stark ausfällt. Das statische System hat auch einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit nach *fib* Model Code 2010 [10], daher werden die FE-Ergebnisse unterschiedlich gut beschrieben. Beim Eurocode 2 [2] wird das statische System hingegen nicht berücksichtigt, weshalb in der Abb. 79 nur eine Kurve für SFT 2 und STF 3 dargestellt ist. Vergleicht man beide Regressionsgeraden der FE-Ergebnisse, dann ist der zuvor genannte höhere Einfluss einer Drucknormalspannung bei Einfeldträgern unter Gleichstreckenlast sehr gut erkennbar. Weiters ist ersichtlich, dass der Einfluss einer Drucknormalspannung σ_{cp} mit dem MC10 [10] viel besser als mit EC2 [2] beschrieben wird. Zwar wird der Einfluss bei Einfeldträger mit dem Eurocode 2 gut abgebildet, jedoch wird dieser für Kragträger sehr stark überschätzt.

7 Zusammenfassung

In den letzten Jahrzehnten wurden viele intensive Forschungen über das Querkrafttragverhalten eines Stahlbetonbauteils betrieben. Trotzdem wurde bis heute kein einheitlich, allgemein gültiges, mechanisches Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhalten gefunden. Dementsprechend existieren heute eine Vielzahl von Rechenmodellen und Theorien für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit. Diese sind mechanisch, empirisch oder semi-empirisch.

Um das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken besser zu verstehen, wurden in den letzten Jahren am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz ebenfalls umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Geprüft wurden dabei die Einflüsse des Querkraftbewehrungsgrads, -abstands, des statischen Systems und der Belastungsart. Einige dieser Laborversuche wurden in dieser Arbeit mit Hilfe von ATENA nachgerechnet. Die geprüften Balken sind in der Tab. 4 aufgelistet. Es wurden insgesamt 26 verschiedene Schubalken nachgerechnet. Zusätzlich wurde für ein besseres Verständnis der in ATENA implementierte nichtlineare FE-Berechnung weitere Simulationen durchgeführt. Diese wurden im Kapitel 4 behandelt. Die 26 geprüften Balken im Kapitel 5 und 6 dienten der Untersuchung von Einflüssen auf die Schubtragfähigkeit von schubslanken Balken. Bei allen Balken wurde die maximale Tragfähigkeit durch kritische Schubrisse und somit durch ein Schubversagen erreicht.

Durch zehn Balken, mit einem relativem Schubbewehrungsgrad $\chi = \rho_w / \rho_{w,min}$ von 0 bis 1.61, wurde der Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Schubtragfähigkeit von Einfeldträgern und Kragträgern unter Gleichstreckenlast (SFT 2 und 3) untersucht. Sowohl die maximalen Traglasten als auch die Rissbilder der ATENA-Simulation stimmen mit 5% bis maximal 18% Abweichung gut mit den Laborergebnissen überein. Somit kann festgestellt werden, dass ATENA für die realitätsnahe Betrachtung von Stahlbetonbauteilen geeignet ist. Wie im Labor (siehe [27]), konnte auch in den FE-Untersuchungen durch eine geringe Schubbewehrung die Traglast gesteigert werden. Eine Traglaststeigerung wurde auch bei schubbewehrten Balken mit einem $\chi < 1.0$ (laut EC2[2] querkraftunbewehrte Balken) erreicht. Der Einfluss einer sehr geringen Schubbewehrung ($\chi < 1.0$) fiel bei den Einfeldträgern unter Gleichlast mit einer Erhöhung von 55% höher als jener der Kragträgern (+31%) aus. Selbiges konnte auch im Labor beobachtet werden. Trotz dieser sehr geringen Schubbewehrungsgrade und hoher Schubslankheiten wurde die Erhöhung durch eine Kombination von Sprengwerkwirkung und Biegung erreicht. Somit sollte die strenge Begrenzung in den Bemessungsmodellen kritisch hinterfragt werden.

Weitere 12 Schubträger mit einer zentrischen Vorspannung von 0 bis 3.0MPa aus [28] wurden durch eine externe- oder interne Vorspannung in ATENA simuliert. Durch eine Drucknormalspannung wurde, bei den Einfeldträgern unter Gleichlast, eine Traglaststeigerung von bis zu 30% erreicht. Bei den Kragträgern fiel dies mit einer Erhöhung von nur 11% geringer aus. Diese Ergebnisse der Einfeldträger spiegeln sich auch in den Laborergebnissen aus [28] wieder. Ein Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Kragträgern konnte im Labor nicht festgestellt werden. Die höhere Traglasten bei den Einfeldträgern lässt sich mit einer Verschiebung der Rissbildung in den Bereich geringerer Querkraft erklären. Solch ein Verhalten konnte bei den Kragträgern nicht beobachtet werden. Somit konnte, wie im Labor auch, bewiesen werden, dass eine Drucknormalspannung sich positiv auf das Rissbild und somit auch positiv auf die Querkrafttragfähigkeit der Einfeldträger unter Gleichstreckenlast auswirkt.

Bei einigen Laborversuchen aus [27] versagte die stärker bewehrte Seite zuerst. Es wurde ein Einfluss des Bügelabstandes vermutet. Aufgrund dessen wurden vier zusätzliche Balken mit ähnlichen Schubbewehrungsgraden ρ_w , aber unterschiedlicher Konstruktionswahl (ρ_w und \varnothing_w)

in ATENA modelliert. Zwar konnte eine Traglastveränderung von $\approx 26kN$ ($\approx 10\%$) beobachtet werden, aber im Gegensatz zum Labor versagte in ATENA stets die schwächer bewehrte Seite.

Weiters wurde ersichtlich, dass sämtliche Traglasten nach den aktuell gültigen Normen (EC 2[2] und fib Model Code 2010[10]) unterschätzt werden. Am stärksten werden die Balken mit einem $\chi < 0$ unterschätzt. Die SFT 2 Balken werden nach EC 2[2] um 119% und nach fib Model Code 2010[10] um 109% unterschätzt. SFT 3 Balken werden mit 81% (EC2) und 120% (MC10) ebenfalls stark unterschätzt. Die Traglasten der vorgespannten SFT 2 Balken werden mit einer geringen Unterschätzung der Traglast von $\approx 35\%$ (EC2) und $\approx 40\%$ (MC10) einigermaßen gut vorhergesagt. Die Traglasten der Kragträger unter Gleichlast werden mit den Bemessungsansätzen des fib Model Code 2010 um $\approx 70\%$ schlechter als nach EC2 ($\approx 30\%$) vorhergesagt.

Generell kann mit der vorliegenden Arbeit gezeigt werden, dass die nichtlineare FE-Berechnung durch ATENA ein hilfreiches Werkzeug für komplexe Tragmechanismen von Stahlbetonbalken ist. Die gewählten Materialmodelle und Parameterannahmen spielen in diesem Zusammenhang eine große Rolle.

Abbildungsverzeichnis

1	Kraft-Verformungs-Kurve von Balken unterschiedlicher Schubschlankheiten [26]	3
2	(a) Sprengwerk-Zugband-Modell bei Einzellasten (b) Bogen-Zugband-Modell bei Gleichstreckenlasten [31]	4
3	Anerkannte Tragmechanismen zur Querkraftabtragung [26]	4
4	Kornverzahnung zwischen zwei Rissufern [16]	5
5	Größe der Rissprozesszone nach Zink [17] bei (a) kleinen und (b) großen Balken	5
6	Rissprozesszone nach HILLERBORG [13]	6
7	Beton im gerissenen (ZST I) und ungerissenen Zustand (ZST II)	7
8	Dübelwirkung der Längsbewehrung [31]	7
9	Kraftfluss bei einem Balken mit geneigten Rissen – Idealisierung [31]	8
10	Verschiedene Arten der Querkraftbewehrung [31]	8
11	Fachwerkmodell nach MÖRSCH [20]	11
12	Schubfeldtypen mit den dazugehörigen Schnittkraftverläufen und Nachweisstellen	15
13	Vergleich der Versuchsergebnisse mit verschiedenen Rechenansätzen für a) Schubfeldtyp 1, b) Schubfeldtyp 2 und c) Schubfeldtyp 3 aus [24]	17
14	Vergleich der im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeit mit verschiedenen Berechnungsvorschriften aus [28]	17
15	Vergleich der Rissbilder SV 21 aus [24], SV 21.01-N1-E und SV 21.02-N1-E aus [29]	18
16	Gewählte Bezeichnungsvorschrift für sämtliche Versuche [28]	19
17	(a) Scheibenelemente von Einheits- und physikalische Koordinaten [12] - (b) Elementtyp in ATENA [7]	21
18	(a) Einaxiale σ - ε -Beziehung von Beton (SBETA) in ATENA (b) Crack opening law [7]	22
19	Exponentielle Rissöffnung-Beziehung nach Hordijk [14]	23
20	a) Zug- b) Druckversuch-Modell in ATENA	23
21	Betonparameter ATENA-Eingabe	23
22	(a) Betonparameter-Zugverhalten ATENA-Eingabe (b) fixed Crack (c) rotated Crack	24
23	Betonparameter-Druckverhalten ATENA-Eingabe	24
24	ATENA - Würfelversuche (a) Druckversuche - (b) Zugversuche - (c) Betonarbeitslinie	25
25	(a) Auswertung der Biaxial-ATENA-Versuche - (b) Modellierung der Versuche (beispielhaft für Druck/Druck dargestellt)	27
26	(a) Newton-Raphson-Verfahren - (b) Modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren aus [7]	28
27	Versagensstelle der Weg- und Kraftsteuerung Verfahren	29
28	Bogenlängenverfahren [7]	30
29	a) Auswertung der Netzstudie - b) Referenzträger SV24b - c) 3.5 x 3.5cm Netz - d) 5.0 x 5.0cm Netz	31
30	Vergleich der ATENA-Rissbilder bei einer Last von 200kN	32
31	(a) Last-Verformungskurven (b) Rissbilder der ATENA-Simulation	34
32	(a) Auswertung der ATENA-Simulation ; Verbundspannung-Schlupf-Beziehung aus [5] (b) nach Bigaj 1999 (c) nach CEM-FIB Model Code 1990	35
33	Modelldarstellung SV 21a	36
34	Netzfeinheit SV 21a (2cm x 2cm)	36
35	FE-Modell SV21,a	37

