

Diploma Thesis

Experimental and numerical investigations on the transmission of tension forces into thin-walled concrete elements

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Einleitung von Zugkräften in dünnwandige Betonbauteile

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Michael Schalk, BSc

Matr.Nr.: 01325930

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Kerstin Gaßner**, BSc

Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212, A-1040 Wien

Wien, im Mai 2020



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Mein größter Dank gilt meinem Studienkollegen Christoffer Vida. Christoffer hat mich im Rahmen seiner Projektarbeit bei der Umsetzung der numerischen Berechnungen meiner Diplomarbeit tatkräftig unterstützt. Sein Teil bestand darin, dass wir gemeinsam die Ergebnisse der numerischen Berechnungen besprachen und so immer wieder neue Fortschritte kreieren konnten. Ich bedanke mich daher nochmals sehr herzlich für die außerordentlich gute Zusammenarbeit. Es war mir eine Freude.

Das Studium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität ist sehr lehrreich, aber auch sehr fordernd. Daher war es mir eine besondere Freude viele Bekannte und Begleiter auf diesem Weg kennenlernen zu dürfen. Einige von diesen Bekanntschaften sind zu wahren Freundschaften geworden. Stellvertretend an dieser Stelle möchte ich bei meinen beiden engsten Freunden aus dem Studium, die von Anfang an dabei waren, bedanken. Danke Nadine Stoiber & Philipp Holzhaider.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie, die mich auf diesem Weg des Studiums immer unterstützt und ermutigt hat. Speziell bei meiner Frau Isabelle bedanke ich mich von Herzen für die emotionale Unterstützung in den letzten Wochen und Monaten beim Finalisieren dieser Arbeit. Diese familiäre Unterstützung hat mir immer wieder Kraft und Mut gegeben.

Zu guter Letzt bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Kerstin Gaßner für die Unterstützung beim Ausarbeiten der Diplomarbeit. Mein Dank gilt auch Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger für die Möglichkeit am Institut für Tragkonstruktionen sowohl meine Bachelorarbeit als auch meine Diplomarbeit schreiben zu dürfen.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Der Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien hat ein neues Verfahren zur Errichtung von Fahrbahnplatten von Brücken entwickelt. Dieses Verfahren kombiniert die Vorteile einer Ortbetonbauweise in Bezug auf seine fugenlose Ausbildung mit den Vorteilen von Fertigteilen. Eine deutliche Bauzeitreduzierung ist dabei möglich. Bei diesem Bauverfahren werden Halbfertigteilplatten mittels einer Aufbetonschicht auf einem Montageplatz verbunden. Ein spezieller Wagen transportiert diese Platten zum finalen Einbauort. Dort entsteht mit einer weiteren Aufbetonschicht der fertige Querschnitt der Fahrbahnplatte. Damit die Platten zum Einbauort transportiert werden können, sind Abhängepunkte erforderlich. Ein Abhängepunkt bewirkt in der Platte beim Transport und Betonieren ein Durchstanzproblem. Diese Diplomarbeit handelt von dieser Durchstanzproblematik. Es werden verschiedene Ausführungsvarianten des Abhängepunktes untersucht. Neben experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Bruchlast dienen numerische Berechnungen als Unterstützung des Verständnisses.

Am Beginn dieser Arbeit werden die Grundprinzipien der Finite-Elemente-Methode sowie nichtlinearen Berechnungsmethoden erläutert. Diese Grundprinzipien kommen bei den numerischen Untersuchungen zur Anwendung.

Es wurden reale Bauteilversuche in unterschiedlichen Variationen zur Ermittlung der Bruchlast durchgeführt. Die Variationen betreffen vor allem den Bewehrungsgrad und die Anordnung der Lasteinleitungsplatte. Diese experimentellen Untersuchungen werden ausführlich beschrieben und ihre Ergebnisse analysiert. Eine Umrechnung auf Bemessungswerte wird ebenfalls durchgeführt.

Im Anschluss wurden mit der Software ATENA numerische Modelle für alle Versuche erstellt. Diese Software wurde für die nichtlineare Analyse von Beton- und Stahlbetonbauteilen entwickelt. Anhand der experimentellen Ergebnisse einer Versuchsreihe wurde das numerische Modell eines Versuchs kalibriert. Die Kalibrierung wurde auf die numerischen Modelle aller anderen Versuche übertragen. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden analysiert und es erfolgt ein Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen.

Abschließend werden die Schlussfolgerungen für das neue Bauverfahren gezogen. Anhand der Erkenntnisse aus den Untersuchungen wird ein Vergleich der verschiedenen Ausführungsvarianten des Abhängepunktes gezogen.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

The Department of Structural Concrete of TU Wien developed a new construction method for building deck slabs of bridges. The new method combines the advantage of in-situ concrete with regard to a jointless design with the advantages of prefabricated elements. A clear reduction of construction time is possible. Partial-depth precast elements are connected at an assembly area with an additional concrete layer. A special carriage transports these elements to the installation site at the bridge. Finally a second concrete layer is added. In order to transport all these elements, supports are needed. A support creates a punching problem during transportation and concreting. This punching problem is content of this diploma thesis. Different variants of this support are investigated. Beside experimental investigations, numerical calculations should help to understand the punching problem.

In the first chapter of this thesis the principles of the finite-element-method and the methods of nonlinear calculations are explained. These principles are applied in the numerical calculations.

Real experiments were executed in different variations to determine the failure loads. Variations concerned especially different amounts of reinforcement and positions of the load application plate. These experimental investigations are described and the results are analysed. Furthermore, the failure loads are converted to design loads.

Subsequently numerical models are created with the software ATENA. This software was developed for nonlinear analysis of reinforced concrete structures. With the results of the experimental investigations of one experiment the numerical model was calibrated. This calibration was transferred to the numerical calculations of all other experiments. The results of the numerical calculations are analysed and a comparison to the experimental investigations is drawn.

Finally the conclusions for the new construction method are drawn. With the key findings of the investigations, the different variants of the support are compared.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

1	Neue Bauweisen erfordern detaillierte Untersuchungen	1
1.1	Beschreibung des neuen Bauverfahrens der Technischen Universität Wien	1
1.2	Problematik des Details der Abhängepunkte	4
2	Grundprinzipien der Finite-Elemente-Methode und nichtlinearen Berechnung	7
2.1	Das Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode	7
2.2	Der Unterschied zwischen linearen und nichtlinearen Berechnungen	10
2.3	Die Funktionsweise von nichtlinearen Berechnungen	11
3	Beschreibung und Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	19
3.1	Versuchskörper	19
3.1.1	Allgemeines	19
3.1.2	Aufbau der Versuchskörper	19
3.1.3	Variierende Bewehrungsgrade	20
3.1.4	Materialkennwerte	21
3.1.5	Herstellung	23
3.2	Aufbau und Durchführung der Versuche	24
3.2.1	Versuchsaufbau	24
3.2.2	Dokumentation	25
3.3	Ergebnisse der Versuche	26
3.3.1	Versuch 1 – hoher Bewehrungsgrad bei 550 mm Öffnung	26
3.3.2	Versuch 2 – geringer Bewehrungsgrad bei 550 mm Öffnung	29
3.3.3	Versuch 3 – geringer Bewehrungsgrad bei 640 mm Öffnung	30
3.3.4	Versuch 4 – hoher Bewehrungsgrad bei 640 mm Öffnung	32
3.4	Interpretation der Ergebnisse	34
3.5	Ergänzende Versuche	35
3.5.1	Allgemeines	35
3.5.2	Versuchskörper	35
3.5.3	Aufbau und Durchführung der Versuche	37
3.5.4	Ergebnisse der Versuche	38
3.6	Übersicht der Versuche	42
3.7	Umrechnung auf Bemessungswerte	42
4	Beschreibung und Ergebnisse der numerischen Untersuchungen	44
4.1	Allgemeines	44

4.2	Beschreibung der verwendeten Software ATENA	46
4.3	Numerisches Modell – Versuchsreihe 6	46
4.3.1	Geometrie	46
4.3.2	Materialien	47
4.3.3	Kontaktflächen	51
4.3.4	Bewehrung	55
4.3.5	Lagerung	56
4.3.6	Lastfälle	58
4.3.7	Berechnung	59
4.3.8	Messpunkte	61
4.3.9	FE-Netz	62
4.3.10	Schwinden des Versuchskörpers	64
4.3.11	Kalibrierung des Modells	64
4.3.12	Ergebnisse der numerischen Berechnungen	65
4.3.13	Untersuchte Variationen der Versuchsreihe 6	69
4.4	Numerisches Modell – Versuchsreihe 5	75
4.4.1	Individuelle Einstellungen – ATENA	75
4.4.2	Ergebnisse	76
4.5	Numerisches Modell – Versuch 1	80
4.5.1	Individuelle Einstellungen in ATENA	80
4.5.2	Ergebnisse	84
4.6	Numerisches Modell – Versuch 2	87
4.6.1	Individuelle Einstellungen in ATENA	87
4.6.2	Ergebnisse	87
4.7	Numerisches Modell – Versuch 3	91
4.7.1	Individuelle Einstellungen in ATENA	91
4.7.2	Ergebnisse	92
4.8	Numerisches Modell – Versuch 4	95
4.8.1	Individuelle Einstellungen in ATENA	95
4.8.2	Ergebnisse	95
5	Vergleich numerischer Ergebnisse mit experimentellen Untersuchungen	99
5.1	Übersicht der Ergebnisse	99
5.2	Versuchsreihe 6	100
5.3	Versuchsreihe 5	100
5.4	Versuch 1	102
5.5	Versuch 2	102
5.6	Versuch 3	103
5.7	Versuch 4	103
5.8	Interpretation der Ergebnisse	104

6	Schlussfolgerungen für das neue Bauverfahren	106
6.1	Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen	106
6.2	Erkenntnisse aus den numerischen Berechnungen	109
A	Rissbilder der experimentellen Untersuchungen	120
A.1	Versuch 1	121
A.2	Versuch 2	123
A.3	Versuch 3	125
A.4	Versuch 4	127
B	Dokumentation der Eingabedaten der Versuchsreihe 6	129
B.1	Geometrie	129
B.2	Materialien	133
B.3	Kontaktflächen	139
B.4	Bewehrung	141
B.5	Lagerung	143
B.6	Lastfälle	145
B.7	Berechnung	146
B.8	Messpunkte	148
B.9	FE-Netz	150
C	Abschätzung der Biegetragfähigkeit im Bauzustand	151
C.1	Ermittlung der Momentenwiderstände	151
C.2	Ermittlung der einwirkenden Bemessungsmomente	152

Kapitel 1

Neue Bauweisen erfordern detaillierte Untersuchungen

Aufgabe eines Bauingenieurs ist es, unter den vielen Disziplinen des Bauingenieurwesens, ein Bauwerk entsprechend der erforderlichen Standsicherheit ausreichend zu dimensionieren. Dabei sollte das Ziel sein, dies unter vernünftigem Einsatz von materiellen Ressourcen sowie finanziellen Mitteln zu erreichen. Neue Materialien und Bauweisen können die Realisierung komplexer Bauwerke überhaupt erst ermöglichen oder aber auch die Effizienz hinsichtlich Geld oder Zeit bereits bewährter Bauwerke erhöhen. Mit einem neuen innovativen Bauverfahren der Technischen Universität Wien soll letzteres bei der Errichtung von Brückenfahrbahnplatten ohne Zugang vom Boden erreicht werden [12]. Dieses Bauverfahren kann die Geschwindigkeit des Baufortschrittes auf das Doppelte im Vergleich zur Herstellung einer Ortbetonplatte mit dem Verbundschalwagen erhöhen [8].

Das innovative Bauverfahren wird zu Beginn dieses Kapitels beschrieben. Im Anschluss wird das Detail der Abhängepunkte des neuen Bauverfahrens näher untersucht. Die Abhängepunkte sind Hauptbestandteil dieser Diplomarbeit. Am Ende dieses Kapitels wird die Vorgehensweise der Diplomarbeit erläutert.

1.1 Beschreibung des neuen Bauverfahrens der Technischen Universität Wien

Für die Errichtung von Betonfahrbahnplatten gibt es mehrere mögliche Bauweisen. Eine gängige Bauweise ist die Errichtung mit Ortbeton unter Verwendung eines Schalwagens. Vorteil dieser Methode ist ein monolithischer Baukörper mit wenigen Fugen. Nachteil dieser Methode ist die erforderliche Aushärtezeit des Ortbetons. Eine andere Variante ist die Verwendung von Betonfertigteilen. Ein Vorteil dieser Methode ist die kürzere Bauzeit zufolge der hohen Vorfertigung im Werk. Zum Versetzen der Fertigteilplatten ist ein Kran erforderlich. Die Verwendung eines Kranes kann allerdings zufolge einer großen Höhe der Brücke, unzureichenden Untergrundverhältnissen oder fehlendem Platz nicht möglich sein. Der Kran könnte sich allerdings auch entlang der Brücke zum Versetzen der Platten bewegen. Ein Nachteil ist, dass bei einem Brückenquerschnitt mit auskragenden Platten eine Sekundärkonstruktion erforderlich ist. Ein weiterer Nachteil bei der

Verwendung von Fertigteilplatten ist die hohe Anzahl an durch die Bauweise bedingten Fugen [12].

Die Idee des neuen Bauverfahrens liegt nun darin, dass Halfertigteilplatten auf die Baustelle geliefert und mittels Ortbeton zusammengefügt werden. Der Transport der Betonplatten vom Montageplatz zum Einbauort auf der Brücke erfolgt mittels einem speziellen Wagen. Dieses Verfahren kombiniert nun die beiden Vorteile der oben genannten Bauverfahren. Zum einen kann die erforderliche Bauzeit enorm reduziert werden und zum anderen wird die Qualität einer Ortbetonbrücke erreicht [12].

Eine typische Autobahnbrücke für eine 15 m breite Deckplatte benötigt meistens 2 Brückenlängsträger aus Stahl. Somit ergibt sich ein Querschnitt wie in Abb. 1.1 dargestellt. Die Deckplatte weist somit ein Mittelfeld mit 2 Kragträgern auf [8].

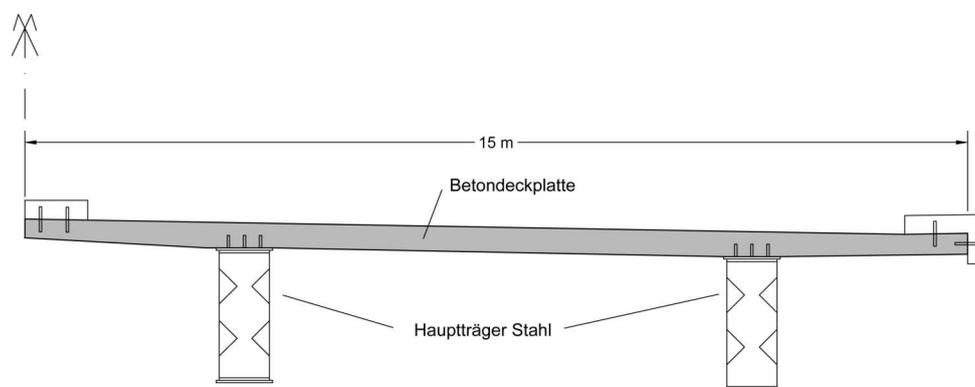


Abb. 1.1: Querschnitt einer typischen Autobahnbrücke mit einer Breite von 15 m (in Anlehnung an [8], leicht modifiziert)

Nun wird das Verfahren anlehnend an „Innovative method for the production of deck slabs of steel-concrete-composite bridges“ [12] im Detail erläutert. Die genannten Plattenstärken sind als Beispielwerte zu sehen. Im Werk vorgefertigte Halfertigteilplatten mit Stärken von 70 mm werden auf die Baustelle geliefert. Die Betonplatten enthalten bereits einen Teil der notwendigen Bewehrung für den Endzustand. Auf der Baustelle wird ein Arbeitsbereich für das Zusammenfügen der Betonplatten (=Montageplatz) eingerichtet. Die Halfertigteilplatten werden auf einer Arbeitsplattform aufgelegt (siehe Abb. 1.2).

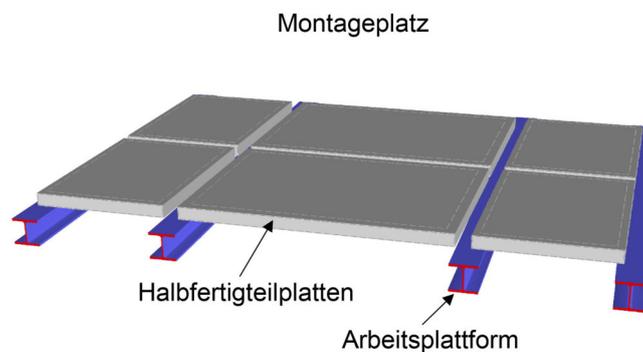


Abb. 1.2: Halfertigteilplatten auf einer Arbeitsplattform aufgelegt

Im nächsten Schritt wird die notwendige Bewehrung in Brückenlängsrichtung auf die Platten aufgelegt. Eine erste Aufbetonschicht mit einer Stärke von 50 mm verbindet mehrere Einzelelemente in Längsrichtung (siehe Abb. 1.3).

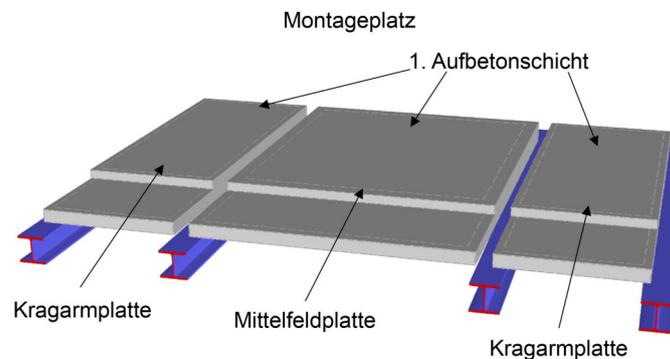


Abb. 1.3: Halbfertigteilplatten mit erster Aufbetonschicht am Montageplatz

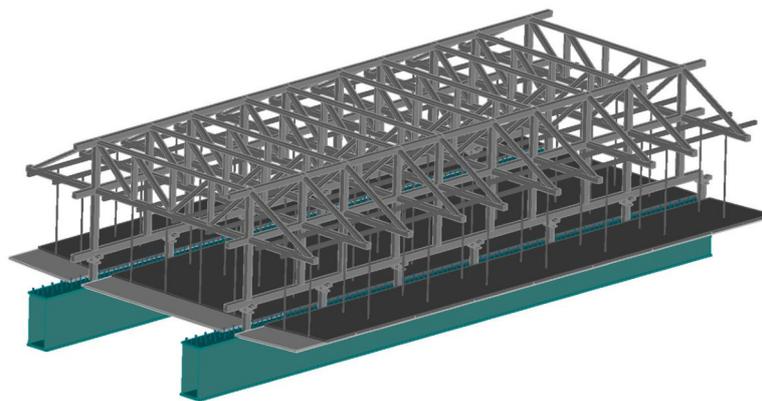


Abb. 1.4: Verbundschalwagen am finalen Einbauort (in Anlehnung an [8], leicht modifiziert)

Nachdem diese Aufbetonschicht ausgehärtet ist, transportiert ein speziell dafür konstruierter Wagen diesen Bauteil mittels Abhängungen zum Einbauort. Die Abhängungen können miteinander mittels hydraulischer Zylinder gehoben oder gesenkt werden. Dieser Wagen fährt auf den Stahlträgern der späteren Brücke. Abb. 1.4 zeigt den Wagen am finalen Einbauort der Brücke. Nun kann die restliche erforderliche Bewehrung verlegt und die letzte Betonschicht aufgetragen werden. Mit einer zusätzlichen Betonschicht von 180 mm beträgt nun die Gesamtdicke des Betons 300 mm. Abb. 1.5 zeigt den finalen Brückenquerschnitt nach Aushärten des Betons.

Die Reduzierung der Bauzeit ist mit diesem Bauverfahren durch den hohen Grad an Vorfertigung möglich. Am Montageplatz können sehr viele Arbeitsschritte bereits durchgeführt werden, bevor die Elemente zum Einbauort transportiert werden. Dadurch sind die notwendigen Arbeiten am Einbauort reduziert. Während der Arbeiten am Einbauort kann bereits am Montageplatz mit dem nächsten Abschnitt begonnen werden. Damit ist eine Reduzierung der Bauzeit um die Hälfte im Vergleich zur Ortbetonbauweise mittels Verbundschalwagen möglich [8].

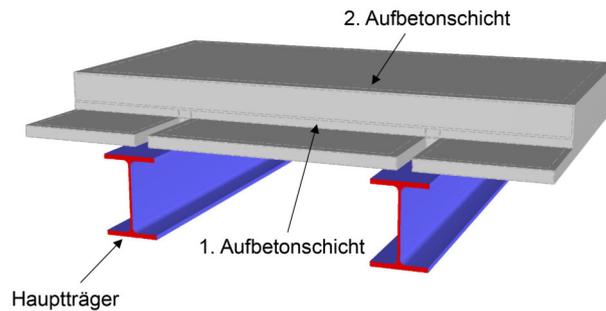


Abb. 1.5: Finaler Brückenquerschnitt nach Aushärten des Betons

1.2 Problematik des Details der Abhängepunkte

Im Zuge der Entwicklung dieses Bauverfahrens sind zahlreiche Untersuchungen verschiedenster Details durchgeführt worden. Diese Untersuchungen waren für die Beurteilung der Umsetzbarkeit und Effizienz des Bauverfahrens notwendig. Eine Untersuchung galt dabei dem Abhängepunkt während des finalen Betoniervorganges (siehe Abb. 1.6).

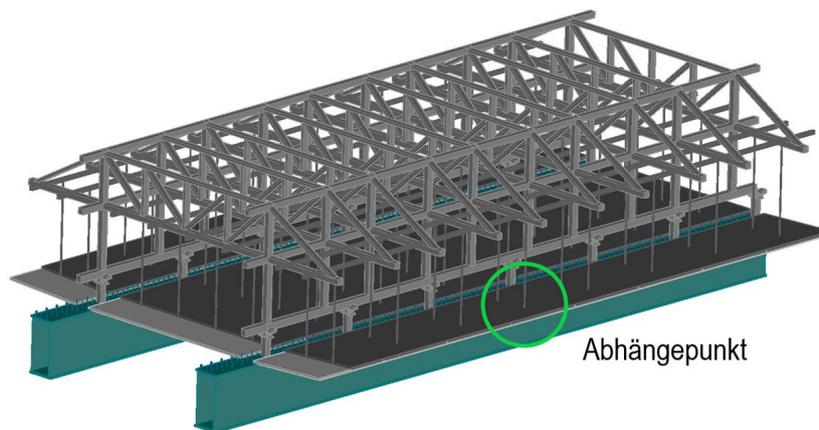


Abb. 1.6: Detail Abhängepunkt

Die folgende Diplomarbeit handelt von diesem Detail der Abhängungen und wird nun näher erläutert. Die Abhängungen dienen während des Transportes sowie während des Betoniervorganges als Auflagerpunkte. Jeder einzelne Abhängepunkt kann mittels Gewindestangen individuell in der Höhe eingestellt werden. Bei ausreichender Biegetragfähigkeit der Betonplatten bestimmt die Durchstanztragfähigkeit eines Abhängepunktes die erforderliche Anzahl an Abhängungen. Bei den Abhängungen gibt es zwei verschiedene Varianten in der Ausführung.

Variante 1: Lasteinleitungsplatte einbetoniert

Bei dieser Variante wird bereits im Fertigteilwerk eine Lasteinleitungsplatte aus Stahl und die dazu gehörige Gewindestange in der Platte angeordnet. Dieser Querschnitt ist in Abb. 1.7a abgebildet. Ein enormer Vorteil dieser Variante besteht darin, dass kein Hantieren unterhalb der

Betonelemente auf der Baustelle erforderlich ist. Nachteilig ist allerdings, dass die Tragfähigkeit aufgrund der geringeren wirksamen Betonhöhe geringer als bei der Variante 2 ausfällt.

Variante 2: Lasteinleitungsplatte unterhalb angeordnet

Bei der zweiten Variante wird bereits in der Fertigteilplatte ein Hüllrohr eingebaut. Die Gewindestange, die für die Abhängung verwendet wird, wird gemeinsam mit einer Lasteinleitungsplatte mittels Mutter an der Unterseite der Betonplatte montiert. Der Querschnitt dieser Variante ist in Abb. 1.7b dargestellt.

Da die Gewindestange im Hüllrohr ein gewisses Spiel aufweist, ist es möglich, dass die Betonplatte leicht geneigt werden kann, während die Gewindestange weiterhin vertikal angeordnet ist. Die vertikale Anordnung ist aufgrund des Wagens vorgegeben. Somit überzeugt diese Variante bei der Umsetzung besonderer geometrischer Vorgaben. Ein weiterer Vorteil ist die höhere Tragfähigkeit, da die gesamte Höhe des Betons aktiviert werden kann.

Dem gegenüber steht ein wesentlicher Nachteil. Das Montieren der Lasteinleitungsplatte unterhalb der Betonplatte ist mit mehr Aufwand verbunden. Besonders aufwändig ist nach Ende des Aushärtens des Betons die Gewindestange an allen Abhängungen an der Unterseite der Brücke zu entfernen. Da dieses Bauverfahren besonders für Stahl-Beton-Verbundbrücken, bei denen kein Zugang vom Boden möglich ist, verwendet wird, ist die Entfernung der Lasteinleitungsplatten beispielsweise mit entsprechenden Hebegeräten von der Brücke aus möglich.

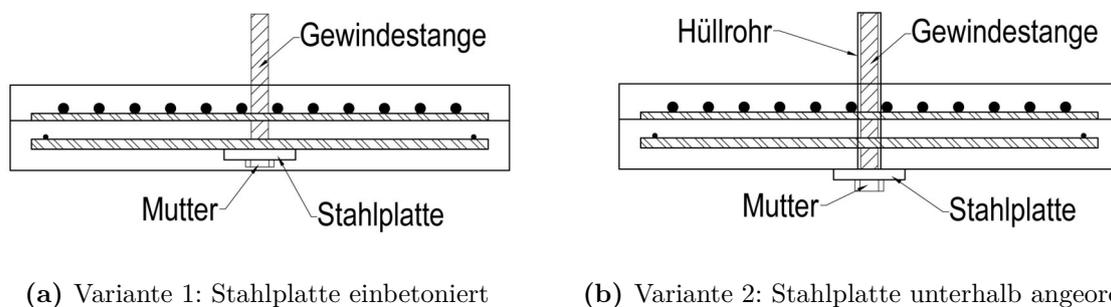


Abb. 1.7: Varianten der Abhängepunkte

Zusätzlich zu den beiden Varianten gibt es noch Variationen im Bewehrungsgrad. Es sollen zwei unterschiedliche Bewehrungsgrade untersucht werden. Variante 1 wurde bereits in der Diplomarbeit „Experimentelle Untersuchungen zur Einleitung von Verankerungskräften in dünnwandige Fertigteillemente“ [21] experimentell untersucht. Die Fragestellung der vorliegenden Diplomarbeit ist nun zum einen, welche Laststeigerung mit der Variante 2 möglich ist. Für diese Aussage wurden weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Der zweite jedoch wesentlich größere Bestandteil der vorliegenden Arbeit ist die numerische Untersuchung aller durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Es sollen die Berechnungen mit Hilfe einer Software für nichtlineare Analysen von Beton- und Stahlbetonbauteilen durchgeführt werden.

Die vorliegende Diplomarbeit gliedert sich in mehrere Kapitel. In Kapitel 2 werden die Grundprinzipien der Finite-Elemente-Methode und nichtlinearen Berechnung erläutert. In Kapitel 3 werden zuerst die im Rahmen dieser Diplomarbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen der Variante 2 detailliert beschrieben. Im Anschluss werden die Unterschiede der bereits durchgeführten experimentellen Untersuchungen der Variante 1 herausgearbeitet. In Kapitel 4 werden die Eingangsdaten aller numerischer Modelle sowie die Ergebnisse ausführlich beschrieben. Zu erwähnen ist an dieser Stelle noch, dass ein Modell der numerischen Berechnungen mit Hilfe der experimentellen Ergebnisse kalibriert wurde. Diese Kalibrierung wurde anschließend auf alle anderen numerischen Modelle übertragen. In Kapitel 5 wird ein Vergleich der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Untersuchungen gezogen. Eine Zusammenfassung aller Ergebnisse und Erkenntnisse ist in Kapitel 6 zu finden.

Kapitel 2

Grundprinzipien der Finite-Elemente-Methode und nichtlinearen Berechnung

„Die Finite-Elemente-Methode (FEM, englisch: finite element method) ist das am häufigsten routinemäßig eingesetzte Verfahren zur Berechnung komplexer Konstruktionen im Maschinenbau, im Apparatebau, in der Fahrzeugtechnik, in der Luft- und Raumfahrttechnik und im Bauwesen.“ [10]

Dieses Zitat aus dem Buch *Finite Elemente – Eine Einführung für Ingenieure* zeigt die Mächtigkeit der Finite-Elemente-Methode mit ihren vielen Anwendungsgebieten. Daher wird zu Beginn dieses Kapitels das allgemeine Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode erläutert. Im Anschluss wird der Unterschied zwischen linearen und nichtlinearen Berechnungen ausgearbeitet. Am Ende dieses Kapitels wird die Funktionsweise von nichtlinearen Berechnungen erläutert und das Schema anhand einer eindimensionalen nichtlinearen Kurve im Kraft-Weg-Diagramm gezeigt.

2.1 Das Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode

Das Grundprinzip der Finite-Elemente-Methode (FEM) besteht darin, bezogen auf das Bauwesen, dass das reale Tragwerk, welches aus unendlich vielen kleinen Materialelementen besteht, in ein Netz mit endlichen (finiten) Elementen zerlegt wird. Dadurch ist es möglich jede beliebige Struktur abzubilden [3].

Nach der Unterteilung in finite Elemente werden weitere Eingabedaten wie Topologie, Materialdaten, Belastungsdaten, etc. eingelesen. Im nächsten Schritt wird ein Gleichungssystem generiert und gelöst. Bei linearen, statischen Problemen hat das Gleichungssystem die Form: $\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{b}$ [10].

Laut *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis* [3] wird in fast allen in der Baupraxis angewendeten Computerprogrammen die Deformationsmethode als Berechnungsmethode verwendet. Dabei sind Verschiebungen und Verdrehungen die gesuchten Unbekannten. Das bedeutet im zuvor genannten Gleichungssystem wird der gesuchte Verschiebungsvektor berechnet und damit die weiteren gesuchten Werte, die Schnittgrößen, ermittelt [3, 10].

In Anlehnung an Barth und Rustler [3] werden die Leitgedanken und somit das Ablaufschema der FEM an dieser Stelle aufgelistet (siehe Abb. 2.1):

1. Vernetzung des Tragwerks (siehe Abb. 2.1a)

Das reale Tragwerk wird in finite Elemente geteilt.

2. Steifigkeitsbeziehung des Einzelements (siehe Abb. 2.1b)

Die mechanischen Eigenschaften des Einzelements werden an den Knotenpunkten beschrieben. Auch die Belastungen werden hier eingelesen.

3. Steifigkeitsbeziehung des Gesamtsystems (siehe Abb. 2.1c)

Die Knotenpunkte stellen die Verbindung der einzelnen Elemente dar. So wird aus den einzelnen Elementen ein Gesamtsystem.

4. Einbau der Lagerungsbedingungen (siehe Abb. 2.1d)

In diesem Schritt werden nun die Randbedingungen definiert.

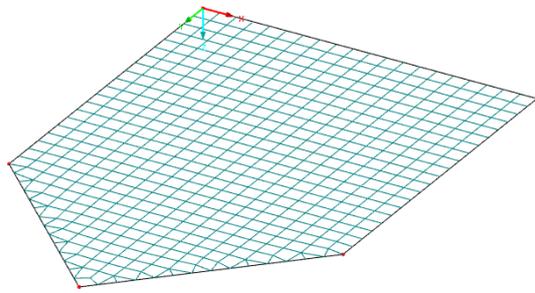
5. Lösen des Gleichungssystems (siehe Abb. 2.1e)

Das Gleichungssystem ist nun lösbar und man erhält den gesuchten Verschiebungsvektor.

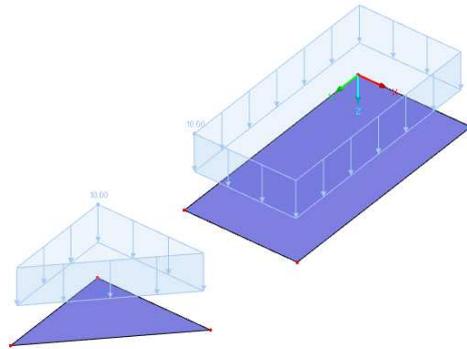
6. Rückrechnung – Ermittlung der Schnittgrößen (siehe Abb. 2.1f)

Nun wird mit Hilfe der Verschiebungen auf die Schnittgrößen rückgerechnet.

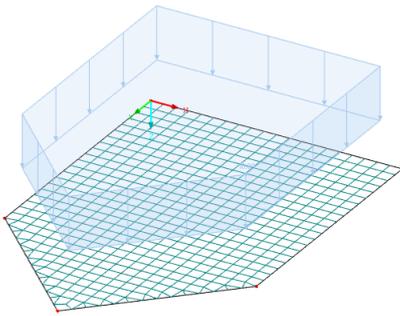
Am Ende einer FEM-Berechnung ist immer eine Plausibilitätskontrolle notwendig. Die Ergebnisse werden analysiert und gegebenenfalls Verbesserungen an der Berechnung vorgenommen. Anschließend wird das Schema erneut angewendet [3].



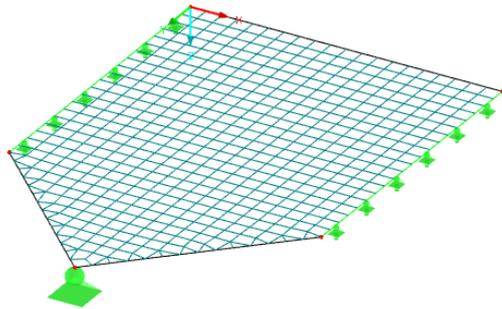
(a) 1. Vernetzung des Tragwerks



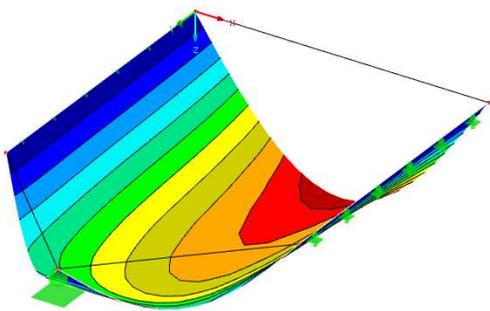
(b) 2. Aufbau der Elementsteifigkeitsbeziehungen



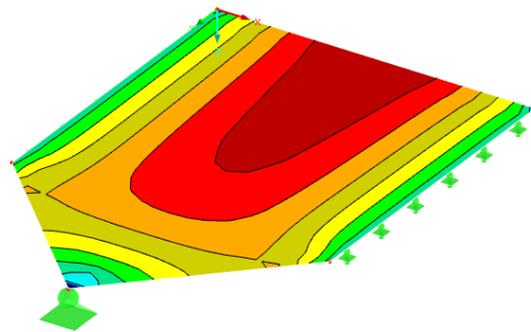
(c) 3. Zusammenbau der Gesamtstruktur



(d) 4. Einbau der Lagerungsbedingungen



(e) 5. Ermittlung des Verschiebungsvektors



(f) 6. Berechnung der Schnittgrößen

Abb. 2.1: Leitgedanken und Ablaufschema FEM

2.2 Der Unterschied zwischen linearen und nichtlinearen Berechnungen

Lineare Berechnungsmodelle beruhen gemäß *Skriptum zur Vorlesung Finite Elemente Methoden 2* [1] auf 3 Voraussetzungen. Diese lauten:

- Kleinheit von Verschiebungen, Rotationen und Verzerrungen
- linear elastisches Materialverhalten
- konstante Randbedingungen

Die Kleinheit von Verschiebungen, Rotationen und Verzerrungen ist notwendig, um die kinematischen Beziehungen zu linearisieren. Somit sind keine quadratischen Ansatzfunktionen in dieser Gleichung vorhanden. Ein linear elastisches Materialverhalten erlaubt die Verwendung linearer konstitutiver Beziehungen wie z. B. das Hooke'sche Gesetz. Konstante Randbedingungen bedeuten, dass sich im Laufe der Berechnung und unabhängig von der Lastrichtung und -größe keine Änderung des Systems ergibt. Ein Beispiel von einer nicht konstanten Randbedingung könnte ein Kontakt zwischen Elementen sein, der erst bei einer bestimmten Lastgröße entsteht [1].

Wenn diese 3 Voraussetzungen gegeben sind, dann liegt ein System vor, das sich im Laufe der Berechnung nicht verändert. Der Berechnung liegt somit immer das gleiche System zu Grunde. Diese Tatsache erlaubt ein eindeutig lösbares Gleichungssystem:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (2.1)$$

In der Gleichung 2.1 bedeuten \mathbf{K} die Steifigkeitsmatrix, \mathbf{u} der Verschiebungsvektor und \mathbf{F} der Kraftvektor [1].

Da diese Voraussetzungen nicht immer gegeben sind, werden im Folgenden analog zu den 3 Voraussetzungen für lineare Berechnungsmodelle die Ursachen, zusammengefasst in 3 Gruppen, für Nichtlinearitäten näher erläutert [1]:

- geometrische Nichtlinearitäten
- physikalische Nichtlinearitäten
- Nichtlinearitäten in den Randbedingungen

Geometrische Nichtlinearitäten

Geometrische Nichtlinearitäten entstehen bei Vorhandensein großer Deformationen. Dies kann zum einen sein, dass die quadratischen Terme in den kinematischen Beziehungen nicht mehr vernachlässigt werden dürfen oder zum anderen, dass die Betrachtung des unverformten Systems

nicht mehr zulässig ist. Letzteres ist insbesondere bei Stützen mit großer Exzentrizität für Knicken und Biegedrillknicken wichtig [1, 3].

Physikalische Nichtlinearitäten

Bei nichtlinearem Materialverhalten spricht man von physikalischen Nichtlinearitäten. Diese können unter anderem auf Grund von plastischen oder viskosen Verhalten von Materialien auftreten. Der häufigere Fall ist jedoch der Fall nichtlinear elastischen Materialverhaltens [1].

Stahlbeton weist ein besonders starkes nichtlineares Materialverhalten auf. Unter Kurzzeitbelastung ist vor allem das Rissverhalten für die Nichtlinearität verantwortlich. Auch das nichtlineare Druckspannungs-Stauchungsverhalten und die nichtlineare Verbundspannungs-Schlupfbeziehung können das Tragverhalten wesentlich beeinflussen. Kriechen und Schwinden des Betons bestimmen maßgeblich das Langzeitverhalten von Stahlbetonbauten [13].

Stand der Technik im Stahlbetonbau 1995 [13] war und ist auch noch heute eine linear elastische Berechnung der Schnittgrößen mit anschließender querschnittsgebundener Bemessung, die das nichtlineare Materialverhalten beinhaltet.

Mit immer besser werdender Computertechnologie wurden in den letzten Jahren verschiedene Softwareprogramme entwickelt, die das reale Verhalten von Stahlbetontragwerken numerisch abbilden. Wie man im späteren Verlauf dieser Arbeit erkennen kann, ist der Aufwand jedoch um einiges höher und auf die Fehlerabschätzung ist sehr genau zu achten. Ungeachtet der Nachteile bietet diese Technik neue Einsichten und Erkenntnisse im Stahlbetonbau.

Nichtlinearitäten in den Randbedingungen

Nichtlineare Randbedingungen verändern im Laufe der Berechnung das System. Wie schon erwähnt, kann das ein später auftretender Kontakt sein. Es gibt weitere zahlreiche Ursachen für nichtlineare Randbedingungen wie z. B. einseitig wirkende Lager (Zug- oder Drucklager) oder einseitig wirkende Bettung [1, 3].

2.3 Die Funktionsweise von nichtlinearen Berechnungen

Nichtlineare Berechnungen erzeugen im Kraft-Verschiebungs-Diagramm eine Kurve und keine Gerade wie bei linearen Berechnungen. Daher kann Gleichung 2.1 nicht mehr direkt angewendet werden. Man bedient sich jedoch eines Tricks, um die bereits gut bekannten Gleichungen und Lösungen für lineare Berechnungen auch auf nichtlineare Berechnungen anwenden zu können.

Zuerst wird die vorhandene externe Last in kleinere Inkremente geteilt, d.h. die Last wird in mehreren Schritten aufgebracht. In jedem Lastschritt wird das lineare Gleichungssystem angesetzt. Nach dem Lösen des linearen Gleichungssystems entsteht ein Fehler, der bei der nächsten Iteration, d.h. dem nächsten Lösen des Gleichungssystems, berücksichtigt wird. Dies führt zu mehreren Iterationen je Lastschritt. Wenn der Fehler bei der Berechnung innerhalb einer zuvor festgelegten Toleranz ist, kann der Lastschritt als beendet angesehen werden und es wird das nächste Lastinkrement aufgebracht [1].

Neben der externen Last kann auch eine eingeprägte Verschiebung in Inkrementen aufgebracht werden. Die eingeprägte Verschiebung wurde bei den numerischen Berechnungen in dieser Arbeit verwendet.

Je nach Anwendungsgebiet bieten sich verschiedene nichtlineare Lösungsmethoden zum Einsatz an [1]:

- Reine Inkrementierung
- Inkrementierung mit Gleichgewichtskorrektur
- Newton-Raphson-Verfahren
- modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren
- Quasi-Newton'sche Verfahren (inkrementelle Sekantenverfahren)

Im weiteren Verlauf wird das Newton-Raphson-Verfahren näher erläutert, da dies auch in den numerischen Berechnungen dieser Arbeit verwendet wurde. Für weitere Informationen zu den einzelnen Lösungsverfahren kann auf [1] verwiesen werden. Es soll hier dennoch durch einen kurzen Vergleich zwischen dem Newton-Raphson-Verfahren und dem modifizierten Newton-Raphson-Verfahren gezeigt werden, warum verschiedene Lösungsmethoden ihre Berechtigung haben und nicht eine Lösungsmethode eindeutig die beste ist.

Der Vorteil des Newton-Raphson-Verfahrens ist seine äußerst rasche Konvergenz. Nachteilig ist jedoch, dass bei jeder Iteration die Steifigkeitsmatrix neu berechnet werden muss. Beim modifizierten Newton-Raphson-Verfahren ist dies genau umgekehrt. Es wird bei jedem Lastschritt mit nur einer konstanten Steifigkeitsmatrix gerechnet. So wird die Rechendauer je Iteration verkürzt, allerdings werden mehr Iterationen benötigt. Je nach System kann das eine oder das andere Lösungsverfahren rascher zur gewünschten Lösung führen [1].

Vorgehensweise Newton-Raphson-Verfahren

Es wird im Folgenden eine nichtlineare Berechnung bei geometrischer und/oder physikalischer Nichtlinearität im Detail in Anlehnung an Aminbaghai [1] sowie Mehlhorn und Kollegger [13]

erläutert. Die einzelnen Schritte werden mit Nummern versehen, um eine bessere Übersicht zu erhalten. Der gesamte Ablauf ist in einem Flussdiagramm in Abb. 2.2 dargestellt:

1. Zuerst werden alle Eingabewerte des Systems eingelesen. Dies beinhaltet alle geometrischen Daten (Abmessungen, Betondicke, etc.) sowie alle Festigkeitseigenschaften (Zugfestigkeit, Druckfestigkeit, Stahlgüte, etc.). Zusätzlich werden alle Randbedingungen des Systems eingelesen.
2. Im nächsten Schritt wird die Anfangssteifigkeitsmatrix K^0 erstellt.
3. Ein nun sehr wichtiger Teil und Grundelement der nichtlinearen Berechnung ist die Teilung der externen Belastung P_{ex} in Inkremente ΔP_{ex} .
4. Nun beginnt der erste Lastschritt durch Initialisierung eines Inkrements.
5. Die Differenz der externen Belastung und der inneren Kräfte wird als Kraftresiduum R bezeichnet. Dies repräsentiert somit den Fehler, der durch das lineare Gleichungssystem entsteht. Da zu Beginn der Berechnung keine inneren Kräfte vorhanden sind, entspricht das Kraftresiduum R^0 dem externen Lastinkrement ΔP_{ex} .
6. Nun beginnt die erste Iterationsschleife mit dem Index j . Anhand des linearen Gleichungssystems $K^{(j-1)} \cdot \Delta u^j = R^{(j-1)}$ wird das Verschiebungsinkrement Δu^j ermittelt.
7. Somit können die Verschiebungen des Iterationsschrittes aktualisiert werden:

$$u^j = u^{(j-1)} + \Delta u^j$$
8. Der Vektor der inneren Kräfte P_{in}^j kann nun berechnet werden.
9. Die Aktualisierung der Steifigkeitsmatrix K^j ist nun ebenfalls möglich. Die Steifigkeitsmatrix wird für den nächsten Iterationsschritt benötigt.
10. Mit der Berechnung des Kraftresiduums $R^j = \Delta P_{ex} - P_{in}^j$ ist nun eine von vielen möglichen Toleranzmesswerten vorhanden. Weitere Messwerte können Verschiebungen, Verzerrungen oder Energie sein.