36	Pläne der FE-Simulation zum Einfluss einer geringen Schubbewehrung	38
37	Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich schubbewehrten Balken	39
38	Monitoringpoints/-line von SV21a in ATENA	40
39	Hauptnormaldruckspannungen von SV21a	40
40	Anordnung der Monitoring-Points (Betondehnung und Rissbreite) von SV21a	41
41	Auswertung der Monitoring-Points (Betondehnung und Rissbreite) von SV21a	42
42	Anordnung der Monitoring-Points/line für Stahlspannungen von SV21a	42
43	Auswertung der (a)-Bügelspannung (b, c)-Längsbewehrungsspannung von SV21a	43
44	Querkraftabtragungsmechanismen von Stahlbetonbalken [15]	45
45	(a) Positionen der Freischnitte (b) Freischnitt A von SV21a	45
46	Auswertung der Glg. $\Sigma F_V = 0$ für den Balken SV21a ($\chi = 0,63$)	46
47	Positionen der Freischnitte für SV21b	46
48	Auswertung der Glg. $\Sigma F_V = 0$ für den Balken SV21b ($\chi = 0,81$)	47
49	Abmessung und Versuchsaufbau von SV21	48
50	a)Photogrammetrie Auswertung; b)Lastkurve; c)Last-Rissöffnungskurve von SV21-Labor [24]	48
51	Analyse der Dehnungsmessungen [24]	49
52	a) Maximale Querkrafttragfähigkeit in ATENA und nach EC2/MC10 - b) Normierung der Tragfähigkeiten durch $V_{R,SV2}$	51
53	Längsschnitte der Balken	58
54	Querschnittseigenschaften der Balken	59
55	Lastverformungskurven der ATENA-Simulationen	59
56	Versagensrissbild von SV25	60
57	Rissbild von SV29 bei verschiedenen Laststufen	61
58	a)Maximale Rissbreite (global) - b) Lastverformungskurve	61
59	Monitoring Betondehnung SV29	62
60	Auswertung der Monitoring-points der Betondehnungen von SV29	62
61	Monitoring der Stahlspannungen von SV29	63
62	Auswertung der Monitoring-Points/-Line der Stahlspannungen von SV29	64
63	Abmessung und Versuchsaufbau von SV29 - Laborversuch [24]	65
64	a) Rissbild aus Labor [24] - b) ATENA Rissbild von SV29	65
65	a) Photogrammetrische Auswertung - b) Betondehnungen - c) Rissöffnungskurve [24]	66
66	Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit vom rel. Querkraftbewehrungsgrad χ (SFT 3)	67
67	Versuchsaufbau SV22, SV24 und SV22.01	69
68	Bügelversatz beispielhaft am SV22b dargestellt	70
69	Querkrafttragfähigkeit der unterschiedlichen Bügellagen; SV22 (links) - SV22.01 (rechts)	71
70	Rissbild-ATENA vom Balken SV22.01a (mit und ohne Versatz der Bügel um $s_w/2$)	71
71	ATENA-Modell für die Vorspannung (SFT 2)	72
72	Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich vorgespannten Balken	73
73	Rissbilder von SV2-N0 und SV2-N3.0P	74
74	Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Drucknormalspannung (SFT 2)	75
75	ATENA-Modell für die Vorspannung (SFT 3)	76
76	Vergleich der Last-Verformungskurven der unterschiedlich vorgespannten Kragträger	77
77	Rissbilder von SV5-N0 und SV5-N3.0P	77

78	Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eine Drucknormalspannung (STF 3)	78
79	Vergleich der FE-Ergebnisse der Einfeldträger (STF2) und Kragträger (STF3)	78

Tabellenverzeichnis

1	Parameter zum Nachweis von Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung	12
2	Bandbreite der wichtigsten untersuchten Parameter der Arbeit [27]	16
3	Bandbreite der wichtigsten untersuchten Parameter der Arbeit [28]	16
4	Versuchsparameter der ausgewählten Träger aus [27, 28]	20
5	Übersicht der verwendeten Softwares	21
6	Übersicht aller ATENA - Biaxialversuche aus Abb. 25,a	26
7	Einfluss des Größtkornes auf den Basiswert der Bruchenergie	33
8	Auswertung der unterschiedlichen Bruchenergien für Träger SV-24	34
9	Versuchsergebnisse der Balken mit einer geringen Schubbewehrung	50
10	Eingangsparameter für die Querkraftbemessung	52
11	Versuchsergebnisse der gering querkraftbewehrten Kragträger	67
12	Versuchsparameter der Träger SV22, SV22.01 und SV24	69
13	Bügelabstände der Träger SV22xx	70
14	Traglasten der ATENA-Simulationen und der aktuell gültigen Normen	73
15	Traglasten der ATENA-Simulationen und der aktuell gültigen Normen	76

Literatur

- [1] ANEGG, Philipp: *Zur Querkrafttragfähigkeit von extern vorgespannten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung*, TU Graz – Institut für Betonbau, Masterarbeit, 2019
- [2] AUSTRIAN-STANDARDS-INSTITUTE: *Eurocode 2 Basisdokument: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2015-02-15. – Norm
- [3] AUSTRIAN-STANDARDS-INSTITUTE: *Eurocode 2 nationaler Anhang Österreich: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2018-01-01. – Norm
- [4] BENTZ, Evan C. ; VECCHIO, Frank J. ; COLLINS, Michael P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), S. 614–624
- [5] CERVENKA, Jan ; JENDELE, Libor: Finite element modelling of reinforcement with bond. In: *Computers & Structures* 84 (2006), Nr. 28, S. 1780 – 1791. – ISSN 0045–7949
- [6] CERVENKA, Vladimir ; CERVENKA, Jan ; PUKL, Radomír ; SAJDLOVÁ, Tereza: Prediction of Shear Failure of Large Beams Based on Fracture Mechanics, 2016
- [7] ČERVENKA, Vladimír ; JENDELE, Libor ; ČERVENKA, Jan: ATENA Program Documentation Part 1 - Theory. (2018)
- [8] ČERVENKA, Vladimír ; KABELE, Petr ; ČERVENKA, Jan: ATENA Program Documentation Part 3.1 - Example Manual ATENA Engineering. (2010)
- [9] ČERVENKA, Vladimír ; PUKL, Radomir: ATENA – ein Werkzeug für wirklichkeitsnahe Berechnungen von Stahlbetonstrukturen. In: *Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren, Universität für Bodenkultur Wien* (2007)
- [10] FIB, MC10: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2013. – Norm
- [11] FINGERLOOS, Frank ; WORNER, Johann-Dietrich: *Beton-Kalender 2016 - Schwerpunkte: Beton im Hochbau, Silos und Behälter*. John Wiley & Sons, 2016
- [12] HAHN, Manfred ; RECK, Michael: *Kompaktkurs Finite Elemente für Einsteiger: Theorie und Beispiele zur Approximation linearer Feldprobleme*. 2018. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-22775-3>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-22775-3>. – ISBN 978-3-658-22774-6
- [13] HILLERBORG, A.: *Analysis of one Single Crack*. Fracture mechanics of concrete, Amsterdam 1983
- [14] HORDIJK, Da D.: *Local approach to fatigue of concrete*, Delft University of Technology, doctoral thesis, 1991
- [15] HUBER, Patrick ; HUBER, Tobias ; KOLLEGER, Johann: Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios. In: *Engineering Structures* 170 (2018), 09. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.079>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2018.05.079
- [16] KÖNIG, G. ; NGUYEN, V.T.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. 2003

- [17] KÖNIG, G. ; ZINK, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Vieweg+Teubner Verlag, 2000
- [18] KUPFER, Helmut ; ZELGER, Cölestin: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton ; 229, 1973
- [19] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau: Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer Berlin Heidelberg, 1984
- [20] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau: seine Theorie und Anwendung*. K. Wittwer, 1906
- [21] SIGRIST, Viktor ; BENTZ, Evan ; RUIZ, Miguel F. ; FOSTER, Stephen ; MUTTONI, Aurelio: Background to the fib Model Code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs. In: *Structural Concrete* 14 (2013), Nr. 3, 195-203. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201200066>. – DOI 10.1002/suco.201200066
- [22] STAHLBETON.; Deutscher A.: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600, Beuth Verlag GmbH Berlin-Wien-Zürich, Berlin 2012
- [23] STRUCTURAL CONCRETE FIB, International F.: *Constitutive Modelling of High Strength/high Performance Concrete*. Bd. bulletin 42. 2008
- [24] TUE, Nguyen V. ; EHMANN, Rainer ; BETSCHOGA, Christoph ; TUNG, Nguyen D.: Einfluss geringer Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Nr. 4, 217-230. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201800075>. – DOI 10.1002/best.201800075
- [25] TUE, Nguyen V. ; EHMANN, Rainer ; TUNG, Nguyen D.: Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 7, 446-457. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201500005>. – DOI 10.1002/best.201500005
- [26] TUE, Nguyen V. ; THEILER, Werner ; TUNG, Nguyen D.: Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Nr. 10, S. 666–677. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201400058>. – DOI 10.1002/best.201400058
- [27] TUE, Nguyen V. ; TUNG, Nguyen D. ; BETSCHOGA, Christoph: *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit (geringer) Querkraftbewehrung*, TU Graz – Institut für Betonbau, Forschungsbericht BAW, 2018
- [28] TUE, Nguyen V. ; TUNG, Nguyen D. ; BETSCHOGA, Christoph: *Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken mit geringer Normalkraft*, TU Graz – Institut für Betonbau, Forschungsbericht BAW, 2019
- [29] WEIDINGER, Oliver: *Zum Einfluss geringer Normalkräfte auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung*, TU Graz – Institut für Betonbau, Masterarbeit, 2018
- [30] WRIGGERS, Peter: *Nichtlineare Finite-Element-Methoden*. Springer Verlag, 2001
- [31] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard ; ZEHETMAIER, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Springer-Verlag, 2009

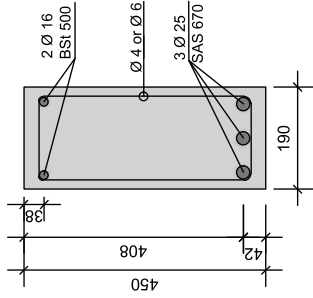
A Anhang - ATENA-Ergebnisse der Einfeldträger (SFT 2)

A.1 Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit

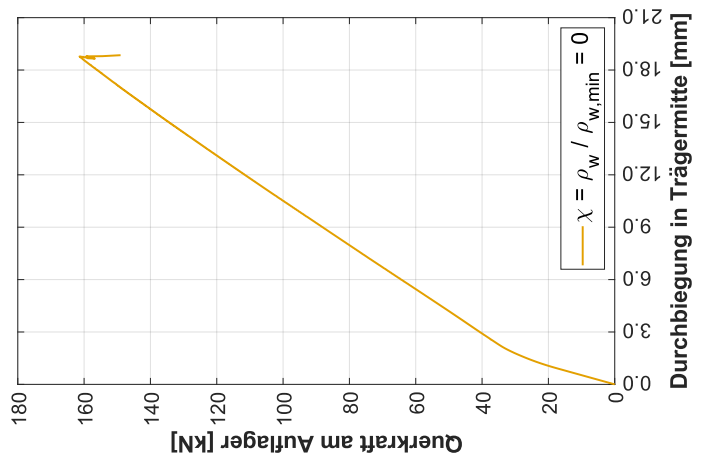
Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkraftbewehrte Einfeldträger

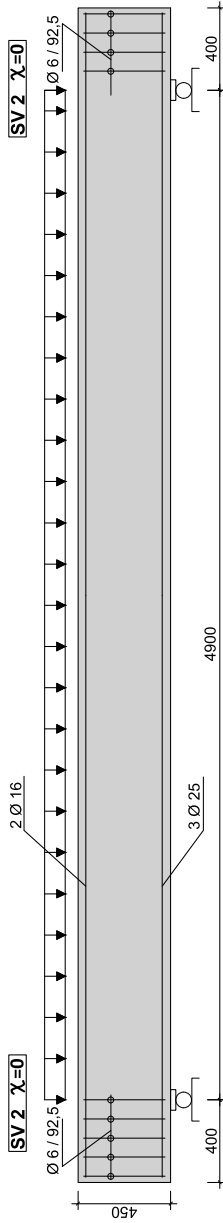
	SV2	SV21a	SV21b	SV22a	SV22b
f_{cm} [Mpa]			38,2		
f_{ctm} [Mpa]			2,43		
E_{cm} [Mpa]			32730		
\varnothing_w / s_w	0	$\varnothing 4 / 225$	$\varnothing 4 / 175$	$\varnothing 4 / 130$	$\varnothing 6 / 200$
ρ_w [%cc]	0	0,59	0,76	1,02	1,49
$\rho_{w,min}$ [%cc]			0,936		
χ [-]	0	0,63	0,81	1,09	1,59