Wenn nun die Toleranz überschritten wird, wird wieder mit Schritt 6 begonnen. Die Iterationsschleife wird somit mit der Steifigkeitsmatrix und dem Kraftresiduum aus dem vorigen Iterationsschritt durchgeführt. Diese Iterationsschleife wird solange durchgeführt, bis die Toleranz aller gewählten Messwerte unterschritten ist. Danach kann mit der Berechnung eines weiteren Lastschrittes begonnen werden, d.h. man initialisiert ein weiteres Lastinkrement und startet wieder bei Schritt 3. Wenn nun alle Lastschritte abgeschlossen sind, gilt die Berechnung als abgeschlossen.

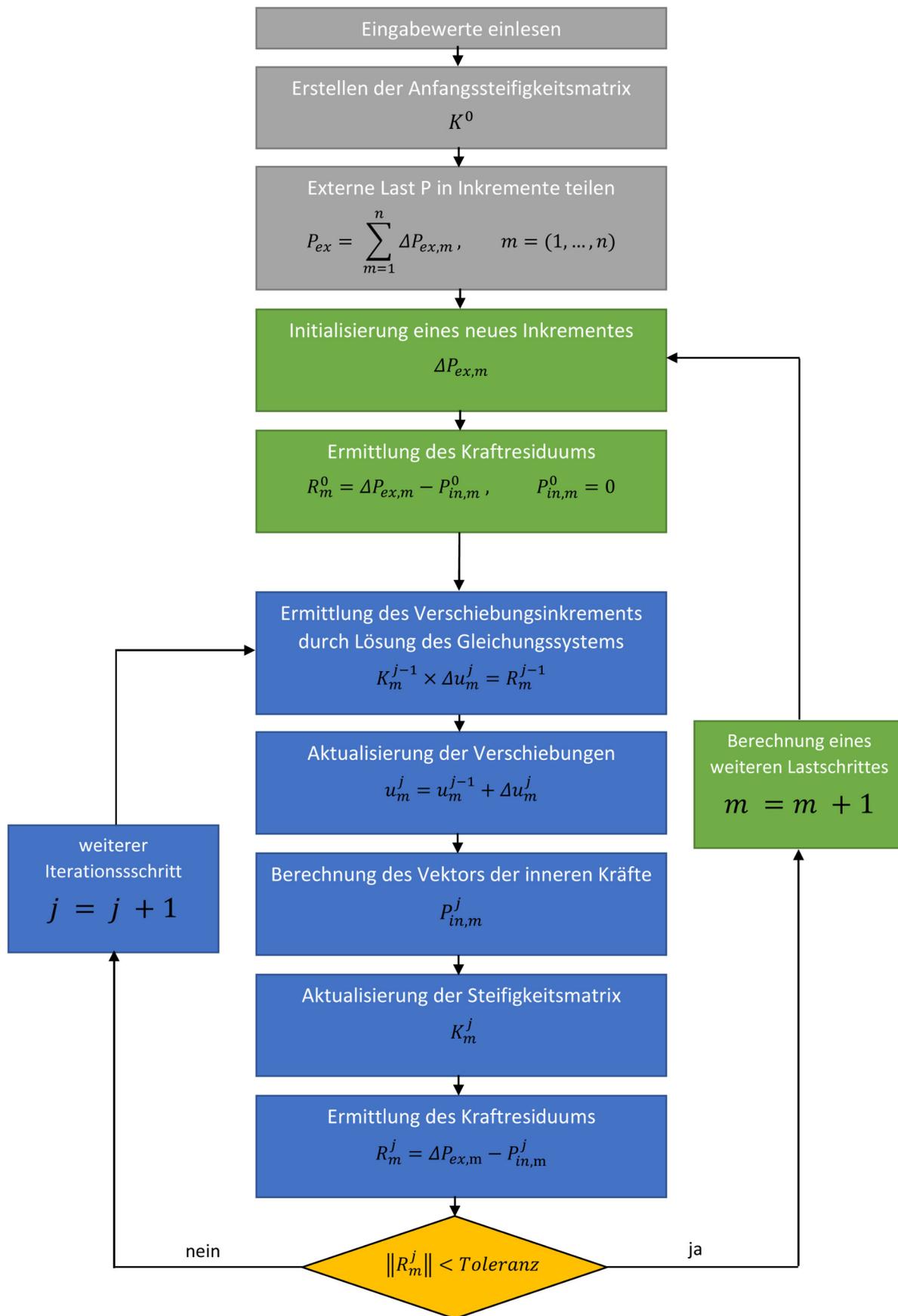


Abb. 2.2: Newton-Raphson-Verfahren - Flussdiagramm

Anwendung des Newton-Raphson-Verfahrens

Die Vorgehensweise des Newton-Raphson-Verfahrens soll nun an einem einfachen Beispiel einer 1-dimensionalen nichtlinearen Berechnung angewendet werden. Dabei wird auf ein explizites Zahlenbeispiel verzichtet. Es wird stattdessen Schritt für Schritt der generelle Ablauf anhand eines Kraft-Verschiebungs-Diagramms gezeigt [1].

In Abb. 2.3 ist der Verlauf einer nichtlinearen Berechnung im Kraft-Verschiebungs-Diagramm abgebildet. Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung u aufgetragen. Auf der vertikalen Achse ist die Belastung P eingetragen. Gesucht ist die Verschiebung nach Aufbringen von 2 vorher definierten Lastinkrementen.

Hinweis: Der Verlauf der nichtlinearen Kurve ist zu Beginn der Berechnung nicht bekannt. Er wird jedoch an dieser Stelle schon zur Gänze abgebildet, um das Verfahren besser einsehen zu können.

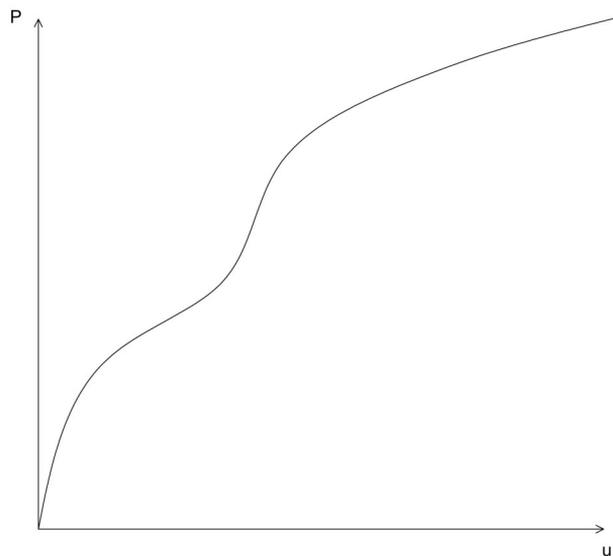


Abb. 2.3: Beispiel einer nichtlinearen Kraft-Verschiebungskurve

Zu Beginn wird nun das erste Lastinkrement $\Delta P_{ex,1}$ aufgebracht. Somit wird der Lastschritt $m = 1$ gesetzt. Im ersten Berechnungsschritt wird nun mit der ersten Iteration ($j=1$) gestartet. Die ermittelte Anfangssteifigkeitsmatrix K_1^0 wird im Diagramm am Nullpunkt der beiden Achsen eingezeichnet (siehe Abb. 2.4). Es ergibt sich die Verschiebung u_1^1 beim Schnittpunkt der Steifigkeitsmatrix mit der horizontalen Linie des Lastinkrements. Bei weiterer Anwendung des Schemas (siehe Abb. 2.2) ergibt sich das Kraftresiduum R_1^1 . Das Kraftresiduum R_1^1 ist größer als die zulässige Toleranz.

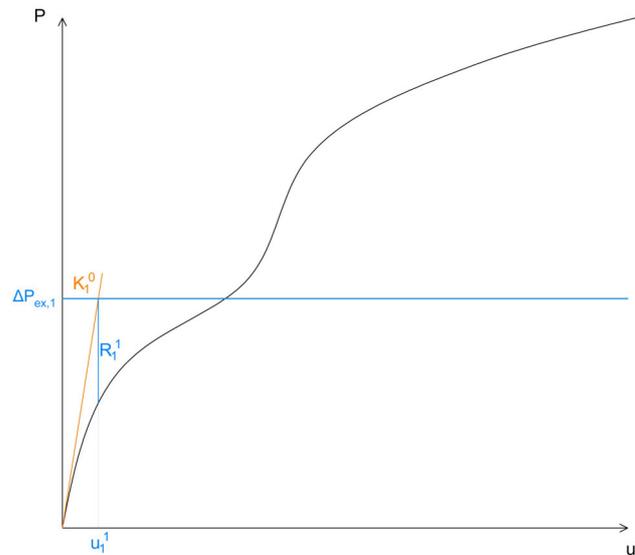


Abb. 2.4: 1. Lastschritt – 1. Iteration

Daher folgen weitere Iterationen im ersten Lastschritt (siehe Abb. 2.5). An dem Schnittpunkt der Verschiebung u_1^1 mit der nichtlinearen Kurve wird die Gesamtsteifigkeitsmatrix K_1^1 eingezeichnet. Somit ergibt sich die Verschiebung u_1^2 sowie das Kraftresiduum R_1^2 . Im dritten Iterationsschritt wird die Steifigkeitsmatrix K_1^2 eingetragen. Das ermittelte Kraftresiduum R_1^3 ist nun ungefähr 0 und innerhalb der zulässigen Toleranz. Somit ist der erste Berechnungsschritt abgeschlossen.

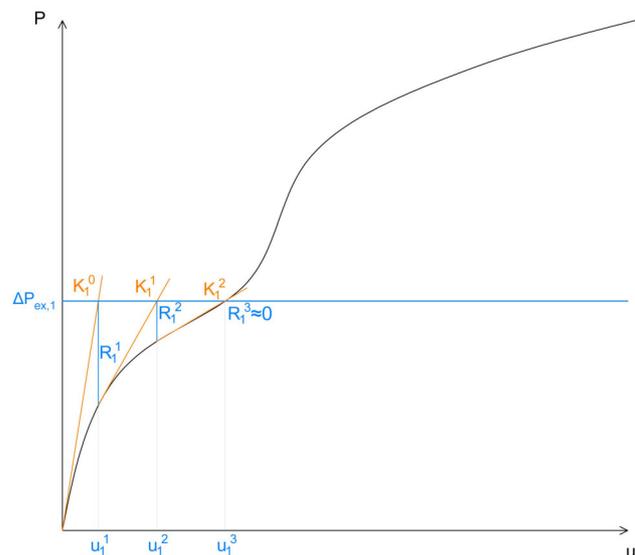


Abb. 2.5: 1. Lastschritt – 2. und 3. Iteration

Der zweite Lastschritt beginnt mit der Initialisierung des zweiten Lastinkrements $\Delta P_{ex,2}$ (Lastschritt $m = 2$). Wie beim ersten Lastschritt wird auch hier bei der ersten Iteration die Gesamtsteifigkeitsmatrix K_2^0 eingezeichnet (siehe Abb. 2.6). Die Gesamtsteifigkeitsmatrix K_2^0

entspricht der tangentiellen Steifigkeitsmatrix an der Verschiebung u_1^3 . Das Kraftresiduum R_2^1 hat eine besondere Eigenschaft: Es hat ein negatives Vorzeichen. Dies ist allerdings keine Problematik für das genannte Newton-Raphson-Verfahren. Das Verfahren reguliert sich selbst wieder bei Fortsetzen des bekannten Schemas.

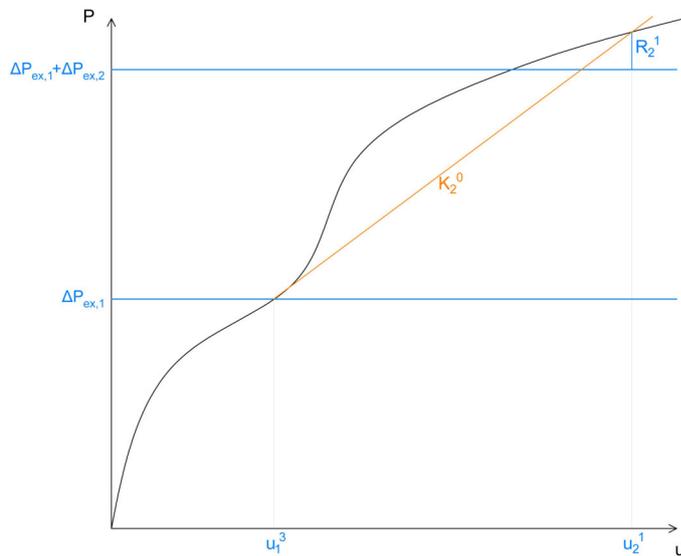


Abb. 2.6: 2. Lastschritt – 1. Iteration

In Abb. 2.7 wird nun die Gesamtsteifigkeitsmatrix K_2^1 beim Schnittpunkt der Verschiebung u_2^1 mit der nichtlinearen Kurve aufgetragen. An dem Schnittpunkt mit der horizontalen Linie des zweiten Lastinkrements ergibt sich wieder die Verschiebung, in diesem Fall die Verschiebung u_2^2 sowie das Kraftresiduum R_2^2 .

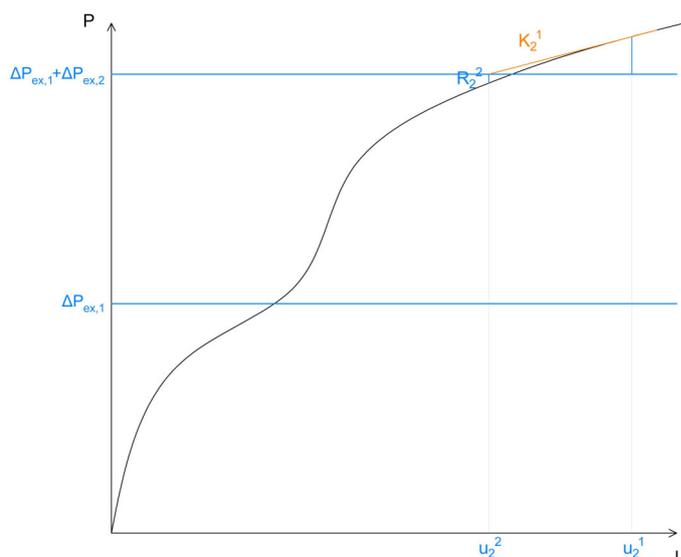


Abb. 2.7: 2. Lastschritt – 2. Iteration

Nun kann wieder wie im ersten Lastschritt eine weitere Iteration aufgebracht werden (siehe Abb. 2.8). Die Steifigkeitsmatrix K_2^2 ergibt die gesuchte Verschiebung u_2^3 , da das Kraftresiduum R_2^3 ungefähr 0 ist und somit innerhalb der Toleranz liegt. Somit ist die Berechnung beendet und man hat mit Hilfe des linearen Gleichungssystems eine nichtlineare Berechnung durchführen können.

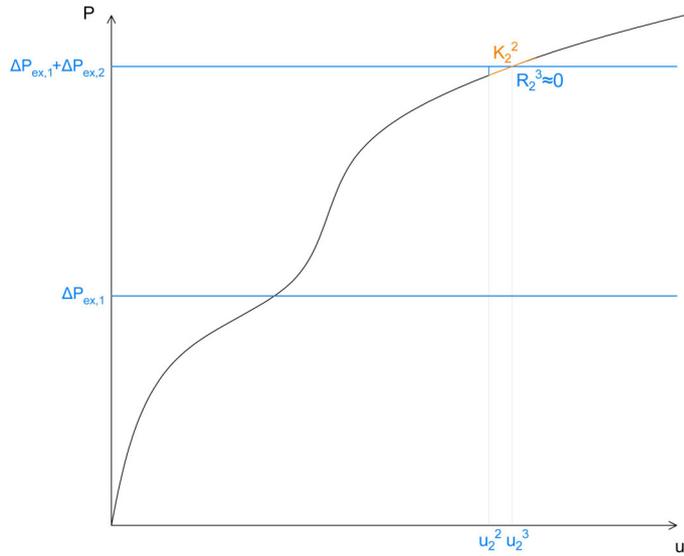


Abb. 2.8: 2. Lastschritt – 3. Iteration

Kapitel 3

Beschreibung und Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

Im folgenden Kapitel werden die experimentellen Untersuchungen beschrieben. Es werden zu Beginn die 4 durchgeführten Versuche im Rahmen dieser Diplomarbeit näher erläutert (Versuch 1–Versuch 4). Dabei wird insbesondere auf die Versuchskörper, den Versuchsaufbau sowie die Dokumentation der Versuche eingegangen. Die Ergebnisse dieser experimentellen Untersuchungen werden anhand von Kraft-Weg-Diagrammen dargestellt. Im Anschluss werden die relevanten Versuche der Diplomarbeit „Experimentelle Untersuchungen zur Einleitung von Verankerungskräften in dünnwandige Fertigteilelemente“ von Zeinzinger [21] beschrieben. Es handelt sich dabei um die Versuche der Versuchsreihe 5 und Versuchsreihe 6. Da sich die numerischen Untersuchungen auf diese Versuche beziehen und darauf aufbauen, ist es essentiell die Versuche in diesem Kapitel näher zu erläutern. Gegen Ende dieses Kapitels wird eine zusammenfassende Übersicht der Versuche gegeben. Es werden dabei tabellarisch die Unterschiede bezüglich Versuchskörper und Widerlagerplatte dargestellt. Abschließend werden die Versuchsergebnisse auf Bemessungswerte umgerechnet.

3.1 Versuchskörper

3.1.1 Allgemeines

Insgesamt wurden 4 Versuchskörper zur Ermittlung der Bruchlast bei der Einleitung von Zugkräften in dünnwandige Betonbauteile hergestellt. Jeder Versuchskörper besteht aus 2 Betonschichten, da das Bauverfahren das schrittweise Aufbringen von Betonschichten erfordert (siehe Kapitel 1.1). Es gibt 2 verschiedene Typen bezüglich der Bewehrung, nämlich mit geringem und hohem Bewehrungsgrad. Jeder Versuchskörper hat 2 Bewehrungslagen. Die Abmessungen des Versuchskörpers sowie der verwendete Beton ist bei allen 4 Versuchskörpern identisch.

3.1.2 Aufbau der Versuchskörper

Wie in Abb. 3.1a dargestellt, handelt es sich bei dem Versuchskörper um eine bewehrte Stahlbetonplatte mit einem im Zentrum angeordneten vertikalen Abschalrohr. Beim Versuch und auch bei der späteren Verwendung im Brückenbauverfahren wird eine Gewindestange durch das

Abschalrohr geführt. Die Gewindestange ist mittels einer Stahlplatte mit mittigem Loch und einer Mutter an der Unterseite des Versuchskörpers gegengekontert.

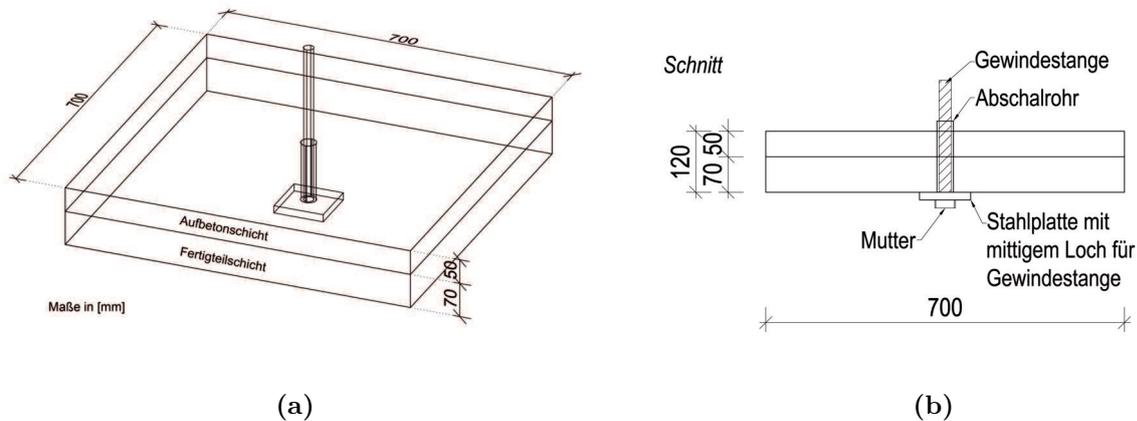


Abb. 3.1: Dreidimensionale Darstellung und Querschnitt des Versuchskörpers

Der Versuchskörper hat einen quadratischen Grundriss mit einer Seitenlänge von 700 mm. Die Höhe des gesamten Betonkörpers beträgt 120 mm. Die untere Betonschicht, welche im Folgenden als Fertigteilschicht bezeichnet wird, hat eine Höhe von 70 mm. Die obere Betonschicht, welche im Folgenden als Aufbetonschicht bezeichnet wird, hat eine Höhe von 50 mm.

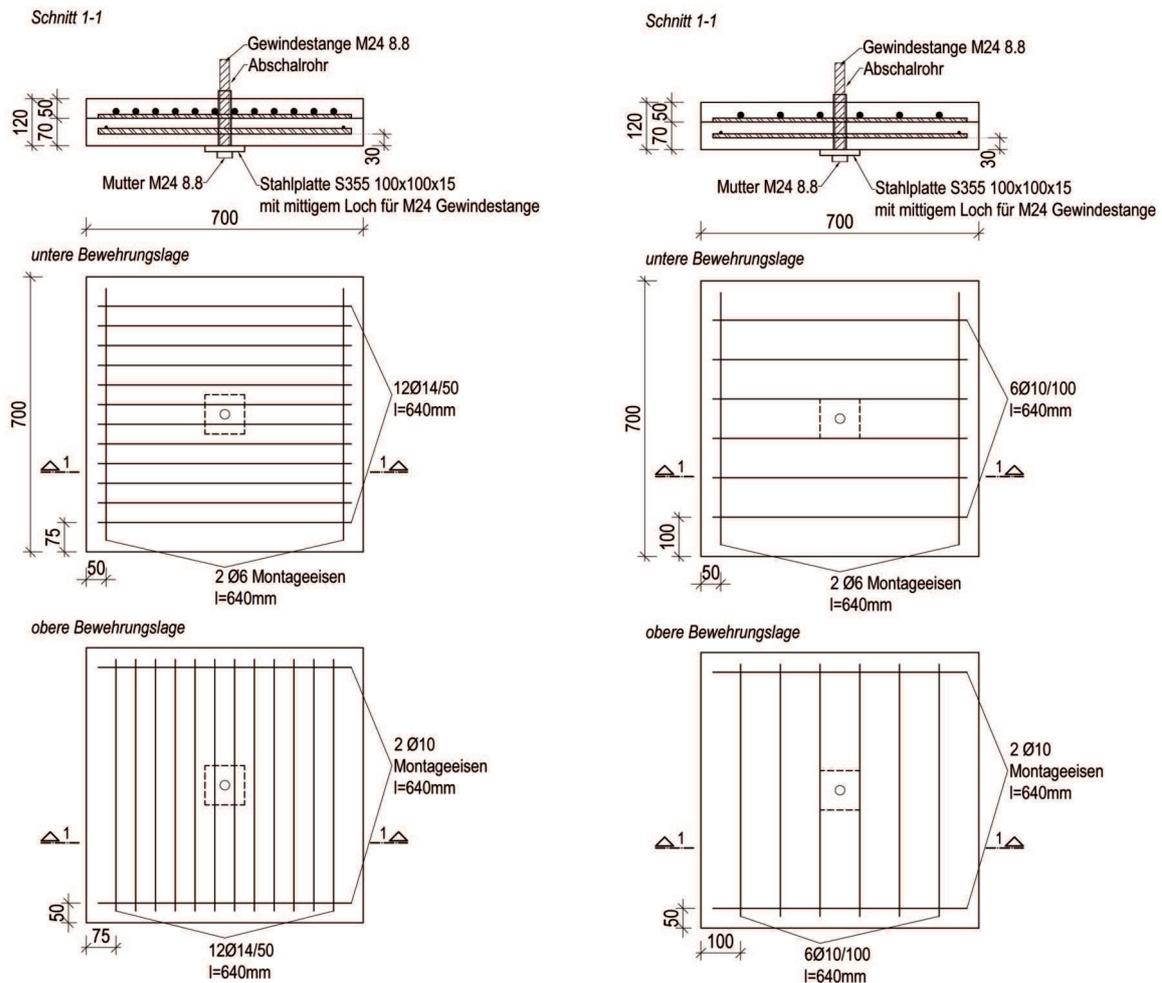
3.1.3 Variierende Bewehrungsgrade

Versuchskörper 1 und 4

Versuchskörper 1 und 4 haben die gleiche Anordnung und Größe der Bewehrung. Diese beiden Versuchskörper haben einen höheren Bewehrungsgrad als Versuchskörper 2 und 3. Die untere Bewehrungslage besteht aus 12 Bewehrungsseisen $\varnothing 14$ mm mit einem Abstand von 50 mm, wie in Abb. 3.2a dargestellt. Die Bewehrung wurde im Vorfeld auf 2 Montageeisen $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 10$ mm angeschweißt. Die Länge der Bewehrungsseisen beträgt 640 mm. Somit beträgt die Betondeckung seitlich 30 mm. Der lichte Abstand zwischen der unteren Bewehrungslage und der Unterseite des Versuchskörpers beträgt 30 mm. Die obere Bewehrungslage besteht ebenfalls aus 12 Bewehrungsseisen $\varnothing 14$ mm mit einem Abstand von 50 mm. Die obere Bewehrungslage wurde im Grundriss um 90° verdreht angeordnet. Versuchskörper 1 und 4 haben bei Vernachlässigung der Montageeisen einen Bewehrungsgrad in beide Richtungen von jeweils 2,01 %.

Versuchskörper 2 und 3

Bei Versuchskörper 2 und 3 besteht die untere Bewehrungslage aus 6 Bewehrungsseisen $\varnothing 10$ mm mit einem Abstand von 100 mm, wie in Abb. 3.2b dargestellt. Die Bewehrung wurde vor dem Betonieren auf Montageeisen $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 10$ mm angeschweißt. Die Länge der Bewehrung beträgt, wie bei Versuchskörper 1 und 4, 640 mm. Die obere Bewehrungslage, welche im Grundriss wieder um 90° verdreht ist, besteht aus 6 Bewehrungsseisen $\varnothing 10$ mm mit einem Abstand von 100 mm.



(a) Bewehrung der Versuchskörper 1 und 4

(b) Bewehrung der Versuchskörper 2 und 3

Abb. 3.2: Verwendete Bewehrung in den Versuchskörpern 1- 4

Versuchskörper 2 und 3 haben bei Vernachlässigung der Montageeisen einen Bewehrungsgrad in beide Richtungen von jeweils 0,51 %.

3.1.4 Materialkennwerte

Beton

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte an zwei verschiedenen Tagen. Beim jeweiligen Tag der Betonage wurden Würfel des verwendeten Betons mit Abmessungen von 150 mm x 150 mm x 150 mm sowie Zylinder des verwendeten Betons mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm hergestellt. Anhand der Betonwürfel wurde nach 28 Tagen die Würfeldruckfestigkeit in Versuchen ermittelt. Die Betonzylinder wurden zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit Spaltzugversuchen unterzogen. In Tabelle 3.1 ist der zeitliche Ablauf der Herstellung und Prüfung ersichtlich.

Tab. 3.1: Zeitlicher Überblick von Herstellung und Prüfung

Schicht	Datum Betonage	Datum Festigkeitsprüfung	Betonalter bei Prüfung
Fertigteilschicht	16.11.2018	14.12.2018	28 (d)
Aufbetonschicht	21.11.2018	19.12.2018	28 (d)

In Tabelle 3.2 sind die Ergebnisse der Materialversuche aufgelistet. Die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ wurde anlehnend an EN 12390-6 [14] mit Gleichung (3.1) berechnet. Die Umrechnung von der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ auf die Zugfestigkeit f_{ct} erfolgt anlehnend an den Eurocode 2 [17] mit Gleichung (3.2).

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot l \cdot d} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.1)$$

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.2)$$

Tab. 3.2: Ergebnisse der Würfeldruck- und Spaltzugversuche

	Würfeldruckfestigkeiten			Spaltzug- und Zugfestigkeiten				
	g [kg]	ρ [g/cm ³]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	l [mm]	d [mm]	F [N]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]
Fertigteilschicht								
Probe 1	7,91	2,34	74,64	300	150	236780	3,35	3,01
Probe 2	7,82	2,32	74,13					
Probe 3	7,92	2,35	76,29	300	150	172810	2,44	2,20
\bar{x}	7,88	2,34	75,02			204795	2,90	2,61
Aufbetonschicht								
Probe 1	7,79	2,31	64,45					
Probe 2	7,70	2,28	62,25	300	150	177880	2,52	2,26
Probe 3	7,80	2,31	66,45	300	150	176940	2,50	2,25
\bar{x}	7,76	2,30	64,38			177410	2,51	2,26

Stahl

Weiters wurden folgende Materialien beim Versuch verwendet:

- 1x Stahlplatte S235, Abmessung: 860 mm x 860 mm x 30 mm
- 12x M24 Gewindestange 8.8
- 12x M24 Mutter 8.8
- 1x Stahlplatte S355, Abmessung: 100 mm x 100 mm x 15 mm
- 1x M24 Gewindestange 8.8

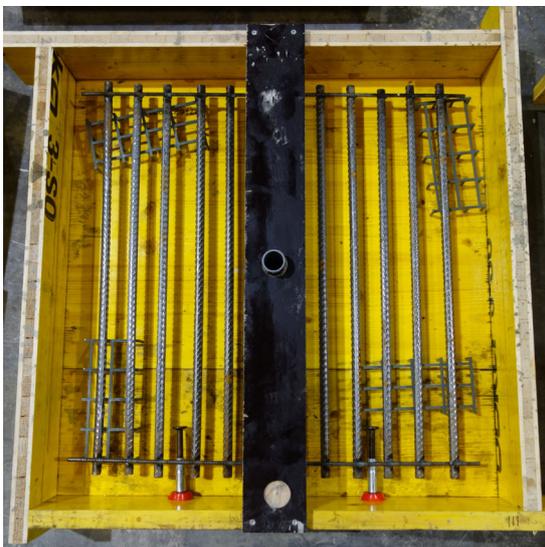
- 1x M24 Mutter 8.8
- obere und untere Bewehrungslage B550B (siehe Kapitel 3.1.3)

Holz

Für Versuch 3 und 4 wird eine Birkenfurniersperrholzplatte der Firma DOKA verwendet. Die Platte hat Außenabmessungen von 700 mm auf 700 mm und eine Stärke von 21 mm. Im Zentrum ist eine kreisförmige Öffnung mit einem Durchmesser von 640 mm angeordnet. Die Druckfestigkeit normal zur Faser der Platte beträgt laut Hersteller bzw. Handbuch für finnisches Sperrholz [7] 25 N/mm^2 .

3.1.5 Herstellung

Die Versuchskörper wurden im Fertigteilwerk der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG im Werk in Gars am Kamp hergestellt. Die Schalung wurde aus Schalungsplatten gebaut. Wie in Abb. 3.3a dargestellt, wurde die untere Bewehrung mit Abstandhaltern auf die korrekte Höhe platziert. Zwei Hebeanker mit Innengewinde wurden je Versuchskörper seitlich angeordnet. Nach dem Aufbringen der ersten Betonschicht wurde die Oberfläche mittels Rechen aufgeraut (siehe Abb. 3.3b). Nach fünf Tagen Aushärtezeit wurde die obere Bewehrungslage direkt auf die untere Betonschicht aufgelegt und die zweite Betonschicht aufgebracht. Es gab keine Nachbehandlung der Versuchskörper.



(a) Schalung des Versuchskörper mit Bewehrung



(b) Aufgeraute Betonschicht nach Einbringen der Fertigteilschicht

Abb. 3.3: Herstellung der Versuchskörper

3.2 Aufbau und Durchführung der Versuche

3.2.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden an der Schenk Prüfmaschine im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Abb. 3.4 zeigt sowohl den schematischen Versuchsaufbau als auch den realen Versuchsaufbau für Versuch 1 und 2 nach der Justierung des Versuchskörpers. Als Widerlager fungiert eine 30 mm dicke Stahlplatte S235 mit den Abmessungen von 860 mm x 860 mm. Die Stahlplatte hat ein mittiges Loch mit einem Durchmesser von 550 mm. 12 Löcher mit Durchmesser von 25 mm wurden bei der Herstellung der Widerlagerplatte entlang der Ränder gebohrt, an denen die Platte beim Versuch mit M24 Gewindestangen und M24 Muttern fest mit dem Untergrund verankert ist. Die Höhe der Stahlplatte wurde so justiert, dass ein Einbringen der Versuchskörpern mit Schwerlastrollen möglich ist.

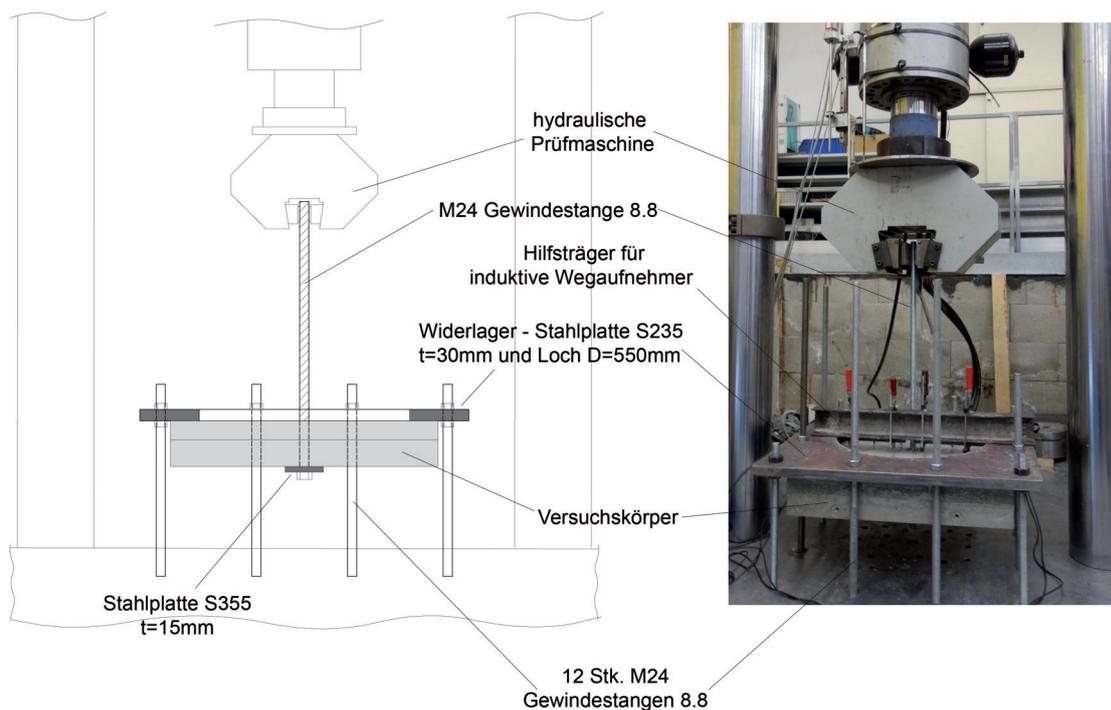
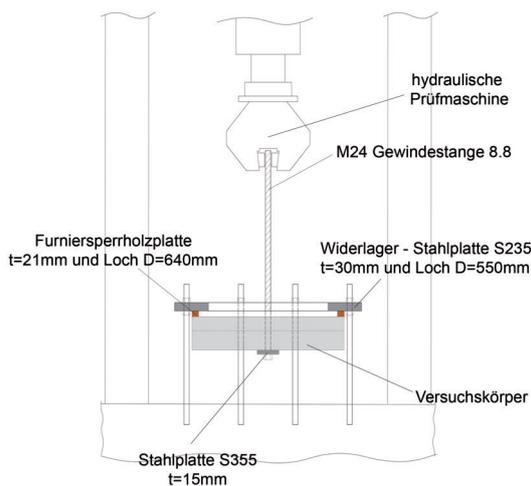


Abb. 3.4: Schematische und reale Darstellung des Versuchsaufbaus

Bei Versuch 3 und 4 wurde eine Adaptierung der Öffnung durchgeführt. Es wurde zwischen dem Versuchskörper und der Widerlagerplatte aus Stahl eine Birkenfurniersperrholzplatte mit einer kreisförmigen Öffnung von 640 mm platziert. Die Holzplatte hat eine Stärke von 21 mm und Außenabmessungen von 700 mm x 700 mm. In Abb. 3.5 ist der schematische Aufbau sowie die Birkenfurniersperrholzplatte dargestellt.



12 Stk. M24
Gewindestangen



(a) Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

(b) Birkenfurniersperrholzplatte mit Öffnung

Abb. 3.5: Versuchsaufbau Versuch 3 und 4

Zu Beginn eines Versuches wurde der Versuchskörper mit den Schwerlastrollen unter die Stahlplatte gefahren und zentrisch ausgerichtet. Eine M24 Gewindestange wurde durch das Abschaltrohr geführt und mit einer Stahlplatte und einer Mutter an der Unterseite gegengekontert. Das obere Ende der Gewindestange wurde in der hydraulischen Prüfmaschine eingeklemmt. Danach wurde der Maschinenweg nach oben erhöht, bis der Versuchskörper satt an der Widerlagerplatte anlag. Nun war der Versuchskörper zur Durchführung vorbereitet.

Der Versuch wurde weggesteuert durchgeführt, wobei der Weg mit einer Geschwindigkeit von 0,4 mm/min erhöht wurde.

3.2.2 Dokumentation

Die Dokumentation der vertikalen Verschiebungen der Betonoberfläche wurde mittels 4 induktiven Wegaufnehmern entlang einer Achse durchgeführt. Ein U-Profil aus Stahl fungierte dabei als Hilfsträger zur Montage der Wegaufnehmer, wie in Abb. 3.6a dargestellt. Der Hilfsträger wurde unmittelbar neben der Gewindestange, die die Kraft in den Versuchskörper leitet, auf die Widerlagerplatte gelegt. Die Wegaufnehmer waren auf magnetischen Halterungen montiert, um so sehr einfach auf den Hilfsträger befestigt werden zu können (siehe Abb. 3.6b). Die Wegaufnehmer wurden von links nach rechts mit den Zahlen 1 - 4 beschriftet. 2 Wegaufnehmer wurden direkt neben die Gewindestange angeordnet (W2 und W3). 2 weitere Wegaufnehmer wurden in den Viertelpunkten der Öffnung der Widerlagerplatte befestigt (W1 und W4). Vor der Durchführung des Versuches wurden alle Wegaufnehmer auf 0 mm kalibriert. Eine Verformung nach oben erzeugt beim Versuch eine positive Verschiebung. Die hydraulische Prüfmaschine dokumentierte die Zeit, den Maschinenweg und die dazugehörige Kraft.

Während und nach dem Versuch wurde eine fotografische Dokumentation der Versuchskörper und insbesondere der Risse sowie Bruchbilder durchgeführt. Die Rissbilder aller 4 Versuche wurden digital ausgearbeitet und sind im Anhang A abgebildet.



(a) Wegaufnehmer 1-4



(b) Montage der Wegaufnehmer

Abb. 3.6: Dokumentation der Verschiebungen mittels Wegaufnehmer

3.3 Ergebnisse der Versuche

3.3.1 Versuch 1 – hoher Bewehrungsgrad bei 550 mm Öffnung

Nachdem der Versuchskörper korrekt eingerichtet war, startete der Versuch mit kontinuierlicher Verschiebungssteigerung. Zur Erstellung der Kraft-Weg Diagramme wurden 4 Wegaufnehmer, die die vertikale Verschiebung aufzeichnen, verwendet. Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 3.7) sind alle 4 Wegaufnehmer abgebildet. Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung in [mm] dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die Kraft in [kN] dargestellt. Wegaufnehmer 2 und 3 (abgekürzt W2 und W3) befinden sich unmittelbar neben der Gewindestange. Wegaufnehmer 1 und 4 (abgekürzt W1 und W4) befinden sich in den äußeren Viertelpunkten der Öffnung der Widerlagerplatte.

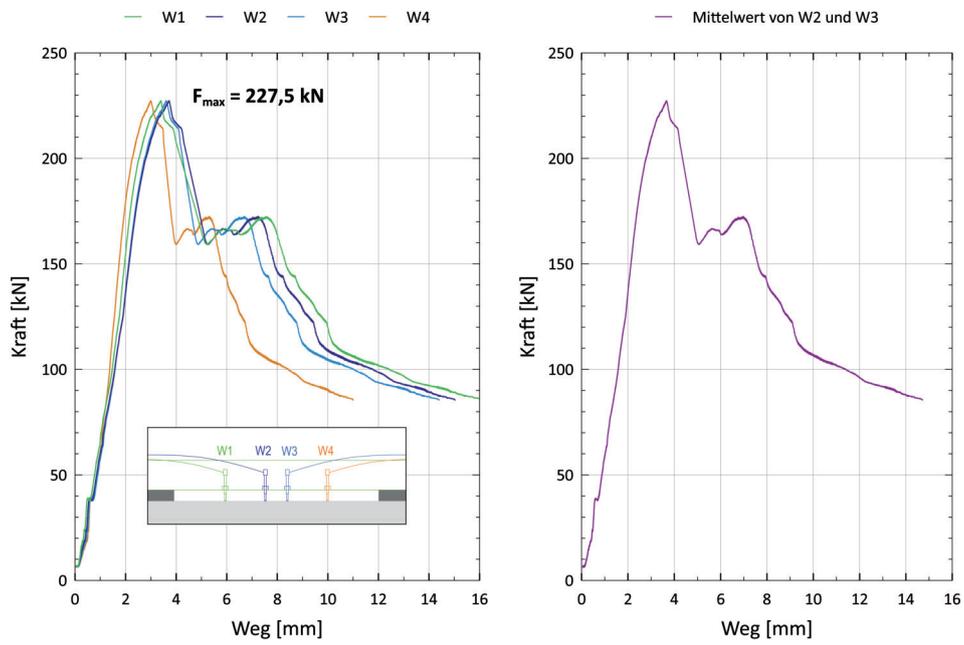


Abb. 3.7: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1

Zu Beginn des Versuches zeichneten alle 4 Wegaufnehmer die gleiche Verformung auf. Bei ca. 40 kN entstand ein erster Riss quer über die Platte an der Oberseite. Der Verlauf des Risses war parallel zur Verlegerichtung der oberen Bewehrungslage. Dieser Riss ist auch durch einen horizontalen Sprung des Weges im Diagramm erkenntlich. Im weiteren Verlauf des Versuches kam es zu einer sichtbaren Differenzverschiebung zwischen der inneren und der äußeren Wegaufnehmer. Dies zeigt, dass sich die Betonplatte in der Nähe der Lasteinleitung stärker verformte und zu einer Krümmung der Platte führte. Die Last wurde weiter gesteigert bis bei 227,5 kN die Kraft abrupt abfiel. Die gemittelte Verschiebung von Wegaufnehmer 2 und 3 bei der Maximallast beträgt ca. 3,6 mm. Die Lasteinleitungsplatte an der Unterseite ist einige mm in den Versuchskörper eingedrückt gewesen. Die Last ist auf ca. 160 kN heruntergefallen, bevor es wieder zu einer geringen Laststeigerung kam. Nach ca. 3 mm weiterer Verformung der Wegaufnehmer waren die Risse schon weit fortgeschritten und die Last fiel wieder ab. Der Versuch wurde noch weit über den Bruch gefahren, um das Nachrissverhalten abzubilden.

In Abb. 3.8a sieht man die vorhandenen Risse nach Entlastung des Versuchskörpers. Es sind Risse vermehrt in paralleler Richtung zur oberen Bewehrungslage vorhanden. Das Rissbild im ausgebauten Zustand ist in Abb. 3.8b dargestellt. Der Abdruck der Widerlagerplatte ist ebenfalls sichtbar. In Abb. 3.8c ist deutlich erkennbar, dass die Lasteinleitungsplatte einige mm in den Versuchskörper gedrückt wurde. Nach der fotografischen Dokumentation und der Rissaufnahme, wurde der Versuchskörper aufgestemmt (siehe Abb. 3.8d). Man sieht, dass die Bewehrung zum großen Teil noch intakt und nahezu unverformt ist.



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Rissbild im ausgebauten Zustand



(c) Unterseite des Versuchskörpers nach Entfernen der Lasteinleitungsplatte



(d) Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen

Abb. 3.8: Riss- und Bruchbilder Versuch 1

3.3.2 Versuch 2 – geringer Bewehrungsgrad bei 550 mm Öffnung

Die Betonplatte in Versuch 2 ist gering bewehrt. Beim Versuch 2 verformten sich alle 4 Wegaufnehmer zu Beginn gleichmäßig. Doch schon bald verformte sich der Wegaufnehmer W1 deutlich weniger als die anderen 3 Wegaufnehmer (siehe Abb. 3.9). Bis knapp über 50 kN war abgesehen von einem Knick bei ca. 20 kN ein lineares Last-Verschiebungsverhalten erkennbar. Ein Riss quer über die Platte entstand, der sich immer weiter öffnete. Der Verlauf des Risses ist parallel zur Richtung der oberen Bewehrungslage (siehe Abb. 3.10a). Bei ca. 55 kN gab es wieder einen Sprung im Last-Verschiebungs-Diagramm. Ab diesem Punkt gab es ein deutliches Abweichen der inneren Wegaufnehmer zu den äußeren Wegaufnehmern. Dies lässt wieder auf die Wölbung der Betonplatte schließen. Kleine Neigungsänderungen und somit Steifigkeitsverluste bestimmen immer wieder den Verlauf im Diagramm. Die Bruchlast wurde schlussendlich bei 196,7 kN und einer Verformung von ca. 6 mm erreicht (Mittelwert von W2 und W3). Unmittelbar nach dem Bruch gab es einen Lastabfall, der jedoch nur von kurzer Dauer war. Es erfolgte noch ein Lastanstieg bis ca. 190 kN, bevor es dann letztendlich zum starken Lastabfall kam.

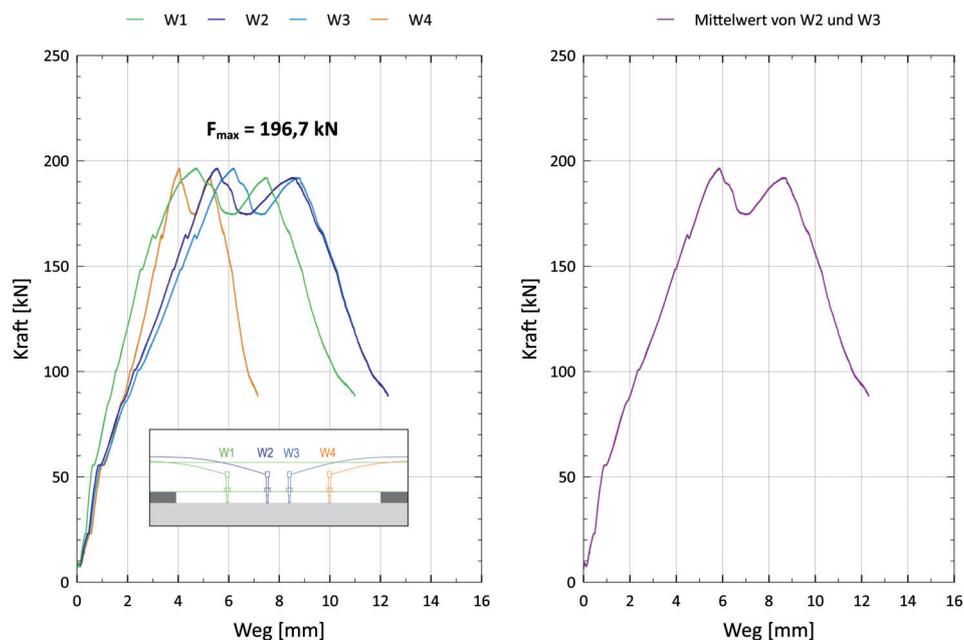


Abb. 3.9: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2

Abb. 3.10b zeigt den Versuchskörper nach dem Ausbau aus der Prüfmaschine. Es zeigt sich, dass ein Riss an der Seitenfläche entlang der Kontaktlinie der beiden Betonschichten verläuft. Dieser Verlauf ist auch auf der gegenüberliegenden Seite vorhanden. In Abb. 3.10c sieht man die Unterseite des Versuchskörpers am Ende des Versuches. Die Lasteinleitungsplatte hat sich wie im Versuch 1 in den Versuchskörper eingedrückt. Zur Untersuchung der Bewehrung wurde die Betonplatte vorsichtig aufgestemmt. In Abb. 3.10d sieht man die freigelegte Bewehrung.



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Versuchskörper im ausgebauten Zustand



(c) Unterseite des Versuchskörpers nach Ende des Versuches



(d) Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen

Abb. 3.10: Riss- und Bruchbilder Versuch 2

3.3.3 Versuch 3 – geringer Bewehrungsgrad bei 640 mm Öffnung

Der Aufbau des Versuchskörpers im Versuch 3 ist mit einer Ausnahme identisch mit dem Versuchskörper im Versuch 2. Der Unterschied besteht in der Vergrößerung der Öffnung der Widerlagerplatte von 550 mm auf 640 mm (siehe 3.2.1). Der Verlauf des Last-Verschiebungs-Diagramms (siehe Abb. 3.11) ist sehr ähnlich zum Versuch 2. Zu Beginn gab es ein gleichmäßiges Verformen der 4 Wegaufnehmer, bis bei ca. 40 kN die Verformung sprunghaft anstieg. Danach verformten sich die äußeren Wegaufnehmer (W1 und W4) weniger als die inneren Wegaufnehmer direkt bei der Lasteinleitung (W2 und W3). Bei einer Last von 187,7 kN kam es bei einer Verformung von ca. 7 mm zum Bruch. Danach erfolgte nach einem Lastabfall wieder ein Lastanstieg auf ca. 175 kN. Das Last-Verschiebungs-Diagramm vom Versuch 3 ist demnach sehr ähnlich zu Versuch 2. Lediglich die Verformung ist beim Versuch 3 größer.

Analog zu Versuch 2 hat sich ein Riss quer über die Platte parallel zur Verlegerichtung der oberen Bewehrungslage ausgebildet (siehe Abb. 3.12a und Abb. 3.12b). In Abb. 3.12c ist wieder erkennbar, dass sich die Lasteinleitungsplatte an der Unterseite in den Versuchskörper gedrückt hat. Abb. 3.12d zeigt einen Teil der Bewehrung nach dem Aufstemmen des Versuchskörpers.

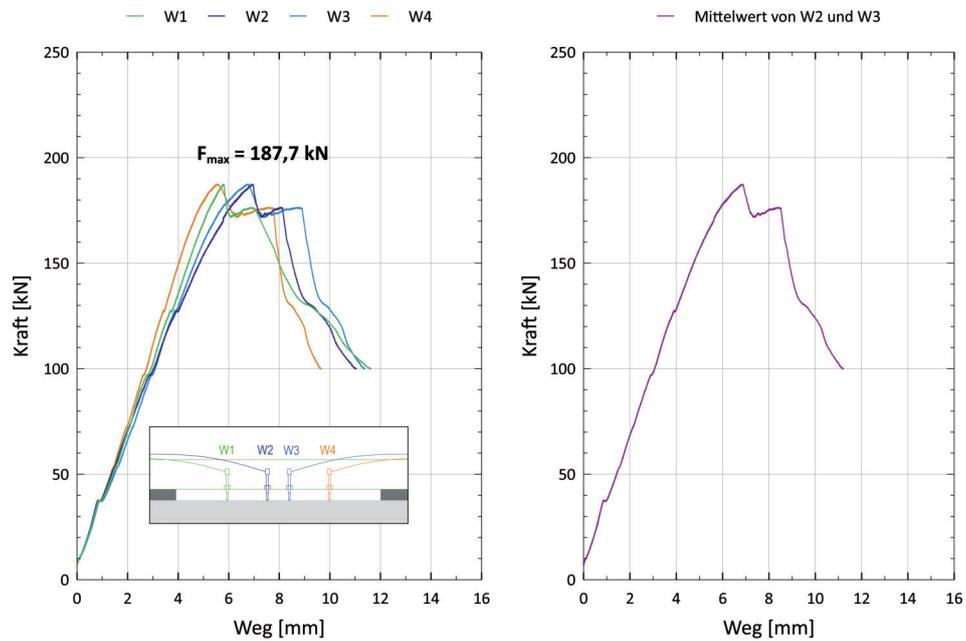


Abb. 3.11: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 3



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Versuchskörper im ausgebauten Zustand



(c) Unterseite des Versuchskörpers nach Ende des Versuches



(d) Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen

Abb. 3.12: Riss- und Bruchbilder Versuch 3

3.3.4 Versuch 4 – hoher Bewehrungsgrad bei 640 mm Öffnung

Der Versuchskörper im Versuch 4 hat den gleichen Aufbau wie der Versuchskörper im Versuch 1. Diese beiden Versuchskörper weisen einen hohen Bewehrungsgrad von ca. 2% je Richtung auf. Im Versuch 4 wurde wieder eine Vergrößerung der Öffnung der Widerlagerplatte mit der dazwischen gelegten Birkenfurniersperrholzplatte erreicht.

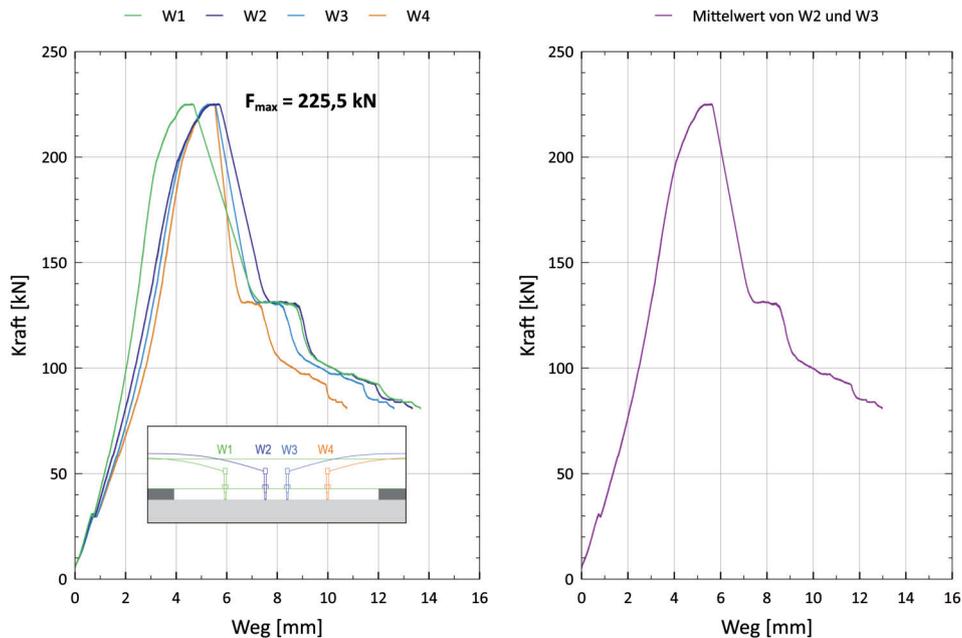


Abb. 3.13: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4

Das Last-Verschiebungs-Diagramm (siehe Abb. 3.13) zeigt ein sehr ähnliches Verhalten zu Versuch 1: Gleichmäßiger Anstieg der Verformung der 4 Wegaufnehmer zu Beginn mit anschließendem Sprung in der Verformung bei ca. 30 kN. Danach verformt sich einer der 4 Wegaufnehmer (W1) weniger als die anderen 3 Wegaufnehmer. Die Kurve im Last-Verschiebungs-Diagramm ist nach dem einen Sprung sehr homogen. Bei einer Kraft von 225,5 kN wird bei einer Verformung von ca. 5,5 mm (Mittelwert von W2 und W3) der Bruch erreicht. Danach kommt es zu einem starken Lastabfall. Ein Lastanstieg erfolgt nach dem Bruch nicht mehr.

Größere Risse bilden sich parallel zur Verlegerichtung der oberen Bewehrungslage aus (siehe Abb. 3.14a und Abb. 3.14b). Die Lasteinleitungsplatte hat sich in den Versuchskörper gedrückt (siehe Abb. 3.14c und Abb. 3.14d)

Berechnung Übergang Zustand I / Zustand II

Wie zuvor beschrieben, gab es bei ca. 30 kN einen horizontalen Sprung im Kraft-Weg-Diagramm. Anhand einer vereinfachten Vergleichsrechnung soll untersucht werden, ob dieser Sprung sich durch den Übergang von Zustand I (ungerissen) in Zustand II (gerissen) erklären lässt. Dazu wird ein Träger auf 2 Stützen betrachtet. Es wird in den Gleichungen (3.3)–(3.5) der Grenzzustand des ungerissenen Zustandes anhand linear-elastischer Momenten-Spannungsbeziehungen berechnet. Als Stützweite wird der Durchmesser der Öffnung der Widerlagerplatte verwendet (=55 cm).



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Versuchskörper im ausgebauten Zustand



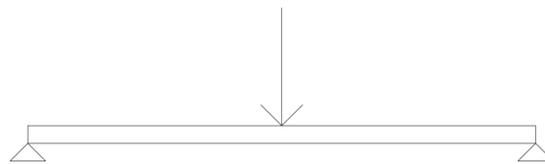
(c) Unterseite des Versuchskörper nach Ende des Versuches



(d) Unterseite des Versuchskörpers ohne Lasteinleitungsplatte

Abb. 3.14: Riss- und Bruchbilder Versuch 4

Die mitwirkende Breite wird gleich der Stützweite gesetzt. Somit wird ein Rechteckstreifen mit eindimensionaler Tragrichtung betrachtet. In Abb. 3.15 ist das statische System der vereinfachten Vergleichsrechnung abgebildet. Die Zugfestigkeit f_{ctm} wurde mit $2,4 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert der beiden Betonschichten) angesetzt.

**Abb. 3.15:** Vergleichsrechnung - Statisches System

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{55 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm})^2}{6} = 1320 \text{ cm}^3 \quad (3.3)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow M = \sigma \cdot W = 0,24 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1320 \text{ cm}^3 = 316,8 \text{ kNcm} \quad (3.4)$$

$$M = \frac{F \cdot l}{4} \rightarrow F = \frac{M \cdot 4}{l} = \frac{316,8 \text{ kNcm} \cdot 4}{55 \text{ cm}} = 23,0 \text{ kN} \quad (3.5)$$

Auch wenn einige Vereinfachungen getroffen wurden, lässt sich der horizontale Sprung durch den Übergang von Zustand I auf Zustand II erklären.

3.4 Interpretation der Ergebnisse

In Tabelle 3.3 sind die Bruchlasten der vier durchgeführten Versuche aufgelistet. Man erkennt, dass Versuch 1 und Versuch 4 eine Abweichung zueinander von nur 2 kN aufweisen. Dies entspricht einer prozentualen Abweichung von weniger als 1 %. Der Unterschied bei diesen beiden Versuchen ist lediglich der Durchmesser der Öffnung der Widerlagerplatte. Versuch 2 und Versuch 3 weisen eine Abweichung zueinander von 9 kN auf. Dies bedeutet eine prozentuale Abweichung von etwa 5 %. Auch diese beiden Versuche unterscheiden sich zueinander nur beim Durchmesser der Öffnung der Widerlagerplatte. Da je Versuch nur 1 Versuchskörper getestet wurde, ist die Streuung in diesen Ergebnissen nicht enthalten. Eine erste Interpretation dieser Ergebnisse lässt jedoch darauf schließen, dass der Durchmesser der Öffnung der Widerlagerplatte keinen bzw. nur einen kleinen Einfluss auf die Bruchlast besitzt.

Tab. 3.3: Ergebnisse der Versuche 1–4

Versuchskörper	Bruchlast [kN]
V1	227,5
V2	196,7
V3	187,7
V4	225,5

3.5 Ergänzende Versuche

3.5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Versuchsreihe 5 und 6 (VR5 und VR6) der bereits publizierten Diplomarbeit „Experimentelle Untersuchungen zur Einleitung von Verankerungskräften in dünnwandige Fertigteilelemente“ von Zeininger [21] beschrieben. Bei jeder Versuchsreihe wurden jeweils 3 Versuche durchgeführt.

Da sich Versuchsreihe 5 und 6 nur in wenigen Punkten von den bereits detailliert besprochenen experimentellen Versuchen 1–4 unterscheiden, wird hauptsächlich auf die Abweichungen eingegangen.

3.5.2 Versuchskörper

Aufbau der Versuchskörper

Die Abmessungen sowie der Aufbau der Betonschichten der Versuchskörper ist identisch mit den Versuchen 1–4. Bei der Versuchsreihe 5 und Versuchsreihe 6 wurde allerdings die Stahlplatte, die die Funktion der Lasteinleitung besitzt, bereits beim Betonieren unterhalb der unteren Bewehrungslage angeordnet (siehe Abb. 3.16). Vor dem Betonieren wurde eine Gewindestange M20 bereits an der Lasteinleitungsplatte mittels einer Mutter verankert. Die Gewindestange wurde mittels Klebeband abgeklebt, um beim Versuch keine Kräfte entlang der Gewindestange übertragen zu können. Bei Versuch 1–4 wurde aufgrund der höher erwarteten Last eine Gewindestange M24 verwendet.

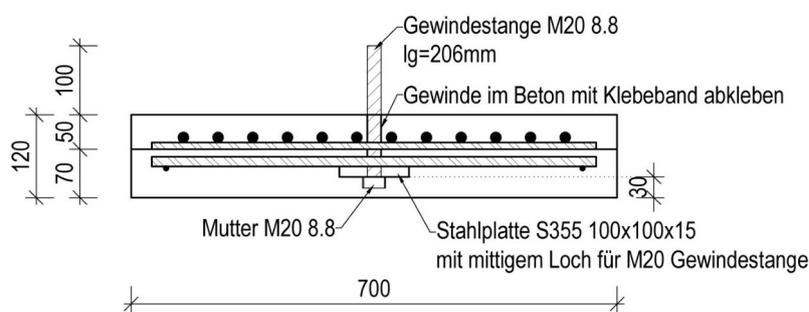


Abb. 3.16: Schnitt des Versuchskörpers der VR5 und VR6

Bewehrung

Die Bewehrung der Versuchsreihe 5 ist identisch mit der Bewehrung des Versuchskörpers des Versuchs 2. Bei Versuchsreihe 5 besteht die untere Bewehrungslage aus 6 Bewehrungsseisen $\varnothing 10$ mm mit einem Abstand von 100 mm, wie in Abb. 3.17a dargestellt. Die Bewehrung wurde vor dem Betonieren auf Montageeisen $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 10$ mm angeschweißt. Die Länge der Bewehrung beträgt 640 mm. Die obere Bewehrungslage, welche im Grundriss wieder um 90° verdreht ist, besteht aus 6 Bewehrungsseisen $\varnothing 10$ mm mit einem Abstand von 100 mm. Die Versuchskörper der Versuchsreihe 5 haben bei Vernachlässigung der Montageeisen einen Bewehrungsgrad in beide Richtungen von jeweils 0,51 %.

Die Bewehrung der Versuchsreihe 6 ist identisch mit der Bewehrung des Versuchskörpers des Versuchs 1. Die untere Bewehrungslage besteht aus 12 Bewehrungsseisen $\varnothing 14$ mm mit einem Abstand von 50 mm, wie in Abb. 3.17b dargestellt. Die Bewehrung wurde im Vorfeld auf 2 Montageeisen $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 10$ mm angeschweißt. Die Länge der Bewehrungsseisen beträgt 640 mm. Die obere Bewehrungslage besteht ebenfalls aus 12 Bewehrungsseisen $\varnothing 14$ mm mit einem Abstand von 50 mm. Die obere Bewehrungslage wurde im Grundriss um 90° verdreht angeordnet. Die Versuchskörper der Versuchsreihe 6 haben bei Vernachlässigung der Montageeisen einen Bewehrungsgrad in beide Richtungen von jeweils 2,01 %.

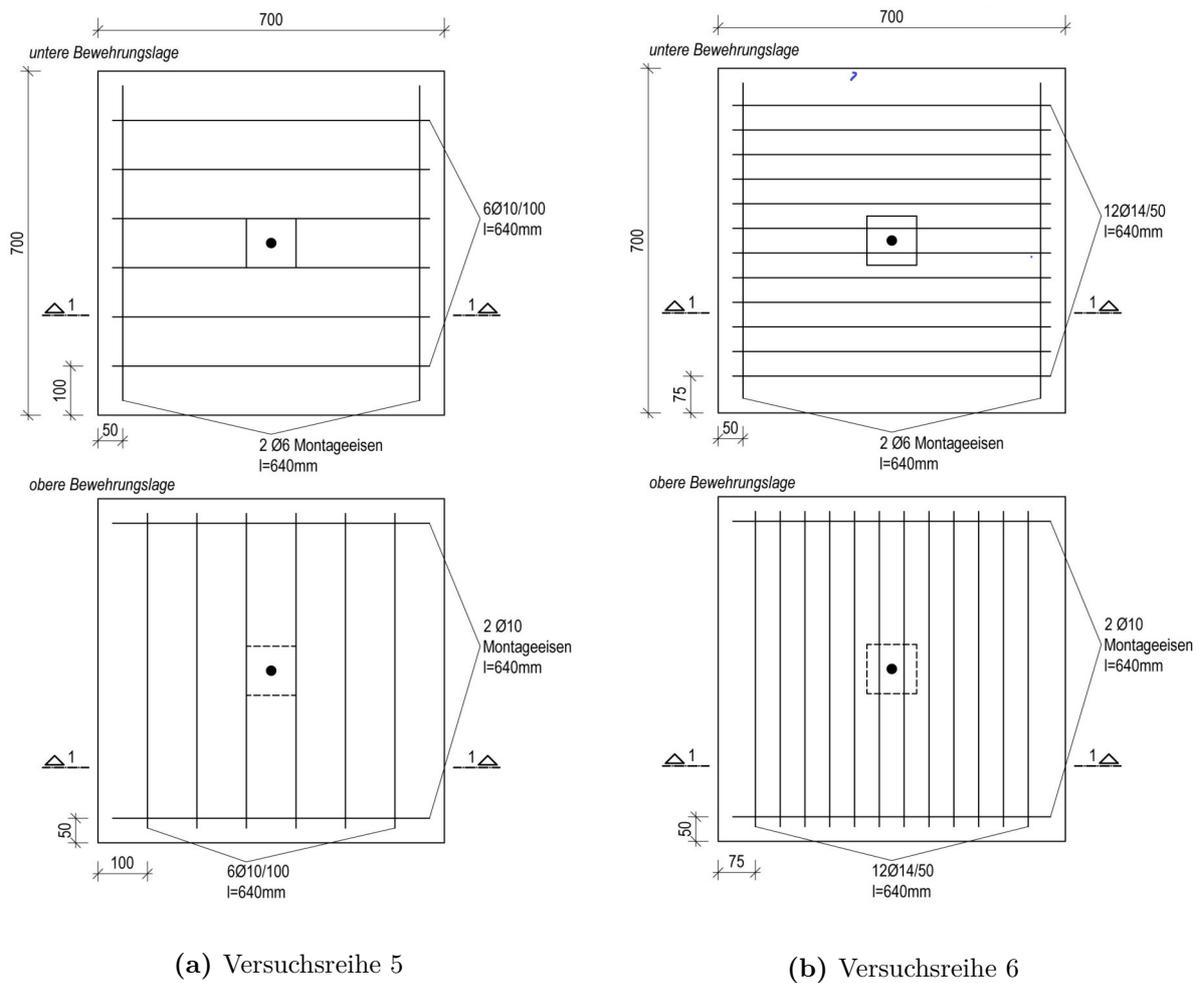


Abb. 3.17: Versuchsreihe 5 und 6: untere und obere Bewehrungslage

Materialkennwerte

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte an zwei verschiedenen Tagen. Beim jeweiligen Tag der Betonage wurden Würfel des verwendeten Betons mit Abmessungen von 150 mm x 150 mm x 150 mm sowie Zylinder des verwendeten Betons mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm hergestellt. Anhand der Betonwürfel wurde nach 55 bzw. 54 Tagen die Würfeldruckfestigkeit in Versuchen ermittelt. Die Betonzylinder wurden zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit Spaltzugversuchen unterzogen. In Tabelle 3.4 ist der zeitliche Ablauf der Herstellung und Prüfung ersichtlich.

Tab. 3.4: Zeitlicher Überblick von Herstellung und Prüfung

Schicht	Datum Betonage	Datum Festigkeitsprüfung	Betonalter bei Prüfung
Fertigteilschicht	10.04.2018	04.06.2018	55 (d)
Aufbetonschicht	11.04.2018	04.06.2018	54 (d)

In Tabelle 3.5 sind die Ergebnisse der Materialversuche aufgelistet. Die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ wurde anlehnend an EN 12390-6 [14] mit Gleichung (3.1) berechnet. Die Umrechnung von der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ auf die Zugfestigkeit f_{ct} erfolgt anlehnend an den Eurocode 2 [17] mit Gleichung (3.2).

Tab. 3.5: Ergebnisse der Würfeldruck- und Spaltzugversuche

	Würfeldruckfestigkeiten			Spaltzug- und Zugfestigkeiten				
	g [kg]	ρ [g/cm ³]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	l [mm]	d [mm]	F [N]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]
	Fertigteilschicht							
Probe 1	8,059	2,39	57,24	300	149	337730	4,81	4,33
Probe 2	8,050	2,39	58,43	300	149	299420	4,26	3,84
Probe 3	8,027	2,38	57,60	299	149	300870	4,30	3,87
\bar{x}	8,045	2,38	57,76			312670	4,46	4,01
	Aufbetonschicht							
Probe 1	8,166	2,42	56,59	300	149	254240	3,62	3,26
Probe 2	8,249	2,44	55,47	300	149	278950	3,97	3,58
Probe 3	8,184	2,42	56,17	298	149	253180	3,63	3,27
\bar{x}	8,200	2,43	56,08			262120	3,74	3,37

Sämtliche Bauteile aus Stahl besitzen die gleichen Festigkeitseigenschaften wie in den Versuchen 1–4.

3.5.3 Aufbau und Durchführung der Versuche

Der Versuchsaufbau der Versuchsreihe 5 und 6 ist bis auf eine Ausnahme identisch mit dem Versuchsaufbau des Versuchs 1 und 2. Die Widerlagerplatte der Versuchsreihe 5 und 6 wurde nur an den Eckpunkten mit je einer Gewindestange nach unten verankert (siehe Abb. 3.18). Die

einbetonierte Gewindestange wurde mittels Muffe mit einer weiteren Gewindestange verlängert, die dann in die Prüfmaschine eingeklemmt wurde.



Abb. 3.18: Versuchsaufbau VR5 und VR6

3.5.4 Ergebnisse der Versuche

Es werden im Folgenden die Ergebnisse der Versuchsreihe 5 und 6 dargestellt und näher beschrieben. Bei diesen beiden Versuchsreihen wurde die gleiche Dokumentation wie bei Versuch 1–4 herangezogen. Es wurden ebenfalls die Verschiebungen mit 4 Wegaufnehmer bei jedem Versuch dokumentiert. In diesem Abschnitt werden allerdings bereits die fertig gemittelten Verschiebungen der inneren beiden Wegaufnehmer herangezogen (analog zu Versuch 1–4). Zur Betrachtung detaillierter Zwischenergebnisse wird auf die Diplomarbeit von Zeinzinger verwiesen [21].

Versuchsreihe 5

Alle 3 Versuchskörper der Versuchsreihe 5 weisen zu Beginn ein ähnliches Kraft-Weg Verhalten auf (siehe Abb. 3.19a). Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung in [mm] dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die Kraft in [kN] dargestellt. Bei ca. 50 kN kommt es bei allen 3 Versuchskörpern zu einer leichten Abflachung der Kraft-Weg Kurven und damit zu einem Steifigkeitsverlust. Bei ca. 80 kN kommt es bei Versuchskörper A und C zum Bruch. Versuchskörper B erreicht bei ca. 89 kN den Bruch. Zur Abbildung des Nachbruchverhaltens wurden die Versuche weit über ihre Bruchlast gefahren. Die Verschiebung beim Bruch beträgt ungefähr 2 mm. Die exakten Ergebnisse der Versuchsreihe 5 sind in Tabelle 3.6 dargestellt.

Als Beispiel für die Fotodokumentation des Versuchs wurde Versuchskörper C gewählt. In Abb. 3.20a ist der Versuchskörper nach Ende des Versuches dargestellt. Man erkennt eindeutig eine kreisförmige Ablösung des Betons rund um die Lasteinleitung. Im ausgebauten Zustand ist erkennbar, dass einige größere Risse die Oberfläche des Versuchskörpers geteilt haben (siehe Abb. 3.20b). Nach dem Entfernen leicht zu lösender Betonstücke ist in Abb. 3.20c die verformte

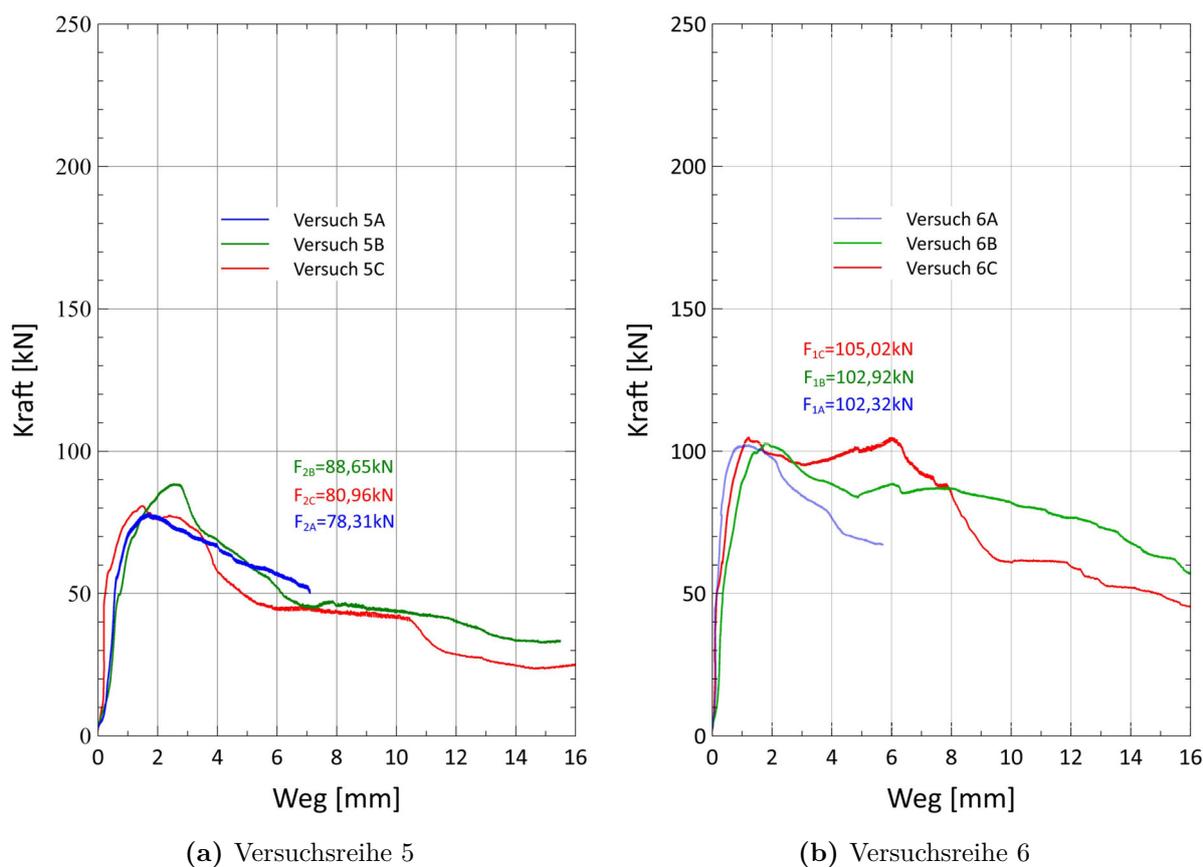


Abb. 3.19: Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 5 und 6

Tab. 3.6: Ergebnisse Versuchsreihe 5

Versuchskörper	Bruchlast [kN]	Verschiebung [mm]
5A	78,31	1,75
5B	88,65	2,68
5C	80,96	1,47
\bar{x}	82,64	1,97

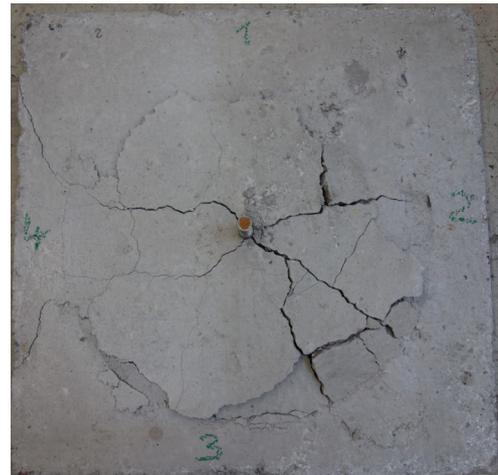
Bewehrung (vor allem im Bereich der Lasteinleitung) ersichtlich. In Abb. 3.20d wurde die Bewehrung im Bereich der Gewindestange zur Gänze freigelegt.

Versuchsreihe 6

Versuchsreihe 6 besteht ebenfalls aus 3 Versuchskörpern. Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 3.19b) ähneln sich zu Beginn des Versuches alle 3 Versuchskörper sehr. Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung in [mm] dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die Kraft in [kN] dargestellt. Wie bei Versuchsreihe 5 ist bei ca. 50 kN ein leichter Knick im Kraft-Weg-Diagramm erkennbar. Alle 3 Versuchskörper erreichen bei ca. 100 kN den Bruch. Die Verschiebung beträgt ca. 1,5 mm. Die exakten Ergebnisse der Versuchsreihe 6 sind in Tabelle 3.7 dargestellt.



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Versuchskörper im ausgebauten Zustand



(c) Versuchskörper nach Entfernen loser Betonstücke



(d) Freigelegte Bewehrung

Abb. 3.20: Riss- und Bruchbilder Versuchsreihe 5 Versuchskörper C**Tab. 3.7:** Ergebnisse Versuchsreihe 6

Versuchskörper	Bruchlast [kN]	Verschiebung [mm]
6A	102,32	1,39
6B	102,92	1,60
6C	105,02	1,23
\bar{x}	103,42	1,41

Als Beispiel für die Fotodokumentation der Versuchsreihe 6 wurde Versuchskörper C herangezogen. In Abb. 3.21a ist der Versuchskörper nach Ende des Versuches zu sehen. Zahlreiche größere Risslinien prägen die Oberfläche des Versuchskörpers. Entlang der Verbundfuge zwischen den beiden Betonschichten hat sich ein größerer Riss gebildet, der seitlich am Versuchskörper erkennbar ist (siehe Abb. 3.21b). Der Riss beträgt teilweise mehr als 10 mm (siehe Abb. 3.20c). Allerdings sei an dieser Stelle nochmals erwähnt, dass die Versuchskörper weit über ihre Bruchlast gefahren wurden. Im Vergleich zur Versuchsreihe 5 ist hier keine plastische Verformung der

Bewehrung im Bereich der Lasteinleitung aufgetreten. Diese Tatsache hat man nach Freilegen der Bewehrung feststellen können (siehe Abb. 3.21d).



(a) Versuchskörper nach Ende des Versuches



(b) Riss zwischen den Betonschichten



(c) Messung des Risses zwischen den Betonschichten



(d) Freigelegte Bewehrung

Abb. 3.21: Riss- und Bruchbilder Versuchsreihe 6 Versuchskörper C

3.6 Übersicht der Versuche

In Tabelle 3.8 und 3.9 ist eine Übersicht aller 6 Versuche ausgearbeitet. Insbesondere wird dabei auf die Unterschiede eingegangen. Tabelle 3.8 handelt von den Unterschieden bezüglich der Versuchskörper. Tabelle 3.9 handelt von den Unterschieden bezüglich der Widerlagerplatte.

Tab. 3.8: Unterschiede der sechs Versuche – Versuchskörper

Versuchskörper	Betonkennwerte	Bewehrungsgrad je Richtung [%]	Anordnung Lasteinleitungsplatte
V1	Charge 2 (siehe 3.5.2)	2,01	unterhalb des Versuchskörpers
V2	Charge 2 (siehe 3.5.2)	0,51	unterhalb des Versuchskörpers
V3	Charge 2 (siehe 3.5.2)	0,51	unterhalb des Versuchskörpers
V4	Charge 2 (siehe 3.5.2)	2,01	unterhalb des Versuchskörpers
VR5	Charge 1 (siehe 3.1.4)	0,51	im Versuchskörper
VR6	Charge 1 (siehe 3.1.4)	2,01	im Versuchskörper

Tab. 3.9: Unterschiede der sechs Versuche – Widerlagerplatte

Versuchskörper	Durchmesser Öffnung Widerlagerplatte [mm]	Anzahl Befestigungspunkte Widerlagerplatte
V1	550	12
V2	550	12
V3	640	12
V4	640	12
VR5	550	4
VR6	550	4

3.7 Umrechnung auf Bemessungswerte

Anhang D der *ÖNORM EN 1990:2013 03 15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)* [15] handelt von der versuchsgestützten Bemessung. Es ist beschrieben, wie man von Mittelwerten von Versuchen einen Bemessungswert ermitteln kann. Eine Möglichkeit besteht darin, dass man den Bemessungswert über den charakteristischen Wert ermittelt. Die Formel für die Umrechnung ist in Gleichung (3.6) abgebildet. X_d ist der gesuchte Bemessungswert

einer Eigenschaft oder eines Widerstandes. η_d ist der Bemessungswert des Umrechnungsfaktors (sofern die Umrechnung nicht im Teilsicherheitsbeiwert enthalten ist). γ_m ist der Teilsicherheitsbeiwert in dem entsprechenden Anwendungsfall, in den die Versuche fallen. m_x ist der Mittelwert aus den Versuchen. V_x ist der Variationskoeffizient. k_n ist der Fraktilefaktor für charakteristische Werte. Dieser wird tabellarisch je nach Anzahl der Versuche ermittelt. Eine Unterscheidung bei der Ermittlung von k_n gibt es noch, ob der Variationskoeffizient V_x aus anderen Versuchen bereits bekannt ist oder ob er im Rahmen der aktuellen Versuche ermittelt wurde.

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (3.6)$$

Da man davon ausgeht, dass der Teilsicherheitsbeiwert die Umrechnung vollständig abbildet, wurde η_d für die Umrechnung mit 1 angenommen. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_m wurde für den Betonbau mit 1,5 gewählt. Da bei Versuchsreihe 5 und 6 jeweils drei Versuchskörper getestet wurde, war es möglich den Variationskoeffizient V_x zu ermitteln. Der Variationskoeffizient V_x lag allerdings bei beiden Versuchsreihen unter 0,1. Laut [15] soll der Variationskoeffizient V_x , wenn er nicht bekannt ist, mit mindestens 0,1 angenommen werden. Der Variationskoeffizient V_x wurde daher für alle Versuche mit 0,1 angenommen. Auch wenn bei Versuch 1–4 nur jeweils 1 Versuchskörper getestet wurde, werden die Erkenntnisse aus Versuchsreihe 5 und 6 auch auf die anderen Versuche angewendet. Diese Annahme wurde für eine erste Abschätzung der Bemessungswerte getroffen. k_n ist bei 3 Versuchen mit unbekanntem Variationskoeffizienten laut [15] mit dem Wert 3,37 festgelegt.

In Tabelle 3.10 sind die gemittelten Bruchlasten der Versuche sowie die berechneten Bemessungswerte abgebildet. Das Verhältnis von Mittelwert zu Bemessungswert liegt bei allen Versuchen bei 2,26.

Tab. 3.10: Umrechnung auf Bemessungswerte

Versuchskörper	Mittelwert Versuch [kN]	Bemessungswert [kN]
V1	227,5	100,6
V2	196,7	86,9
V3	187,7	83,0
V4	225,5	99,7
VR5	82,6	36,5
VR6	103,4	45,7

Kapitel 4

Beschreibung und Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

In diesem Kapitel wird die verwendete Software vorgestellt und die einzelnen numerischen Modelle beschrieben. Dabei werden von jedem Modell die verwendeten Werte erläutert. Das erste Ziel der numerischen Untersuchungen war es, dass eine Versuchsreihe so gut wie möglich kalibriert und abgebildet wird. Es wurde dazu die Versuchsreihe 6 ausgewählt. Mit den dadurch gewonnenen Kenntnissen und Einstellungen war das weitere Ziel alle anderen Versuche ohne erneute Kalibrierung abbilden zu können. Es wird nun genau umgekehrt wie in Kapitel 3 vorgegangen. Begonnen wird mit Versuchsreihe 6, gefolgt von Versuchsreihe 5 und anschließend Versuche 1–4. Im Anschluss an die jeweiligen Einstellungen werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen dargestellt. Zusätzlich werden noch zahlreiche Variationen des numerischen Modells anhand der Versuchsreihe 6 beschrieben und näher erläutert. Dies war notwendig, um verschiedenste Einflüsse der gewählten Einstellungen quantifizieren zu können.

4.1 Allgemeines

In Kapitel 3 sind die durchgeführten realen Versuche detailliert beschrieben. Um die experimentellen Ergebnisse mit den numerischen Ergebnissen korrekt vergleichen zu können, wird in diesem Abschnitt noch genau erläutert, wie die Verschiebung im realen Versuch gemessen wurde. Zusätzlich wird in diesem Abschnitt das Abbruchkriterium der numerischen Ergebnisse beschrieben.

Hinweis zur Vergleichbarkeit numerischer und experimenteller Ergebnisse

Im realen Versuch wurden induktive Wegaufnehmer auf einem Hilfsträger montiert. Der Hilfsträger lag auf der Widerlagerplatte auf. Die unverformte Lage dieses Versuchsaufbaus ist in Abb. 4.1a dargestellt. Bei Aufbringen der Last wölbte sich der Versuchskörper immer mehr. Die aufgebrachte Last verformte auch die Widerlagerplatte, die an den Eckpunkten gelagert war. Die verformte Lage des Versuchs ist in Abb. 4.1b abgebildet.

Da die Wegaufnehmer im realen Versuch die relative Vertikalverformung zwischen dem Betonkörper und dem Hilfsträger aufzeichneten, war die Vertikalverformung der Widerlagerplatte nicht inkludiert. Das bedeutet, dass die gemessene Verschiebung im realen Versuch der Bemäßung z in der Abb. 4.2 entspricht. Die Verschiebungsmessung an der Oberseite des Versuchskörpers bei

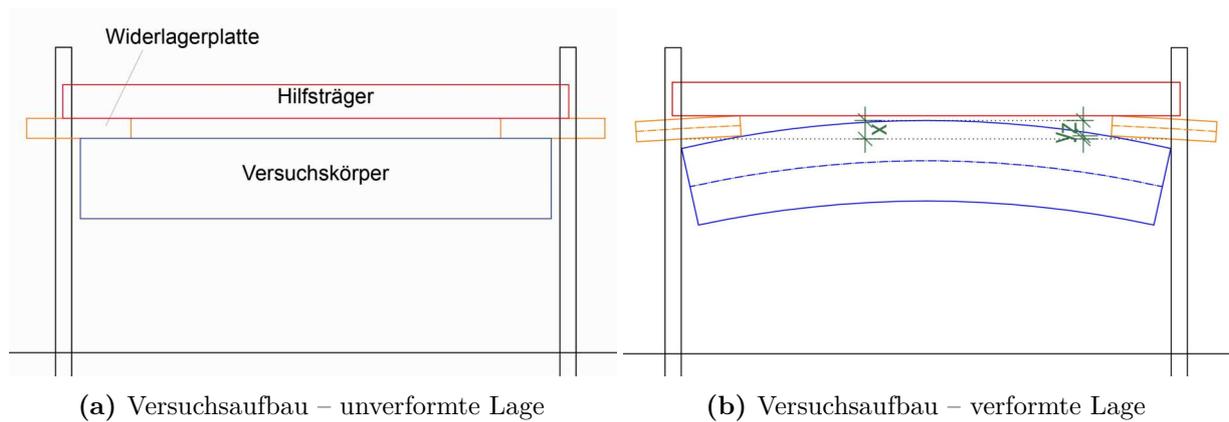


Abb. 4.1: Verschiebungsmessung bei realen Versuch

den numerischen Berechnungen entspricht im realen Versuch der Bemaßung x in der Abb. 4.2, da hier Absolutverschiebungen und keine Relativverschiebungen gemessen wurden. Somit ist es erforderlich von den Absolutverschiebungen an der Oberseite des Versuchskörpers x die Absolutverschiebung der Widerlagerplatte y (siehe Abb. 4.2) abzuziehen. Die Verformung der Widerlagerplatte wurde dabei an der Innenseite der kreisförmigen Öffnung gemessen. In Gleichung (4.1) ist der Zusammenhang der Vertikalverformungen abgebildet.

$$\text{Verschiebung Versuch } z = \text{Versuchskörperverschiebung } x - \text{Widerlagerplattenverschiebung } y \quad (4.1)$$

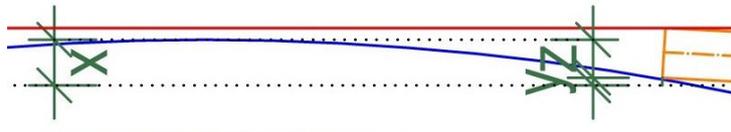


Abb. 4.2: Teilausschnitt Versuchsaufbau – verformte Lage

Abbruchkriterium

Bei den Einstellungen der numerischen Berechnungen wurden mehr Lastschritte definiert als für die Bruchlast notwendig waren. Je nach erforderlicher Anzahl an Iterationen je Lastschritt änderte sich die erforderliche Rechendauer von Modell zu Modell. Kriterium für die tatsächlich durchgeführten Lastschritte war, dass die Bruchlast um mindestens 10% abfällt. Dies wurde bei allen Berechnungen erfüllt.