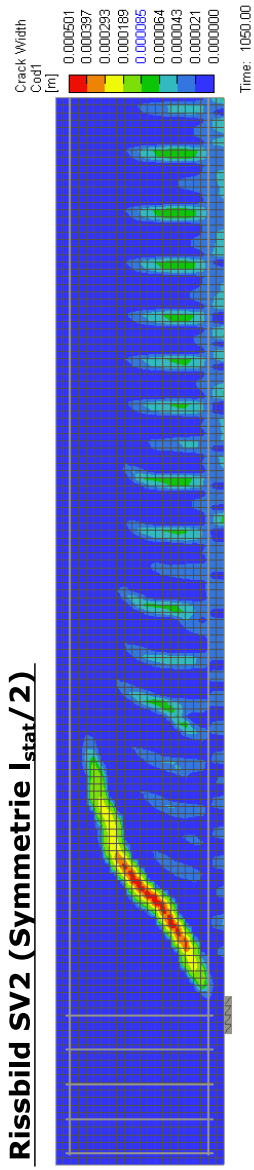
Lastverformungskurve SV2



Versuchsaufbau SV2

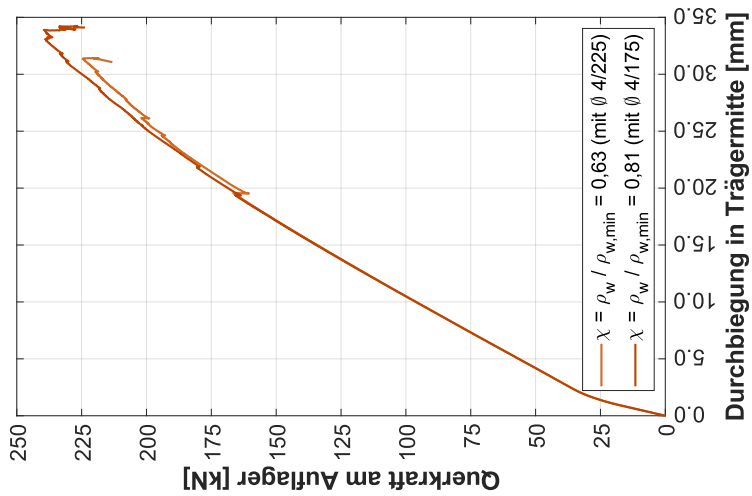


Rissbild SV2 (Symmetrie I_{stat}/2)

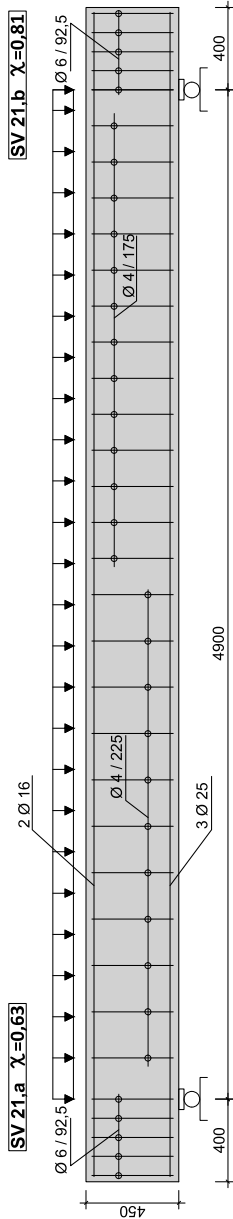


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkraftbewehrte Einfeldträger

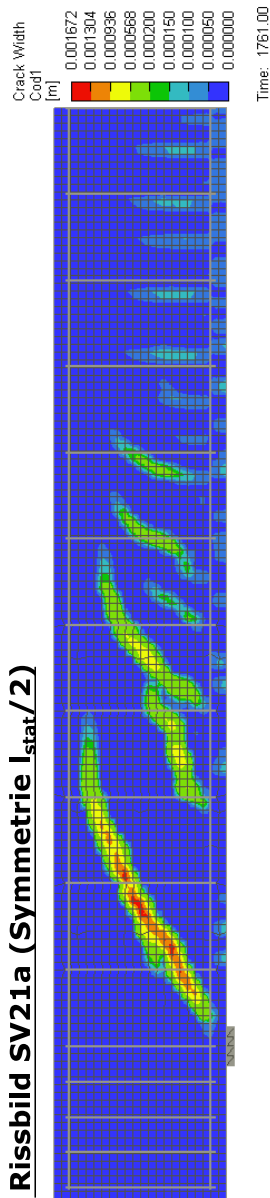
Lastverformungskurve SV21a,b



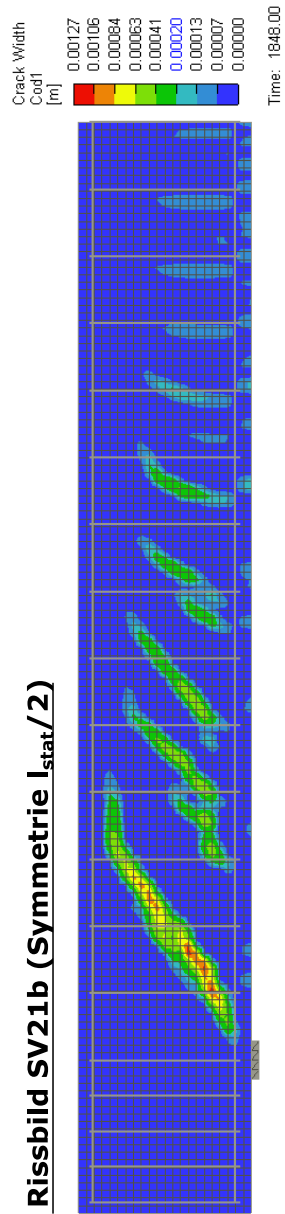
Versuchsaufbau SV21



Rissbild SV21a (Symmetrie $I_{stat}/2$)

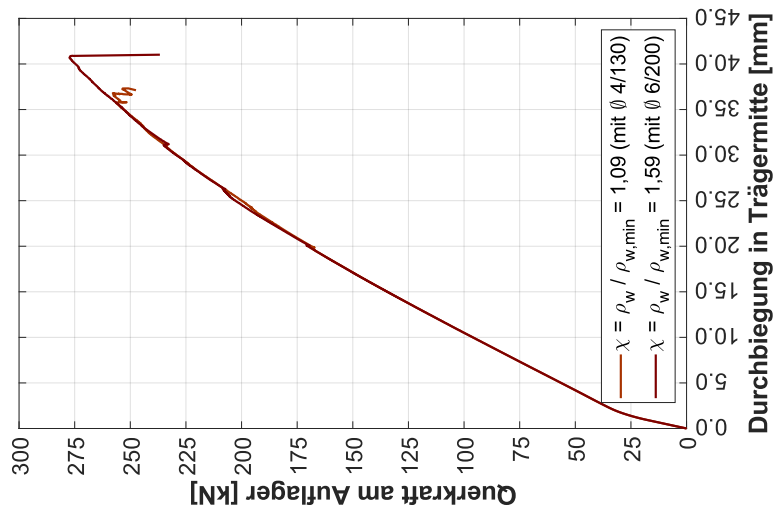


Rissbild SV21b (Symmetrie $I_{stat}/2$)

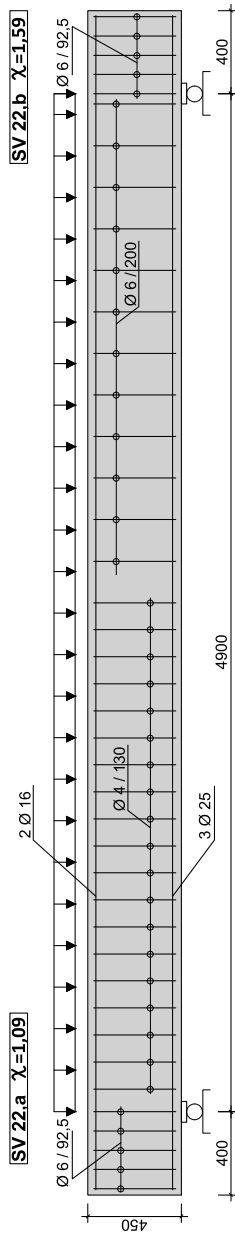


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkraftbewehrte Einfeldträger

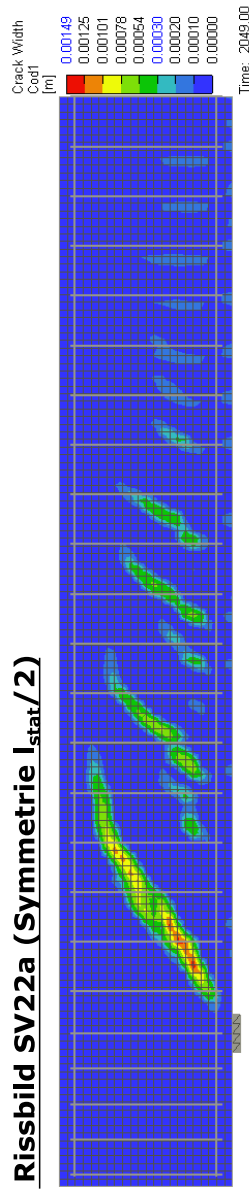
Lastverformungskurve SV22a,b



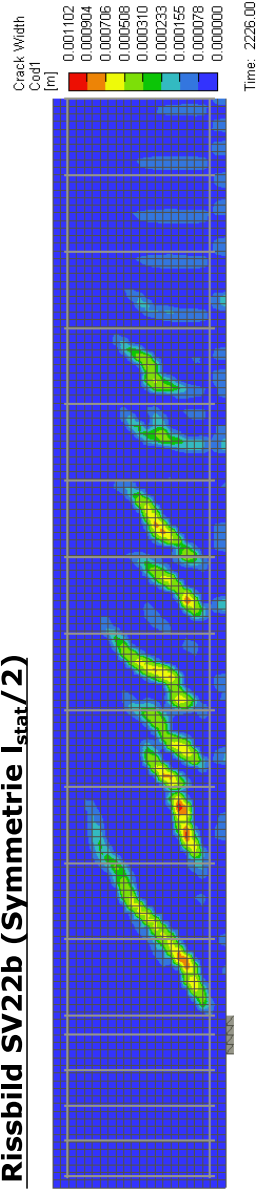
Versuchsaufbau SV22

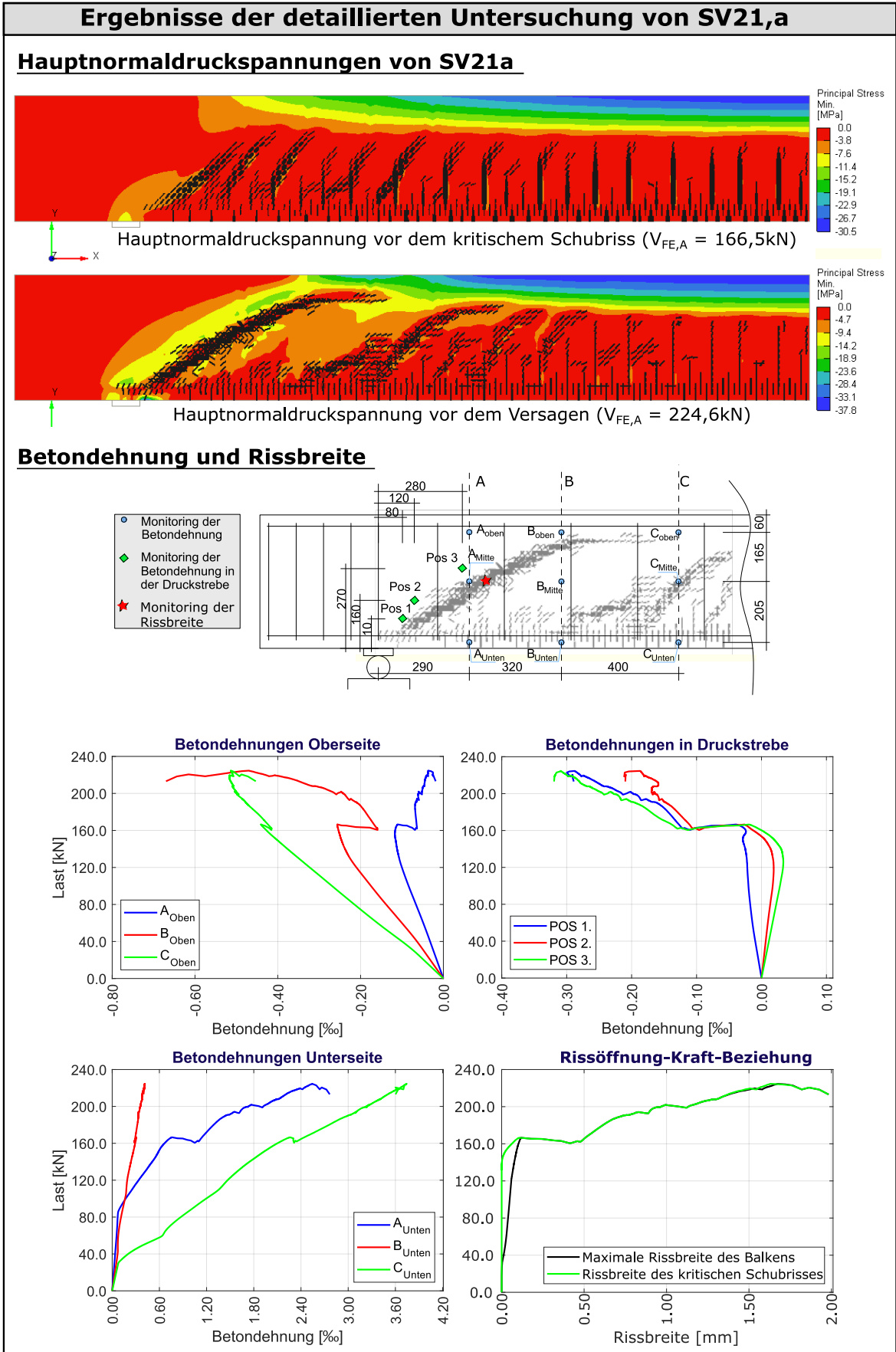


Rissbild SV22a (Symmetrie $I_{stat}/2$)



Rissbild SV22b (Symmetrie $I_{stat}/2$)

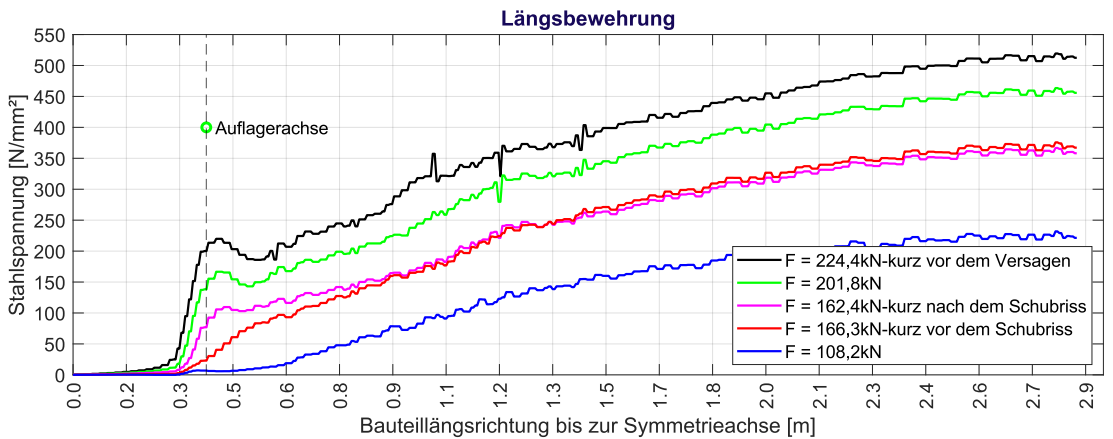
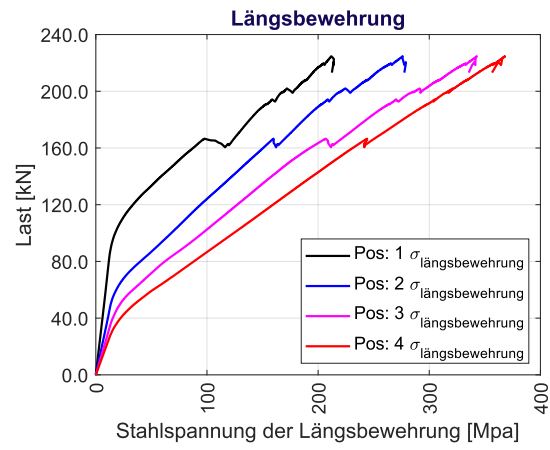
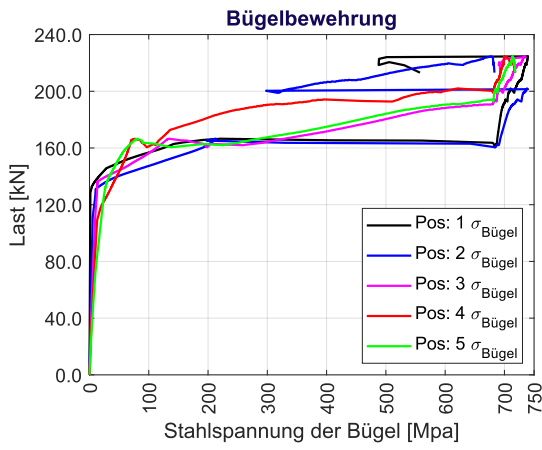
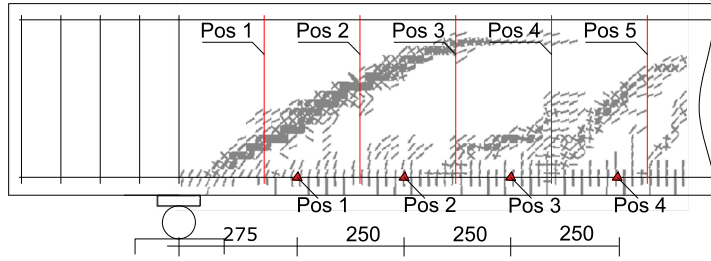




Ergebnisse der detaillierten Untersuchung von SV21,a

Spannungen der Bügelbewehrung und Längsbewehrung

— Monitoring der Bügelspannung (line)
 ▲ Monitoring der Längsbewehrungssp.



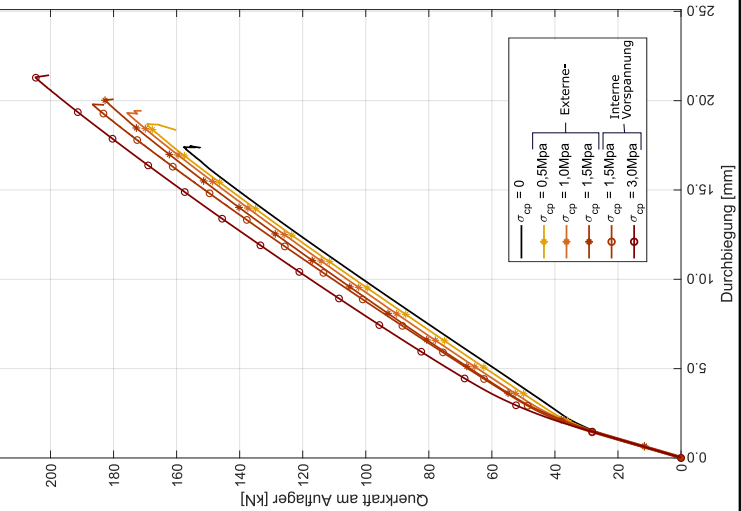
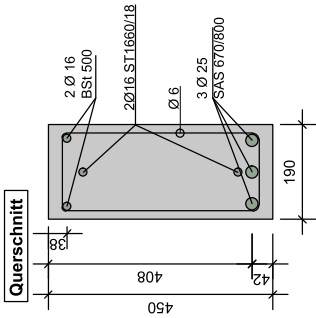
A.2 Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit

Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

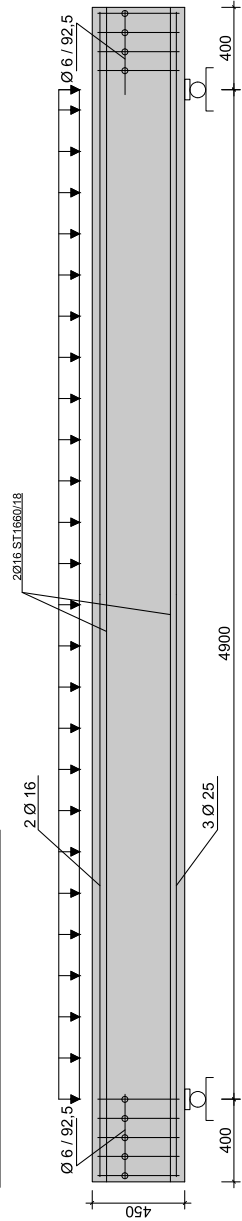
Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Einfeldträger

ATENA-Daten		$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$		
Versuch #	σ_{ep} [Mpa]	$V_{FE,A}$ [kN]	$V_{FE,d}$ [kN]	$V_{\sigma_i}/V_{\sigma=0}$ [-]	MC10 EC2 [kN]	MC10 EC2 [-]
SV2	0	157.74	131.66	1.00	102.92	1.28
SV2 N0.5E	0.5	169.30	141.31	1.07	105.37	1.34
SV2 N1.0E	1.0	175.72	146.67	1.11	107.90	1.36
SV2 N1.5E	1.5	182.70	152.50	1.16	110.53	1.38
SV2 N1.5P	1.5	186.65	155.80	1.18	110.53	1.41
SV2 N3.0P	3.0	204.76	170.91	1.30	118.98	1.44

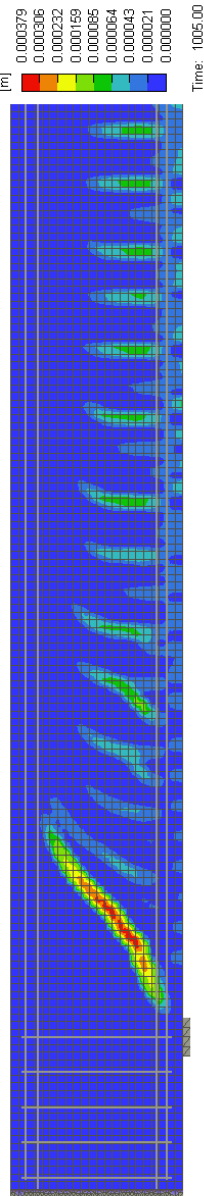
Mit:
 E = Extern vorgespannt
 P = Intern vorgespannt
 z.B. 3.0P = 3.0MPa interne Vorspannung



Versuchsaufbau SV2 N0

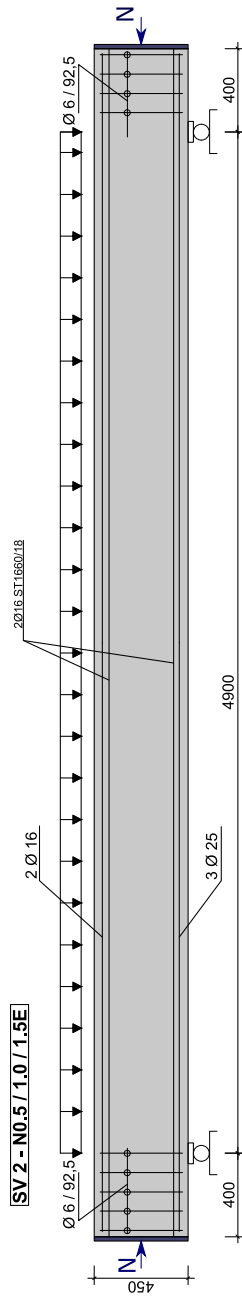


Rissbild SV2 - N0 (Symmetrie I_{stat}/2)