4.2 Beschreibung der verwendeten Software ATENA

ATENA ist ein Softwareprodukt von Cervenka Consulting mit Sitz in Prag, Tschechien. Die Abkürzung ATENA steht für „Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis“. Diese Software wurde für nichtlineare Analysen von Beton- und Stahlbetonbauteilen entwickelt. Sie simuliert das reale Verhalten von Beton- und Stahlbetonbauten. Reißen des Betons, Zerdrücken des Betongefüges sowie Fließen der Bewehrung ist in dem Programm inkludiert. Es können sowohl statische als auch dynamische Beanspruchungen untersucht werden. Schwinden, Kriechen sowie zahlreiche weitere Einflüsse wie z. B. Brand können berücksichtigt werden. Die Software beruht auf der Methode der finiten Elemente sowie der Theorie der Bruchmechanik [2].

Abb. 4.3 zeigt ein Beispiel einer dreidimensionalen Berechnung eines Stahlbetonträgers. Man kann sehr gut das FE-Netz erkennen. Die schwarzen Striche am Träger symbolisieren die vorhandenen Risse [5].

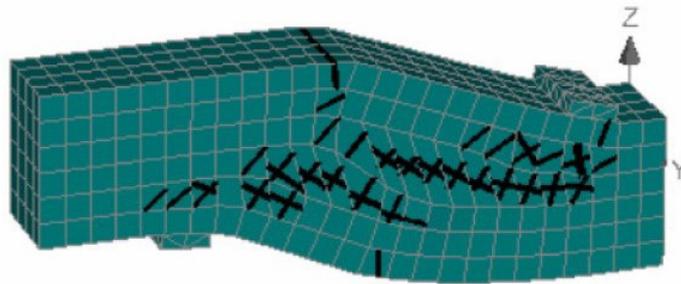


Abb. 4.3: Software ATENA – Beispiel

4.3 Numerisches Modell – Versuchsreihe 6

Es wird im Folgenden das numerische Modell der Versuchsreihe 6 näher erläutert. Sämtliche Eingabedaten sind im Anhang B illustrativ dargestellt.

4.3.1 Geometrie

Zu Beginn wurde die Geometrie des realen Versuches im numerischen Modell abgebildet. Das gesamte Modell inklusive Widerlagerplatte ist in Abb. 4.4 dargestellt. Das Modell besteht aus einzelnen Makroelementen (=Volumenelemente). Jedes Makroelement besteht aus einzelnen Punkten, Linien und Oberflächen. Die Abmessungen im Grundriss und in der Höhe der einzelnen Makroelemente ergab sich aufgrund der notwendigen Abgrenzung zwischen unterschiedlichen Materialien.

Die Abmessungen im Grundriss betragen 700 mm x 700 mm. Die 1. Betonschicht besteht aus 3 unterschiedlichen hohen Lagen an Makroelementen. Die unterste der drei Lagen hat eine Höhe

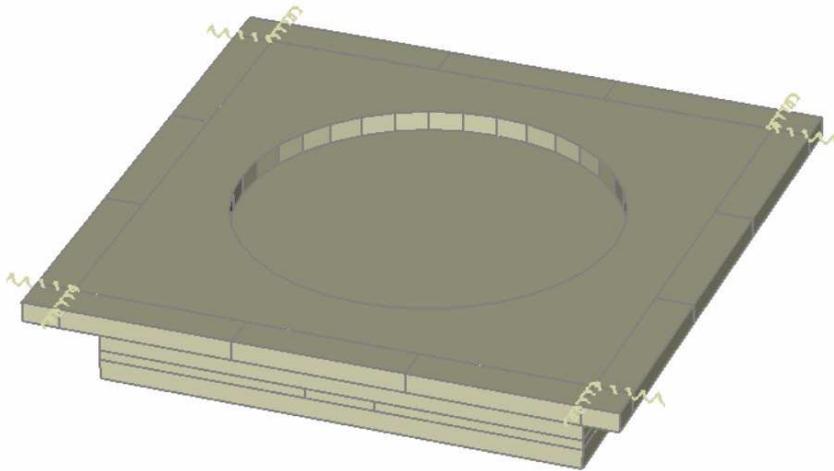


Abb. 4.4: Modell - Gesamt

von 30 mm. Die mittlere Lage hat eine Höhe von 15 mm. Diese Lage besteht aus 8 kleineren Makroelementen, um die Lasteinleitungsplatte abbilden zu können. Die oberste der drei Lagen hat eine Höhe von 25 mm. Die Lasteinleitungsplatte weist Abmessungen von 100 mm x 100 mm x 15 mm auf. Die 2. Betonschicht besteht aus einem Makroelement mit einer Höhe von 50 mm. Die Außenabmessungen der Widerlagerplatte betragen 860 mm x 860 mm. Die Höhe beträgt 30 mm. Die kreisförmige Öffnung besitzt einen Durchmesser von 550 mm. Die Widerlagerplatte wurde zur Eingabe der einzelnen Lagerungspunkte in weitere Makroelemente unterteilt. Hier wurden bereits zusätzliche Makroelemente für die Lagerungspunkte für die Versuche 1–4 vorbereitet.

4.3.2 Materialien

Die Software ATENA hat bereits zahlreiche Materialmodelle für die verschiedenen Materialien zur Auswahl vordefiniert. Zuerst ist es notwendig die unterschiedlichen Materialien mit allen Parametern zu definieren. Im Anschluss muss jedem Makroelement ein Materialmodell zugeordnet werden. Folgende Materialmodelle werden in diesem Abschnitt beschrieben:

- Stahl
- Bewehrung
- Beton 1. Schicht
- Beton 2. Schicht

Stahl

Die Lasteinleitungsplatte besteht aus dem Material Stahl S235. Für die Lasteinleitungsplatte wurde daher ein linear elastisches Material verwendet (3D Elastic Isotropic). Der Elastizitätsmodul wurde mit $2,1 \times 10^5$ MPa und die Querdehnungszahl μ wurde mit 0,3 gewählt. Die

Rohdichte ρ beträgt $7,85 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$ und der Temperaturexpansionskoeffizient beträgt $1,2 \times 10^{-5}$.

Die Widerlagerplatte besteht ebenfalls aus dem Material Stahl S235. Es wurden daher alle Materialparameter analog zur Lasteinleitungsplatte gewählt. .

Bewehrung

Die verwendete Software ATENA berücksichtigt bei Verwendung von diskreter Bewehrung ein eindimensionales Materialmodell. Das bedeutet, dass sämtliche Bewehrungsseisen nur axiales Tragverhalten abbilden können. Die Bewehrungsseisen bestehen aus dem Material Stahl B550B. Es wurde in ATENA das bereits vordefinierte Materialmodell **Reinforcement** verwendet. Dabei hat man zusätzlich verschiedene Auswahlmöglichkeiten des Materialgesetzes, um die Bewehrung individueller abzubilden: „linear“, „bilinear“, „multilinear“ und „bilinear mit Verfestigung“.

Es wurde das Materialgesetz „bilinear“ gewählt. Der Elastizitätsmodul wurde mit $2,0 \times 10^5 \text{ MPa}$ und die Fließgrenze σ_y wurde mit 550 MPa gewählt. Es wurde zusätzlich ausgewählt, dass die Bewehrung auch auf Druck wirkt. Die Rohdichte ρ beträgt $7,85 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$ und der Temperaturexpansionskoeffizient α beträgt $1,2 \times 10^{-5} [-]$.

Beton 1. Schicht

Für den Beton wurde das vordefinierte nicht-lineare Materialmodell **3D Nonlinear Cementitious 2** gewählt. Dieses Materialmodell ist das Standard-Modell für Beton bei drei-dimensionalen Berechnungen. Die Software ATENA berechnet anhand der mittleren Würfeldruckfestigkeit sämtliche Parameter des Materialmodells, welche später noch adaptiert werden können. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit für die 1. Betonschicht (=Fertigteilschicht) beträgt $57,76 \text{ MPa}$. Dieser Wert wurde anhand von mehreren Würfeldruckversuchen ermittelt (siehe Kapitel 3.5).

In Abb. 4.5 sind die Basiseinstellungen der 1. Betonschicht dargestellt. Der von ATENA berechnete Elastizitätsmodul beträgt $3,88 \times 10^4 \text{ MPa}$. Die Querdehnungszahl μ beträgt $0,2$. Die Zugfestigkeit wurde anhand der in Spaltzugversuchen ermittelten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Spaltzugfestigkeit f_{ctsp} beträgt laut Versuchen $4,46 \text{ MPa}$. Mit dem Umrechnungsfaktor von $0,9$ ergibt sich eine Zugfestigkeit f_{ct} von $4,01 \text{ MPa}$ (siehe Kapitel 3.5). Zur Berücksichtigung des Schwindens wird der Wert der Zugfestigkeit allerdings auf 20% herabgesetzt (siehe Kapitel 4.3.11). Damit ergibt sich eine effektive Zugfestigkeit f_t von $0,80 \text{ MPa}$. Die von ATENA berechnete Druckfestigkeit f_c beträgt $-4,913 \times 10^1 \text{ MPa}$.

In Abb. 4.6 sind die Einstellungen für Zug der 1. Betonschicht dargestellt: Die Bruchenergie G_F wurde laut Model Code-2010 [19] berechnet. Die Berechnung der Bruchenergie für Normalbeton erfolgt anhand Gleichung (4.2).

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,39} \text{ [N/m]} \quad (4.2)$$

Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} bezieht sich auf die Zylinderdruckfestigkeit. Zur Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ auf die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ wird Gleichung (4.3) mit dem vereinfachten Umrechnungsfaktor aus der bereits zurückgezogenen DIN EN 206-1 [4] verwendet.

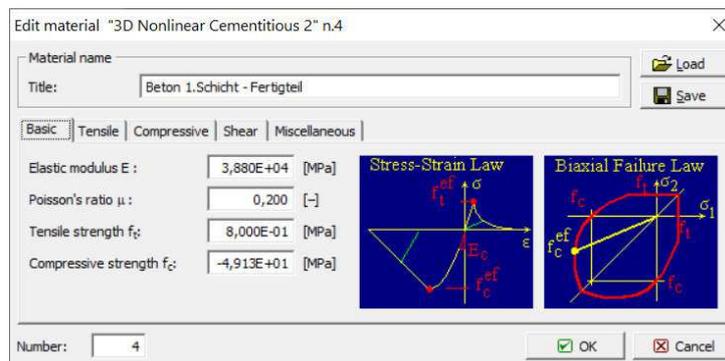


Abb. 4.5: Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen

$$\frac{f_{c,cyl}}{f_{c,cube}} = 0,82 [-] \quad (4.3)$$

Daher ergibt sich eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ von 47,4 MPa. Mit dieser Zylinderdruckfestigkeit ergibt sich eine Bruchenergie G_F von 146,18 N/m. Die Bruchenergie G_F wird allerdings analog zur Zugfestigkeit zur Berücksichtigung des Schwindens auf 20% herabgesetzt. Somit ergibt sich eine effektive Bruchenergie G_F von 29,24 N/m. Zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen wurde Tension Stiffening mit einem Faktor von 0,4 angesetzt.

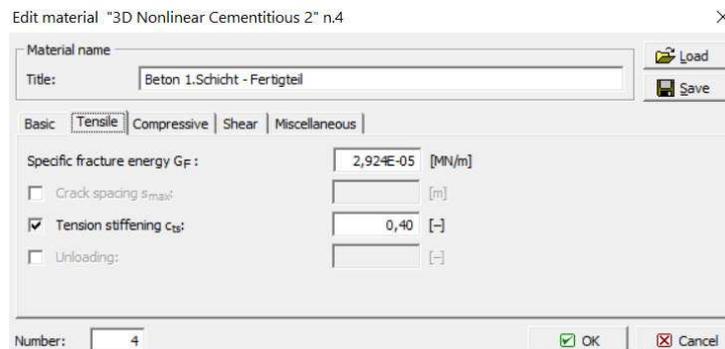


Abb. 4.6: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug

In Abb. 4.7 sind die Einstellungen für Druck der 1. Betonschicht dargestellt. Hier wurden keine Adaptierungen durchgeführt. Es wurden die Standardwerte der Software ATENA beibehalten.

In Abb. 4.8 sind die Einstellungen für Schub der 1. Betonschicht dargestellt. Hier wurden die Standardwerte der Software ATENA mit der Ausnahme des Größtkorns beibehalten. Das Größtkorn zur Berücksichtigung von Aggregate Interlock beträgt 16 mm.

In Abb. 4.9 sind die weiteren Einstellungen der 1. Betonschicht dargestellt. Hier wurden keine Adaptierungen durchgeführt. Es wurden die Standardwerte der Software ATENA beibehalten.

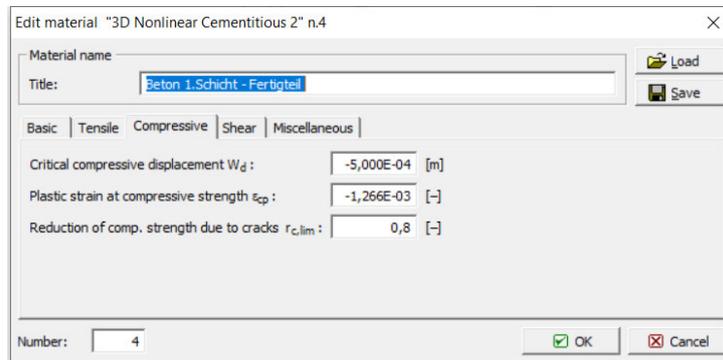


Abb. 4.7: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Druck

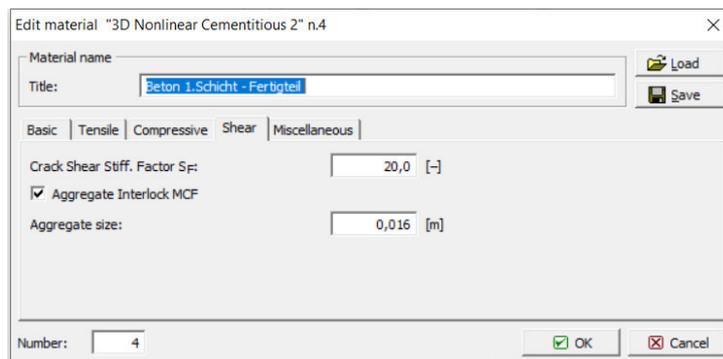


Abb. 4.8: Material 1. Betonschicht - Einstellungen Schub

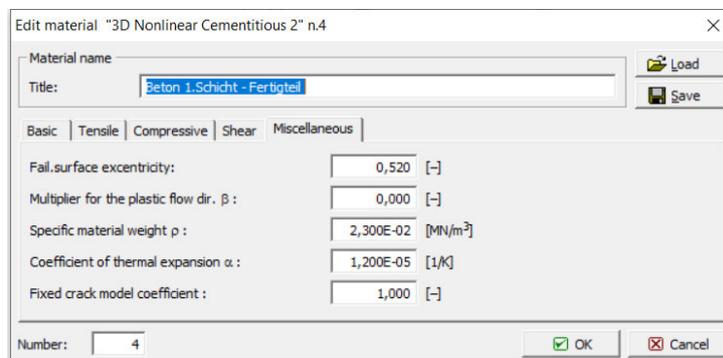


Abb. 4.9: Material 1. Betonschicht – weitere Einstellungen

Beton 2. Schicht

Für die 2. Betonschicht wurde das Materialmodell analog der 1. Betonschicht gewählt. Lediglich die Festigkeitsparameter mittlere Würfeldruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit sind als Eingangsparameter anders. Diese beiden Werte wurden ebenfalls aus Versuchen ermittelt (siehe Kapitel 3.5).

Die mittlere Würfeldruckfestigkeit für die 2. Betonschicht (=Fertigteilschicht) beträgt 56,08 MPa. Der von ATENA berechnete Elastizitätsmodul beträgt $3,843 \times 10^4$ MPa. Die Querdehnungszahl μ beträgt 0,2. Die Zugfestigkeit wurde anhand der in Spaltzugversuchen ermittelten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Spaltzugfestigkeit f_{ctsp} beträgt laut Versuchen 3,74 MPa. Mit dem Umrechnungsfaktor von 0,9 ergibt sich eine Zugfestigkeit f_{ct} von 3,36 MPa. Zur Berücksichtigung des Schwindens wird der Wert der Zugfestigkeit wieder auf 20 % herabgesetzt. Damit ergibt sich eine effektive Zugfestigkeit f_t von 0,67 MPa. Die von ATENA berechnete Druckfestigkeit f_c beträgt $-4,768 \times 10^1$ MPa.

Die Bruchenergie wurde laut Model Code-2010 [19] berechnet. Die Berechnung der Bruchenergie für Normalbeton erfolgt anhand Gleichung (4.2). Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} bezieht sich auf die Zylinderdruckfestigkeit. Zur Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ auf die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ wird Gleichung (4.3) mit dem vereinfachten Umrechnungsfaktor aus der bereits zurückgezogenen DIN EN 206-1 [4] verwendet. Daher ergibt sich eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ von 46,0 MPa. Mit dieser Zylinderdruckfestigkeit ergibt sich eine Bruchenergie G_F von 145,41 N/m. Die Bruchenergie wird allerdings analog zur Zugfestigkeit zur Berücksichtigung des Schwindes auf 20 % herabgesetzt. Somit ergibt sich eine effektive Bruchenergie G_F von 29,08 N/m. Zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen wurde Tension Stiffening mit einem Faktor von 0,4 angesetzt. Die restlichen Einstellungen wurden analog zur 1. Betonschicht gewählt.

4.3.3 Kontaktflächen

In ATENA gibt es die Möglichkeit die Kontakteigenschaften zwischen berührenden Flächen verschiedener Makroelemente auszuwählen. Dabei besteht die Auswahl „perfect connection“, „no connection“ oder „contact element - GAP“. Bei letzterem ist zusätzlich ein Materialmodell 3D-Interface zu definieren. Standardmäßig sind alle Oberflächen mit „perfect connection“ starr miteinander verbunden.

Für das erstellte Modell ist es erforderlich, dass drei Kontaktflächen näher betrachtet und definiert werden. Diese lauten:

- Betonierfuge: Fuge zwischen 1. Betonschicht und 2. Betonschicht
- Gleitfuge: Fuge zwischen Versuchskörper und Widerlagerplatte
- Kontaktfläche unter Lasteinleitungsplatte

Betonierfuge: Fuge zwischen 1. Betonschicht und 2. Betonschicht

Die erste zu definierende Kontaktfläche ist die Fuge zwischen der 1. Betonschicht (=Fertigteilschicht) und der 2. Betonschicht (=Aufbeton) (siehe Abb. 4.10). Dies ist erforderlich, da zwischen dem Betonieren der beiden Schichten einige Zeit vergangen ist (siehe Tabelle 3.1). Das Materialmodell `3D-Interface` wird im weiteren Verlauf als Betonierfuge bezeichnet.

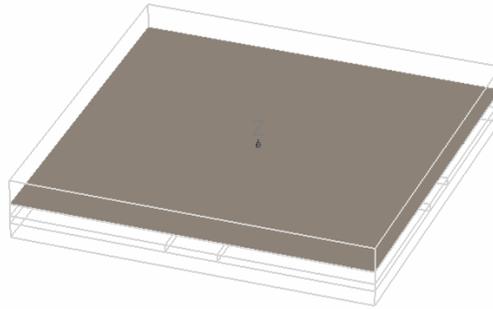


Abb. 4.10: Lage der Betonierfuge

Für die Definition der Parameter des Interface-Materials wurde die *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] herangezogen. Zusätzlich wurden zwingende Bedingungen für das Interface-Material, die laut *ATENA Program Documentation: Part 1 – Theory; 06.12.2016* [6] unbedingt eingehalten werden müssen, berücksichtigt. Diese Bedingungen sind in Gleichung (4.4) und Gleichung (4.5) beschrieben:

$$f_t < c, f_t \cdot \mu < c \quad (4.4)$$

$$c > 0, f_t > 0, \mu > 0 \quad (4.5)$$

Die Berechnung der Steifigkeit normal zur Fuge K_{nn} erfolgt nach Gleichung (4.6). Die Berechnung der Steifigkeit tangential zur Fuge K_{tt} erfolgt nach Gleichung (4.7).

$$K_{nn} = \frac{E}{elementsize} \cdot 10 \text{ [MN/m}^3\text{]} \quad (4.6)$$

$$K_{tt} = \frac{E}{elementsize} \cdot 10 \text{ [MN/m}^3\text{]} \quad (4.7)$$

Als Elastizitätsmodul ist der niedrigere Elastizitätsmodul der beiden angrenzenden Schichten einzusetzen. Für die Berechnung wurde der Elastizitätsmodul mit 38 000 MPa angesetzt. Die Elementgröße wird wie in Kapitel 4.3.9 beschrieben mit 15 mm gewählt. Falls numerische

Konvergenzprobleme zufolge dieser Kontaktflächen auftreten, wurde vom Support von ATENA empfohlen den Faktor 10 in Gleichung (4.6) und Gleichung (4.7) auf minimal 3 herabzusetzen.

Bei der Herstellung der Versuchskörper wurde nach dem Einbringen der 1. Betonschicht die Oberfläche mittels Rechen aufgeraut. Dies ergibt eine Einstufung in die Kategorie rau. In Eurocode 2 [17] ist in Kapitel 6.2.5 die Ermittlung der Kohäsion beschrieben. Zuzufolge der Einstufung rau ergibt sich der sogenannte Kohäsions-Koeffizient C daher mit 0,4. Die Kohäsion der Betonierfuge c wird nach Gleichung (4.8) berechnet. Die Zugfestigkeit $f_{t,Beton}$ ist die geringere Zugfestigkeit der beiden angrenzenden Schichten. Die Zugfestigkeit $f_{t,Beton}$ unter Berücksichtigung des Schwindens beträgt somit 0,673 MPa.

$$c = f_{t,Beton} \cdot C \text{ [MPa]} \quad (4.8)$$

Die Kohäsion c soll laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] um den Faktor 1–2 größer als die Zugfestigkeit f_t sein. Daher ergibt sich die Zugfestigkeit f_t bei gewähltem Faktor von 2 mit Gleichung (4.9).

$$f_t = c \cdot 0,5 \text{ [MPa]} \quad (4.9)$$

Der Reibungsbeiwert μ ist in Eurocode 2 [17] in Kapitel 6.2.5 definiert. Zuzufolge der Einstufung rau ergibt sich der Reibungsbeiwert mit 0,7. In Tabelle 4.1 sind die oberen und unteren Grenzwerte sowie die verwendeten Parameter der Betonierfuge abgebildet.

Tab. 4.1: Basiseinstellungen der Betonierfuge

Parameter der Betonierfuge				
	min	max	verwendet	Einheit
K_{nn}	$8,14 \times 10^6$	$2,71 \times 10^7$	$2,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
K_{tt}	$8,14 \times 10^6$	$2,71 \times 10^7$	$2,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
C			0,4	[-]
c			0,269	[MPa]
f_t			0,135	[MPa]
μ			0,7	[-]

Für numerische Zwecke ist es zusätzlich erforderlich eine Reststeifigkeit normal zur Fuge $K_{nn,min}$ und tangential zur Fuge $K_{tt,min}$ zu definieren. Diese soll laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] ein $\frac{1}{100} - \frac{1}{1000}$ der verwendeten Steifigkeiten betragen. In Tabelle 4.2 sind die oberen und unteren Grenzwerte sowie die verwendeten Werte der Reststeifigkeiten der Betonierfuge abgebildet.

Es gäbe noch die Möglichkeit benutzerdefinierte Verfestigung bzw. Entfestigung zu definieren (siehe Abb. B.30). Aufgrund nicht vorhandener Daten wurde davon kein Gebrauch gemacht.

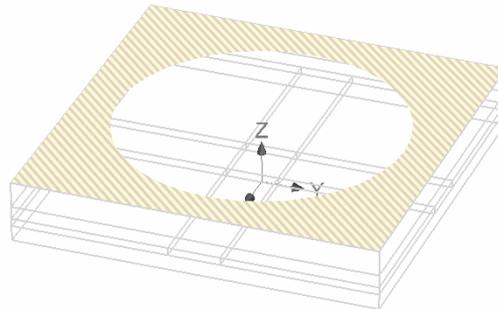
Gleitfuge: Fuge zwischen Versuchskörper und Widerlagerplatte

Die zweite zu definierende Kontaktfläche ist die Fuge zwischen dem Versuchskörper und der Widerlagerplatte (siehe Abb. 4.11). Diese Fuge wird im weiteren Verlauf als Gleitfuge bezeichnet.

Tab. 4.2: weitere Einstellungen der Betonierfuge

Parameter der Betonierfuge				
	min	max	verwendet	Einheit
$K_{nn,min}$	$2,00 \times 10^4$	$2,00 \times 10^5$	$2,00 \times 10^5$	[MN/m ³]
$K_{tt,min}$	$2,00 \times 10^4$	$2,00 \times 10^5$	$2,00 \times 10^5$	[MN/m ³]

Hier erfolgte im Versuch keinerlei mechanische Verbindung. Daher ist es hier notwendig eine Fuge mit einem Materialmodell 3D **Interface** zu definieren.

**Abb. 4.11:** Lage der Gleitfuge

Die Berechnung der Steifigkeiten erfolgt analog zur Betonierfuge. Bei zwei unterschiedlichen Materialien ist laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] immer die niedrigere berechnete Steifigkeit K_{nn} und K_{tt} zu wählen. Es kann daher sein, dass ein Material mit höherem Elastizitätsmodul, aber sehr großer Elementgröße, eine niedrigere Steifigkeit ergibt und daher maßgebend ist. Bei diesem Modell ist allerdings der Beton maßgebend.

Kohäsion c und Zugfestigkeit f_t sind nicht vorhanden. Für numerische Zwecke werden sie daher mit den minimalen Werten von 0,1 MPa bzw. 0,2 MPa gewählt.

Der Reibungsbeiwert μ ist in DIN EN 12812 [20] in Anhang B, Tabelle B1 definiert. Der minimale Wert beträgt 0,3 und der maximal Wert beträgt 0,4. Der Wert für den Reibungsbeiwert wurde mit 0,4 gewählt.

In Tabelle 4.3 sind die oberen und unteren Grenzwerte sowie die verwendeten Parameter der Gleitfuge abgebildet. Da bei der Durchführung der Berechnungen numerische Konvergenzprobleme auftraten, hat man sich dazu entschieden, dass die Steifigkeiten der Betonierfuge an den oberen Grenzwerten orientiert werden und für die Steifigkeiten der Gleitfuge die maximal möglichen Werte zur Erreichung der Konvergenz gewählt werden. Diese sind allerdings noch immer im Bereich der empfohlenen Werte laut ATENA.

Tab. 4.3: Basiseinstellungen der Gleitfuge

Parameter der Gleitfuge				
	min	max	verwendet	Einheit
K_{nn}	$8,14 \times 10^6$	$2,71 \times 10^7$	$1,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
K_{tt}	$8,14 \times 10^6$	$2,71 \times 10^7$	$1,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
c			0,1	[MPa]
f_t			0,2	[MPa]
μ	0,3	0,4	0,4	[]

In Tabelle 4.4 sind die oberen und unteren Grenzwerte sowie die verwendeten Werte der Reststeifigkeiten der Gleitfuge abgebildet.

Tab. 4.4: weitere Einstellungen der Gleitfuge

Parameter der Gleitfuge				
	min	max	verwendet	Einheit
$K_{nn,min}$	$1,00 \times 10^4$	$1,00 \times 10^5$	$1,00 \times 10^5$	[MN/m ³]
$K_{tt,min}$	$1,00 \times 10^4$	$1,00 \times 10^5$	$1,00 \times 10^5$	[MN/m ³]

Benutzerdefinierte Verfestigung bzw. Entfestigung wurde nicht verwendet.

Kontaktfläche unter Lasteinleitungsplatte

Die Kontaktfläche unterhalb der Lasteinleitungsplatte wurde ebenfalls betrachtet. Da ein weiteres Interface-Material und somit eine weitere Fuge die Anzahl an Iterationen bei der Berechnung noch weiter erhöht hätte, hat man sich dazu entschieden diese Kontaktfläche mit „perfect connection“ zu setzen. Dies entspricht zwar nicht der Realität, wenn allerdings der Beton unterhalb der Lasteinleitungsplatte reißt, kann auch keine Kraft mehr übertragen werden. Zur Veranschaulichung des bewusst in Kauf genommenen Fehlers wurde ein weiterer Extremfall mit „no connection“ betrachtet (siehe Kapitel 4.3.13).

4.3.4 Bewehrung

Bei diesem Versuchskörper wurden Bewehrungsseisen $\varnothing 14$ mm mit einem Achsabstand von 50 mm angeordnet. Sowohl in der unteren, als auch in der oberen Bewehrungslage wurden jeweils 12 Bewehrungsseisen mit einer Länge von jeweils 640 mm eingelegt. Die obere Bewehrungslage ist im Grundriss um 90° verdreht angeordnet. Die Achsen der unteren Bewehrungslage befinden sich in einer Höhe von 53,4 mm, gemessen von der Unterkante des Betonkörpers. Die untere Bewehrungslage ist in Abb. 4.12 dargestellt. Die Achsen der oberen Bewehrungslage befinden sich in einer Höhe von 90,4 mm, gemessen von der Unterkante des Betonkörpers. Die obere Bewehrungslage ist in Abb. 4.13 dargestellt. Zur Ermittlung der Höhenlage der Bewehrung wurde mit einem Platzdurchmesser d_p von $1,2 \cdot d$ gerechnet.

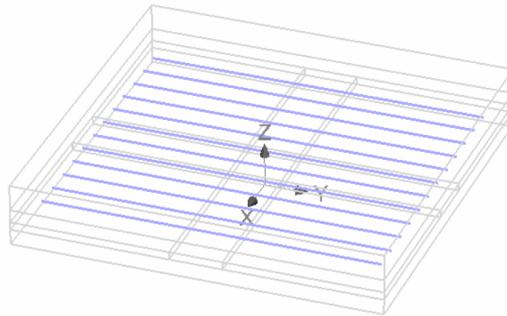


Abb. 4.12: Modell – untere Bewehrungslage

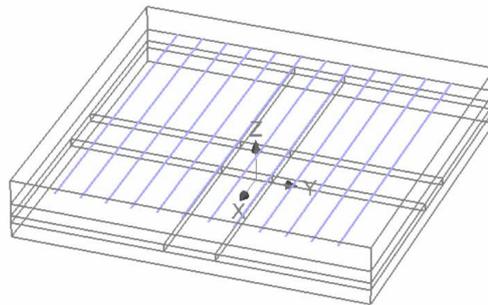


Abb. 4.13: Modell – obere Bewehrungslage

Die Eingabe der Bewehrungseisen in der Software ATENA erfolgte mittels diskreter Stäbe. Die Software berücksichtigt bei Verwendung von diskreter Bewehrung ein eindimensionales Materialmodell. Das bedeutet, dass sämtliche Bewehrungseisen nur axiales Tragverhalten abbilden. Es ist für jeden Stab ein Materialmodell zu hinterlegen. Das Materialmodell ist in Kapitel 4.3.2 beschrieben. Die Ermittlung der Bewehrungsfläche erfolgt automatisch über die Eingabe des Bewehrungsdurchmessers. Zusätzlich ist noch eine Auswahl bezüglich des Verbundes zwischen Bewehrungseisen und Beton zu wählen. Zur Auswahl steht entweder „perfect connection“ oder ein eigen zu definierendes „bond model“. Alle Bewehrungsstäbe besitzen den Verbund „perfect connection“.

4.3.5 Lagerung

Die Widerlagerplatte ist mit vier Gewindestangen nach unten verankert. Die Gewindestangen sind in der Stahlplatte der Versuchsmaschine einige Zentimeter eingedreht worden und können daher als unten eingespannt betrachtet werden (siehe Abb. 3.4). Zur weiteren Definition der Lagerung wurde in vertikale und horizontale Anteile unterschieden:

Vertikale Lagerung

Es wurden im Modell an den vier Befestigungspunkten der Gewindestangen an der Widerlagerplatte vertikale starre Lager gesetzt (siehe Abb. 4.14). Jeder dieser 4 Punkte ist somit in Z-Richtung unverschieblich gehalten. Diese vier Punkte wurden in dieser Einstellung horizontal verschieblich angesetzt.

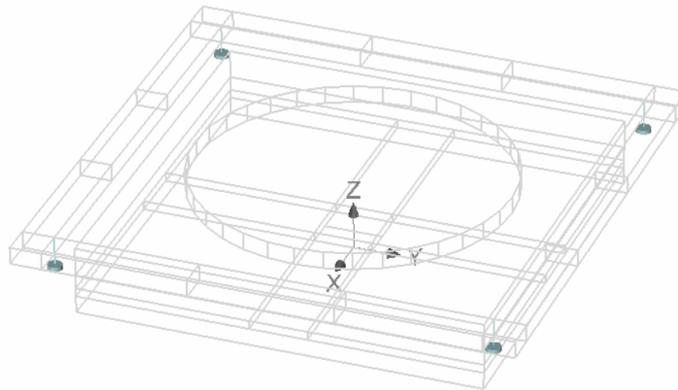


Abb. 4.14: starre vertikale Auflagerpunkte

Die starre vertikale Lagerung ist gerechtfertigt, da die axiale Verformung der Gewindestange im Vergleich zur Verschiebung des Versuches vernachlässigt werden kann. In Gleichung (4.10) bis Gleichung (4.13) ist die Berechnung der axialen Verformung der Gewindestangen im Vergleich zur Gesamtverformung aufgelistet. Es handelt sich dabei um M24 Gewindestangen mit der Güte 8.8. Die Bruchlast wurde gerundet mit 100 kN angesetzt. Als Fläche wurde die Spannungsquerschnittsfläche aller vier Gewindestangen angesetzt. Der Anteil der Verformung der Gewindestangen beträgt ca. 1 % und wird daher vernachlässigt.

$$\sigma = \frac{F}{4 \cdot A_s} = \frac{100 \text{ kN}}{4 \cdot 3,53 \text{ cm}^2} = 7,08 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{7,08 \text{ kN/cm}^2}{21\,000 \text{ kN/cm}^2} = 3,37 \times 10^{-4} \text{ [-]} \quad (4.11)$$

$$\Delta l = l \cdot \varepsilon = 35 \text{ cm} \cdot 3,37 \times 10^{-4} = 0,0118 \text{ cm} = 0,118 \text{ mm} \quad (4.12)$$

$$\frac{\Delta l \text{ Gewindestange}}{\text{Verformung Versuch}} \cdot 100 = \frac{0,118 \text{ mm}}{1 \text{ mm}} \cdot 100 = 1,18 \% \quad (4.13)$$

Horizontale Lagerung

Aufgrund der Einspannung der Gewindestangen wurden horizontal an diesen vier Befestigungspunkten sowohl in X- als auch in Y-Richtung Federn definiert (siehe Abb. 4.15).

Die Größe der horizontalen Feder wurde anhand einer Gewindestange berechnet. Dazu wurde die erforderliche Kraft, die eine horizontale Verschiebung von 1 m erzeugt, berechnet. In Glei-

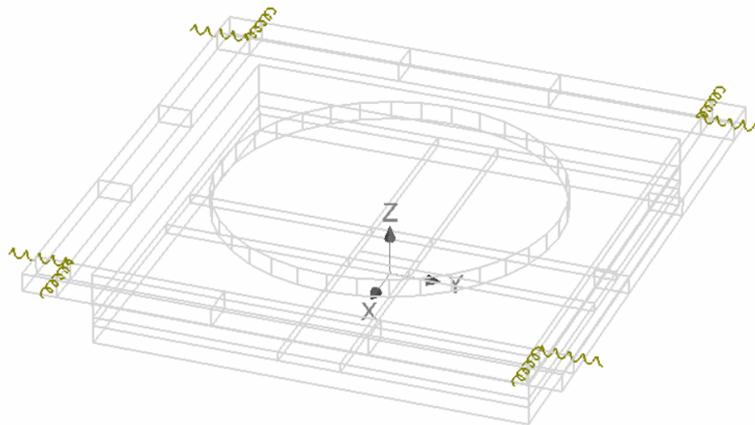


Abb. 4.15: horizontale Feder – Übersicht

chung (4.14) und Gleichung (4.15) ist die Berechnung aufgelistet. Der Kerndurchmesser einer Gewindestange beträgt 20,27 mm.

$$I_y = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot (2,027 \text{ cm})^4}{64} = 0,829 \text{ [cm}^4\text{]} \quad (4.14)$$

$$F = \frac{f \cdot 3 \cdot E \cdot I_y}{l^3} = \frac{100 \text{ cm} \cdot 3 \cdot 21\,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,829 \text{ cm}^4}{(35 \text{ cm})^3} = 121,76 \text{ kN} \quad (4.15)$$

Die Steifigkeit beträgt somit 121,76 kN/m. Es wurde die Steifigkeit gerundet mit 120 kN/m angesetzt. Zur Eingabe in ATENA wurde dazu das voreingestellte Materialmodell **Spring** gewählt. Es wurde eine elastische Feder ausgewählt. Die Steifigkeit wurde mit 0,120 MPa angesetzt, da in den weiteren Berechnungen noch mit einer Länge und Fläche zu multiplizieren ist. Die Länge wurde mit 1 m und die Fläche mit 1 m² angesetzt. Somit ergibt sich wie in Gleichung (4.16) dargestellt eine horizontale Feder von 120 kN/m.

$$\text{Steifigkeit} = \frac{K \cdot A}{l} = \frac{0,120 \text{ MPa} \cdot 1,0 \text{ m}^2}{1,0 \text{ m}} = 0,12 \text{ MN/m} = 120,0 \text{ kN/m} \quad (4.16)$$

4.3.6 Lastfälle

In ATENA gibt es die Möglichkeit aus verschiedensten vordefinierten Lastfällen auszuwählen.

Bei diesem numerischen Modell wurden insgesamt drei Lastfälle verwendet:

- Lastfall 1: Lagerung (Supports)
- Lastfall 2: eingeprägte Verschiebung (Prescribed deformation)
- Lastfall 3: Eigengewicht (Body Force)

Im weiteren Verlauf werden die einzelnen Lastfälle näher beschrieben. Im späteren Kapitel 4.3.7 wird beschrieben, wie diese Lastfälle kombiniert werden.

Lastfall 1: Lagerung

Der Lastfall 1 wurde bereits im vorigen Kapitel 4.3.5 beschrieben.

Lastfall 2: eingeprägte Verschiebung

Im realen Versuch wird die Kraft von der Gewindestange über die Lasteinleitungsplatte in die Betonplatte eingeleitet. Im numerischen Modell wurde auf die Modellierung der Gewindestange verzichtet. Stattdessen wurde zentrisch an der Unterseite der Lasteinleitungsplatte eine eingeprägte Verschiebung in Z-Richtung angesetzt (siehe Abb. 4.16). Die Größe der eingepprägten Verschiebung wurde mit $1,5 \times 10^{-4}$ m gewählt. Der absolute Wert dieser eingepprägten Verschiebung bezieht sich auf einen Lastschritt (siehe Kapitel 4.3.7).

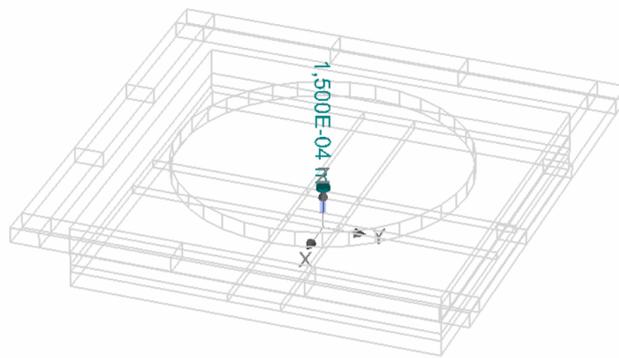


Abb. 4.16: Lastfall 2: Lage des Angriffspunktes der eingepprägten Verschiebung

Lastfall 3: Eigengewicht

Das Eigengewicht der gesamten Konstruktion wird mittels der im Kapitel 4.3.2 angesetzten Wichten berechnet. Es wurden sämtliche Makroelemente aus Stahl und Beton sowie alle Bewehrungseisen mit ihrem Eigengewicht angesetzt.

4.3.7 Berechnung**Berechnungseinstellungen**

Als Lösungsmethode wird bei eingepprägter Verschiebung das Newton-Raphson-Verfahren empfohlen. Dieses Verfahren wurde daher auch für dieses numerische Modell verwendet. Die Steifigkeitsmatrix wird nach jeder Iteration neu berechnet. Es handelt sich dabei um die Tangentensteifigkeit. Es wurde eine maximale Obergrenze an Iterationen pro Lastschritt von 100 gewählt (siehe Abb. 4.17).

Die weiteren Einstellungen wurden vom Software-Hersteller übernommen. Dies betrifft die Einstellungen zur Line Search-Methode (siehe Abb. 4.18) sowie die Abbruchkriterien (siehe Abb. 4.19)

Zusätzlich zur Berechnungsmethode kann man noch den Lösungsgleicher auswählen. Die Auswahl des Lösungsgleichers hat maßgeblichen Einfluss auf die Rechendauer sowie die maximal mögliche Anzahl an FE-Elementen. Manche Lösungsgleicher sind ressourcenschonender und sind

Editing of solution parameters 4 ✕

General | Line Search | Conditional break criteria

Title:

Solution method: Line search

Optimize node numbers:

Update stiffness:

Stiffness type:

Iteration limit for one analysis step:

Displacement error tolerance: [-]

Residual error tolerance: [-]

Absolute residual error tolerance: [-]

Energy error tolerance: [-]

Number: OK Cancel

Abb. 4.17: Berechnungseinstellungen – Allgemein

Editing of solution parameters 4 ✕

General | Line Search | Conditional break criteria

Solution method:

Unbalanced energy limit: [-]

Limit of line search iterations:

Line search limit - min.: [-]

Line search limit - max.: [-]

Number: OK Cancel

Abb. 4.18: Berechnungseinstellungen – Line Search

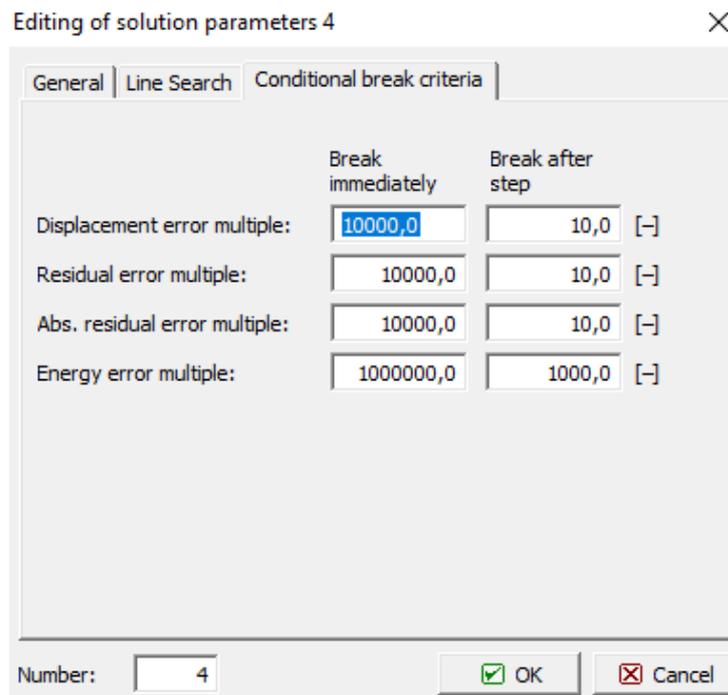


Abb. 4.19: Berechnungseinstellungen – Abbruchkriterien

daher schneller bzw. können dadurch mehr FE-Elemente verarbeiten. Bei diesem numerischen Modell hat man sich für die „sparse-iterative/incomplete Cholesky precondition(ICCG)“ entschieden, um eine größt mögliche Anzahl an FE-Elementen zu verwenden. Nähere Informationen zu den unterschiedlichen Lösungsgleichern findet man in *ATENA Program Documentation: Part 1 – Theory; 06.12.2016* [6].

Berechnungsschritte

In ATENA hat man die Möglichkeit alle im Kapitel 4.3.6 definierten Lastfälle zu kombinieren. Dazu werden für jeden Lastschritt die anzusetzenden Lastfälle ausgewählt. Zusätzlich besteht noch die Möglichkeit eine Skalierung der einzelnen Lastschritte durchzuführen. Es wurden bei diesem numerischen Modell insgesamt 80 Lastschritte angesetzt. Im ersten Lastschritt werden alle drei Lastfälle (LF1 Lagerung, LF2 eingeprägte Verschiebung, LF3 Eigengewicht) angesetzt. Daher wirkt bereits im ersten Schritt das gesamte Eigengewicht. In allen weiteren Lastfällen wird die eingeprägte Verschiebung bei gleichzeitiger Wirkung der Lagerung aufgebracht.

4.3.8 Messpunkte

Zur Auswertung des numerischen Modells stehen in ATENA verschiedenste Möglichkeiten an Messpunkten zur Verfügung. Zuerst ist auszuwählen, welcher Typ (Maximum, Minimum, Wert beim Punkt, etc.) gemessen werden soll. Bei diesem Modell wurde bei allen Messpunkten „value at node“ ausgewählt. Im nächsten Schritt ist auszuwählen, welcher Wert (Verformung, Kraft, etc.) in welche Richtung (X,Y,Z) gemessen werden soll. Nach der Wahl des Makroelements und der Koordinaten des Messpunktes ist die Definition durchgeführt.

Bei diesem numerischen Modell wurden an verschiedenen Stellen des Versuchskörper Messpunkte angeordnet (siehe Abb. 4.20). Die wichtigsten beiden Messgrößen sind Verschiebung und Kraft. Die Verschiebung wird im Zentrum an der Oberkante des Betonkörpers gemessen. Die Kraftmessung erfolgt direkt beim Punkt der eingepprägten Verschiebung. Wichtig zu erwähnen ist an dieser Stelle auch, dass die Kraftmessung an einem Punkt nur dann korrekt funktioniert, wenn der Punkt nicht an mehrere Makroelemente grenzt (siehe *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18]). Zusätzlich zu diesen beiden Messpunkten wurden noch mehrere Verschiebungsmesspunkte an den Viertelpunkten der kreisförmigen Öffnung der Widerlagerplatte angeordnet.

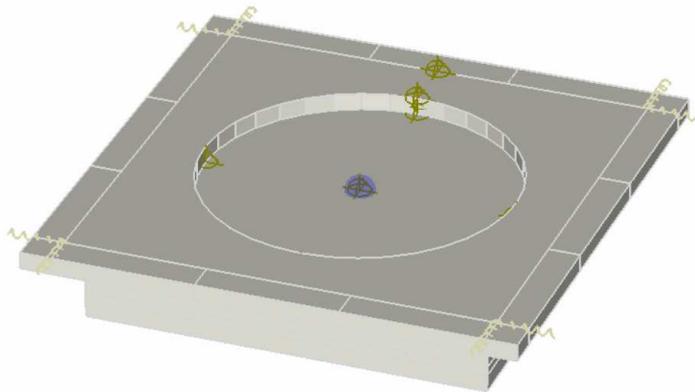


Abb. 4.20: Übersicht der Messpunkte

4.3.9 FE-Netz

Das FE-Netz ist sehr entscheidend für die Qualität der Ergebnisse in numerischen Berechnungen. In der Software ATENA stehen dazu verschiedene Einstellungsmöglichkeiten zur Verfügung. Zuerst wählt man eine globale Elementgröße, die auf alle Makroelemente angewendet wird. Für jedes Makroelement besteht die Möglichkeit zwischen linearer und quadratischer Ansatzfunktion zu wählen. Lokale FE-Netzverdichtungen sind an Punkten, Linien oder Oberflächen möglich. Eine FE-Netzverdichtung ist auch für ganze Makroelemente möglich. So können bestimmte Bereiche individuell eingestellt werden.

Bei diesem numerischen Modell wurde die globale Netzgröße auf 0,04 m gestellt. Für den Betonkörper sind mit diesen Einstellungen keine qualitativen und auch keine quantitativen Ergebnisse infolge Biegung möglich. Laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] sind mindestens 6–10 Elemente in der Höhe notwendig, um Biegung quantitativ korrekt darzustellen. Daher wurde eine FE-Netzverdichtung für alle Makroelemente des Betonkörpers von 0,015 m gewählt. Bei der FE-Netzverdichtung ist auch die Auswahl des Elementtypes „Tetra“ oder „Brick“ zu definieren. Für Betonelemente ist laut Support von ATENA der Elementtyp „Brick“ (=Hexahedron) der zu bevorzugende Elementtyp. Für den Betonkörper wurde eine lineare Ansatzfunktion gewählt.

In Abb. 4.21 ist das FE-Netz des Betonkörpers und der Widerlagerplatte abgebildet.

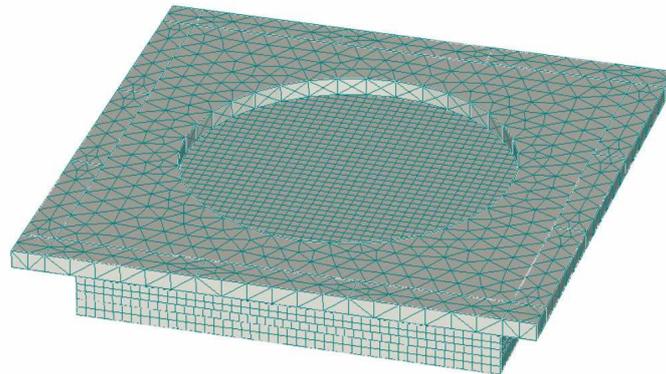


Abb. 4.21: Darstellung FE-Netz – Gesamtmodell

Da der Betonkörper untersucht werden soll und nicht die Widerlagerplatte, wurde das FE-Netz der Widerlagerplatte nicht so fein wie der Betonkörper gewählt. Ein feineres Netz war aufgrund der verwendeten Software nicht möglich. Es wurde allerdings eine quadratische Ansatzfunktion für die Widerlagerplatte verwendet. Der im Hintergrund der Software ATENA 3D Engineering laufende Rechenkern ist auf 32-bit-Basis aufgebaut und daher ist die max. mögliche adressierbare Größe des Arbeitsspeichers auf 4096 MB begrenzt. Wie bereits im Kapitel 4.3.7 erwähnt, wurde der Gleichungslöser ICCG verwendet, der ein feineres Netz als der Gleichungslöser Standard ermöglicht. Als Erkenntnis und Empfehlung für zukünftige Berechnungen ist die Software ATENA SCIENCE zu erwähnen. Diese ist in der 64-bit-Version erhältlich und somit wären bei diesem Modell Berechnungen mit mehr Makroelementen sehr einfach möglich.

Zur Gewährleistung, dass die gewählten Einstellungen des FE-Netzes genau genug sind, wurde mit verschiedenen FE-Netzgrößen eine Konvergenzstudie durchgeführt. Es wurden bei gleicher Einstellung aller Parameter nur die FE-Netzverdichtung der Makroelemente verändert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.5 ersichtlich. Die Konvergenzstudie hat ergeben, dass eine FE-Netzverdichtung von 0,015 m ausreichend ist. Eine noch kleinere Netzgröße hat keine signifikante Verbesserung der Ergebnisse ergeben. Die FE-Netzverdichtung von 15 mm wurde daher auf alle Modelle angewendet.

Tab. 4.5: Konvergenzstudie Elementgröße

Parameter der Betonierfuge		
Elementgröße	Bruchlast	Abweichung zur Referenzgröße SI 15 mm
20 mm	37 kN	-65,7 %
15 mm	108 kN	0 %
14 mm	109 kN	1 %

4.3.10 Schwinden des Versuchskörpers

Laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] ergibt sich eine Abweichung von den numerischen Berechnungen zu den experimentellen Berechnungen häufig aufgrund vernachlässigtem Schwinden. Laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] kann Schwinden durch eine Reduktion der Zugfestigkeit (und/oder der Bruchenergie) stattfinden. Diese Reduktion soll den Teil der Zugfestigkeit des Betons repräsentieren, der beim Schwinden des Betons durch die verhinderte Volumenänderung durch die Bewehrung verloren gegangen ist. In typischen Fällen sollte die Zugfestigkeit laut ATENA auf 10 %–50 % des ursprünglichen Wertes reduziert werden. Diese relativ große Bandbreite wurde daher für die Kalibrierung des numerischen Modells verwendet (siehe Kapitel 4.3.11).

4.3.11 Kalibrierung des Modells

Die bisher gewählten Einstellungen basierten entweder auf den zu Grunde liegenden Materialwerten des Versuches oder auf empfohlenen Werten verschiedenster Literatur und Normen. Da die numerische Berechnung der Versuchsreihe 6 an die realen Versuchsergebnisse angepasst werden soll, wird an dieser Stelle die anfangs erwähnte Kalibrierung durchgeführt.

Anhand der Empfehlung in Kapitel 4.3.10 wurden Reduktionen auf Werte von 10 %-50 % der ursprünglichen Zugfestigkeit bzw. Bruchenergie durchgeführt. Die Abstufung erfolgte dabei in 5 %-Schritten. Derjenige Prozentwert, der die numerische Bruchlast am nächsten zur realen Bruchlast von 103,4 kN ergeben hat, wurde für die weiteren Untersuchungen verwendet. Im vorliegenden Fall war dies 20 %. Daher ergibt sich, wie in Kapitel 4.3.2 beschrieben, für die 1. Betonschicht eine effektive Zugfestigkeit f_t von 0,80 MPa. Diese Reduktion wurde ebenfalls auf die Bruchenergie G_F angewendet. Die effektive Bruchenergie G_F der 1. Betonschicht beträgt somit 29,24 N/m. Die effektive Zugfestigkeit f_t der 2. Betonschicht beträgt 0,67 MPa. 29,08 N/m ist die effektive Bruchenergie G_F der 2. Betonschicht.

4.3.12 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Die numerische Berechnung der Versuchsreihe 6 zeigt zu Beginn ein linear elastisches Verhalten (siehe Abb. 4.22a). Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung in [mm] dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die Kraft in [kN] dargestellt. Das linear elastische Verhalten führt sich bis ca. 65 kN fort. Hier ist ein Sprung im Kraft-Weg-Diagramm gefolgt von einem Steifigkeitsverlust erkennbar. Die Kurve im Diagramm wird immer flacher bis bei 108,3 kN der Bruch auftritt. Die Verschiebung beim Bruch beträgt 2,75 mm. In Abb. 4.22b ist die Kraft auf der vertikalen Achse in [kN] und die Anzahl an Lastschritten auf der horizontalen Achse dargestellt.

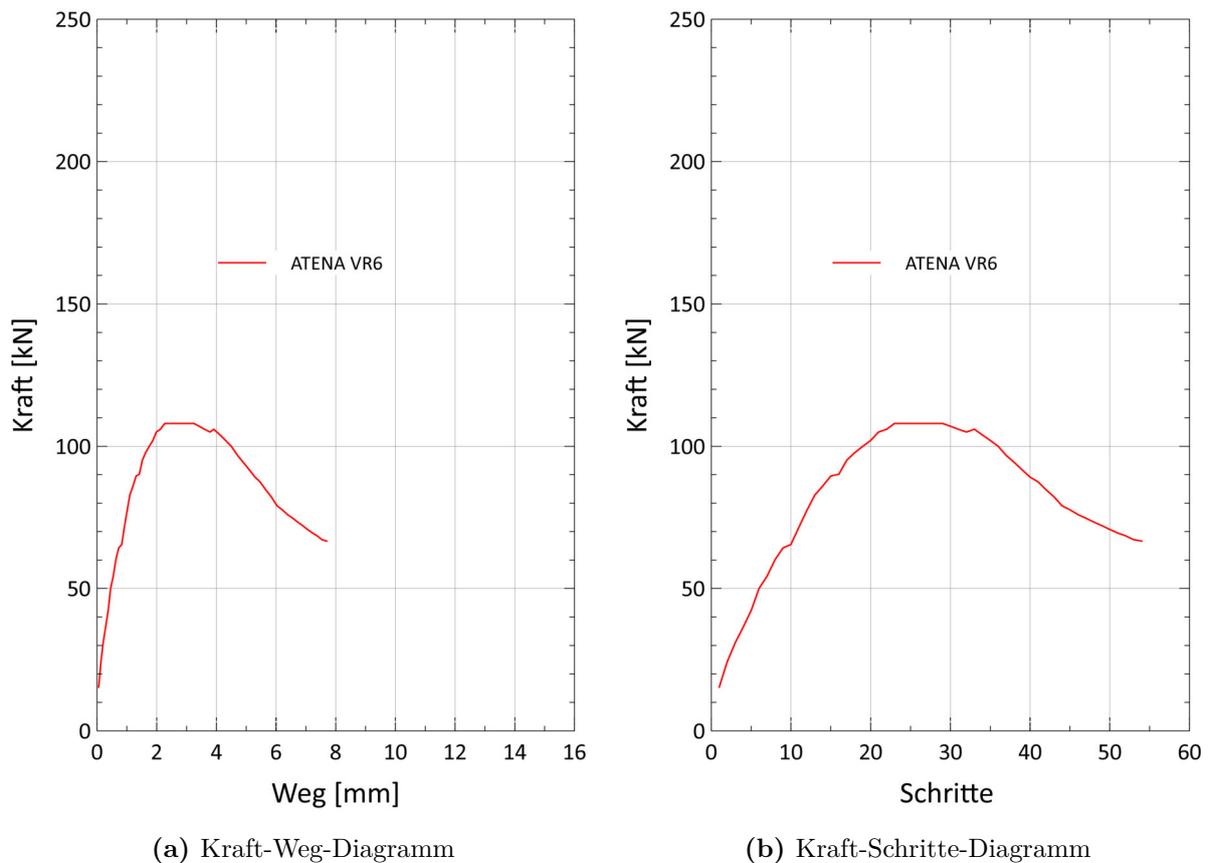


Abb. 4.22: Ergebnisse Versuchsreihe 6

Für die Untersuchung der Bewehrung und der Risse wird nicht exakt der Bruchzustand untersucht, da hier bereits Änderungen in den Spannungszuständen stattgefunden haben können. Es wird daher ein Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch gewählt. Bei diesem numerischen Modell war der Bruch ungefähr bei Schritt 25. Für die Analyse wird der Schritt 22 herangezogen. Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung beträgt dabei $142,5 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.23). Diese maximale Spannung wird dabei in der unteren Bewehrungslage erreicht (siehe Abb. 4.25). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung σ_{xx} $92,7 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.24).

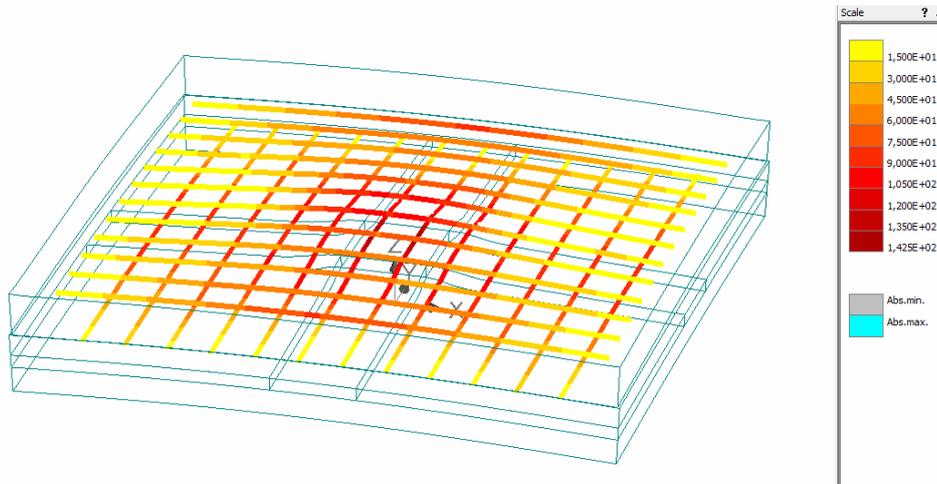


Abb. 4.23: VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung

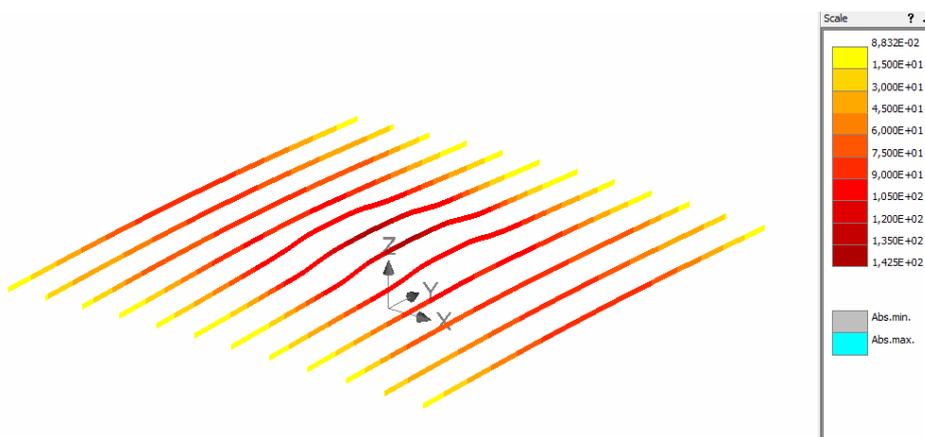


Abb. 4.24: VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage

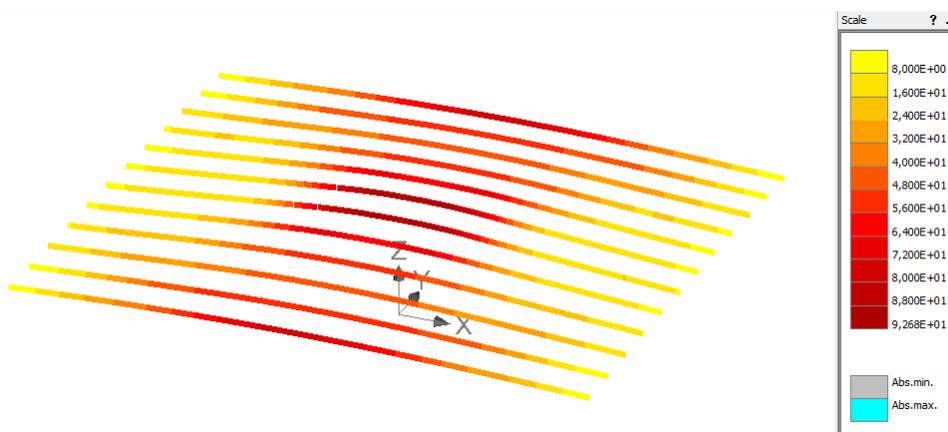


Abb. 4.25: VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt 3,35 mm (siehe Abb. 4.26). Sowohl die maximale Verschiebung als auch die maximale Spannung in der Bewehrung tritt im Zentrum des Versuchskörpers auf.

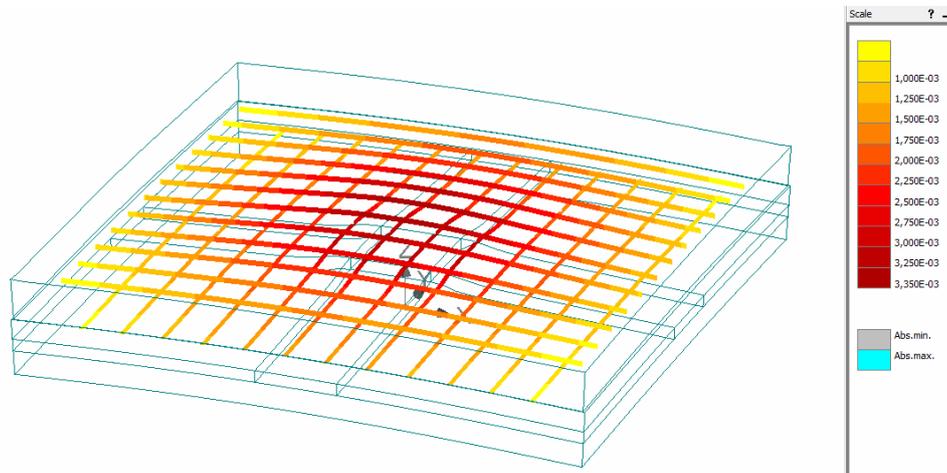


Abb. 4.26: VR6 Schritt 22: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung

Für die Untersuchung der Risse wurde ein Lastschritt ungefähr bei 75 % der Bruchlast gewählt. In Abb. 4.27 sind die Risse bei Schritt 13 ab 0,05 mm dargestellt. Die Risse breiten sich an der Oberseite des Versuchskörpers aus. Interessant dabei ist, dass sich die Risse auch an der Oberseite der unteren Betonschicht ausbilden, wie in Abb. 4.28 gezeigt. Bei weiterer Lasterhöhung breiten sich die Risse immer mehr aus. In Abb. 4.29 sind alle Risse ab 0,05 mm bei Schritt 22 zu sehen.

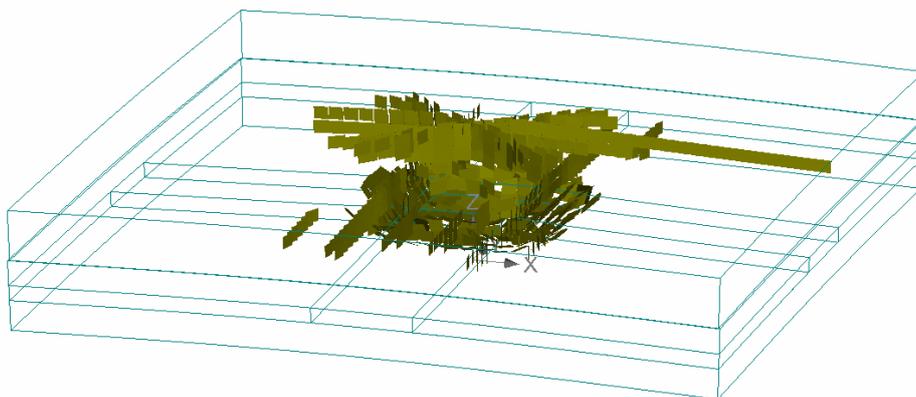


Abb. 4.27: VR6 Schritt 13: Risse ab 0,05 mm



Abb. 4.28: VR6 Schritt 13: Risse ab 0,05 mm

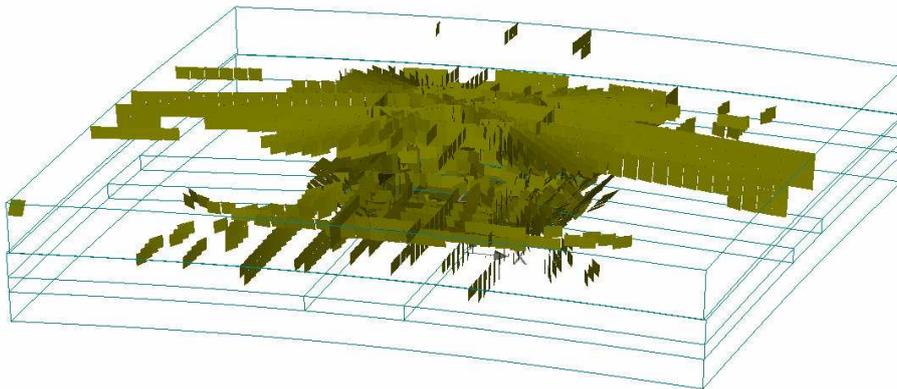


Abb. 4.29: VR6 Schritt 22: Risse ab 0,05 mm

4.3.13 Untersuchte Variationen der Versuchsreihe 6

Es wurden im Laufe der numerischen Untersuchungen zahlreiche Variationen des Modells durchgeführt. Im Besonderen sollen hier Variationen, die die Kontaktflächen zwischen den Makroelementen betreffen, näher beschrieben werden. Die Kontaktflächen führen sehr rasch zu numerischen Problemen und erhöhen die Anzahl an notwendigen Iterationen und dadurch die Rechendauer enorm. Beim finalen numerischen Modell, wie in den vorigen Unterkapitel beschrieben, wurden zwei Kontaktflächen mit empfohlenen Werten laut *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018* [18] verwendet. Zur Bestimmung der Einflüsse der Kontaktflächen im Allgemeinen und der verwendeten Werte wurden daher folgende Variationen untersucht und im Folgenden beschrieben:

- Modell mit höherer Steifigkeit der Betonierfuge
- Modell ohne Betonierfuge (monolithischer Betonkörper)
- Modell ohne Verbindung zwischen der Unterseite der Lasteinleitungsplatte und dem Betonkörper

Modell mit höherer Steifigkeit der Betonierfuge

Bei diesem Modell wurden die Steifigkeiten sowie die Zugfestigkeit und Kohäsion höher gewählt als im finalen Modell der Versuchsreihe 6. Der Grund für diese Untersuchung war, dass die untere Bewehrungslage im finalen Modell höhere Spannungen aufweist als die obere Bewehrungslage. In einem monolithischen Körper sollte bei vorliegender Belastung zufolge Biegung die obere Bewehrungslage eine höhere Spannung aufweisen, da sie einen größeren inneren Hebelsarm besitzt. Um auszuschließen, dass eine zu geringe Steifigkeit der Betonierfuge der Grund für diese Tatsache ist, wurden die Werte, wie in Tabelle 4.6 abgebildet, verwendet. Diese Werte wurden frei gewählt mit der Bedingung, dass sie größer sind als die gewählten Werte im finalen Modell.

Tab. 4.6: Variation Betonierfuge: Basiseinstellungen

Parameter der Betonierfuge		
	gewählt	Einheit
K_{nn}	$8,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
K_{tt}	$8,00 \times 10^7$	[MN/m ³]
c	1,000	[MPa]
f_t	0,500	[MPa]
μ	0,7	[]

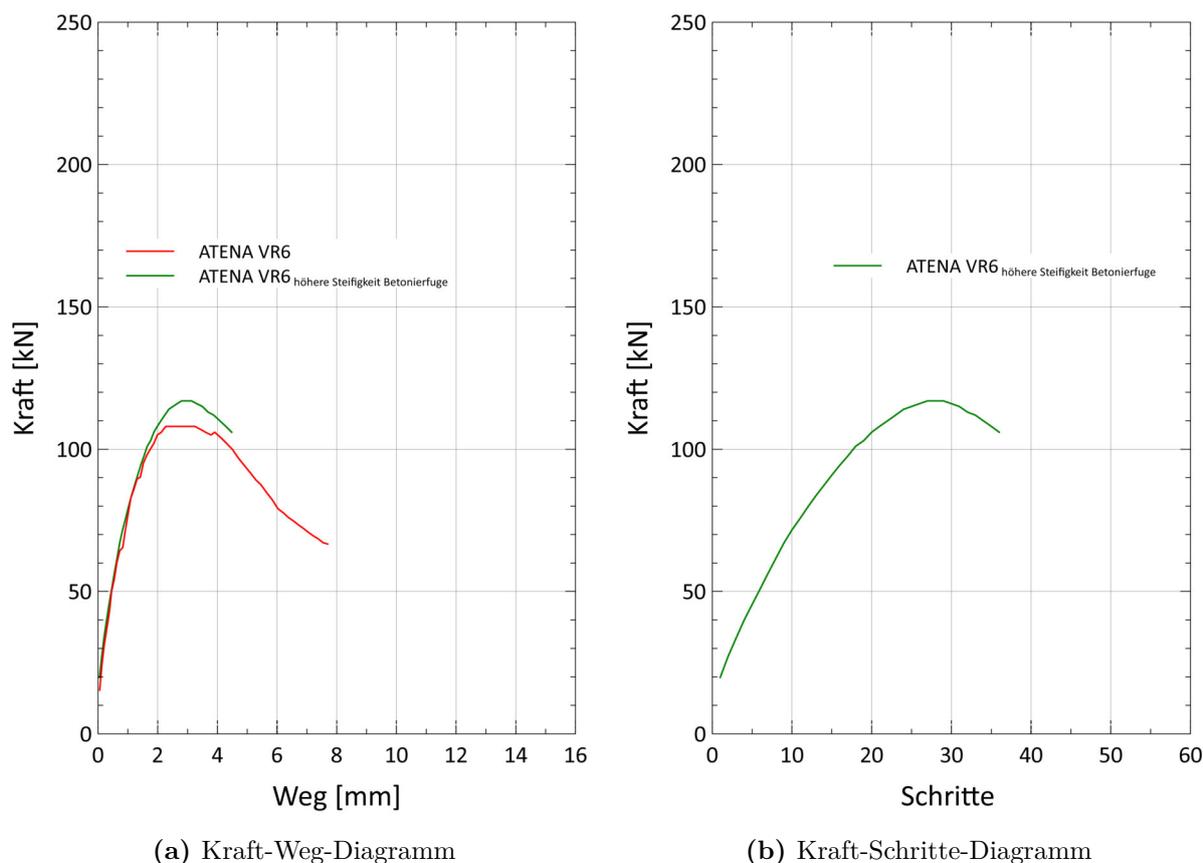
In Tabelle 4.7 sind die verwendeten Werte der Reststeifigkeiten der Betonierfuge abgebildet.

Der Anstieg im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 4.30a) dieses Modells verläuft bis ca. 90 kN analog zur verwendeten numerischen Berechnung der Versuchsreihe 6. Die Bruchlast dieses Modells mit der höheren Steifigkeit der Betonierfuge hat eine Bruchlast von 117,4 kN. Diese Bruchlast ist allerdings nicht von Bedeutung. Interessant sind die Spannungen in der Bewehrung

Tab. 4.7: Variation Betonierfuge: weitere Einstellungen

Parameter der Betonierfuge		
	gewählt	Einheit
$K_{nn,min}$	$8,00 \times 10^5$	$[\text{MN}/\text{m}^3]$
$K_{tt,min}$	$8,00 \times 10^5$	$[\text{MN}/\text{m}^3]$

kurz vor dem Bruch. Der Bruch fand ungefähr bei Schritt 29 statt (siehe Abb. 4.30b). Für die Betrachtung der Spannungen wurde Schritt 27 gewählt.

**Abb. 4.30:** Modell mit höherer Steifigkeit der Betonierfuge

Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Schritt 27 liegt bei $146,4 \text{ N}/\text{mm}^2$ (siehe Abb. 4.31). Diese Spannung tritt in der unteren Bewehrungslage auf (siehe Abb. 4.32). Die maximale Spannung σ_{xx} in der oberen Bewehrungslage beträgt $104,6 \text{ N}/\text{mm}^2$ (siehe Abb. 4.33). Im Vergleich dazu lag die maximale Spannung σ_{xx} in der oberen Bewehrungslage im Referenzmodell bei $92,7 \text{ N}/\text{mm}^2$. Dies entspricht einer Abweichung von ungefähr 11 %.

Erkenntnis dieser Untersuchung ist, dass die höhere Steifigkeit der Betonierfuge die Spannungen in der oberen Bewehrungslage erhöht. Allerdings ist die Bruchlast etwas höher und die exakte Vergleichbarkeit aufgrund der Schrittwahl ist nicht gegeben. An der Tatsache, dass die untere

Bewehrungslage eine höhere Spannung als die obere Bewehrungslage erfährt, ändert die Steifigkeit der Betonierfuge allerdings nichts.

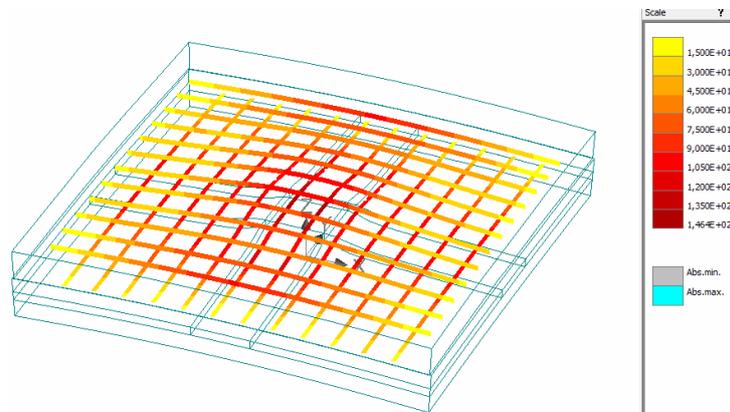


Abb. 4.31: VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung

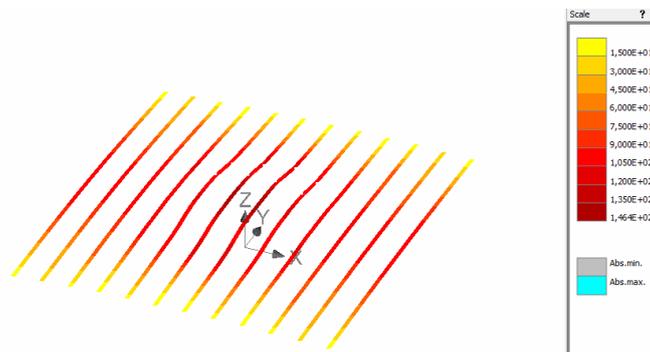


Abb. 4.32: VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage

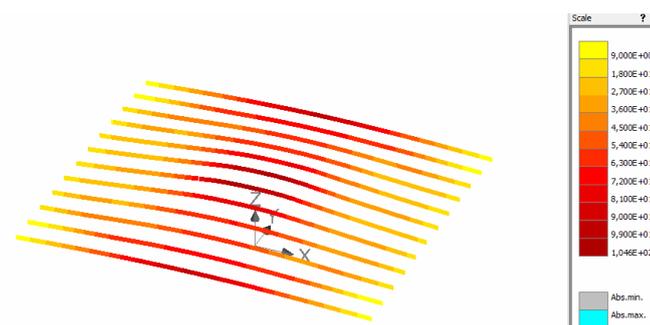


Abb. 4.33: VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage

Modell ohne Betonierfuge (monolithischer Betonkörper)

Wie beim vorigen Modell soll auch hier der Einfluss der Betonierfuge untersucht werden. Bei diesem Modell wird der Extremfall der perfekten (vollständigen) Verbindung der beiden Betonschichten untersucht. Das bedeutet, dass ein monolithischer Betonkörper mit unterschiedlichen Materialeigenschaften in den beiden Schichten vorliegt. Wie auch beim vorigen Modell werden hier die Spannungen in den Bewehrungslagen verglichen.

Der Anstieg im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 4.34a) dieses Modells ist steiler als die verwendete numerische Berechnung der Versuchsreihe 6. Da keine Nachgiebigkeit in der Betonierfuge besteht, ist dieses Modell steifer. Die Bruchlast liegt mit 148,3 kN deutlich über der Bruchlast des numerischen Modells der Versuchsreihe 6 (108,3 kN). Diese Bruchlast ist allerdings nicht von Bedeutung. Interessant sind die Spannungen in der Bewehrung kurz vor dem Bruch. Der Bruch fand ungefähr bei Schritt 18 statt (siehe Abb. 4.34b). Für die Betrachtung der Spannungen wurde Schritt 17 gewählt.

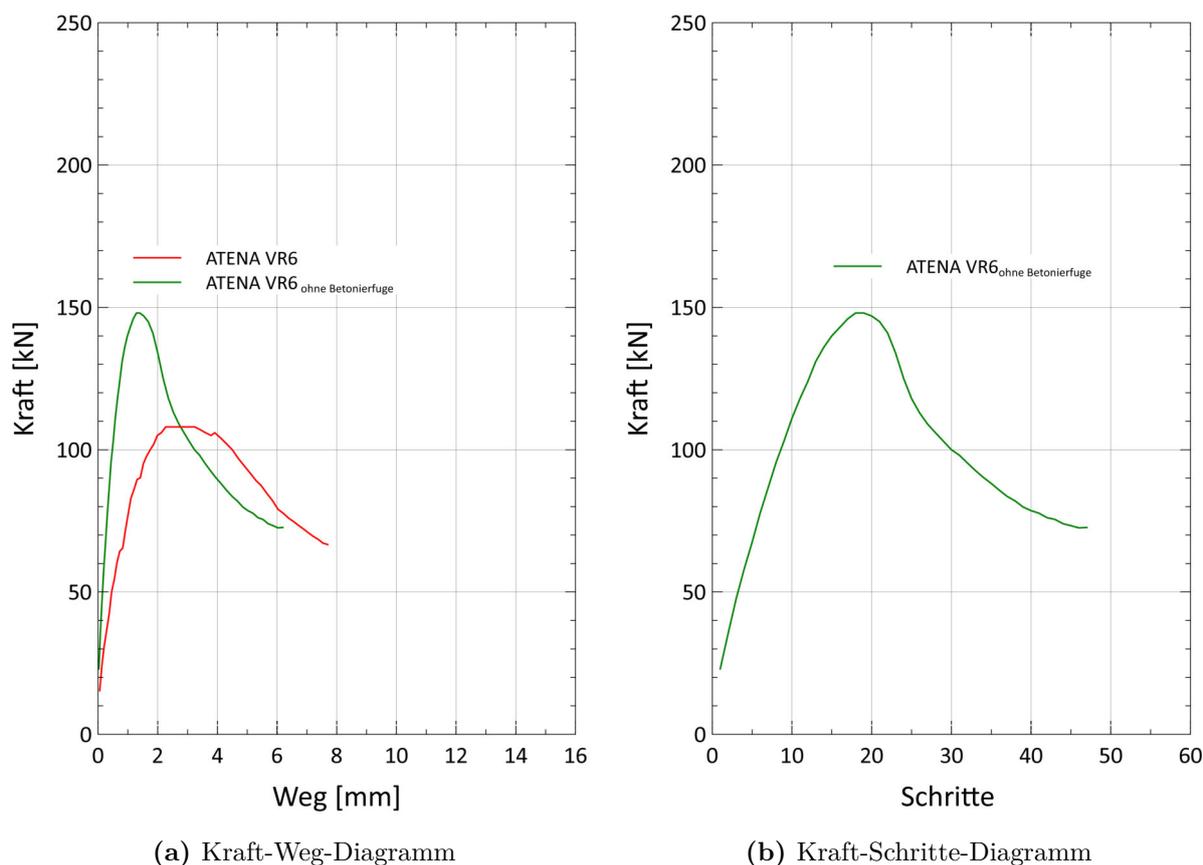


Abb. 4.34: Modell ohne Betonierfuge

Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Schritt 17 liegt bei 167 N/mm^2 (siehe Abb. 4.35). Diese Spannung tritt in der unteren Bewehrungslage auf (siehe Abb. 4.36). Die maximale Spannung σ_{xx} in der oberen Bewehrungslage beträgt 130 N/mm^2 (siehe Abb. 4.37).

Erkenntnis dieser Untersuchung ist, dass die Betonierfuge die beiden Betonschichten nicht als separate Bauteile teilt. Auch bei vollständiger Verbindung erfährt die untere Bewehrungslage eine

höhere Spannung als die obere Bewehrungslage. Dies lässt darauf schließen, dass die Lasteinleitung die höhere Spannung in der unteren Bewehrungslage bewirkt.

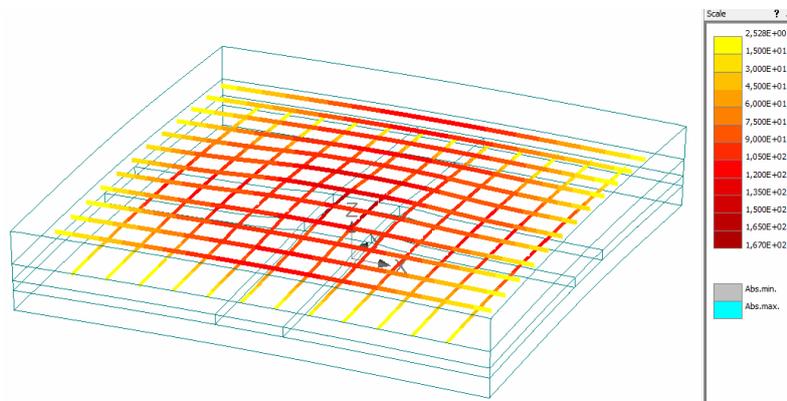


Abb. 4.35: VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung

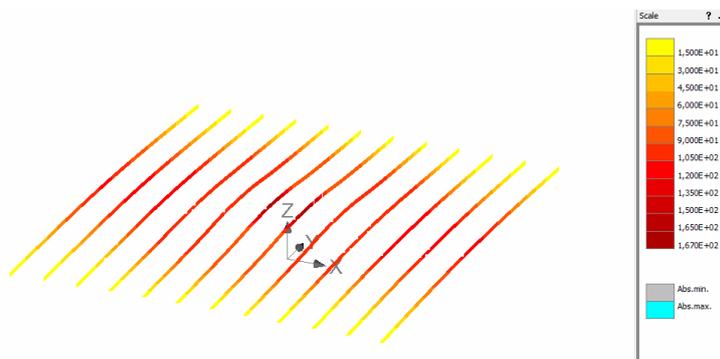


Abb. 4.36: VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage

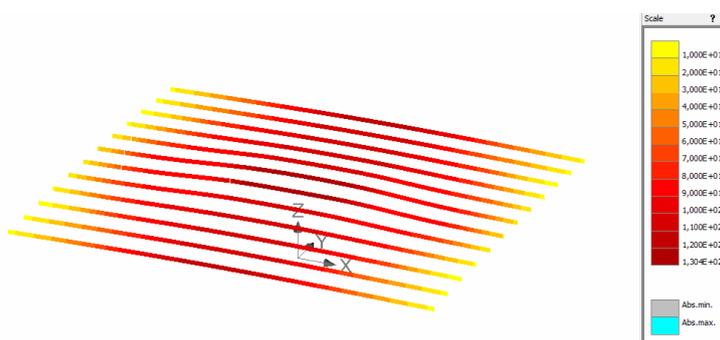


Abb. 4.37: VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage

Modell ohne Verbindung zwischen der Unterseite der Lasteinleitungsplatte und dem Betonkörper

Ein weiterer Einfluss betrifft die Verbindung der Lasteinleitungsplatte mit dem Beton. Da die eingeprägte Verschiebung von unten nach oben aufgebracht wurde, ist die Oberseite der Lasteinleitungsplatte immer Druckspannungen ausgesetzt. Die Verbindung der Unterseite der Lasteinleitungsplatte mit dem Beton wurde im finalen Modell vereinfacht als „perfect connection“ angenommen. Auf eine dritte Kontaktfläche im numerischen Modell wurde aufgrund des erhöhten Rechenaufwands verzichtet. Es wurde davon ausgegangen, dass trotz „perfect connection“ bei Erreichen der Zugfestigkeit im Beton diese Verbindung auf Zug zur Lasteinleitungsplatte nicht mehr existiert. Dieser Sachverhalt wird mit einer Variation des Modells untersucht: Die Verbindung der Unterseite der Lasteinleitungsplatte und dem Beton wird auf „no connection“ gesetzt.

Die Bruchlast bei diesem Modell liegt bei 100,3 kN. Im Kraft-Weg-Diagramm ist der Verlauf dieses Modells im Vergleich zum verwendeten numerischen Modell der Versuchsreihe 6 abgebildet (siehe Abb. 4.38). Die Abweichung zum numerischen Modell der Versuchsreihe 6 beträgt $-7,4\%$. Da dieses Modell auch nicht exakt der Realität entspricht, liegt der tatsächliche Einfluss innerhalb dieser beiden Grenzbetrachtungen. Für zukünftige Berechnung wäre daher eine Einführung einer dritten Fuge empfehlenswert. Für die Betrachtung im Rahmen dieser Diplomarbeit ist das Modell mit zwei Fugen ausreichend.

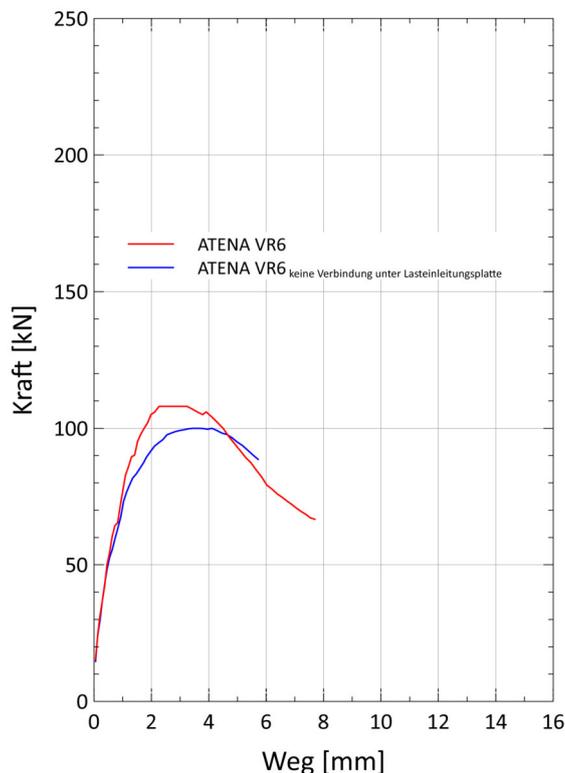


Abb. 4.38: Modell ohne Verbindung zwischen der Unterseite der Lasteinleitungsplatte und Beton

4.4 Numerisches Modell – Versuchsreihe 5

4.4.1 Individuelle Einstellungen – ATENA

Bei der Versuchsreihe 5 ist sowohl der Versuchsaufbau als auch der Versuchskörper abgesehen von der Bewehrung ident mit der Versuchsreihe 6. Da die Versuchskörper mit der selben Betoncharge betoniert wurden, sind auch die Materialeigenschaften der beiden Betonschichten ident. Wie bei Versuchsreihe 6 wurden auch hier mit reduzierter Zugfestigkeit sowie reduzierter Bruchenergie gerechnet (Reduktion auf 20 %). Es werden daher im Folgenden die Unterschiede betreffend der Bewehrung erläutert.

Beim Versuchskörper der Versuchsreihe 5 wurden Bewehrungsseisen $\varnothing 10$ mm mit einem Abstand von 100 mm angeordnet. Sowohl in der unteren, als auch in der oberen Bewehrungslage wurden jeweils 6 Bewehrungsseisen mit einer Länge von jeweils 640 mm eingelegt. Die obere Bewehrungslage ist im Grundriss um 90° verdreht angeordnet. Die Ermittlung der Bewehrungsfläche erfolgt automatisch über die Eingabe des Bewehrungsdurchmessers.