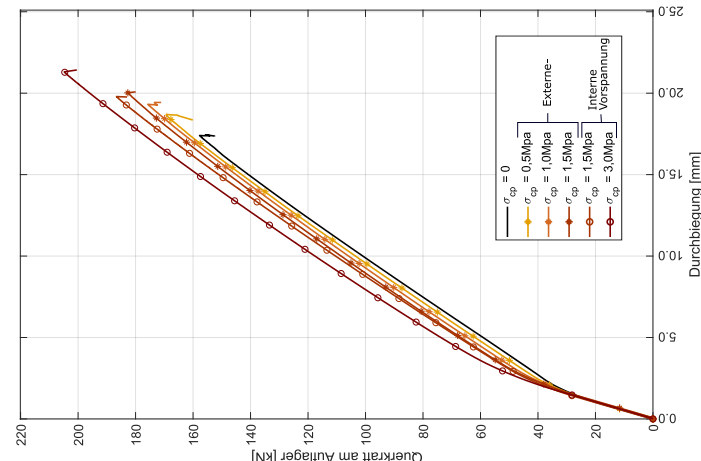


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Einfeldträger

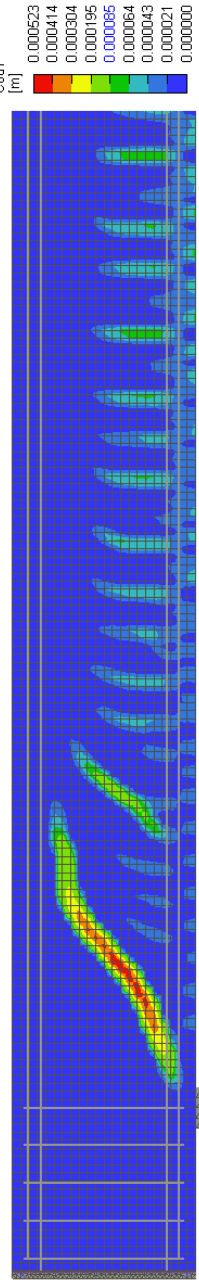
Versuchsaufbau der extern vorgespannten Balken



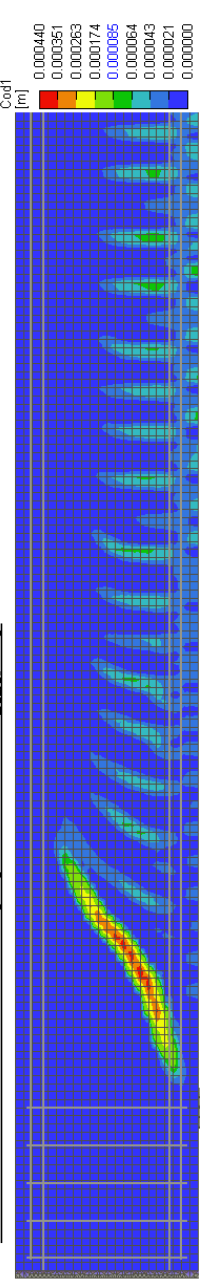
Lastverformungskurve



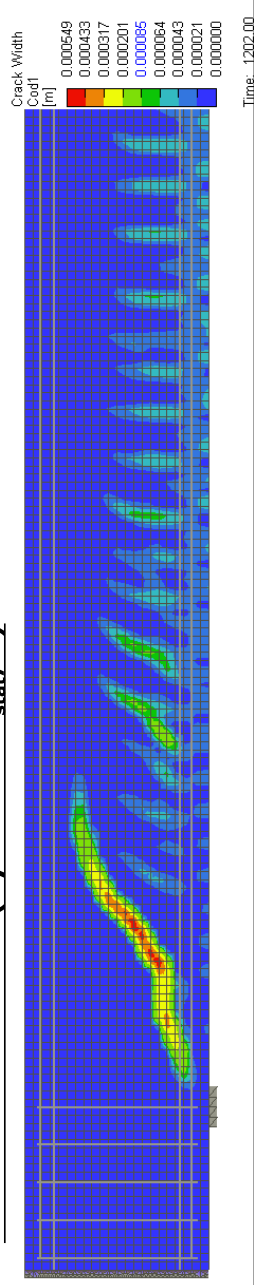
Rissbild SV2 - N0.5E (Symmetrie I_{stat}/2)



Rissbild SV2 - N1.0E (Symmetrie I_{stat}/2)

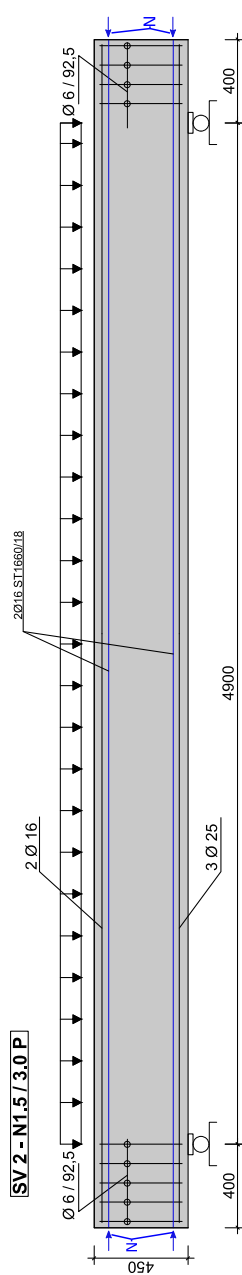


Rissbild SV2 - N1.5E (Symmetrie I_{stat}/2)

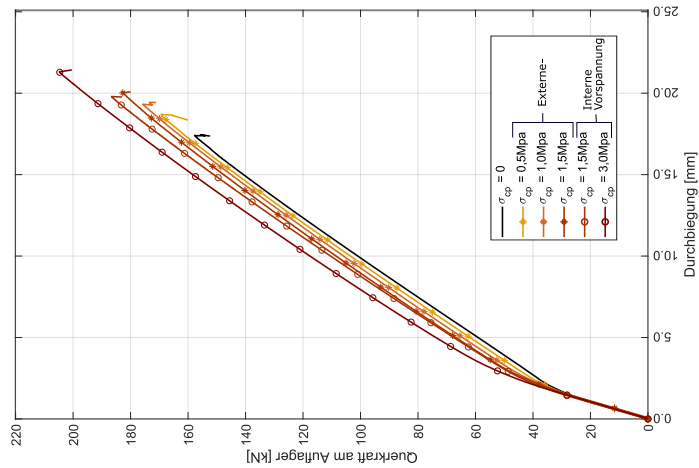


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Einfeldträger

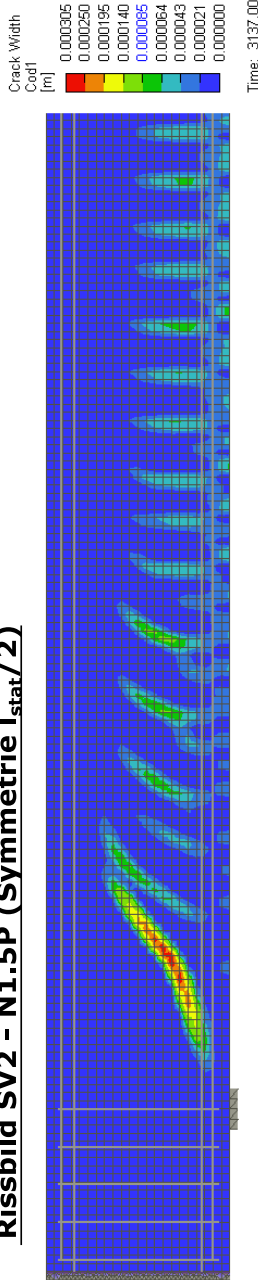
Versuchsaufbau der extern vorgespannten Balken



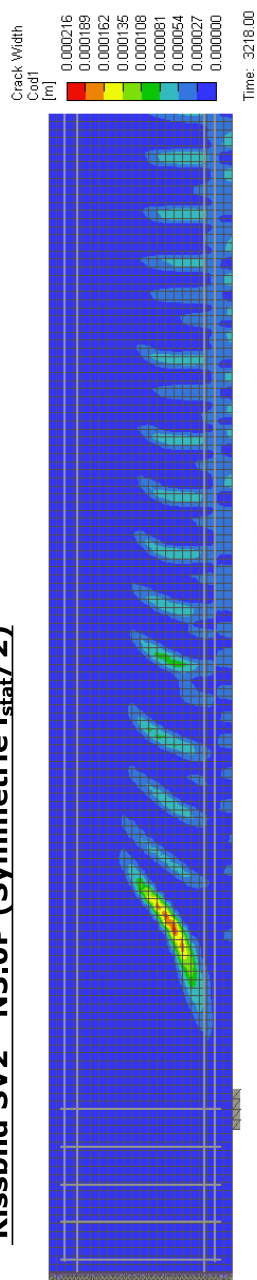
Lastverformungskurve



Rissbild SV2 - N1.5P (Symmetrie I_{stat}/2)



Rissbild SV2 - N3.0P (Symmetrie I_{stat}/2)



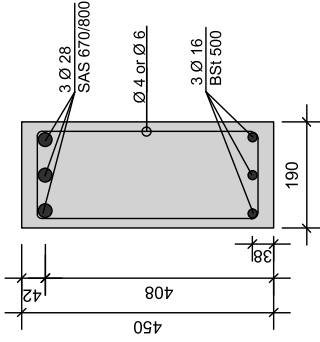
B Anhang - ATENA-Ergebnisse der Kragträger (SFT 3)

B.1 Einfluss einer geringen Schubbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit

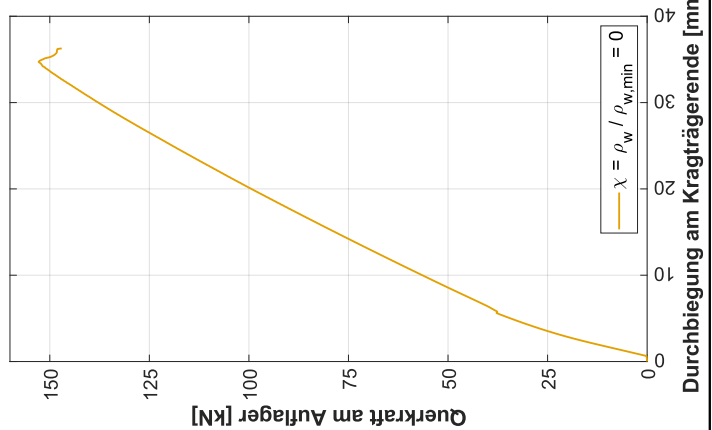
Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkräftbewehrte Kragträger

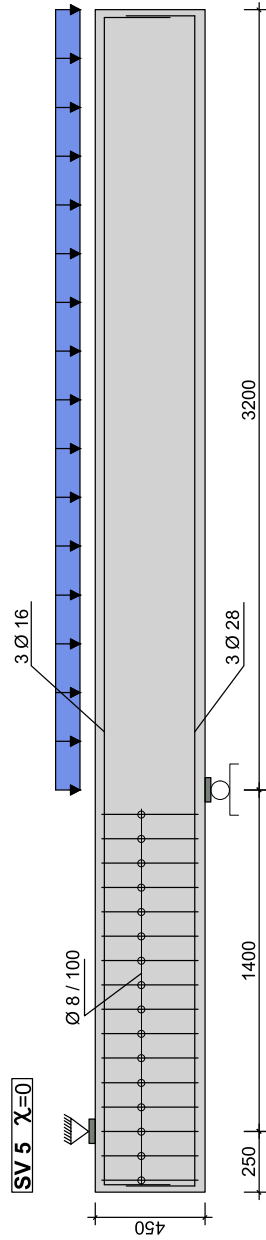
	SV5	SV28	SV29	SV25	SV27
f_{cm} [Mpa]			37,30		
f_{ctm} [Mpa]			2,87		
E_{cm} [Mpa]			32311		
ρ_w / s_w	0	$\emptyset 4 / 225$	$\emptyset 4 / 175$	$\emptyset 4 / 130$	$\emptyset 6 / 200$
ρ_w [%]	0	0,59	0,76	1,02	1,49
$\rho_{w,min}$ [%]			0,923		
χ [-]	0	0,64	0,82	1,10	1,61



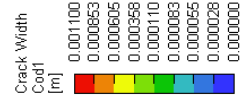
Lastverformungskurve SV5



Versuchsaufbau SV5

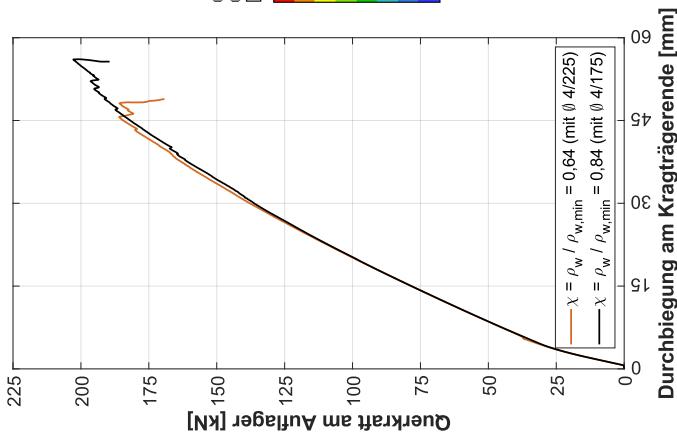


Rissbild SV5

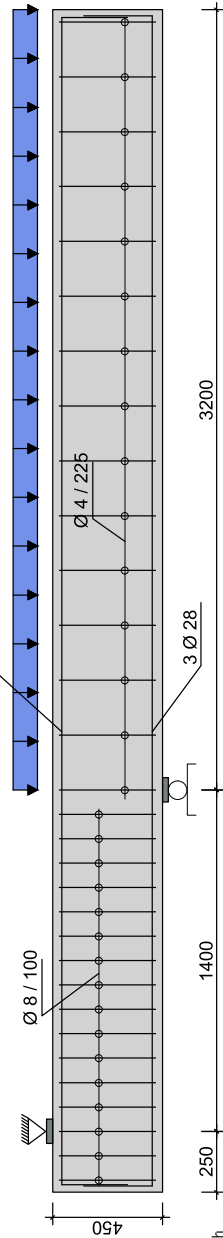


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkräftbewehrte Kragträger

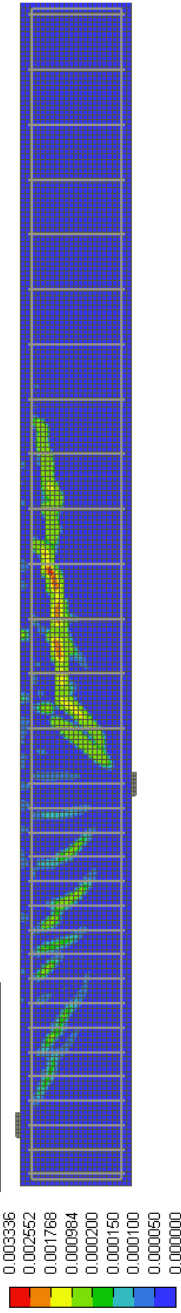
Lastverformungsk. SV28/29



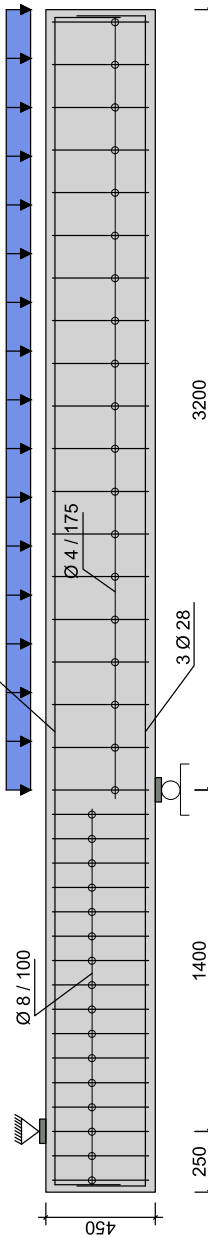
Versuchsaufbau SV28



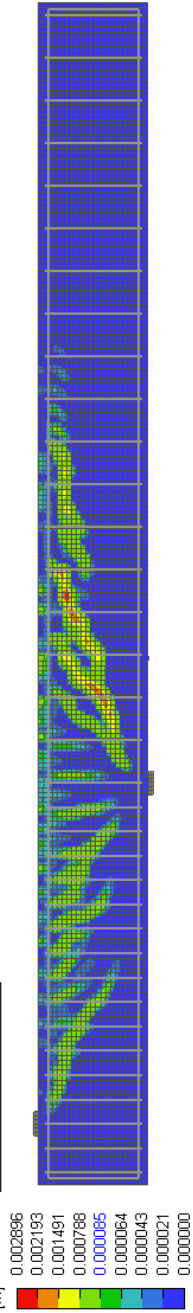
Rissbild SV28



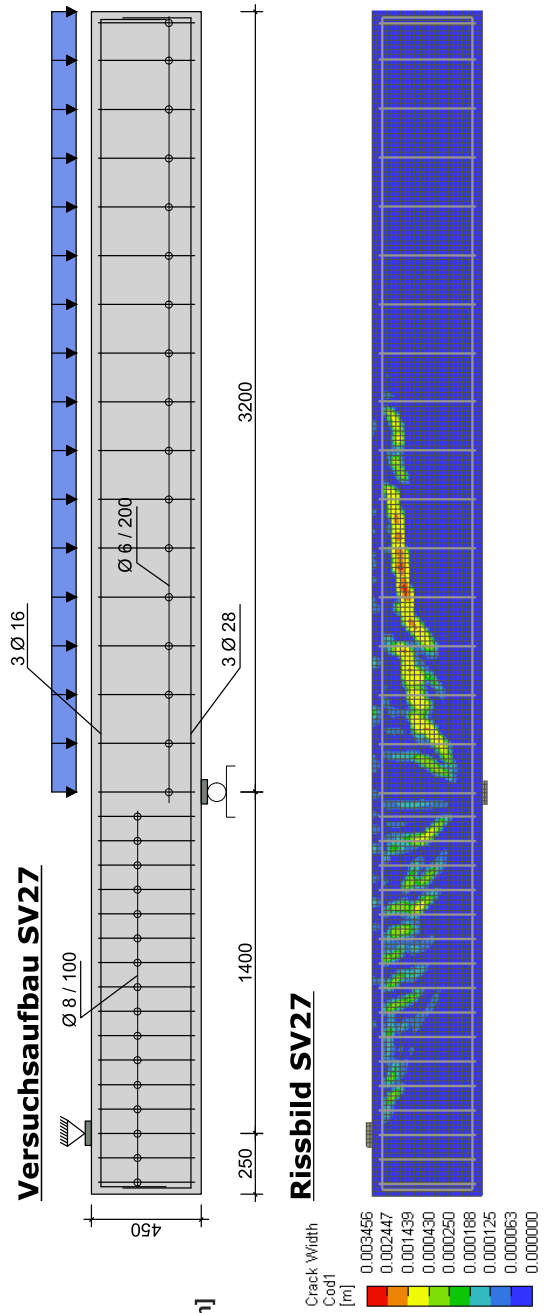
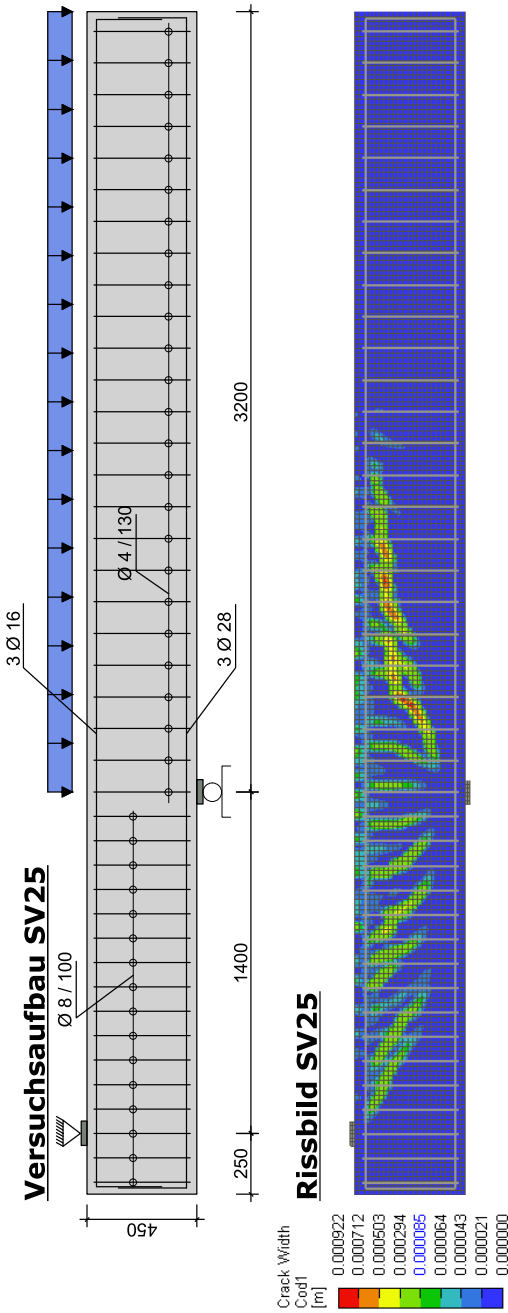
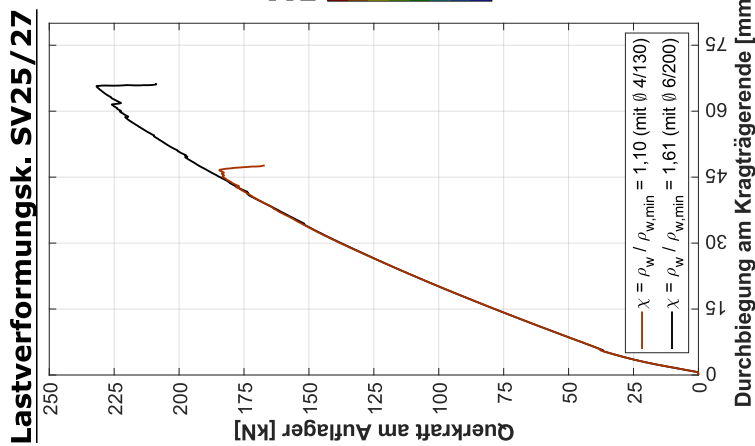
Versuchsaufbau SV29