Die untere Bewehrungslage ist in Abb. 4.39 dargestellt. Die obere Bewehrungslage ist in Abb. 4.40 dargestellt.

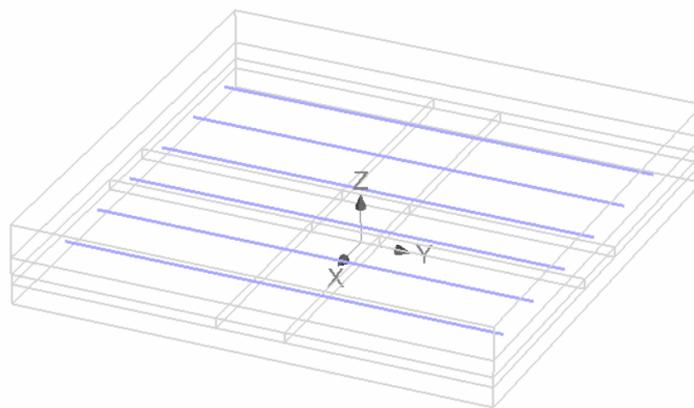


Abb. 4.39: Modell – untere Bewehrungslage

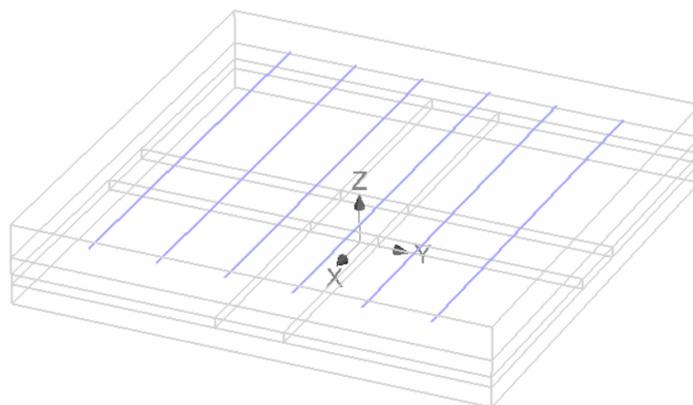


Abb. 4.40: Modell – obere Bewehrungslage

4.4.2 Ergebnisse

Versuchsreihe 5 zeigt ein wesentlich weiches Verhalten als Versuchsreihe 6. Dies liegt nahe, da im Versuchskörper der Versuchsreihe 5 eine geringere Anzahl an Bewehrungsseisen mit geringerem Bewehrungsdurchmesser verwendet wurde. Der Verlauf im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 4.41a) ist zwar bis ca. 65 kN anhäuernd linear elastisch, allerdings bestimmen leichte Knicke und Unstetigkeiten den Verlauf. Ab ca. 65 kN kommt es zu einer Abflachung der Kurve. Bei ca. 75 kN ist eine weitere deutliche Abflachung und somit ein weiterer Steifigkeitsverlust erkennbar. Bei weiteren größeren Verformungen nimmt die Last noch zu, bis die Bruchlast bei 82,2 kN eintritt. Die Verformung beträgt dabei 5,2 mm. Der Sprung im Kraft-Weg-Diagramm kurz vor der Verformung von ca. 6 mm ist auf einen numerischen Fehler zurückzuführen. Die Bruchlast wird daher bei den genannten 5,2 mm herangezogen. Diese Bruchlast wird bei Schritt 46 erreicht (siehe Abb. 4.41b). Für die Untersuchung der Bewehrung wird ein Lastschritt kurz davor gewählt. Bei Versuchsreihe 5 wurde Lastschritt 44 herangezogen.

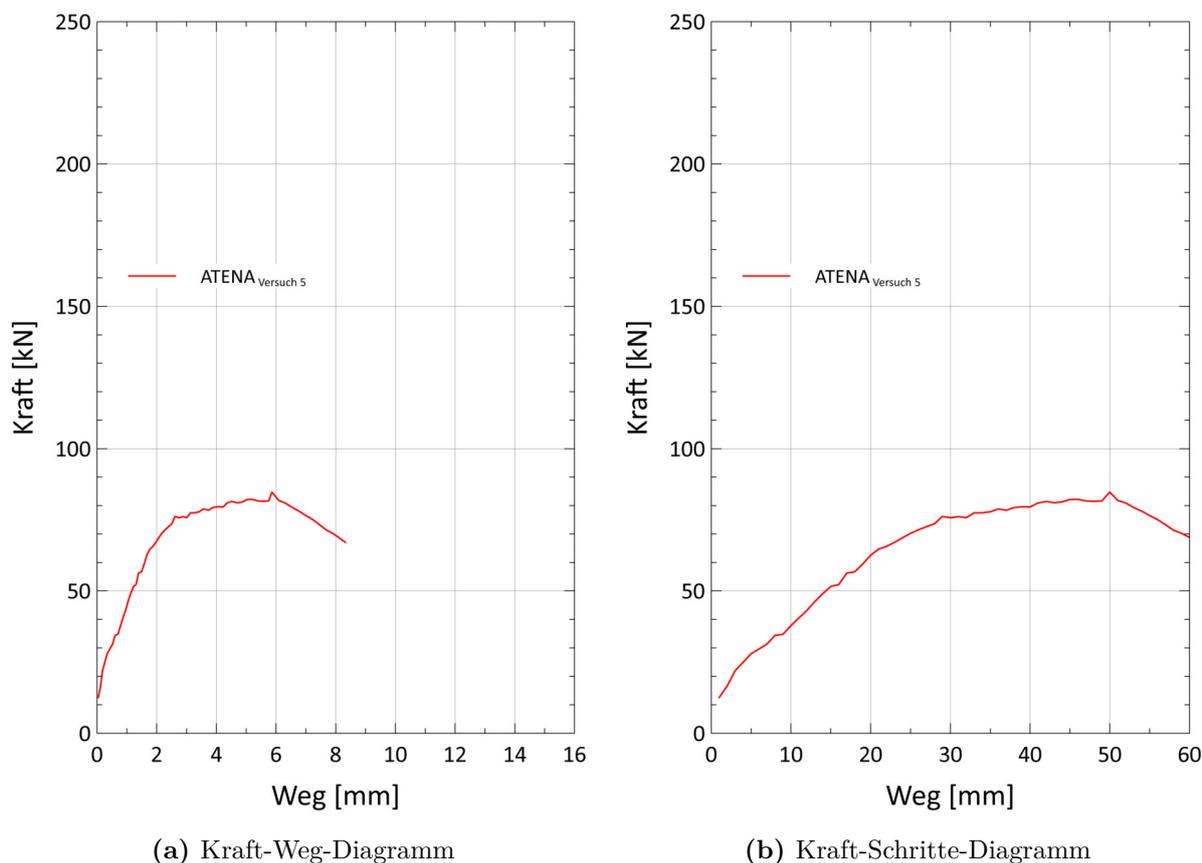


Abb. 4.41: Ergebnisse Versuchsreihe 5

Bei Versuchsreihe 5 beträgt die maximale Spannung σ_{xx} im Schritt 44 in der Bewehrung $304,8 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.42). Diese maximale Spannung wird dabei in der unteren Bewehrungslage erreicht (siehe Abb. 4.43). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung

σ_{xx} 261,9 N/mm²(siehe Abb. 4.44).

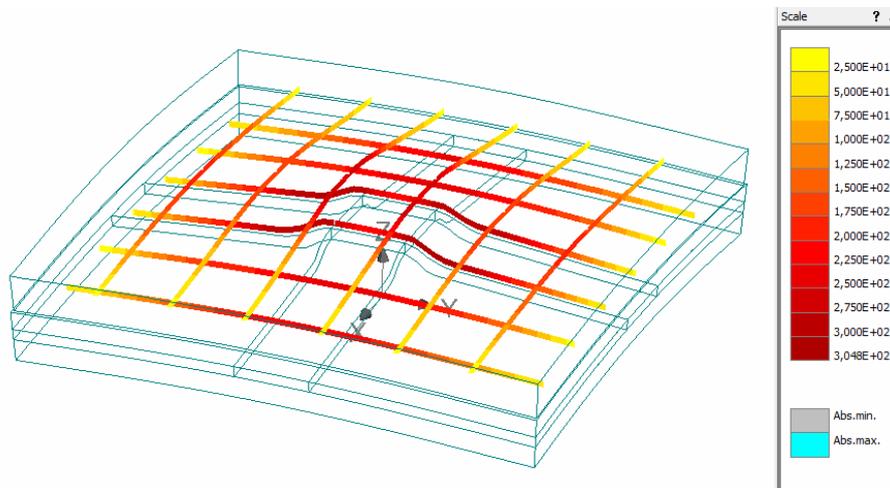


Abb. 4.42: VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der Bewehrung

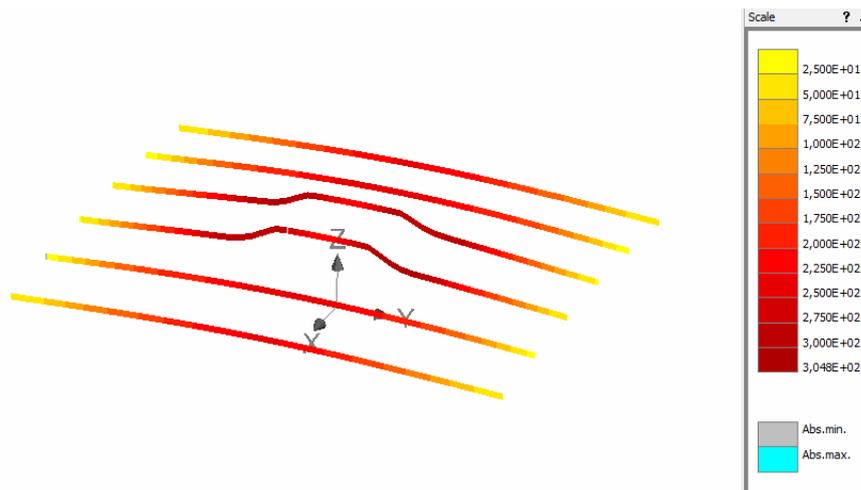


Abb. 4.43: VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der unteren Bewehrungslage

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt 6,7 mm (siehe Abb. 4.45). Sowohl die maximale Verschiebung als auch die maximale Spannung in der Bewehrung tritt im Zentrum des Versuchskörpers auf. In der unteren Bewehrungslage ist die Verformung zufolge der Lasteinleitungsplatte deutlich erkennbar.

In Abb. 4.46 sind die Risse bei Schritt 24 ab 0,05 mm dargestellt. Die Risse befinden sich sowohl an der Oberseite des Versuchskörpers als auch an der Oberseite der unteren Betonschicht. Abb. 4.47 zeigt die Risse ab 0,05 mm bei Schritt 44 von oben an. Die Risse breiten sich radial vom Zentrum des Versuchskörpers aus. Entlang des Umfangs der kreisförmigen Öffnung der Widerlagerplatte sind ebenfalls Risse deutlich erkennbar.

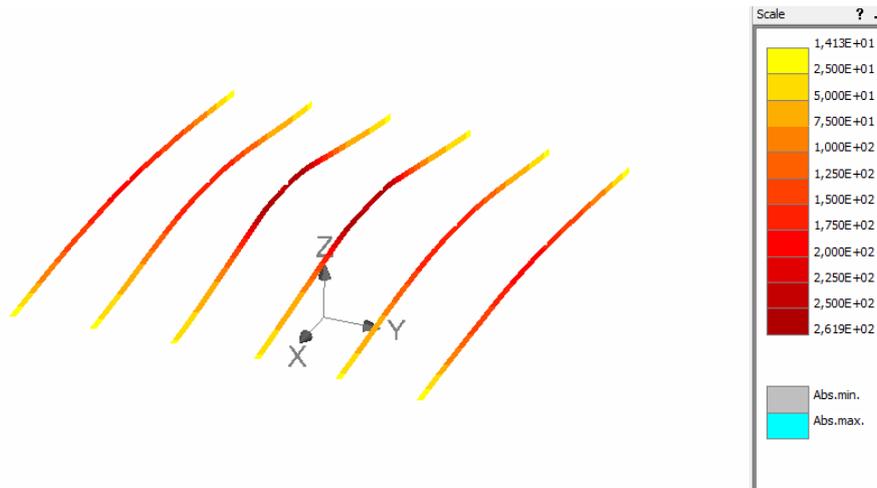


Abb. 4.44: VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage

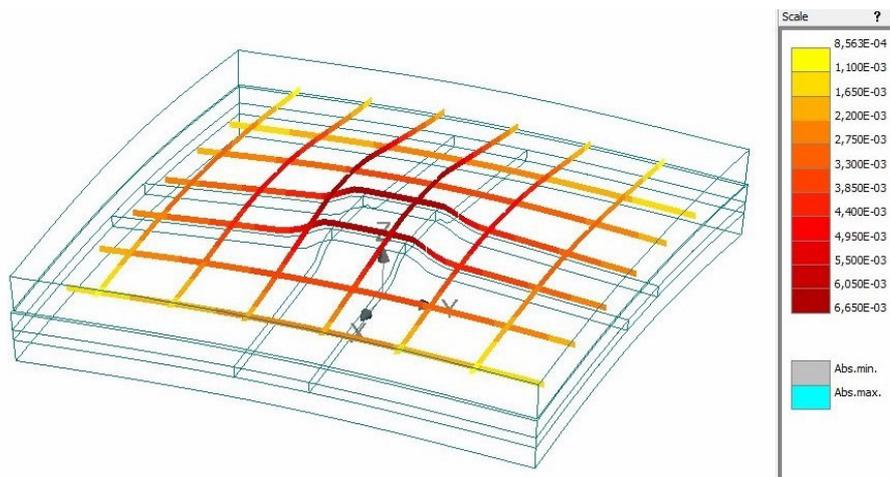


Abb. 4.45: VR5 Schritt 44: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung



Abb. 4.46: VR5 Schritt 24: Risse ab 0,05 mm

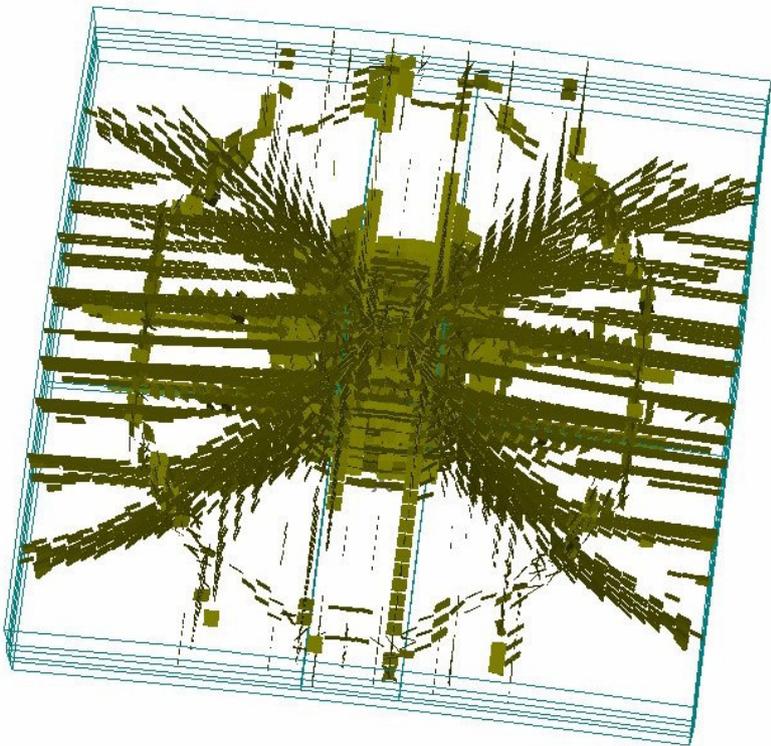


Abb. 4.47: VR5 Schritt 44: Risse ab 0,05 mm

4.5 Numerisches Modell – Versuch 1

4.5.1 Individuelle Einstellungen in ATENA

Es wird im Folgenden auf die Unterschiede des Versuchs 1 zur Versuchsreihe 6 eingegangen. Diese Unterschiede gelten auch für die Versuche 2–4. Individuelle Einstellungen werden in den jeweiligen Kapiteln der Versuche 2–4 ergänzt. Die Unterschiede betreffen:

- Lage der Lasteinleitungsplatte
- Materialwerte der beiden Betonschichten
- Anzahl der Lagerungspunkte

Lage der Lasteinleitungsplatte

Ziel der Versuche 1–4 ist es, die Kapazität jedes Lasteinleitungspunktes zu steigern indem die komplette Höhe des Betonkörpers ausgenutzt wird. Die Lasteinleitungsplatte wurde bei den Versuchen 1–4 auf der Unterseite des Versuchskörpers angeordnet (siehe Abb. 4.48). An der Unterseite der Lasteinleitungsplatte wurde im Zentrum die eingeprägte Verschiebung aufgebracht.

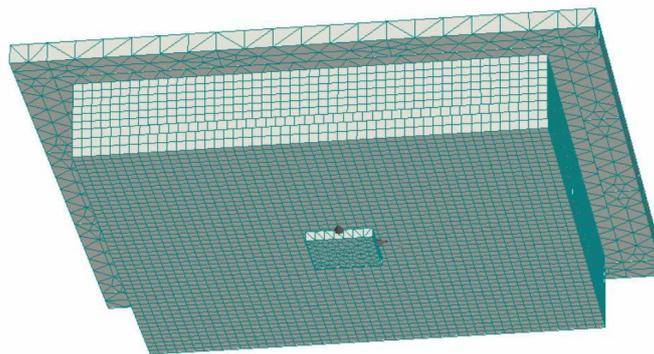


Abb. 4.48: Versuch 1–4: Lage der Lasteinleitungsplatte

Materialwerte 1. Betonschicht

Wie bei Versuchsreihe 6 wurden auch hier mit reduzierter Zugfestigkeit sowie reduzierter Bruchenergie gerechnet (Reduktion auf 20 %). Die mittlere Würfeldruckfestigkeit für die 1. Betonschicht (=Fertigteilschicht) beträgt 75,02 MPa. Dieser Werte wurden anhand von drei Würfeldruckversuchen ermittelt (siehe Kapitel 3.1.4). In Abb. 4.49 sind die Basiseinstellungen der 1. Betonschicht dargestellt. Der von ATENA berechnete Elastizitätsmodul beträgt $4,189 \times 10^4$ MPa. Die Querdehnungszahl μ beträgt 0,2. Die Zugfestigkeit wurde anhand der in Spaltzugversuchen ermittelten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die mittlere Spaltzugfestigkeit f_{ctsp} beträgt laut Versuchen 2,90 MPa. Mit dem Umrechnungsfaktor von 0,9 ergibt sich eine mittlere Zugfestigkeit f_{ct} von 2,61 MPa (siehe Kapitel 3.1.4). Zur Berücksichtigung des Schwindens wird der Wert der Zugfestigkeit allerdings auf 20 % herabgesetzt (siehe Kapitel 4.3.11). Damit ergibt sich eine effektive Zugfestigkeit f_t von 0,52 MPa. Die von ATENA berechnete Druckfestigkeit f_c beträgt $-6,375 \times 10^1$ MPa.

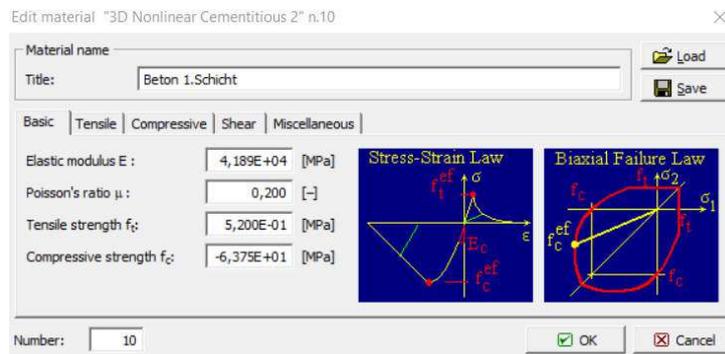


Abb. 4.49: Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen

In Abb. 4.50 sind die Einstellungen für Zug der 1. Betonschicht dargestellt. Die Bruchenergie wurde laut Model Code-2010 [19] berechnet. Die Berechnung der Bruchenergie für Normalbeton erfolgt anhand Gleichung (4.2). Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} bezieht sich auf die Zylinderdruckfestigkeit. Zur Umrechnung von Würfel- auf die Zylinderdruckfestigkeit wird Gleichung (4.3) mit dem vereinfachten Umrechnungsfaktor aus der bereits zurückgezogenen DIN EN 206-1 [4] verwendet. Daher ergibt sich eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ von 61,5 MPa. Mit dieser Zylinderdruckfestigkeit ergibt sich eine Bruchenergie G_F von 153,23 N/m. Die Bruchenergie wird allerdings analog zur Zugfestigkeit zur Berücksichtigung des Schwindes auf 20 % herabgesetzt. Somit ergibt sich eine effektive Bruchenergie G_F von 30,65 N/m. Zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen wurde Tension Stiffening mit einem Faktor von 0,4 angesetzt.

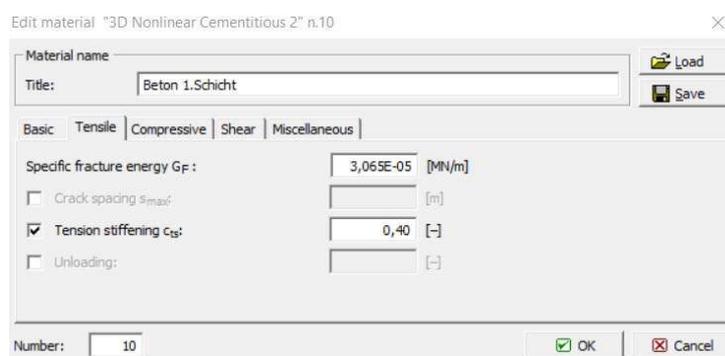


Abb. 4.50: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug

Materialwerte 2. Betonschicht

Wie bei Versuchsreihe 6 wurden auch hier mit reduzierter Zugfestigkeit sowie reduzierter Bruchenergie gerechnet (Reduktion auf 20 %). Die mittlere Würfeldruckfestigkeit für die 1. Betonschicht (=Fertigteilschicht) beträgt 64,38 MPa. Der von ATENA berechnete Elastizitätsmodul beträgt $4,014 \times 10^4$ MPa. Die Querdehnungszahl μ beträgt 0,2. Die Zugfestigkeit wurde anhand der in Spaltzugversuchen ermittelten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ beträgt laut Versuchen 2,51 MPa. Mit dem Umrechnungsfaktor von 0,9 ergibt sich eine Zugfestigkeit

f_{ct} von 2,26 MPa (siehe Kapitel 3.1.4). Zur Berücksichtigung des Schwindens wird der Wert der Zugfestigkeit auf 20 % herabgesetzt (siehe Kapitel 4.3.11). Damit ergibt sich eine effektive Zugfestigkeit f_t von 0,45 MPa. Die von ATENA berechnete Druckfestigkeit f_c beträgt $-5,474 \times 10^1$ MPa. Die Bruchenergie wurde laut Model Code-2010 [19] berechnet. Die Berechnung der Bruchenergie für Normalbeton erfolgt anhand Gleichung (4.2). Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} bezieht sich auf die Zylinderdruckfestigkeit. Zur Umrechnung von Würfel- auf die Zylinderdruckfestigkeit wird Gleichung (4.3) mit dem vereinfachten Umrechnungsfaktor aus der bereits zurückgezogenen DIN EN 206-1 [4] verwendet. Daher ergibt sich eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ von 52,8 MPa. Mit dieser Zylinderdruckfestigkeit ergibt sich eine Bruchenergie G_F von 149,07 N/m. Die Bruchenergie wird allerdings analog zur Zugfestigkeit zur Berücksichtigung des Schwindens auf 20 % herabgesetzt. Somit ergibt sich eine effektive Bruchenergie G_F von 29,81 N/m. Zur Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen wurde Tension Stiffening mit einem Faktor von 0,4 angesetzt. Die restlichen Einstellungen wurden analog zur 1. Betonschicht gewählt.

Anzahl der Lagerungspunkte

Die Widerlagerplatte ist im Vergleich zur Versuchsreihe 6 mit zwölf statt vier Gewindestangen nach unten verankert. Der Grund für die erhöhte Anzahl an Lagerungspunkten war die höher zu erwartende Bruchlast zufolge Ausnützung der gesamten Betondicke. Die Gewindestangen sind in der Stahlplatte der Versuchsmaschine einige Zentimeter eingedreht worden und können daher als unten eingespannt betrachtet werden (siehe Abb. 3.4). Zur weiteren Definition der Lagerung wurde in vertikale und horizontale Anteile unterschieden.

Für die vertikale Lagerung wurden im Modell an den zwölf Befestigungspunkten der Gewindestangen an der Widerlagerplatte vertikale starre Lager gesetzt (siehe Abb. 4.51). Jeder dieser zwölf Punkte ist somit in Z-Richtung unverschieblich gehalten. Diese zwölf Punkte wurden in dieser Einstellung horizontal verschieblich angesetzt.

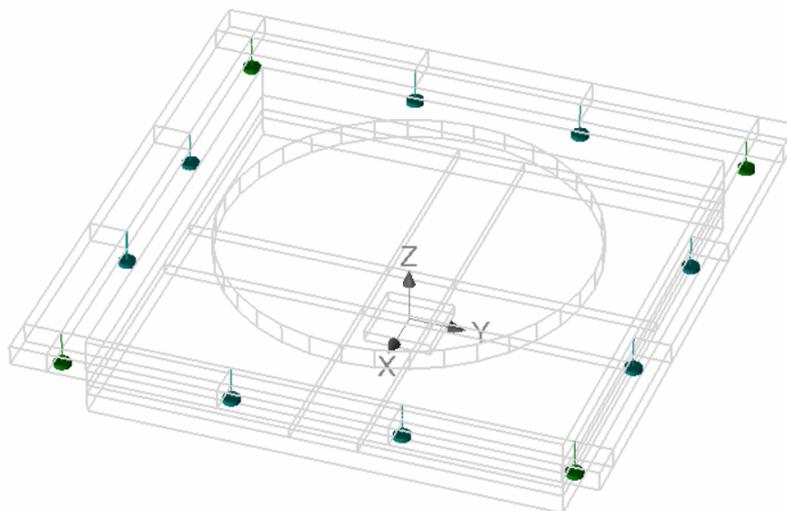


Abb. 4.51: starre vertikale Auflagerpunkte

Aufgrund der Einspannung der Gewindestangen wurden für die horizontale Lagerung an diesen zwölf Befestigungspunkten sowohl in X- als auch in Y-Richtung Federn definiert (siehe Abb. 4.52). Die Steifigkeit jeder Feder beträgt analog zur Versuchsreihe 6 120 kN/m .

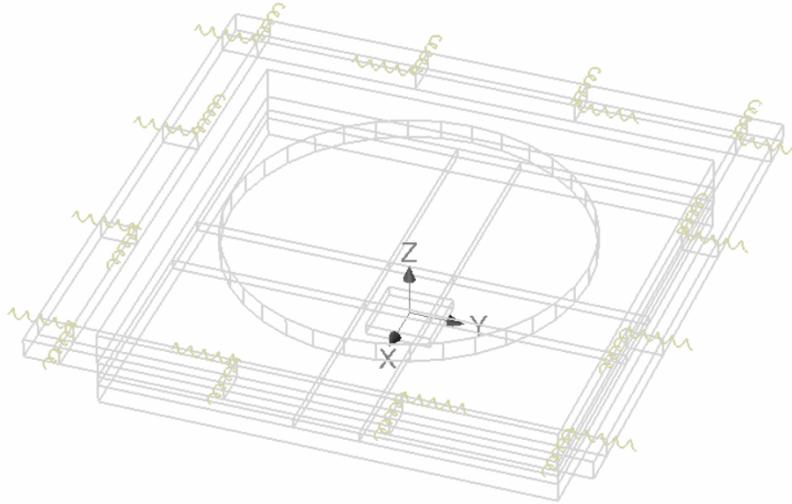


Abb. 4.52: horizontale Feder – Übersicht

4.5.2 Ergebnisse

Im Kraft-Weg-Diagramm des Versuchs 1 (siehe Abb. 4.53a) ist erkennbar, dass Versuch 1 bis ca. 100 kN ein linear elastisches Verhalten aufweist. Auf der horizontalen Achse ist die Verschiebung in [mm] dargestellt. Auf der vertikalen Achse ist die Kraft in [kN] dargestellt. Bei ca. 100 kN ist ein eindeutiger Knick mit einer fortführenden geringeren Neigung erkennbar. Dies zeigt einen Steifigkeitsverlust des Versuchskörpers an. Auch nach diesem Knick steigt die Kraft direkt proportional zur Verschiebung an. Die Bruchlast wird bei 167,0 kN bei einer Verformung von 2,6 mm erreicht. Der Bruch fand ohne Verformungsankündigung statt. Es handelt sich daher um ein sprödes Versagen. Der Bruch fand ungefähr bei Schritt 20 statt (siehe Abb. 4.53b). Für die Untersuchung der Spannungen in der Bewehrung wird daher ein Belastungsschritt unmittelbar vor dem Bruch herangezogen. Bei Versuch 1 wird Lastschritt 19 betrachtet.

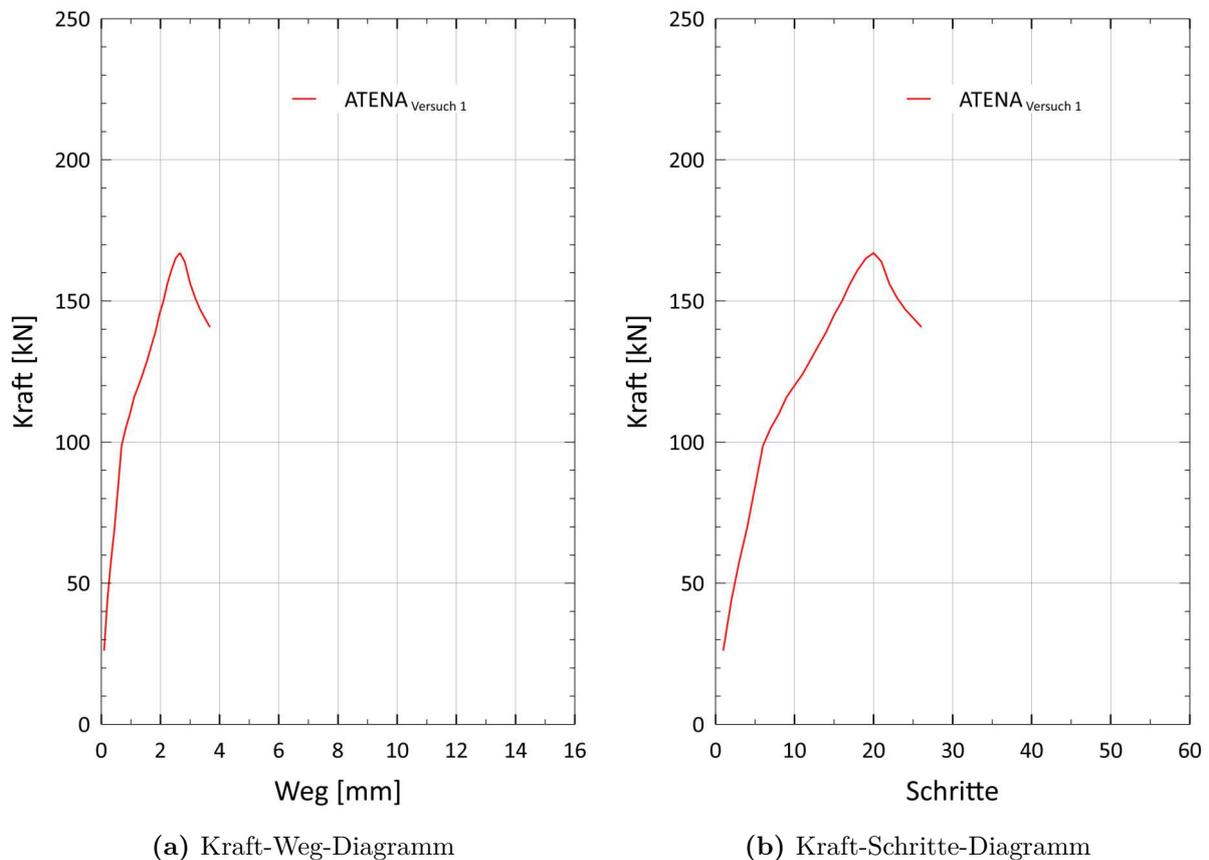


Abb. 4.53: Ergebnisse Versuch 1

Bei Versuch 1 beträgt die maximale Spannung σ_{xx} im Schritt 19 in der Bewehrung σ_{xx} 147,3 N/mm² (siehe Abb. 4.54). Diese maximale Spannung wird dabei in der unteren Bewehrungslage erreicht (siehe Abb. 4.55). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung σ_{xx} 109,9 N/mm² (siehe Abb. 4.56).

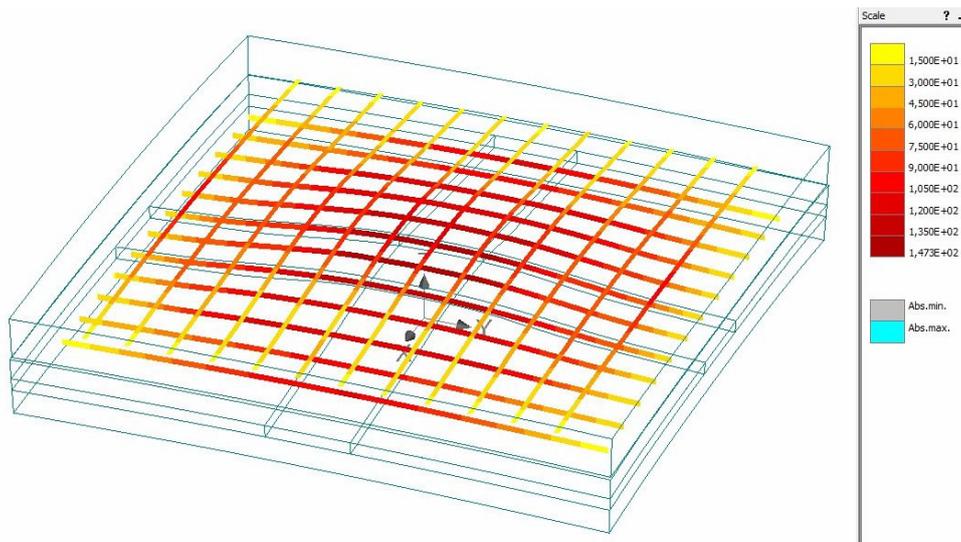


Abb. 4.54: V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der Bewehrung

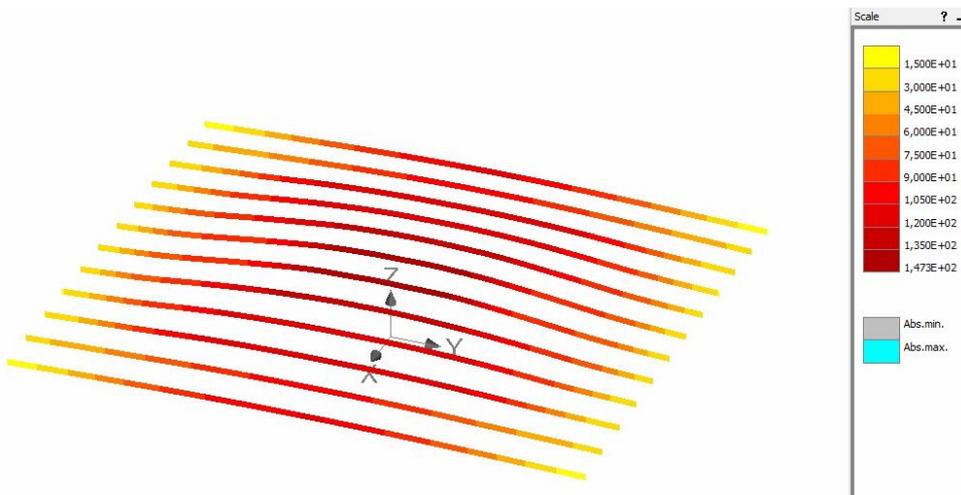


Abb. 4.55: V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der unteren Bewehrungslage

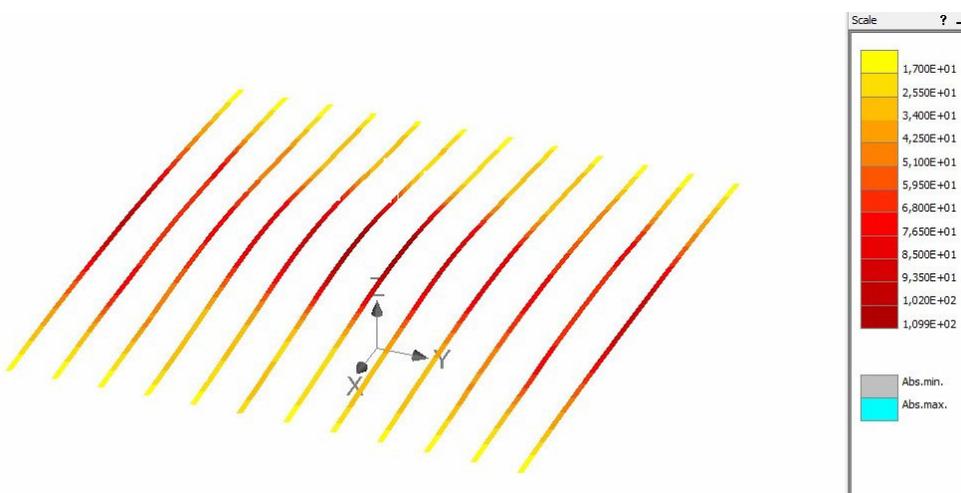


Abb. 4.56: V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der oberen Bewehrungslage

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt 2,8 mm (siehe Abb. 4.57). Sowohl die maximale Verschiebung als auch die maximale Spannung in der Bewehrung tritt im Zentrum des Versuchskörpers auf.

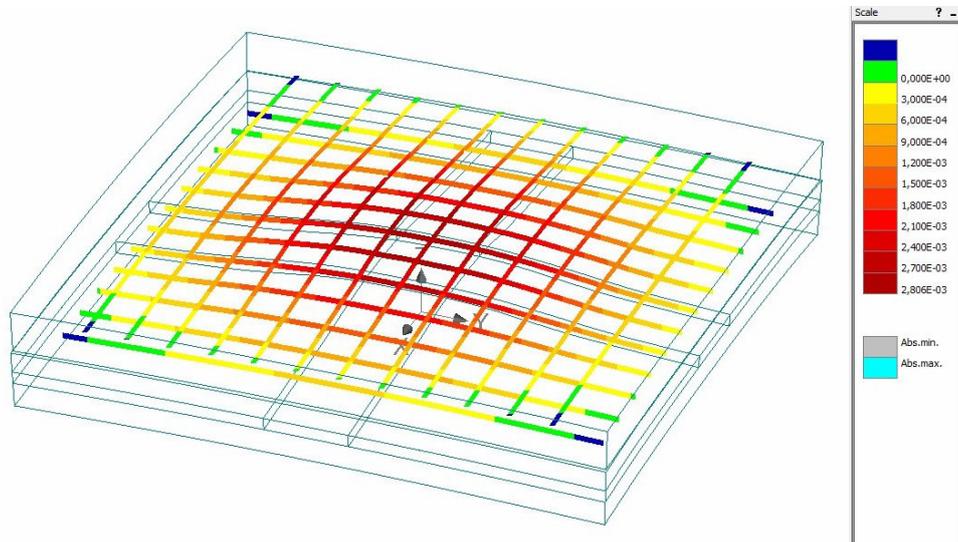


Abb. 4.57: V1 Schritt 19: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung

Für die Untersuchung der Risse wurde ein Lastschritt ungefähr bei 75 % der Bruchlast gewählt. In Abb. 4.58 sind die Risse bei Schritt 10 ab 0,05 mm dargestellt. Die Risse breiten sich sowohl an der Oberseite des Versuchskörpers als auch an der Oberseite der unteren Betonschicht aus. Diese Beobachtung ist in Abb. 4.59 noch deutlicher erkennbar. Hier sind im Schritt 19 die Risse ab 0,1 mm dargestellt.

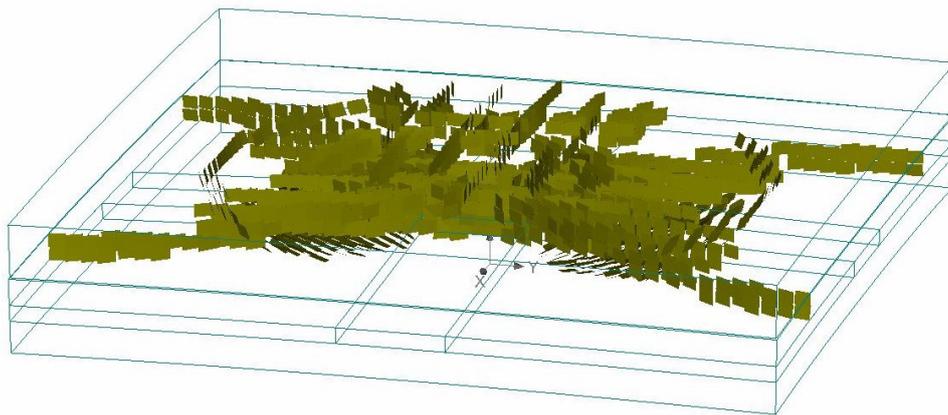


Abb. 4.58: V1 Schritt 10: Risse ab 0,05 mm

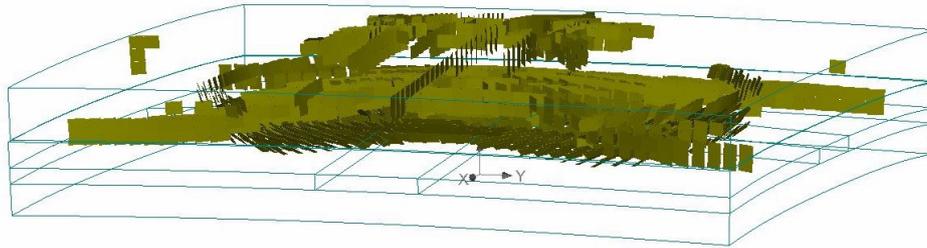


Abb. 4.59: V1 Schritt 19: Risse ab 0,1 mm

4.6 Numerisches Modell – Versuch 2

4.6.1 Individuelle Einstellungen in ATENA

Beim Versuch 2 ist sowohl der Versuchsaufbau als auch der Versuchskörper abgesehen von der Bewehrung ident mit dem Versuch 1. Da die Versuchskörper mit der selben Betoncharge betoniert wurden, sind auch die Materialeigenschaften der beiden Betonschichten ident. Das bedeutet, dass auch die gleichen Unterschiede zur Versuchsreihe 6 wie in Versuch 1 gelten. Daher wird an dieser Stelle abgesehen von der Bewehrung auf Versuch 1 verwiesen und nur eine Übersicht der Unterschiede gegeben:

- Lage der Lasteinleitungsplatte
- Materialwerte der beiden Betonschichten
- Anzahl der Lagerungspunkte
- Bewehrung

Bewehrung

Beim Versuchskörper des Versuches 2 wurden Bewehrungsseisen mit Durchmesser 10 mm mit einem Abstand von 100 mm angeordnet. Sowohl in der unteren, als auch in der oberen Bewehrungslage wurden jeweils 6 Bewehrungsseisen mit einer Länge von jeweils 640 mm eingelegt. Die obere Bewehrungslage ist im Grundriss um 90° verdreht angeordnet.

4.6.2 Ergebnisse

Der Versuchskörper des Versuches 2 weist ein weiches Verhalten als der Versuchskörper des Versuches 1 auf. Analog zu Versuch 1 erkennt man im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 4.60a) des Versuches 2, dass zu Beginn ebenfalls ein linear elastisches Verhalten besteht. Bei ca. 70 kN ist auch eine Abflachung der Kurve und somit ein Steifigkeitsverlust ersichtlich. Der Beginn der Abflachung ist allerdings nicht so markant wie bei Versuch 1. Kurz vor dem Bruch kommt es zu größeren Verformungen. Der Bruch kündigt sich an. Die Bruchlast beträgt bei einer Verformung von 3,2 mm 127 kN. Kurz vor dem Bruch kam es zu einem abrupten Abfall von etwa 3 kN mit einem anschließenden schnellen Anstieg bis zur Bruchlast. Die Bruchlast wurde bei Schritt 21

erreicht (siehe Abb. 4.60b). Zur Untersuchung der Spannungen wurde Schritt 17 gewählt, da dieser Schritt noch vor dem abrupten Abfall der Last war.