Rissbild SV29

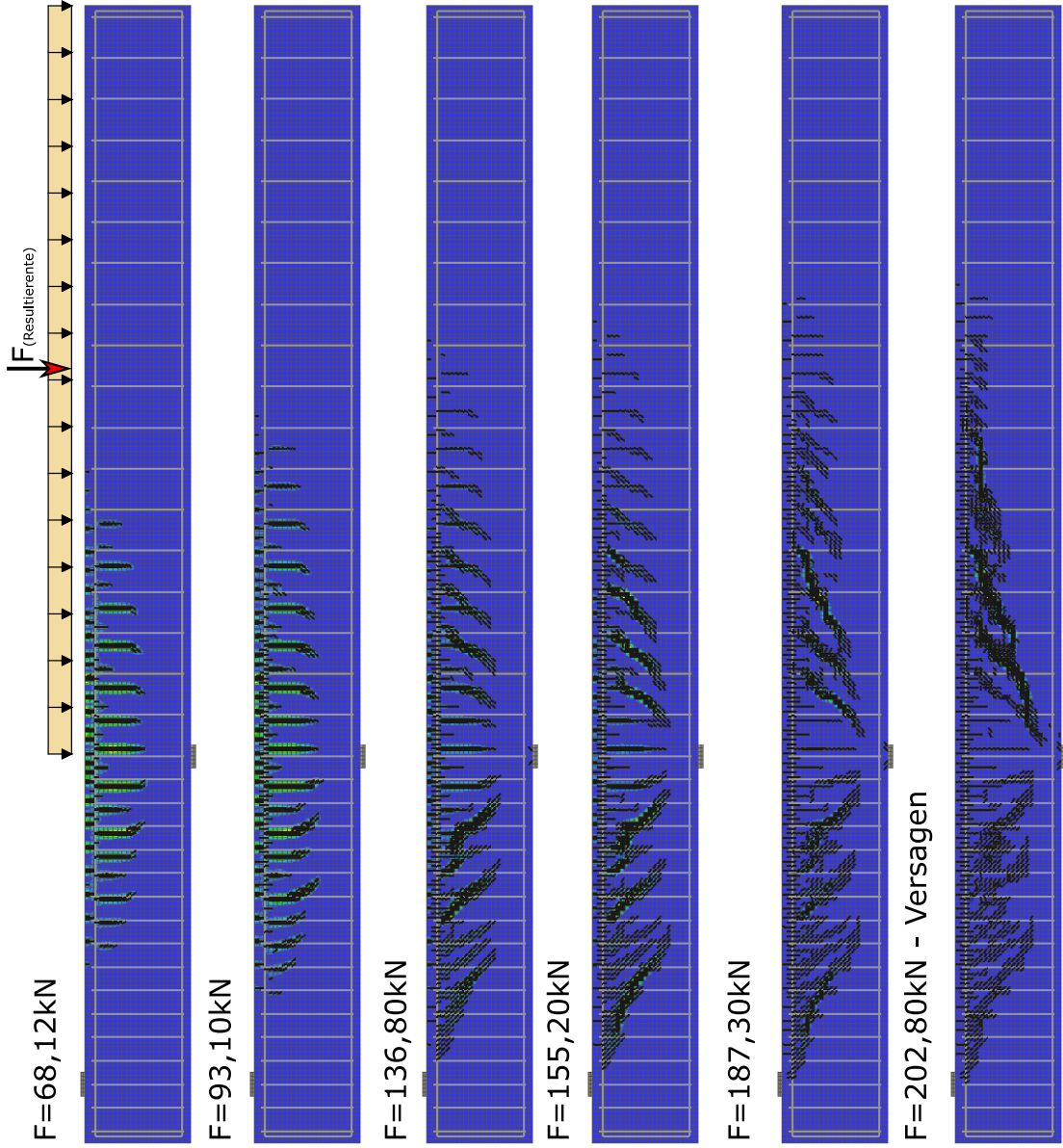


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering querkräftbewehrte Kragträger



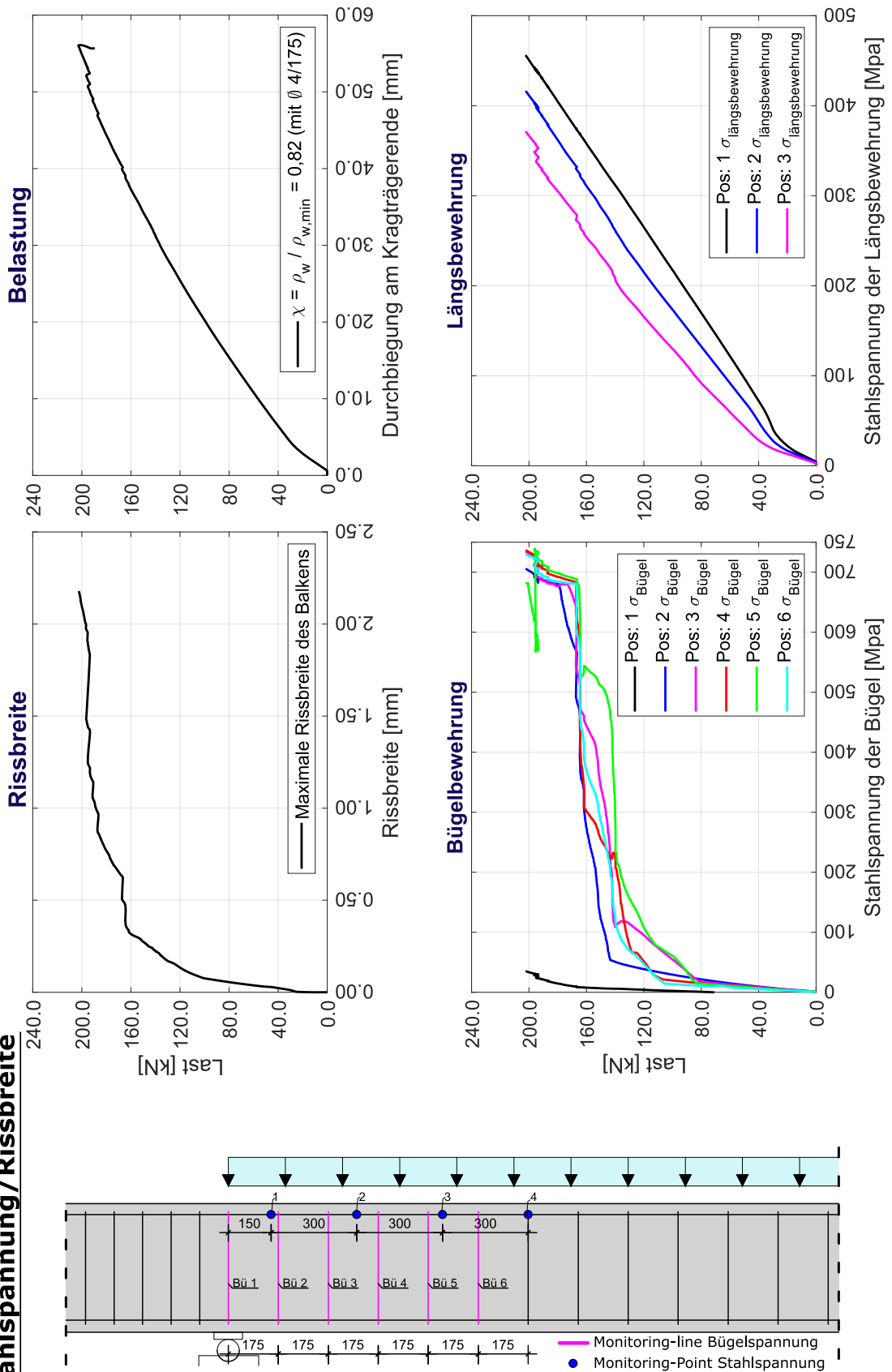
Ergebnisse der detaillierten Untersuchung von Schubträger SV29

Rissbildentwicklung



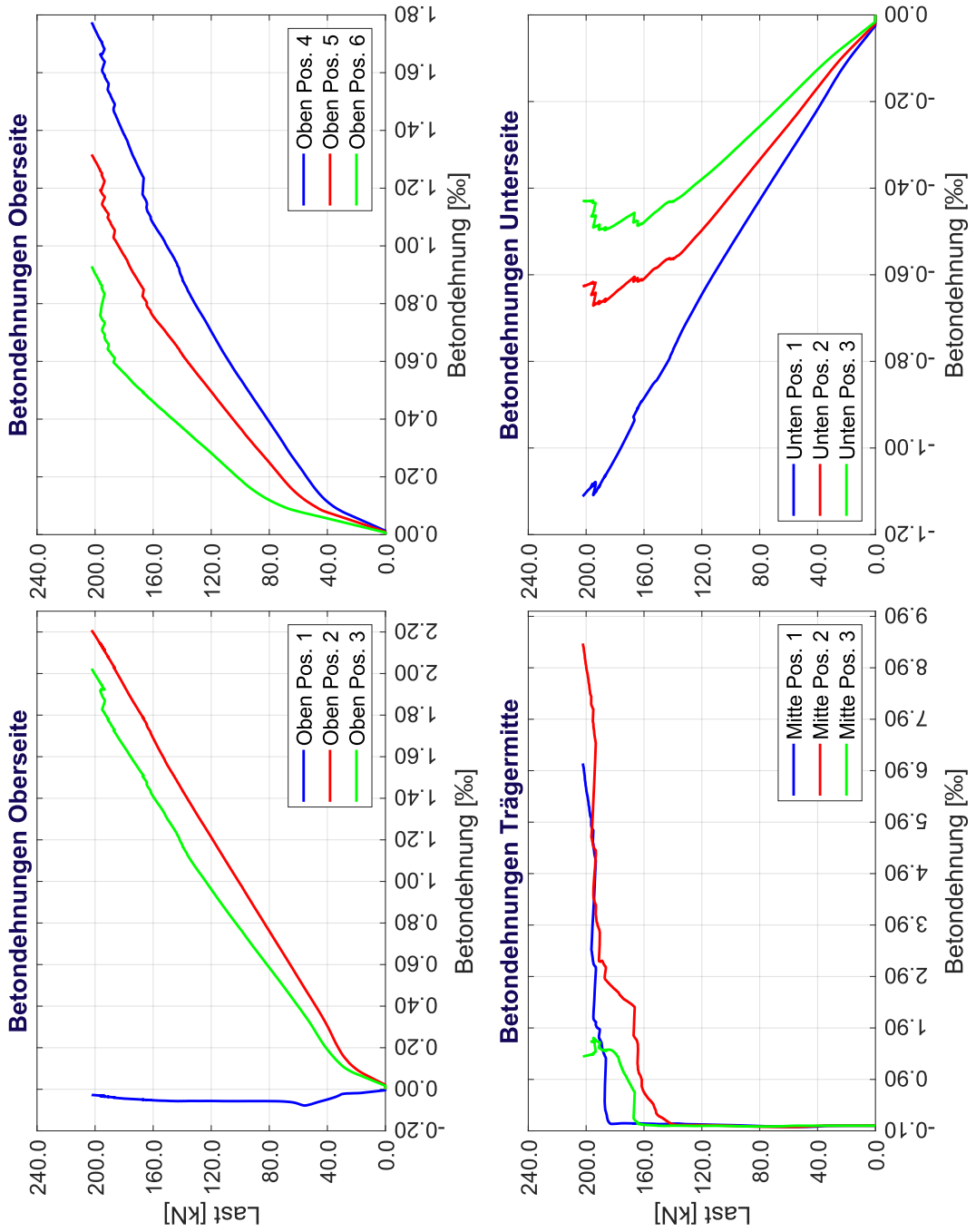
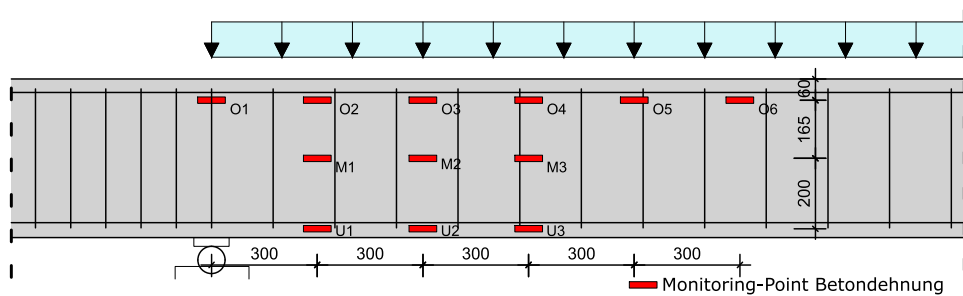
Ergebnisse der detaillierten Untersuchung von Schubträger SV29