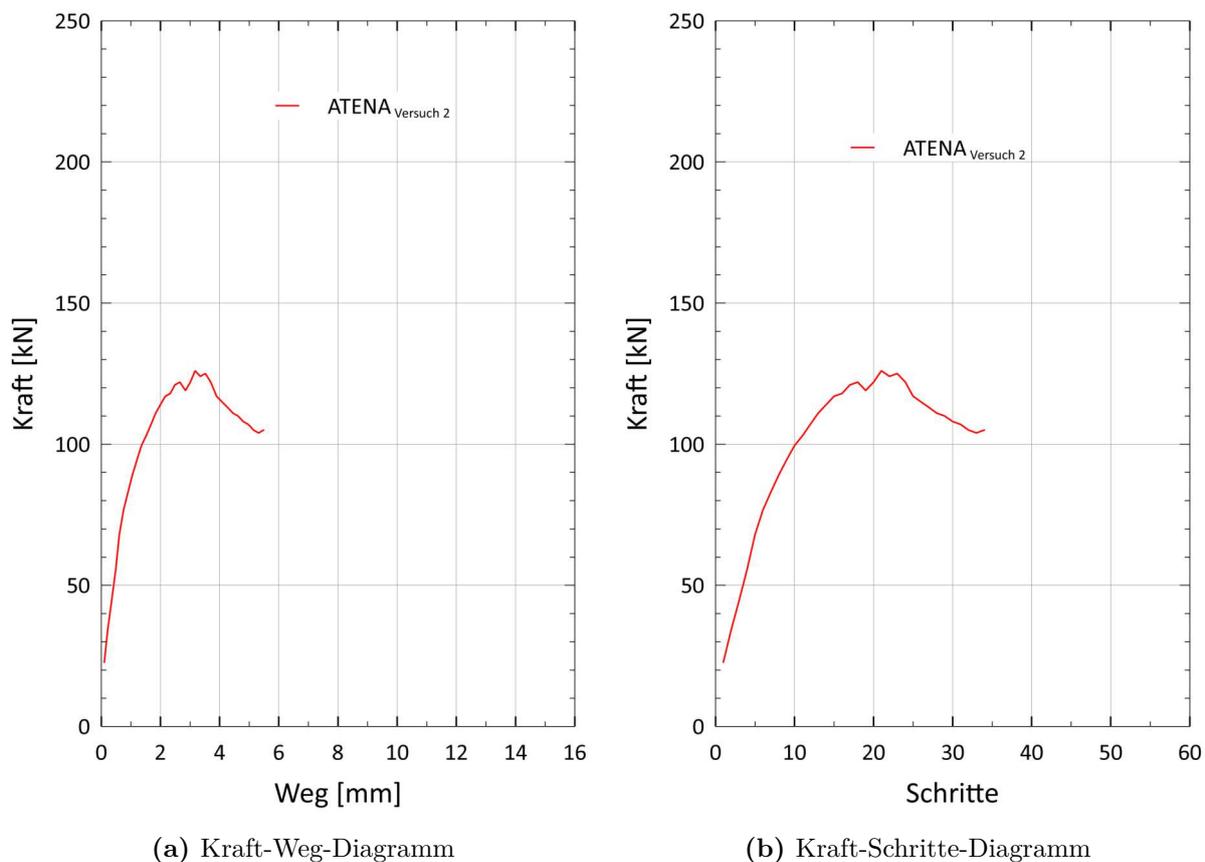


Abb. 4.60: Ergebnisse Versuch 2

Die Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Versuch 2 ist höher als im Versuch 1. Dies liegt nicht nur an der geringeren Anzahl der Bewehrung sondern auch am geringeren Bewehrungsdurchmesser. Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Schritt 17 beträgt $217,2 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.61). Diese maximale Spannung tritt dabei in der unteren Bewehrungslage im Zentrum des Versuchskörpers auf (siehe Abb. 4.62). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung σ_{xx} $175,5 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.63).

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt $2,5 \text{ mm}$ (siehe Abb. 4.64). Dieser Maximalwert tritt ebenfalls im Zentrum des Versuchskörpers direkt bei der Lasteinleitung auf.

Abb. 4.65 zeigt alle Risse ab $0,05 \text{ mm}$ bei Schritt 17. Die Risse breiten sich radial vom Zentrum des Versuchskörpers aus. In Abb. 4.66 sind alle Risse ab $0,1 \text{ mm}$ im Schritt 17 ersichtlich. Hier sind die Risse quer über die Platte stark ausgeprägt. Doch auch zahlreiche Radialrisse sind erkennbar.

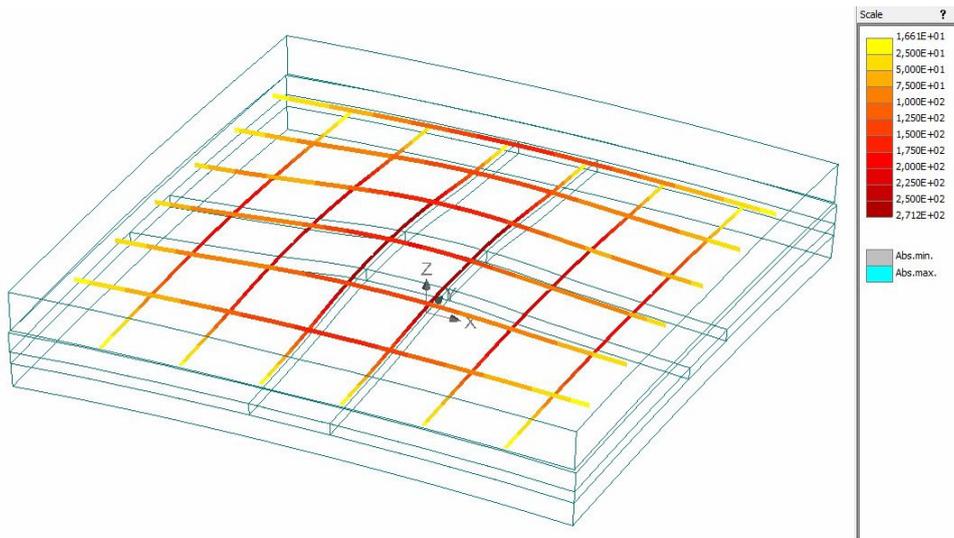


Abb. 4.61: V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der Bewehrung

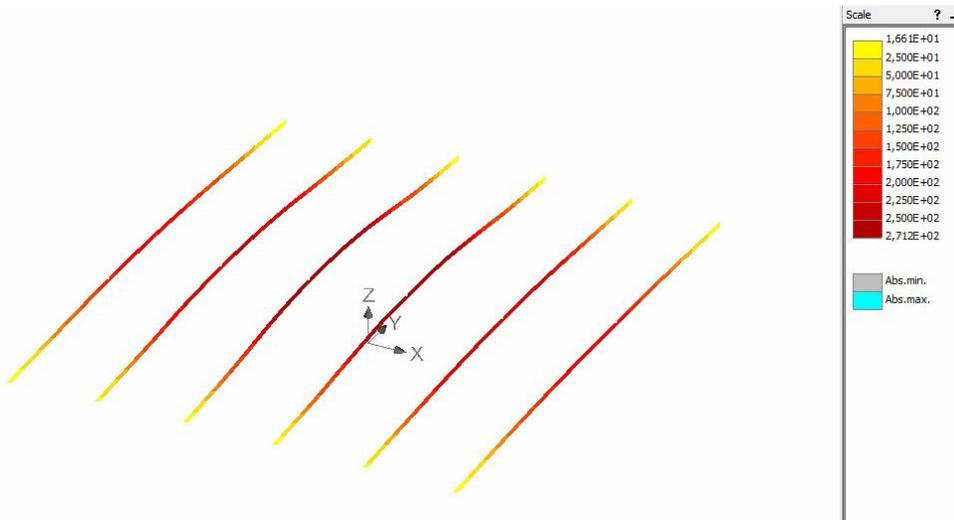


Abb. 4.62: V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der unteren Bewehrungslage

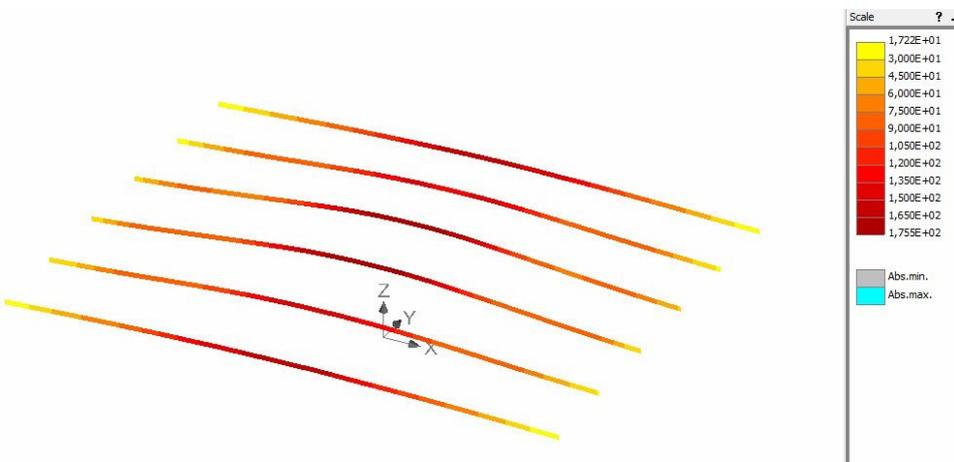


Abb. 4.63: V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der oberen Bewehrungslage

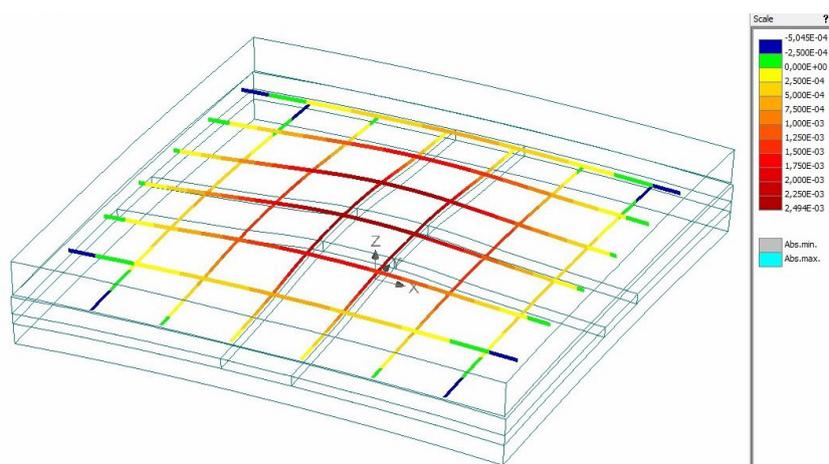


Abb. 4.64: V2 Schritt 17: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung

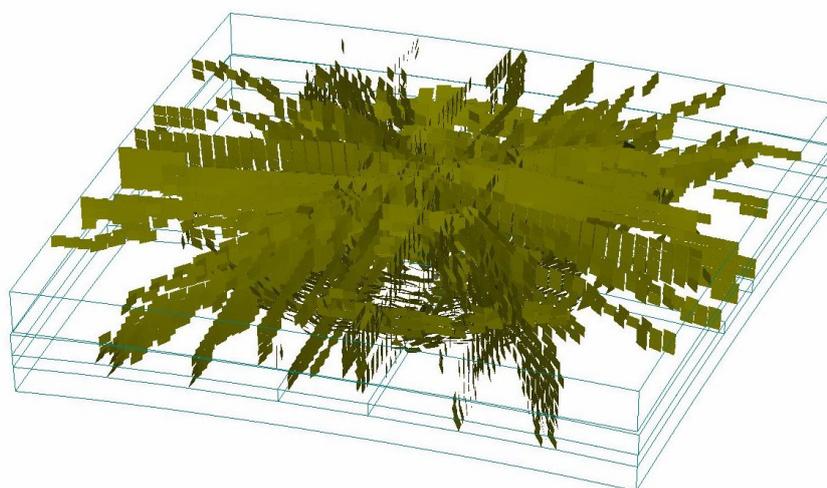


Abb. 4.65: V2 Schritt 17: Risse ab 0,05 mm

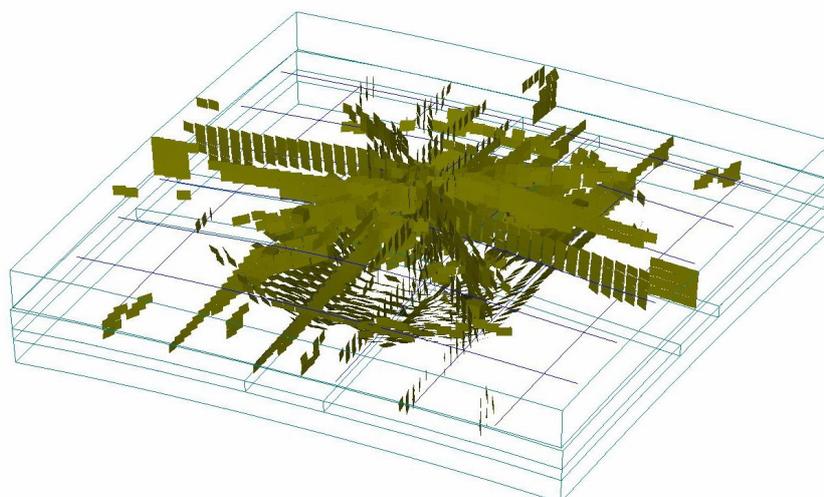


Abb. 4.66: V2 Schritt 17: Risse ab 0,1 mm

4.7 Numerisches Modell – Versuch 3

4.7.1 Individuelle Einstellungen in ATENA

Beim Versuch 3 wurden die gleichen Versuchskörper abgesehen von der Bewehrung wie bei Versuch 1 verwendet. Die Bewehrung wurde wie bei Versuch 2 ausgeführt. Da die Versuchskörper mit der selben Betoncharge wie bei Versuch 1 betoniert wurden, sind auch die Materialeigenschaften der beiden Betonschichten ident.

Beim Versuchsaufbau gibt es allerdings einen Unterschied zu Versuch 1. Es wurde zwischen dem Versuchskörper und der Widerlagerplatte aus Stahl eine Birkenfurniersperrholzplatte mit einer kreisförmigen Öffnung mit einem Durchmesser von 640 mm platziert (siehe Abb. 3.5). Aufgrund möglicher numerischer Probleme zufolge zusätzlicher Kontaktflächen, die gleiten, wurde auf eine weitere Schicht im numerischen Modell verzichtet. Stattdessen wurde vereinfacht der Durchmesser der Widerlagerplatte im numerischen Modell von 550 mm auf 640 mm vergrößert.

Das bedeutet, dass auch die gleichen Unterschiede zur Versuchsreihe 6 wie in Versuch 1 gelten. Daher wird an dieser Stelle auf den Versuch 1 und auf den Versuch 2 verwiesen.

Unterschiede zur Versuchsreihe 6:

- Lage der Lasteinleitungsplatte
- Materialwerte der beiden Betonschichten
- Anzahl der Lagerungspunkte
- Bewehrung
- Widerlagerplatte

4.7.2 Ergebnisse

Im Kraft-Weg-Diagramm zeigt Versuch 3 nur bis ca. 40 kN ein linear elastisches Verhalten (siehe Abb. 4.74b). Bei ca. 40 kN tritt ein Knick und auch ein kleiner Sprung in annähernd horizontaler Richtung im Kraft-Weg-Diagramm auf. Danach kommt es zu einer Abflachung der Kurve und somit zu einem Steifigkeitsverlust. Bei einer Verformung von 3,15 mm tritt der Bruch mit einer Bruchlast von 94,9 kN auf. Der Bruch tritt bei Schritt 20 auf (siehe Abb. 4.74b). Für die Untersuchung der Bewehrung wird ein Lastschritt kurz vor dem Bruch herangezogen. Für Versuch 3 wird Lastschritt 18 herangezogen.

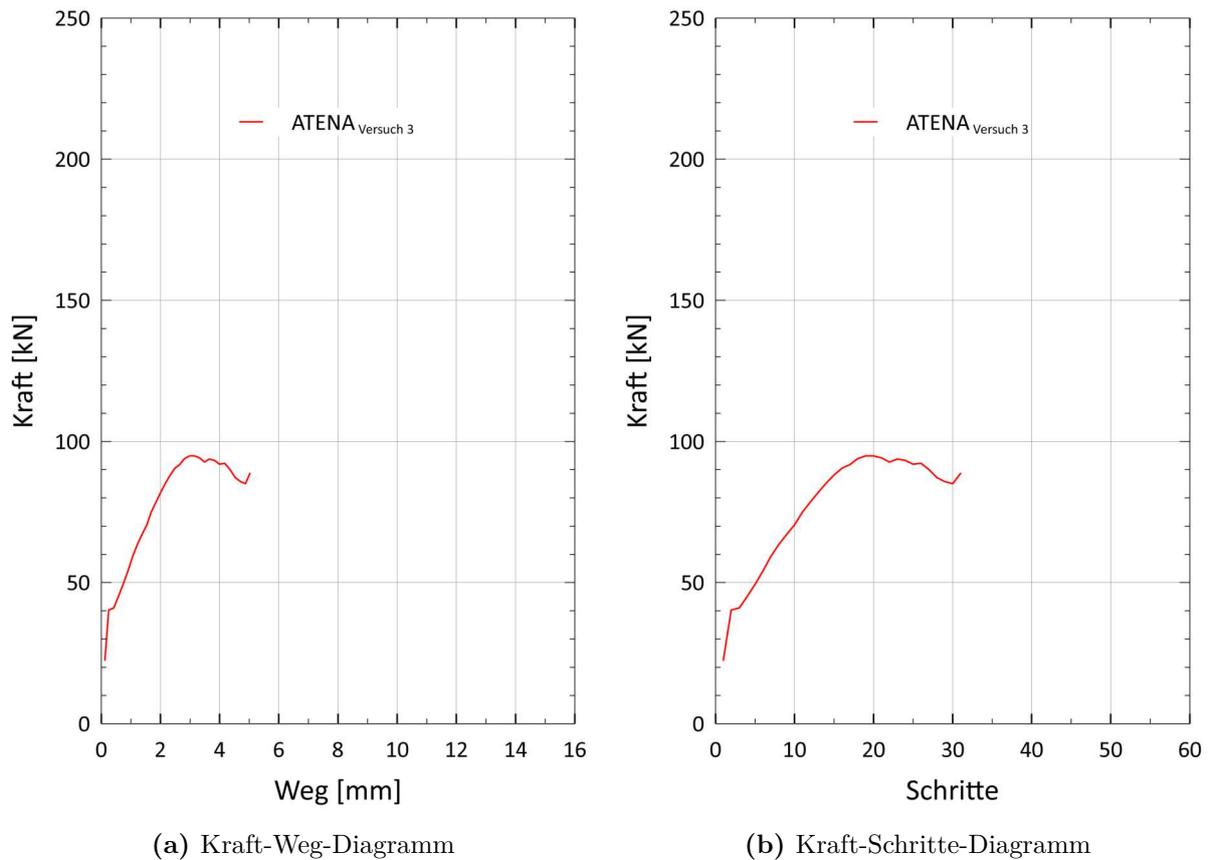


Abb. 4.67: Ergebnisse Versuch 3

Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Schritt 18 beträgt $303,1 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.68). Diese maximale Spannung tritt dabei in der unteren Bewehrungslage im Zentrum des Versuchskörpers auf (siehe Abb. 4.69). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung σ_{xx} $134,9 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.70).

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt 2,7 mm (siehe Abb. 4.71). Dieser Maximalwert tritt ebenfalls im Zentrum des Versuchskörpers direkt bei der Lasteinleitung auf.

In Abb. 4.72 sind die Risse ab 0,05 mm im Schritt 18 dargestellt. Die meisten Risse befinden sich an der Oberseite des Versuchskörpers. Diese erstrecken sich dabei sowohl quer über die

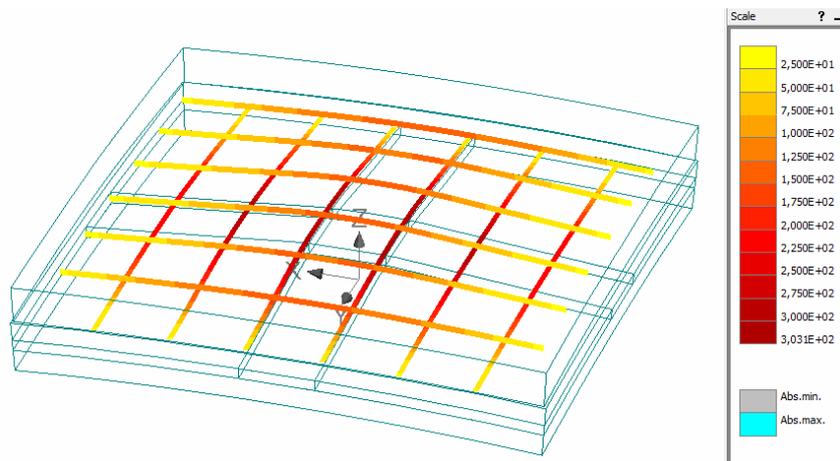


Abb. 4.68: V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung

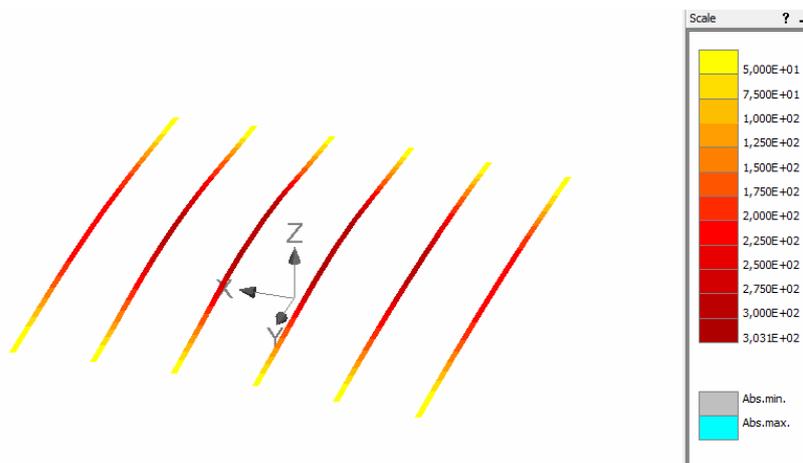


Abb. 4.69: V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage

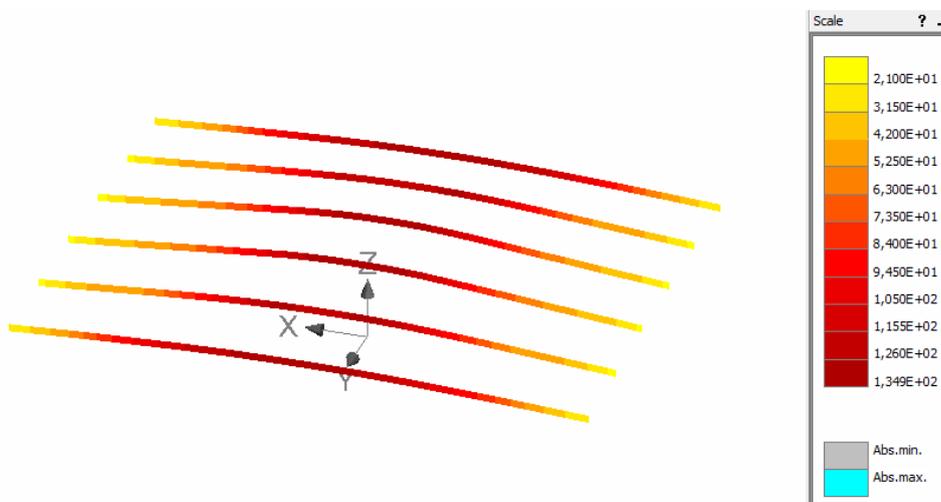


Abb. 4.70: V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage

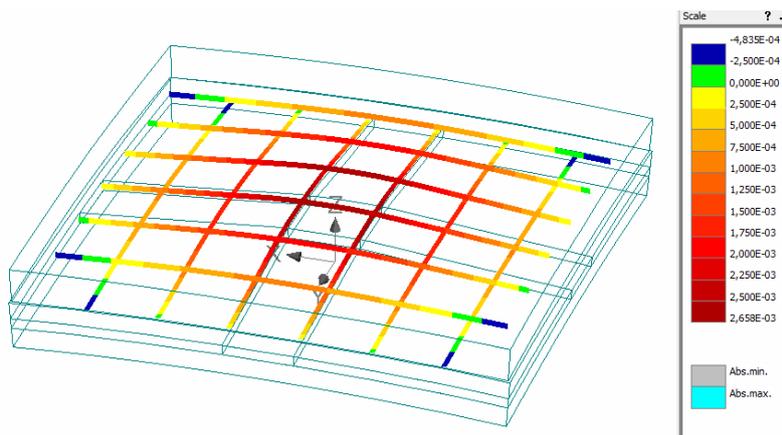


Abb. 4.71: V3 Schritt 18: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung

Platte als auch in radialer Richtung. Bei einer Rissweite ab 0,1 mm sind die Risse quer über die Platte noch deutlicher erkennbar (siehe Abb. 4.73).

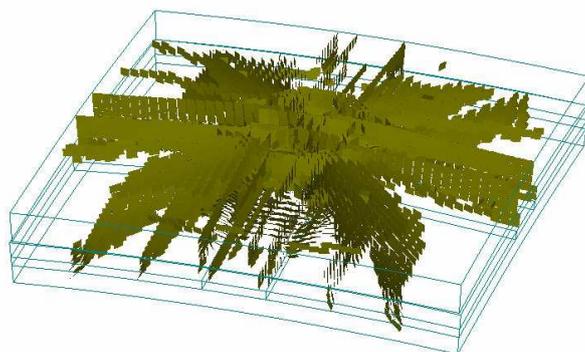


Abb. 4.72: V3 Schritt 18: Risse ab 0,05 mm

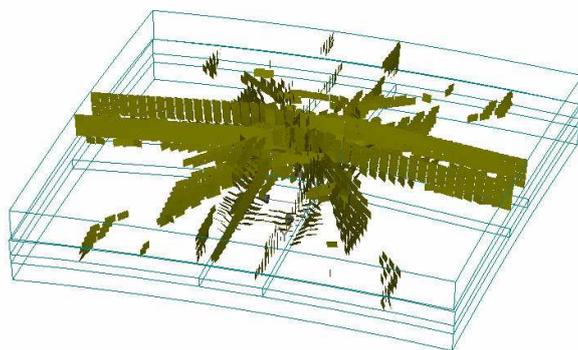


Abb. 4.73: V3 Schritt 18: Risse ab 0,1 mm

4.8 Numerisches Modell – Versuch 4

4.8.1 Individuelle Einstellungen in ATENA

Beim Versuch 4 wurden die gleichen Versuchskörper wie bei Versuch 1 verwendet. Auch die Bewehrung ist identisch mit Versuch 1. Da die Versuchskörper mit der selben Betoncharge wie bei Versuch 1 betoniert wurden, sind auch die Materialeigenschaften der beiden Betonschichten ident.

Beim Versuchsaufbau gibt es allerdings einen Unterschied zu Versuch 1. Wie auch bei Versuch 3 wurde zwischen dem Versuchskörper und der Widerlagerplatte aus Stahl eine Birkenfurniersperrholzplatte mit einer kreisförmigen Öffnung von 640 mm platziert (siehe Abb. 3.5). Daher wurde auch für Versuch 4 die Öffnung in der Widerlagerplatte im numerischen Modell von 550 mm auf 640 mm vergrößert.

Das bedeutet, dass auch die gleichen Unterschiede zur Versuchsreihe 6 wie in Versuch 1 gelten. Daher wird an dieser Stelle auf den Versuch 1 und auf den Versuch 3 verwiesen.

Unterschiede zur Versuchsreihe 6:

- Lage der Lasteinleitungsplatte
- Materialwerte der beiden Betonschichten
- Anzahl der Lagerungspunkte
- Widerlagerplatte

4.8.2 Ergebnisse

Versuch 4 weist ein sehr stark ausgeprägtes linear elastisches Verhalten auf (siehe Abb. 4.74b). Bei ca. 45 kN tritt zwar ein leichter Knick und eine Abflachung der Kurve auf, aber der linear elastische Verlauf setzt sich bis ca. 160 kN fort. Danach kommt es zu einer stärkeren Abflachung mit einem darauffolgenden Anstieg. Der Anstieg verläuft sehr steil bis ein Plateau von 184 kN erreicht wird. Danach erfolgt ein vertikaler Anstieg im Kraft-Weg-Diagramm. Dieser Anstieg und der vertikale Anstieg deuten allerdings auf einen numerischen Fehler hin. Bei der Untersuchung der Konvergenz hat man festgestellt, dass dieser Lastschritt Fehler aufweist. Daher ist ab hier die Qualität der numerischen Berechnung zu hinterfragen. Da die numerische Berechnung bis zum ersten Abflachen keine Konvergenzfehler aufweist, wurde die maximale Bruchlast vor dem weiteren Anstieg mit 169,5 kN gewählt. Die Verformung dabei beträgt 3,06 mm. Alle Ergebnisse ab Beginn des Anstieges werden nicht herangezogen. Die Last von 168,5 kN wird bei Schritt 21 erreicht (siehe Abb. 4.74b). Für die Untersuchung der Bewehrung wird Lastschritt 18 betrachtet.

Die maximale Spannung σ_{xx} in der Bewehrung im Schritt 18 beträgt $240,4 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.75). Diese maximale Spannung tritt dabei in der unteren Bewehrungslage im Zentrum des Versuchskörper auf (siehe Abb. 4.76). In der oberen Bewehrungslage beträgt die maximale Spannung σ_{xx} $98,90 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4.77).

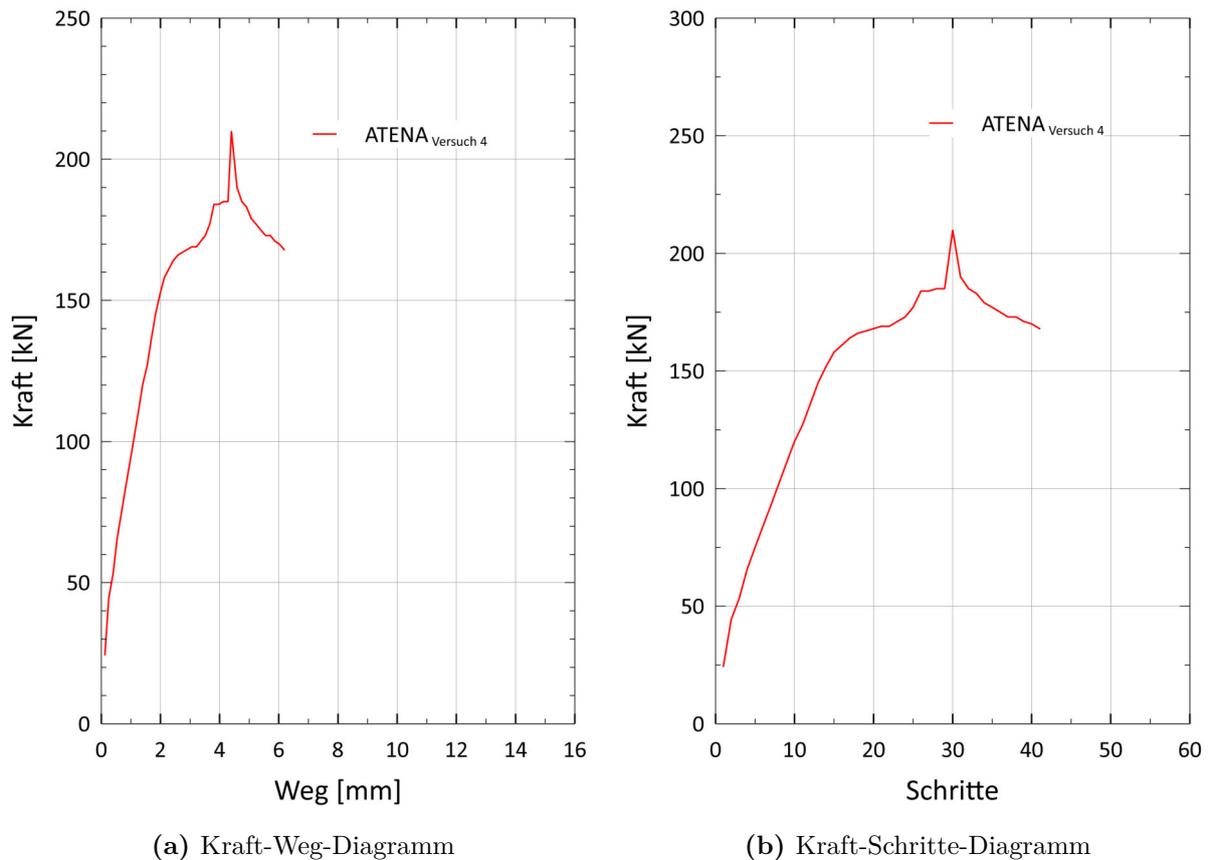


Abb. 4.74: Ergebnisse Versuch 4

Die maximale Verschiebung der Bewehrung in Z-Richtung u_z beträgt bei Schritt 18 2,6 mm (siehe Abb. 4.78). Dieser Maximalwert tritt ebenfalls im Zentrum des Versuchskörpers direkt bei der Lasteinleitung auf.

Für die Untersuchung der Risse wurde ein Lastschritt ungefähr bei 75 % der Bruchlast gewählt. In Abb. 4.79 sind die Risse bei Schritt 14 ab 0,05 mm dargestellt. Die Risse breiten sich sowohl an der Oberseite des Versuchskörpers als auch an der Oberseite der unteren Betonschicht aus. In Abb. 4.80 sind die Risse bei Schritt 18 ab 0,05 mm abgebildet.

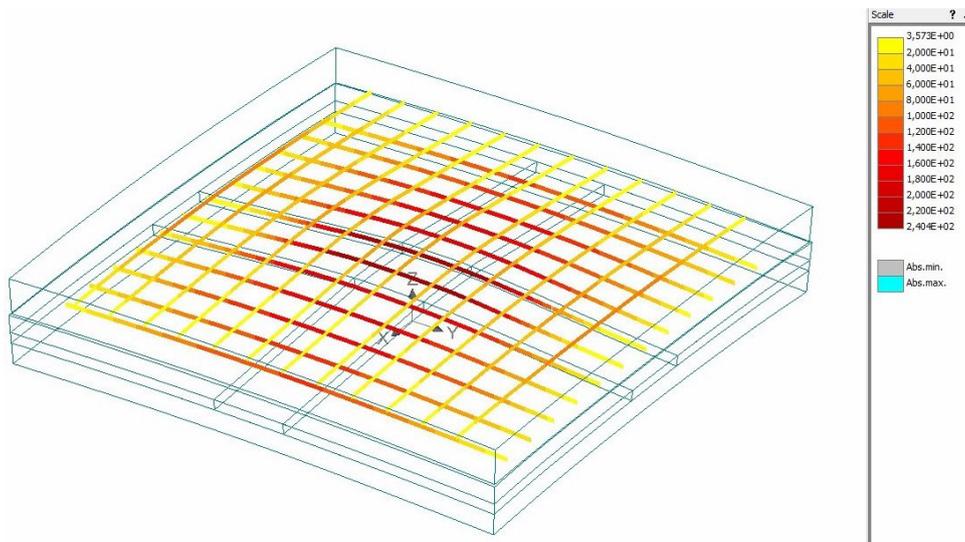
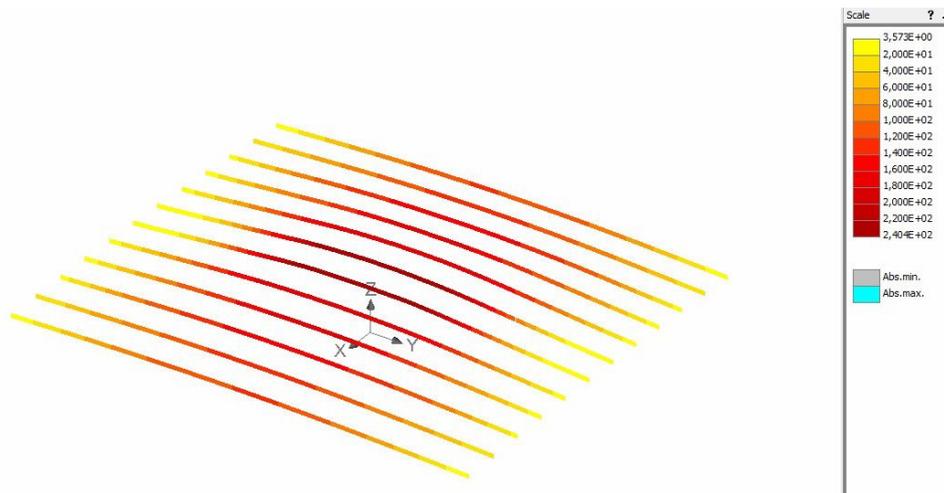


Abb. 4.75: V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der Bewehrung



4

Abb. 4.76: V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der unteren Bewehrungslage

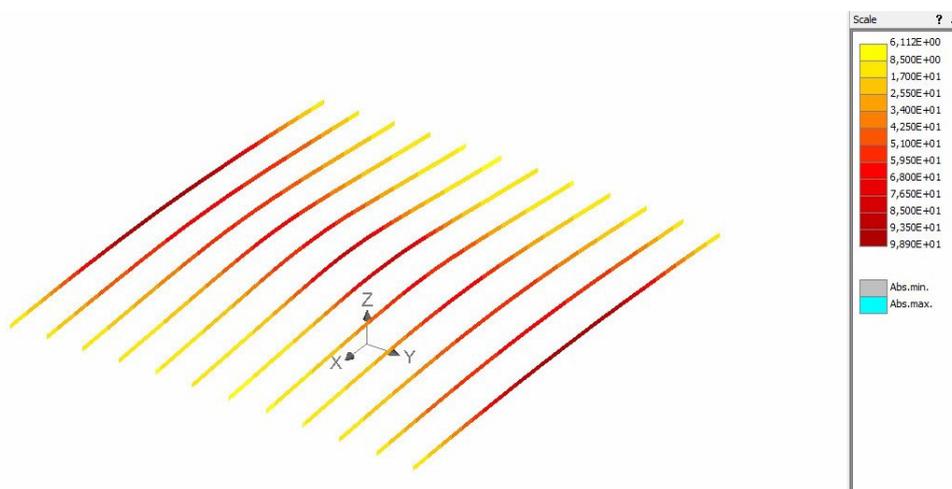


Abb. 4.77: V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm²] in der oberen Bewehrungslage

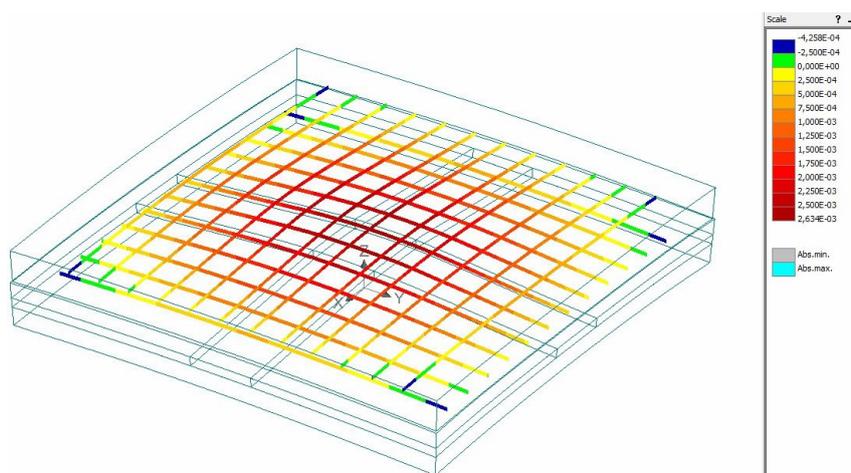


Abb. 4.78: V4 Schritt 25: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung

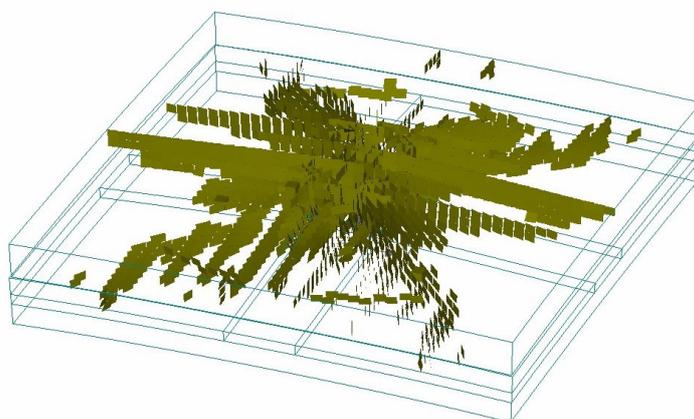


Abb. 4.79: V4 Schritt 14: Risse ab 0,05 mm

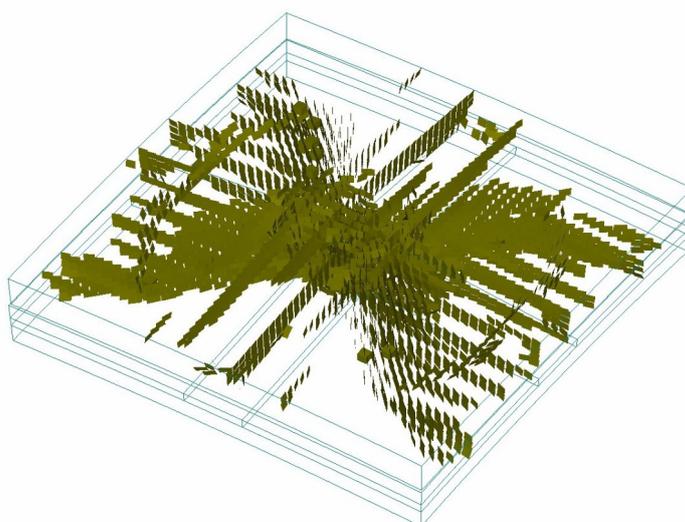


Abb. 4.80: V4 Schritt 18: Risse ab 0,05 mm

Kapitel 5

Vergleich numerischer Ergebnisse mit experimentellen Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Untersuchungen verglichen. Zu Beginn werden die Ergebnisse tabellarisch aufbereitet. Es werden die Kurven beider Berechnungen zusätzlich in einem gemeinsamen Kraft-Weg-Diagramm verglichen. Es wird dabei analog zum vorigen Kapitel mit Versuchsreihe 6 gefolgt von Versuchsreihe 5 begonnen. Anschließend werden die Versuche 1–4 untersucht. Am Ende des Kapitels erfolgt eine Interpretation der Ergebnisse.

5.1 Übersicht der Ergebnisse

In Tabelle 5.1 sind die Bruchlasten der experimentellen und numerischen Untersuchungen aller sechs Versuche ersichtlich. Die absolute und prozentuale Abweichung ist ebenfalls eingetragen. Es wird an dieser Stelle vorab auf die Abweichung der Bruchlast ohne Betrachtung der Diagramme eingegangen. Da die Kalibrierung für Versuchsreihe 6 durchgeführt wurde, ist die Abweichung nicht relevant. Es sei nur erwähnt, dass sich die Abweichung von 4,9 kN bei Versuchsreihe 6 dadurch ergeben hat, da die Kalibrierung mit Hilfe der Zugfestigkeit in 5 %-Schritten durchgeführt wurde. Das numerische Modell der Versuchsreihe 5 hat durch diese Kalibrierung die Bruchlast um nur -0,4 kN unterschritten. Das entspricht einer prozentualen Abweichung von -0,5 %. Bei Versuch 1–4 sind die Abweichungen wesentlich größer. Versuch 1 hat eine Abweichung von -60,5 kN (-26,6 %). Die Abweichung bei Versuch 2 beträgt -70,7 kN (-35,9 %). Die größte Abweichung ist bei Versuch 3 vorhanden. Die Abweichung beträgt bei Versuch 3 -92,8 kN (-49,4 %). Versuch 4 hat eine Abweichung von -57,0 kN (-25,3 %). Nun werden die Ergebnisverläufe der einzelnen Versuche in den Diagrammen näher untersucht.

Tab. 5.1: Vergleich Bruchlasten experimenteller und numerischer Untersuchungen

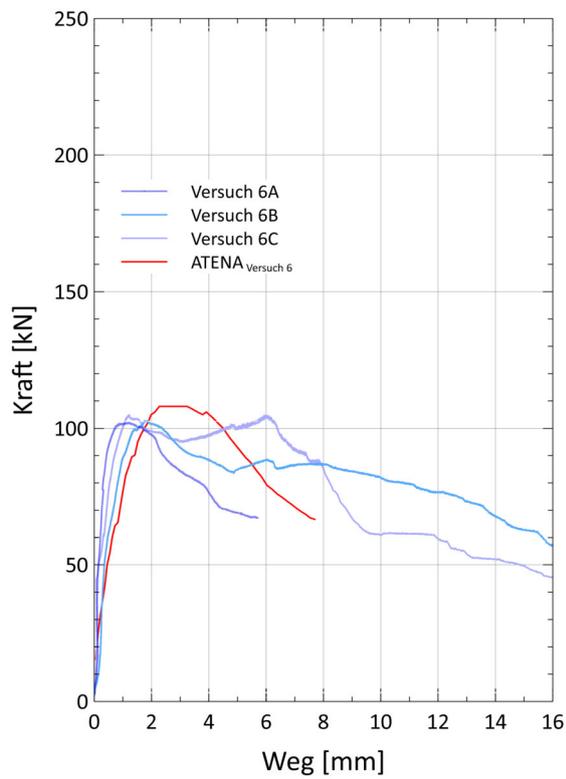
Versuchskörper	experimentell	numerisch	Abweichung	
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]
VR6	103,4	108,3	+ 4,9	+ 4,7
VR5	82,6	82,2	- 0,4	- 0,5
V1	227,5	167,0	- 60,5	- 26,6
V2	196,7	126,0	- 70,7	- 35,9
V3	187,7	94,9	- 92,8	- 49,4
V4	225,5	168,5	- 57,0	- 25,3

5.2 Versuchsreihe 6

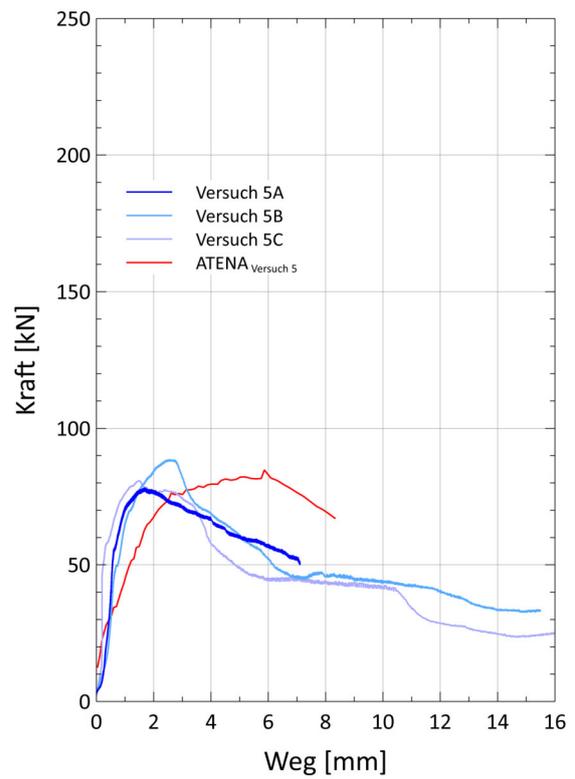
Das numerische Modell der Versuchsreihe 6 weist ein geringfügig weiches Verhalten als die experimentellen Untersuchungen auf (siehe Abb. 5.1a). Sämtliche Kurven weisen zu Beginn ein linear-elastisches Verhalten auf. Gefolgt ist das linear-elastische Verhalten von mehreren Knicken und Neigungsänderungen der Kurve. Bei der Bruchlast ist die Verformung des numerischen Modells mit ca. 2 mm größer als bei den experimentellen Untersuchungen mit ca. 1 mm. Zur Abweichung der Bruchlast ist wie oben erwähnt keine Aussage relevant.

5.3 Versuchsreihe 5

Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 5.1b) ist zu erkennen, dass die Kurve des numerischen Modells der Versuchsreihe 5 bei ca. 35 kN von den Kurven der experimentellen Versuche abweicht. Das numerische Modell weist größere Verformungen als die experimentellen Untersuchungen auf. Die Ankündigung des Versagens ist beim numerischen Modell viel ausgeprägter als bei den realen Versuchen. Während der Bruch bei den realen Versuchen bei ca. 2 mm auftritt, hat das numerische Modell beim Bruch eine Verformung von ca. 6 mm. Besonders zu erwähnen ist allerdings, dass das numerische Modell nur eine Abweichung der Bruchlast von unter 1 kN auf die gemittelte Bruchlast der drei realen Versuche hat.



(a) Versuchsreihe 6



(b) Versuchsreihe 5

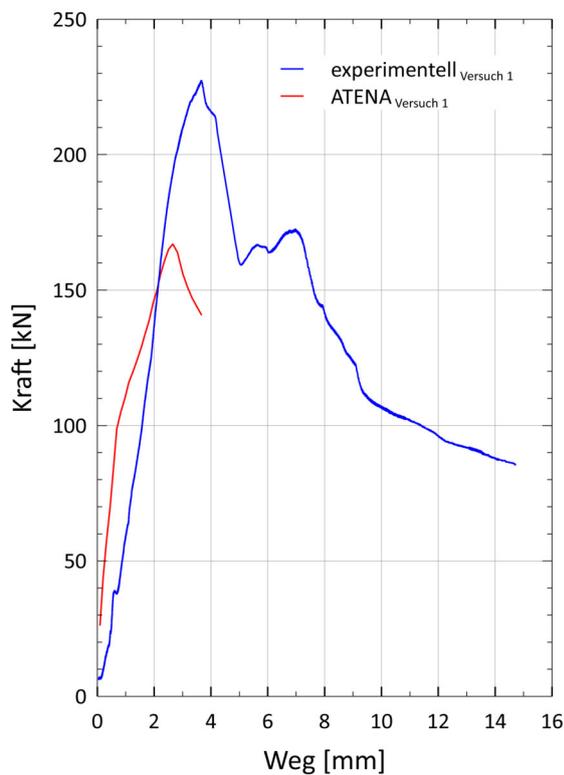
Abb. 5.1: Vergleich der Ergebnisse der Versuchsreihe 6 und Versuchsreihe 5

5.4 Versuch 1

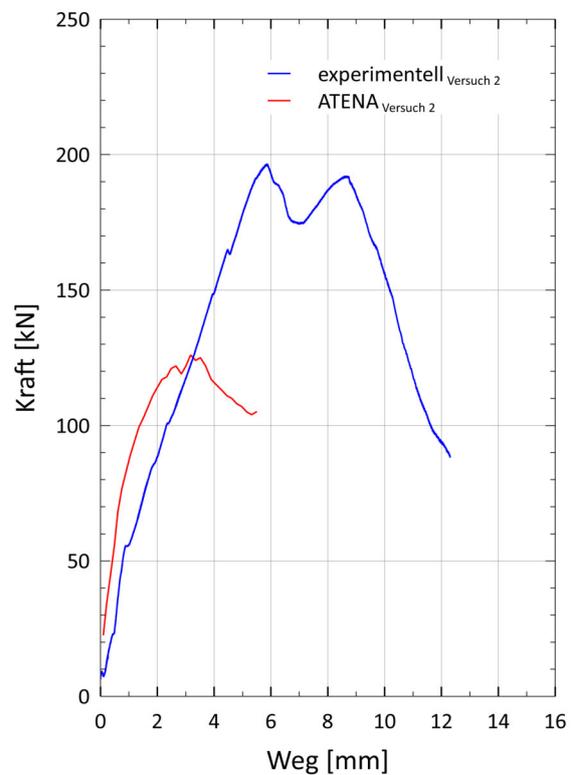
Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 5.2a) ist die Kurve des numerischen Modells und des realen Versuches abgebildet. Das numerische Modell weist geringere Verformungen als der reale Versuch auf. Beide Kurven verlaufen annähernd linear-elastisch. Allerdings gibt es beim numerischen Modell bei ca. 100 kN einen Knick und somit einen Steifigkeitsverlust. Der Bruch findet bei beiden Kurven ohne Vorankündigung statt. Allerdings liegt die Bruchlast beim realen Versuch bei 227,5 kN, während das numerische Modell eine Bruchlast von 167,0 kN hat. Dies entspricht einer Abweichung von 60,5 kN.

5.5 Versuch 2

Versuch 2 weist größere Differenzen als Versuch 1 in der Bruchlast zwischen dem numerischen Modell und dem realen Versuch auf. Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 5.2b) ist zu erkennen, dass das numerische Modell steifer als der reale Versuch ist. Die Bruchlast des numerischen Modells liegt mit 126,0 kN deutlich unter der Bruchlast von 196,7 kN des realen Versuchs. Diese Abweichung von -70,7 kN entspricht einer prozentualen Abweichung von ca. -36%. Da der Bruch schon bei einer geringeren Kraft aufgetreten ist, ist ein Vergleich der Verformungen beim Bruch nicht sinnvoll.



(a) Versuch 1



(b) Versuch 2

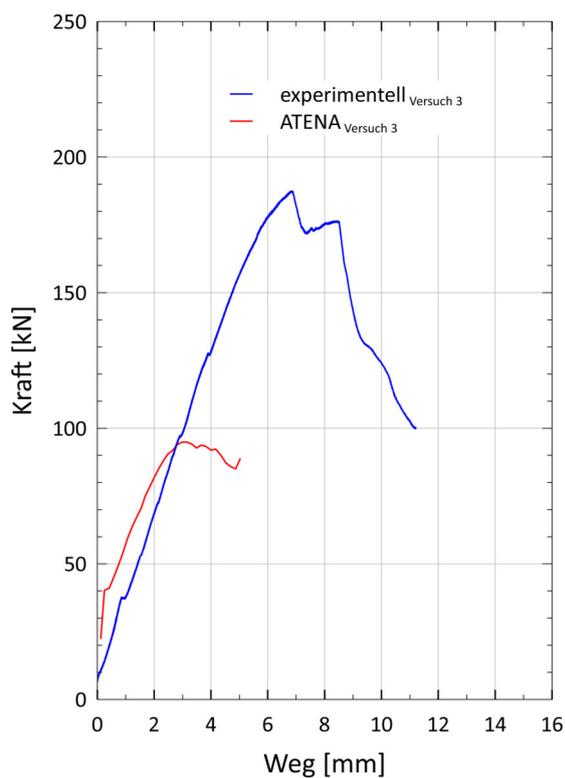
Abb. 5.2: Vergleich der Ergebnisse des Versuchs 1 und Versuchs 2

5.6 Versuch 3

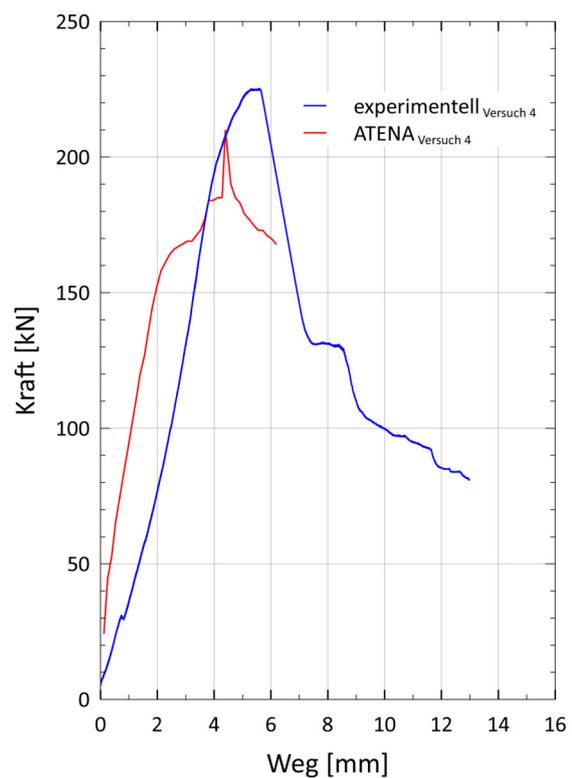
Die größte Abweichung aller sechs Versuche weist Versuch 3 auf. Hier beträgt die Bruchlast des numerischen Modells nur 94,9 kN, während die Bruchlast des realen Versuches bei 187,7 kN liegt. Das entspricht einer prozentualen Abweichung von ungefähr 50 %. Im Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 5.3a) ist zwar zu erkennen, dass beide Kurven sehr ähnlich sind, allerdings endet die Steigerung der Last beim numerischen Modell viel früher.

5.7 Versuch 4

Das Kraft-Weg-Diagramm (siehe Abb. 5.3b) zeigt die Kurve der numerischen Berechnung und des realen Versuches des Versuchs 4. In Abschnitt 4.8.2 ist beschrieben, dass die Qualität der Ergebnisse der numerischen Berechnung ab ca. 170 kN zu hinterfragen sind. Bis zu dieser Kraft verlaufen die beiden Kurven sehr ähnlich. Das numerische Modell ist allerdings steifer als der reale Versuch. Bei ca. 160 kN nehmen die Verformungen des numerischen Modells stärker zu als der reale Versuch. Die Bruchlast des numerischen Modells liegt auch bei Versuch 4 niedriger als der reale Versuch (- 57,0 kN).



(a) Versuch 3



(b) Versuch 4

Abb. 5.3: Vergleich der Ergebnisse des Versuchs 3 und Versuchs 4

5.8 Interpretation der Ergebnisse

Versuchsreihe 6 wurde mit Hilfe der Zugfestigkeit kalibriert. Die Bruchlast wurde daher angepasst. Die Kurve der numerischen Berechnung ist zwar sehr ähnlich zu den realen Versuchen, allerdings konnte die Verformung nicht exakt abgebildet werden. In Bezug auf die Bewehrung konnte man feststellen, dass weder im realen Versuch noch im numerischen Modell ein Fließen stattgefunden hat.

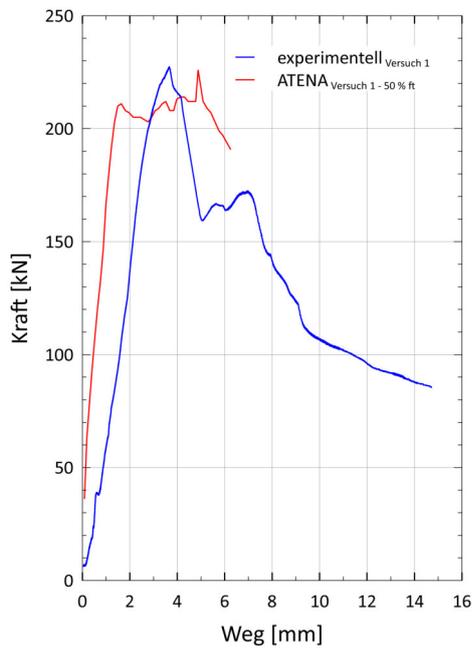
Versuchsreihe 5 hat in Bezug auf die Bruchlast eine besonders gute Übereinstimmung mit dem Mittelwert der drei realen Versuche. Wie auch bei Versuchsreihe 6 konnte die Verformung allerdings nicht korrekt abgebildet werden. Im numerischen Modell kommt es nicht zum Fließen der Bewehrung ($\sigma_{xx} < 550,0 \text{ N/mm}^2$). Im realen Versuch sind plastische Verformungen der Bewehrung zu erkennen. Dies deutet auf ein Fließen der Bewehrung hin. Hier ist also eine Diskrepanz zwischen dem realen Versuch und dem numerischen Modell vorhanden.

Die Versuche 1–4 weisen, wie schon erwähnt, größere Abweichungen in der Bruchlast auf. Die Verläufe der Kurve sind zu Beginn bei allen Versuchen ähnlich zu den realen Versuchen, aber eine exakte Übereinstimmung gibt es nicht. Da sich die Versuche 1–4 vor allem in der Anordnung der Lasteinleitungsplatte zu den Versuchsreihen 5 und 6 unterscheiden, wäre es möglich, dass die Kalibrierung nicht für alle sechs Versuche gültig ist. Wenn man das numerische Modell des Versuchs 1 an den realen Versuchen kalibriert, liegen auch die Ergebnisse der Versuche 2–4 näher an den realen Versuchsergebnissen. Wenn man die Zugfestigkeit auf 50 % (statt auf 20 %) der ursprünglichen Werte ändert, ergeben sich geringere Abweichungen zu den realen Versuchen. In Tabelle 5.2 ist das Ergebnis der Bruchlasten mit der Variation der Zugfestigkeit abgebildet. Mit dieser Festlegung der Zugfestigkeit liegen alle relativen Abweichung unter 15 %. Auch wenn die Bruchlast noch nicht exakt abgebildet wird, ist die Abweichung innerhalb eines viel kleineren Bereiches. Dies lässt darauf schließen, dass die Versuche 1–4 eine eigene Kalibrierung benötigen.

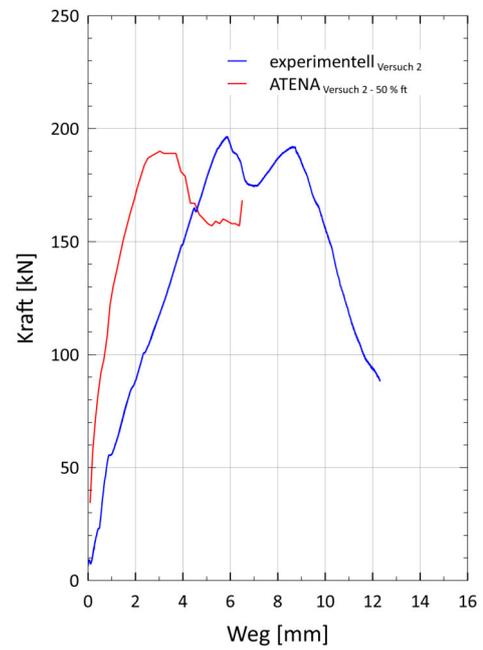
In Abb. 5.4 ist das Kraft-Weg-Diagramm des numerischen Modells mit der Variation der Zugfestigkeit und der reale Versuchsverlauf der Versuche 1 und 2 abgebildet. In Abb. 5.5 ist das Kraft-Weg-Diagramm des numerischen Modells mit der Variation der Zugfestigkeit und der reale Versuchsverlauf der Versuche 3 und 4 abgebildet.

Tab. 5.2: Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 %

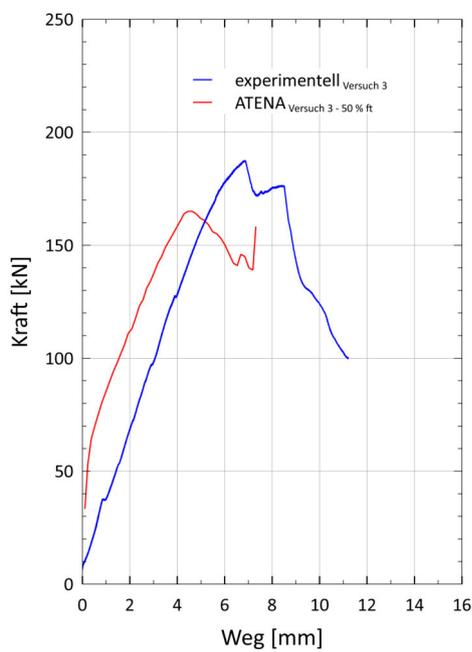
Versuchskörper	experimentell	numerisch	Abweichung	
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]
V1	227,5	211,4	- 16,1	- 7,1
V2	196,7	189,5	- 7,2	- 3,7
V3	187,7	165 ,0	- 22,7	- 12,1
V4	225,5	195,9	- 29,6	- 13,1



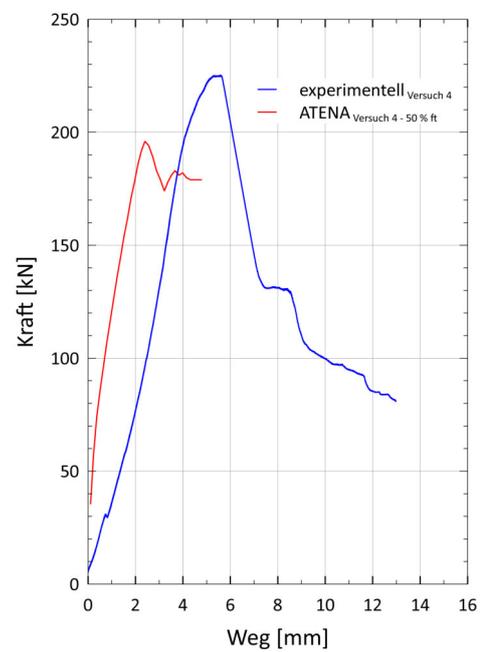
(a) Versuch 1



(b) Versuch 2

Abb. 5.4: Versuch 1 und Versuch 2: Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 %

(a) Versuch 3



(b) Versuch 4

Abb. 5.5: Versuch 3 und Versuch 4: Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 %

Kapitel 6

Schlussfolgerungen für das neue Bauverfahren

In diesem Kapitel werden die Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen für das Bauverfahren gezogen. Es werden dabei die Bruchlasten der realen Versuche und die damit umgerechneten Bemessungswerte für die Beurteilung herangezogen. Es werden die einzelnen Ausführungsvarianten des Abhängepunktes miteinander verglichen. Als Ergebnis für die Praxis bei der Anwendung des neuen Bauverfahrens wird der maximale Abstand der Abhängepunkte unter Einhaltung des geforderten Sicherheitsniveaus im Bauwesen angegeben. Am Ende des Kapitels werden Erkenntnisse aus den numerischen Berechnungen gezogen.

6.1 Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen

Als Zusammenfassung werden an dieser Stelle die Ausführungsvarianten mit den zugehörigen Versuchsnummern beschrieben. Eine Übersicht dieser vier Ausführungsvarianten ist in Tabelle 6.1 dargestellt. Ausführungsvariante A (Versuchsreihe 5) spiegelt die Variante mit einer einbetonierten Lasteinleitungsplatte bei einem Bewehrungsgrad von etwa 0,5 % je Richtung wider. Ausführungsvariante B (Versuchsreihe 6) besitzt ebenfalls eine einbetonierte Lasteinleitungsplatte. Allerdings weist Ausführungsvariante B einen Bewehrungsgrad von etwa 2 % auf. Bei Ausführungsvariante C (Versuch 1 und Versuch 4) befindet sich die Lasteinleitungsplatte unterhalb des Versuchskörpers. Diese Ausführungsvariante besitzt einen Bewehrungsgrad von etwa 2 % je Richtung. Bei Ausführungsvariante D (Versuch 2 und Versuch 3) befindet sich die Lasteinleitungsplatte ebenfalls unterhalb des Versuchskörpers. Hier ist der Bewehrungsgrad allerdings geringer mit etwa 0,5 %.

Tab. 6.1: Übersicht der Ausführungsvarianten

Ausführungsvariante	Versuch	Bewehrungsgrad je Richtung [%]	Anordnung Lasteinleitungsplatte
A	VR5	0,51	im Versuchskörper
B	VR6	2,01	im Versuchskörper
C	V1 & V4	2,01	unterhalb des Versuchskörpers
D	V2 & V3	0,51	unterhalb des Versuchskörpers

In Tabelle 6.2 werden die vier Ausführungsvarianten miteinander verglichen. Bei den letzten beiden genannten Varianten wurde jeweils der Versuch mit der geringeren Bruchlast herangezogen. Der Bemessungswert des Widerstandes wurde in Kapitel 3.7 ermittelt. Besonders interessant ist dabei, dass eine Vervielfachung des Bewehrungsgrades lediglich eine Laststeigerung von 25 % bewirkt (Vergleich Ausführungsvariante B mit A). Die Anordnung der Lasteinleitungsplatte unterhalb des Versuchskörpers bewirkt allerdings eine Laststeigerung von etwa 127 % (Ausführungsvariante C). Das Aktivieren der gesamten Betonhöhe hat daher einen maßgeblichen Einfluss auf den Widerstand des Aufhängepunktes. Ausführungsvariante D erreicht sogar eine Laststeigerung von etwa 173 %. Ob diese Laststeigerung durch die Vervielfachung des Bewehrungsgrades wirtschaftlich gerechtfertigt ist, ist im Einzelfall zu prüfen.

Tab. 6.2: Vergleich der Ausführungsvarianten

Ausführungsvariante	Bemessungswert R_d [kN]	Laststeigerung [%]	max. Abstand [m]
A	36,5	-	1,75
B	45,7	~ 25	1,95
C	83,0	~ 127	2,60
D	99,7	~ 173	2,85

Von diesen Bemessungswerten wurde ein maximaler Abstand zwischen den Abhängepunkten unter Berücksichtigung der vorhandenen Lasten ermittelt. Es wurde dabei davon ausgegangen, dass der Abstand in beide Richtungen gleich ist. Dieser maximale Abstand ist ebenfalls in Tabelle 6.2 dargestellt. Dabei wurde eine Wichte des Betons $\rho_{Stahlbeton}$ von 25 kN/m^3 und eine Wichte des Frischbetons $\rho_{Frischbeton}$ von 26 kN/m^3 angenommen. Die Höhe der Platte beträgt 12 cm. Die Dicke des Aufbetons wurde mit 18 cm angesetzt. Eine Bauausführungslast q_{ca} wurde gemäß [16] mit 1 kN/m^2 angesetzt. Daher ergibt sich ein Bemessungswert der Flächenlast von $11,87 \text{ kN/m}^2$ (siehe Gleichung (6.1)). Die Ermittlung des maximalen Abstandes erfolgte nach Gleichung (6.2) bei einer Abrundung auf 0,05 m.

$$\begin{aligned}
 q_d &= (\rho_{Stahlbeton} \cdot h_1 + \rho_{Frischbeton} \cdot h_2) \cdot \gamma_G + q_{ca} \cdot \gamma_Q \\
 &= (25 \cdot 0,12 + 26 \cdot 0,18) \cdot 1,35 + 1 \cdot 1,5 \\
 &= 11,87 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}
 \tag{6.1}$$

$$e = \sqrt{\frac{R_d}{q_d}}
 \tag{6.2}$$

Das Ergebnis dieser Berechnung ist, dass der Abstand der Abhängepunkte bei Ausführungsvariante A 1,75 m beträgt. Der maximale Abstand bei Ausführungsvariante B beträgt 1,95 m. Bei Ausführungsvariante C ist ein maximaler Abstand von 2,6 m möglich. Der größte Abstand beträgt bei Ausführungsvariante D 2,85 m.

Für eine aussagekräftige Empfehlung der Ausführungsvarianten ist zusätzlich eine Untersuchung der Biegetragfähigkeit erforderlich. Eine Abschätzung der Biegetragfähigkeit im Bauzustand ist in Anhang C erläutert. Die Biegetragfähigkeit begrenzt die ermittelten maximalen Abstände bei Ausführungsvariante C und D. Die maximalen Abstände zufolge Biegung sind in Tabelle 6.3 dargestellt. Bei allen vier Ausführungsvarianten (A–D) ist ein maximaler Abstand von 1,95 m möglich. Der Grund, dass alle vier Ausführungsvarianten den gleichen maximalen Abstand zufolge Biegung aufweisen, liegt an dem geringen inneren Hebelsarm. Dadurch ist die Höhe der Druckzone durch x_{lim} begrenzt und eine Erhöhung der Bewehrung hat keinen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit.

Tab. 6.3: max. Abstand zufolge Durchstanzen und Biegung

Ausführungsvariante	Durchstanzen experimentell [m]	Biegetragfähigkeit nach Norm [m]	resultierender max. Abstand [m]
A	1,75	1,95	1,75
B	1,95	1,95	1,95
C	2,60	1,95	1,95
D	2,85	1,95	1,95

Damit lassen sich nun folgende Schlussfolgerungen aufstellen:

- Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades um das Vierfache erhöht die maximalen Abstände nur um etwa 11 % (Vergleich Ausführungsvariante A und B).
- Eine Anordnung der Lasteinleitungsplatte unterhalb des Versuchskörpers erhöht die Abstände zufolge Durchstanzen um etwa 48 % (Vergleich Ausführungsvariante A und C).
- Die maximalen Abstände zufolge Durchstanzen können jedoch nicht ausgenutzt werden, da die Biegung der Platte im Bauzustand maßgebend wird.

Welche Ausführungsvariante zur Anwendung kommt, ist für den konkreten Anwendungsfall individuell zu untersuchen. Neben der quantitativen maximalen Abstände, die hier abgeschätzt wurden, sind mehrere betriebswirtschaftliche Überlegungen zu bedenken. So stellt sich die Frage, ob der Mehraufwand des Hantierens der Lasteinleitungsplatte unterhalb der Brücke den höheren Durchstanzwiderstand rechtfertigt.

Auch die Höhe des Bewehrungsgrads ist im Einzelfall der Anwendung zu definieren. Ein sinnvoller Ansatz könnte sein, dass die notwendige Bewehrung für den Endzustand ermittelt wird und mit dieser vorhandenen Bewehrung die maximalen Abstände der Abhängepunkte definiert werden.

Wenn ein Neigungsausgleich möglich sein soll, dann ist auf jeden Fall Ausführungsvariante C und D zu empfehlen.

6.2 Erkenntnisse aus den numerischen Berechnungen

Numerische Berechnungen erfordern ein hohes Maß an Wissen und Erfahrung. Da es unzählige Stellschrauben bei der Erstellung des Modells gibt, ist hier besondere Aufmerksamkeit gefordert. Das Wissen bezieht sich allerdings nicht nur auf die korrekten Eingabedaten, sondern auch auf die software-spezifische Berechnung und Umsetzung dieser Eingabedaten im Programm. Eine Erkenntnis aus den numerischen Berechnungen für das Bauverfahren ist das Verständnis der Abläufe im Bauteilinneren. Man kann mit Hilfe der numerischen Berechnungen zu jedem Lastschritt z. B. Risse oder Spannung in der Bewehrung anzeigen lassen. Dadurch wird es dem Anwender ermöglicht während des Bruchs in das Bauteilinnere hineinzusehen. Auch wenn nicht alle realen Versuche exakt abgebildet werden konnten, ist es ein Erfolg, dass die Ergebnisverläufe der Versuchsreihe 5 und 6 sehr gut übereinstimmen. Ob sich ein Bruch ankündigt oder spröde eintritt, konnte in allen 6 Versuchen korrekt abgebildet werden. Bei einer weiteren Arbeit könnte die Kalibrierung der Versuche 1–4 weitergeführt werden. Ein weiteres Ziel von numerischen Untersuchungen ist die Durchführung von ergänzenden Untersuchungen ohne realer Versuche. In der „virtuellen Versuchshalle“ wäre es mit geringem Aufwand möglich, dass z. B. eine Variation der Bewehrung untersucht wird. Dies ist dann in kurzer Zeit ohne Kosten eines realen Versuches umsetzbar.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass numerische Berechnungen ein mächtiges Werkzeug für Bauingenieure für die Untersuchung und Entwicklung neuer Bauteile oder auch Bauweisen sind. Ein großes Wissen und auch die entsprechende Erfahrung sind dabei Grundvoraussetzung. Eine Kalibrierung mit realen Versuchen ist dennoch unumgänglich.

Literaturverzeichnis

- [1] Mehdi Aminbaghai. *Skriptum zur Vorlesung Finite Elemente Methoden 2*. Wien: Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen der Technischen Universität Wien, 2018.
- [2] *ATENA version 5.6 info*. 2020. URL: <https://www.cervenka.cz/products/atena/> (Zugriff am 10.03.2020).
- [3] Christian Barth und Walter Rustler. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*. 1. Auflage. Berlin: Bauwerk Verlag GmbH, 2010. ISBN: 978-3-89932-230-9.
- [4] *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität deutsche Fassung EN 206-1:2000*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V, Juli 2001.
- [5] Jan Červenka, Zdenka Procházková und Tereza Sajdlová. *ATENA Program Documentation: Part 4-2 – Tutorial for Program ATENA 3D; 28.09.2017*. 2017. URL: https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Engineering-3D_Tutorial.pdf (Zugriff am 10.03.2020).
- [6] Vladimír Červenka, Libor Jendele und Jan Červenka. *ATENA Program Documentation: Part 1 – Theory; 06.12.2016*. 2016. URL: https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf (Zugriff am 19.11.2019).
- [7] Verband der finnischen Forstindustrie. *Handbuch über finnisches Sperrholz*. Finnland: Kirjapaino Markprint Oy, 2011. ISBN: 952-9506-67-8.
- [8] Kerstin Fuchs, Georg Gaßner und Johann Kollegger. „Steel- Concrete- Composite Bridges with Innovative Prefabricated Slab Elements“. In: *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer, 2018, S. 2590–2597. ISBN: I978-3-319-59470-5.
- [9] Dlubal Software GmbH. *RFEM - Die ultimative FEM-Statiksoftware*. 2020. URL: <https://www.dlubal.com/de/produkte/fem-statik-software-rfem/was-ist-rfem> (Zugriff am 06.04.2020).
- [10] Klaus Knothe und Heribert Wessels. *Finite Elemente – Eine Einführung für Ingenieure*. 5. Auflage. Berlin: Springer-Vieweg, 2017. ISBN: 978-3-662-49351-9.
- [11] Johann Kollegger. *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 1*. 7. Auflage. Wien: Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien, 2015.
- [12] Johann Kollegger und Kerstin Fuchs. „Innovative method for the production of deck slabs of steel-concrete-composite bridges“. In: 40th IABSE Symposium (19.–21. Sep. 2018). Nantes, France, 2018.

- [13] Gerhard Mehlhorn und Johann Kollegger. „Anwendung der Finite Elemente Methode im Stahlbetonbau“. In: *Der Ingenieurbau - Band 6, Rechenorientierte Baumechanik*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 1995, S. 293–425. ISBN: 978-3433015728.
- [14] ÖNORM EN 12390-6:2011 02 15: *Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2010.
- [15] ÖNORM EN 1990:2013 03 15: *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [16] ÖNORM EN 1991-1-6:2013 03 15: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen — Einwirkungen während der Bauausführung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [17] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.
- [18] Dobromil Pryl und Jan Červenka. *ATENA Program Documentation: Part 11 – Troubleshooting Manual; 15.10.2018*. 2018. URL: <https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Troubleshooting.pdf> (Zugriff am 19. 11. 2019).
- [19] International Federation for Structural Concrete (fib). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne, Schweiz: Ernst und Sohn, 2010. ISBN: 978-3-433-03061-5.
- [20] *Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf; deutsche Fassung EN 12812:2008*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V, Dez. 2008.
- [21] Thomas Zeinzinger. „Experimentelle Untersuchungen zur Einleitung von Verankerungskräften in dünnwandige Fertigteilelemente“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2018.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Querschnitt einer typischen Autobahnbrücke mit einer Breite von 15 m (in Anlehnung an [8], leicht modifiziert)	2
1.2	Halbfertigteilplatten auf einer Arbeitsplattform aufgelegt	2
1.3	Halbfertigteilplatten mit erster Aufbetonschicht am Montageplatz	3
1.4	Verbundschalwagen am finalen Einbauort (in Anlehnung an [8], leicht modifiziert)	3
1.5	Finaler Brückenquerschnitt nach Aushärten des Betons	4
1.6	Detail Abhängepunkt	4
1.7	Varianten der Abhängepunkte	5
a	Variante 1: Stahlplatte einbetoniert	5
b	Variante 2: Stahlplatte unterhalb angeordnet	5
2.1	Leitgedanken und Ablaufschema FEM	9
a	1. Vernetzung des Tragwerks	9
b	2. Aufbau der Elementsteifigkeitsbeziehungen	9
c	3. Zusammenbau der Gesamtstruktur	9
d	4. Einbau der Lagerungsbedingungen	9
e	5. Ermittlung des Verschiebungsvektors	9
f	6. Berechnung der Schnittgrößen	9
2.2	Newton-Raphson-Verfahren - Flussdiagramm	14
2.3	Beispiel einer nichtlinearen Kraft-Verschiebungskurve	15
2.4	1. Lastschritt – 1. Iteration	16
2.5	1. Lastschritt – 2. und 3. Iteration	16
2.6	2. Lastschritt – 1. Iteration	17
2.7	2. Lastschritt – 2. Iteration	17
2.8	2. Lastschritt – 3. Iteration	18
3.1	Dreidimensionale Darstellung und Querschnitt des Versuchskörpers	20
a	20
b	20
3.2	Verwendete Bewehrung in den Versuchskörpern 1- 4	21
a	Bewehrung der Versuchskörper 1 und 4	21
b	Bewehrung der Versuchskörper 2 und 3	21
3.3	Herstellung der Versuchskörper	23
a	Schalung des Versuchskörper mit Bewehrung	23

b	Aufgerauhte Betonschicht nach Einbringen der Fertigteilschicht	23
3.4	Schematische und reale Darstellung des Versuchsaufbaus	24
3.5	Versuchsaufbau Versuch 3 und 4	25
a	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus	25
b	Birkenfurniersperrholzplatte mit Öffnung	25
3.6	Dokumentation der Verschiebungen mittels Wegaufnehmer	26
a	Wegaufnehmer 1-4	26
b	Montage der Wegaufnehmer	26
3.7	Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1	27
3.8	Riss- und Bruchbilder Versuch 1	28
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	28
b	Rissbild im ausgebauten Zustand	28
c	Unterseite des Versuchskörpers nach Entfernen der Lasteinleitungsplatte	28
d	Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen	28
3.9	Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2	29
3.10	Riss- und Bruchbilder Versuch 2	30
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	30
b	Versuchskörper im ausgebauten Zustand	30
c	Unterseite des Versuchskörpers nach Ende des Versuches	30
d	Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen	30
3.11	Kraft-Weg-Diagramm Versuch 3	31
3.12	Riss- und Bruchbilder Versuch 3	31
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	31
b	Versuchskörper im ausgebauten Zustand	31
c	Unterseite des Versuchskörpers nach Ende des Versuches	31
d	Oberseite des Versuchskörpers nach Aufstemmen	31
3.13	Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4	32
3.14	Riss- und Bruchbilder Versuch 4	33
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	33
b	Versuchskörper im ausgebauten Zustand	33
c	Unterseite des Versuchskörper nach Ende des Versuches	33
d	Unterseite des Versuchskörpers ohne Lasteinleitungsplatte	33
3.15	Vergleichsrechnung - Statisches System	33
3.16	Schnitt des Versuchskörpers der VR5 und VR6	35
3.17	Versuchsreihe 5 und 6: untere und obere Bewehrungslage	36
a	Versuchsreihe 5	36
b	Versuchsreihe 6	36
3.18	Versuchsaufbau VR5 und VR6	38
3.19	Kraft-Weg-Diagramm Versuchsreihe 5 und 6	39
a	Versuchsreihe 5	39

b	Versuchsreihe 6	39
3.20	Riss- und Bruchbilder Versuchsreihe 5 Versuchskörper C	40
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	40
b	Versuchskörper im ausgebauten Zustand	40
c	Versuchskörper nach Entfernen loser Betonstücke	40
d	Freigelegte Bewehrung	40
3.21	Riss- und Bruchbilder Versuchsreihe 6 Versuchskörper C	41
a	Versuchskörper nach Ende des Versuches	41
b	Riss zwischen den Betonschichten	41
c	Messung des Risses zwischen den Betonschichten	41
d	Freigelegte Bewehrung	41
4.1	Verschiebungsmessung bei realem Versuch	45
a	Versuchsaufbau – unverformte Lage	45
b	Versuchsaufbau – verformte Lage	45
4.2	Teilausschnitt Versuchsaufbau – verformte Lage	45
4.3	Software ATENA – Beispiel	46
4.4	Modell - Gesamt	47
4.5	Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen	49
4.6	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug	49
4.7	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Druck	50
4.8	Material 1. Betonschicht - Einstellungen Schub	50
4.9	Material 1. Betonschicht – weitere Einstellungen	50
4.10	Lage der Betonierfuge	52
4.11	Lage der Gleitfuge	54
4.12	Modell – untere Bewehrungslage	56
4.13	Modell – obere Bewehrungslage	56
4.14	starre vertikale Auflagerpunkte	57
4.15	horizontale Feder – Übersicht	58
4.16	Lastfall 2: Lage des Angriffspunktes der eingepprägten Verschiebung	59
4.17	Berechnungseinstellungen – Allgemein	60
4.18	Berechnungseinstellungen – Line Search	60
4.19	Berechnungseinstellungen – Abbruchkriterien	61
4.20	Übersicht der Messpunkte	62
4.21	Darstellung FE-Netz – Gesamtmodell	63
4.22	Ergebnisse Versuchsreihe 6	65
a	Kraft-Weg-Diagramm	65
b	Kraft-Schritte-Diagramm	65
4.23	VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung	66
4.24	VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage	66
4.25	VR6 Schritt 22: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage	66

4.26	VR6 Schritt 22: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	67
4.27	VR6 Schritt 13: Risse ab 0,05 mm	67
4.28	VR6 Schritt 13: Risse ab 0,05 mm	68
4.29	VR6 Schritt 22: Risse ab 0,05 mm	68
4.30	Modell mit höherer Steifigkeit der Betonierfuge	70
	a Kraft-Weg-Diagramm	70
	b Kraft-Schritte-Diagramm	70
4.31	VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der Bewehrung	71
4.32	VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der unteren Bewehrungslage	71
4.33	VR6 Variation Betonierfuge Schritt 27: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der oberen Bewehrungslage	71
4.34	Modell ohne Betonierfuge	72
	a Kraft-Weg-Diagramm	72
	b Kraft-Schritte-Diagramm	72
4.35	VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der Bewehrung .	73
4.36	VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der unteren Be- wehrungslage	73
4.37	VR6 ohne Betonierfuge Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der oberen Be- wehrungslage	73
4.38	Modell ohne Verbindung zwischen der Unterseite der Lasteinleitungsplatte und Beton	74
4.39	Modell – untere Bewehrungslage	75
4.40	Modell – obere Bewehrungslage	75
4.41	Ergebnisse Versuchsreihe 5	76
	a Kraft-Weg-Diagramm	76
	b Kraft-Schritte-Diagramm	76
4.42	VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der Bewehrung	77
4.43	VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der unteren Bewehrungslage	77
4.44	VR5 Schritt 44: Spannung σ_{xx} [N/mm ²] in der oberen Bewehrungslage	78
4.45	VR5 Schritt 44: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	78
4.46	VR5 Schritt 24: Risse ab 0,05 mm	78
4.47	VR5 Schritt 44: Risse ab 0,05 mm	79
4.48	Versuch 1–4: Lage der Lasteinleitungsplatte	80
4.49	Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen	81
4.50	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug	81
4.51	starre vertikale Auflagerpunkte	82
4.52	horizontale Feder – Übersicht	83
4.53	Ergebnisse Versuch 1	84
	a Kraft-Weg-Diagramm	84

b	Kraft-Schritte-Diagramm	84
4.54	V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung	85
4.55	V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage	85
4.56	V1 Schritt 19: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage	85
4.57	V1 Schritt 19: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	86
4.58	V1 Schritt 10: Risse ab 0,05 mm	86
4.59	V1 Schritt 19: Risse ab 0,1 mm	87
4.60	Ergebnisse Versuch 2	88
a	Kraft-Weg-Diagramm	88
b	Kraft-Schritte-Diagramm	88
4.61	V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung	89
4.62	V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage	89
4.63	V2 Schritt 17: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage	89
4.64	V2 Schritt 17: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	90
4.65	V2 Schritt 17: Risse ab 0,05 mm	90
4.66	V2 Schritt 17: Risse ab 0,1 mm	90
4.67	Ergebnisse Versuch 3	92
a	Kraft-Weg-Diagramm	92
b	Kraft-Schritte-Diagramm	92
4.68	V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung	93
4.69	V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage	93
4.70	V3 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage	93
4.71	V3 Schritt 18: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	94
4.72	V3 Schritt 18: Risse ab 0,05 mm	94
4.73	V3 Schritt 18: Risse ab 0,1 mm	94
4.74	Ergebnisse Versuch 4	96
a	Kraft-Weg-Diagramm	96
b	Kraft-Schritte-Diagramm	96
4.75	V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der Bewehrung	97
4.76	V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der unteren Bewehrungslage	97
4.77	V4 Schritt 18: Spannung σ_{xx} [N/mm^2] in der oberen Bewehrungslage	97
4.78	V4 Schritt 25: Verschiebung in Z-Richtung u_z [mm] der Bewehrung	98
4.79	V4 Schritt 14: Risse ab 0,05 mm	98
4.80	V4 Schritt 18: Risse ab 0,05 mm	98
5.1	Vergleich der Ergebnisse der Versuchsreihe 6 und Versuchsreihe 5	101
a	Versuchsreihe 6	101
b	Versuchsreihe 5	101
5.2	Vergleich der Ergebnisse des Versuchs 1 und Versuchs 2	102
a	Versuch 1	102
b	Versuch 2	102

5.3	Vergleich der Ergebnisse des Versuchs 3 und Versuchs 4	103
a	Versuch 3	103
b	Versuch 4	103
5.4	Versuch 1 und Versuch 2: Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 % . . .	105
a	Versuch 1	105
b	Versuch 2	105
5.5	Versuch 3 und Versuch 4: Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 % . . .	105
a	Versuch 3	105
b	Versuch 4	105
A.1	Rissbild Versuch 1 [mm]	121
A.2	Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 1	122
A.3	Rissbild Versuch 2 [mm]	123
A.4	Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 2	124
A.5	Rissbild Versuch 3 [mm]	125
A.6	Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 3	126
A.7	Rissbild Versuch 4 [mm]	127
A.8	Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 4	128
B.1	Modell - Gesamt	129
B.2	Modell – 1. Betonschicht = (Fertigteil)	130
B.3	Modell – 1. Betonschicht: Unterste Lage	130
B.4	Modell – 1. Betonschicht: UK bis OK Stahlplatte	130
B.5	Modell – 1. Betonschicht: OK Stahlplatte bis OK	131
B.6	Modell – Lasteinleitungsplatte	131
B.7	Modell – 2. Betonschicht = (Aufbeton)	131
B.8	Modell – Beton Gesamt	132
B.9	Modell – Widerlagerplatte	132
B.10	Material Stahlplatte – Basiseinstellungen	133
B.11	Material Stahlplatte – weitere Einstellungen	133
B.12	Material Widerlagerplatte – Basiseinstellungen	134
B.13	Material