Stahlspannung/Rissbreite



Ergebnisse der detaillierten Untersuchung von Schubträger SV29

Betondehnung



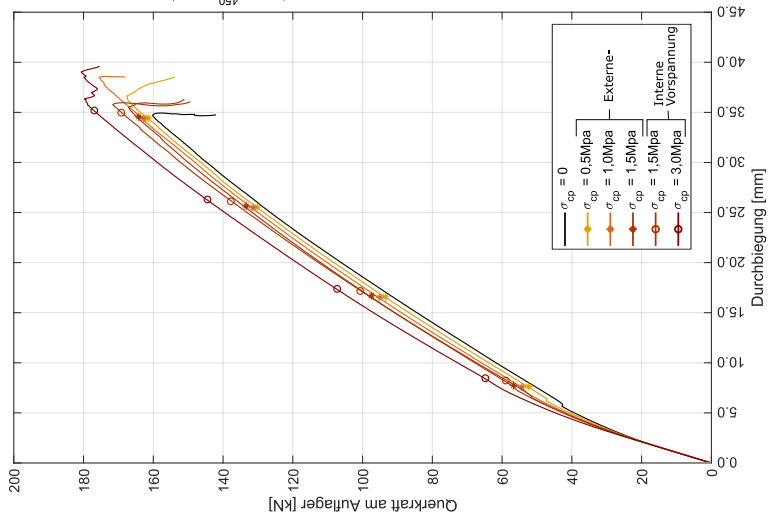
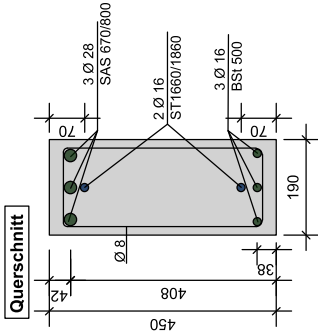
B.2 Einfluss einer geringen Drucknormalspannung auf die Querkrafttragfähigkeit

Diese Seite wurde absichtlich freigelassen!

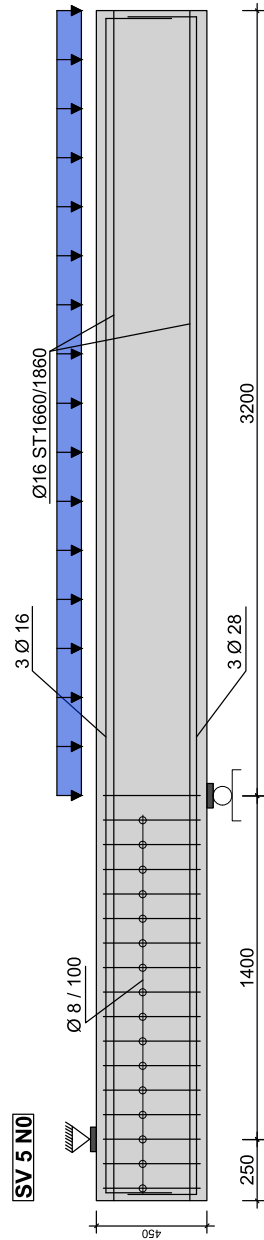
Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Kragträger

ATENA-Daten		$V_{calc,i}$		$V_{FE,d}/V_{calc,i}$					
Versuch #	σ_{cp} [MPa]	$V_{FE,A}$ [kN]	$V_{FE,d}$ [kN]	$V_{\sigma_{it}}$ [kN]	$V_{\sigma_{=0}}$ [-]	MC10	EC2	MC10	EC2
SV5	0	169.30	147.87	1.00	1.00	86.24	105.16	1.71	1.41
SV5 N0.5E	0.5	176.70	154.34	1.04	1.04	87.69	109.77	1.76	1.41
SV5 N1.0E	1.0	175.70	153.46	1.04	1.04	89.07	114.39	1.72	1.34
SV5 N1.5E	1.5	176.20	153.90	1.04	1.04	90.48	119.01	1.70	1.29
SV5 N1.5P	1.5	180.50	157.66	1.07	1.07	90.48	119.01	1.74	1.32
SV5 N3.0P	3.0	188.00	164.15	1.11	1.11	95.08	133.05	1.73	1.23

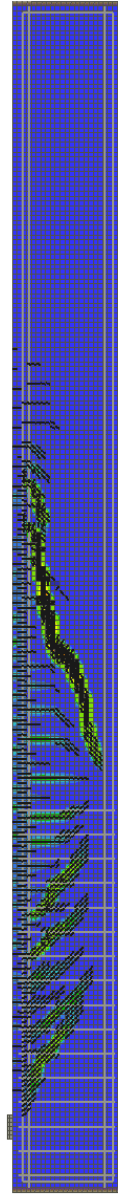
Mit:
 E = Extern vorgespannt
 P = Intern vorgespannt
 z.B. 3.0P = 3.0MPa interne Vorspannung



Versuchsaufbau SV5 N0

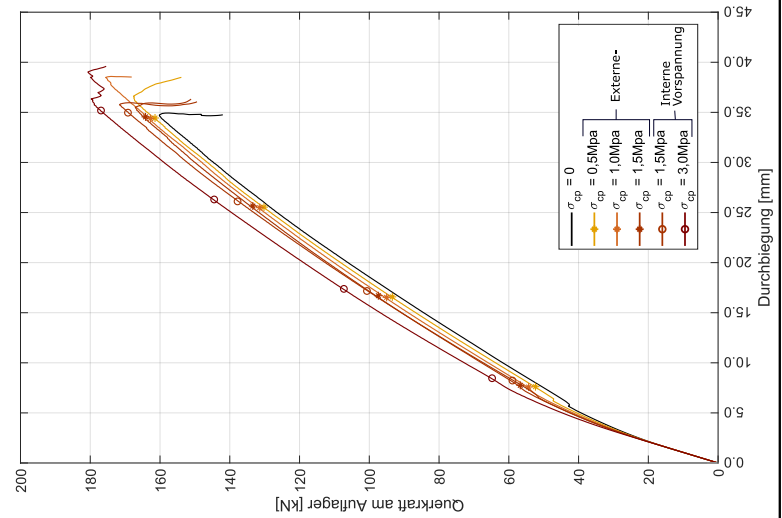
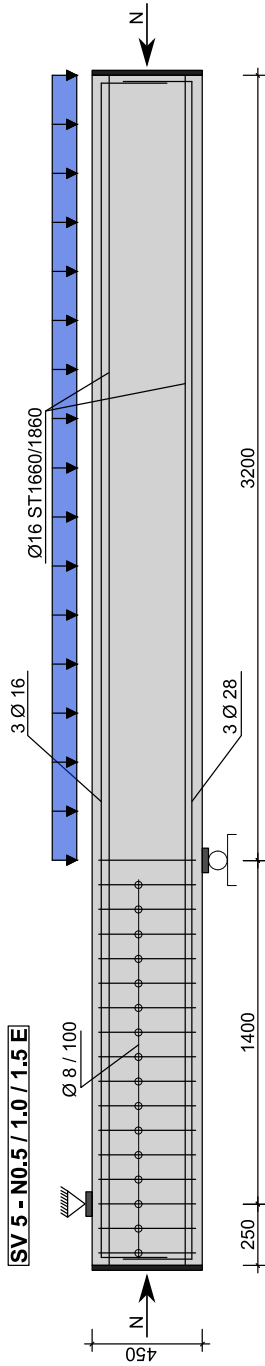


Rissbild SV5 - N0

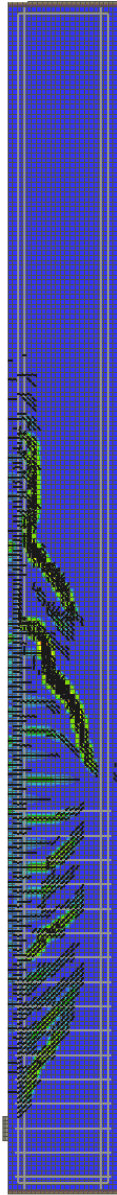


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Kragträger

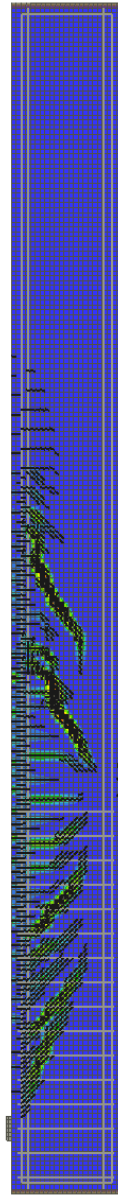
Versuchsaufbau der extern vorgespannten Kragträger



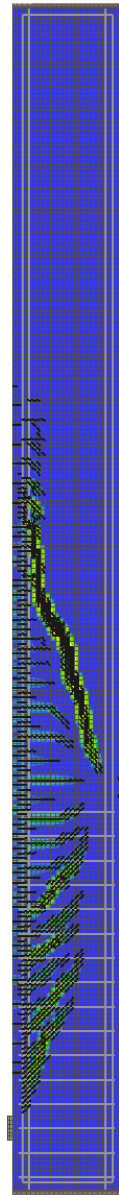
Rissbild SV5 - N0.5E



Rissbild SV5 - N1.0E

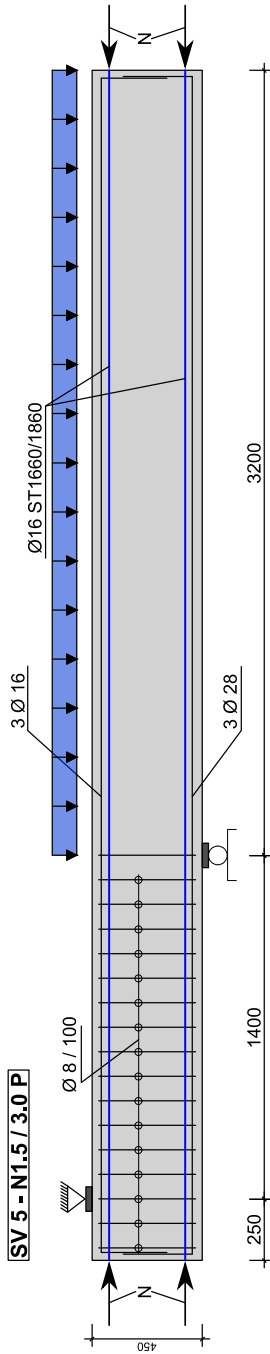


Rissbild SV5 - N1.5E

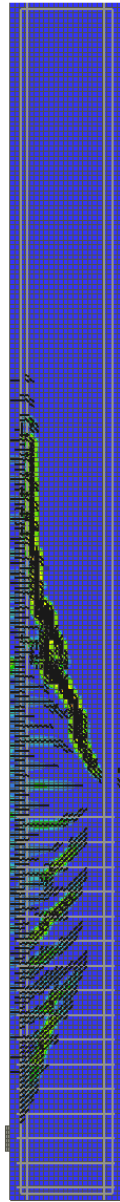


Versuchsaufbau und Rissbilder der Versuchserie - gering vorgespannte Kragträger

Versuchsaufbau der intern vorgespannten Kragträger



Rissbild SV5 - N1.5P



Rissbild SV5 - N3.0P

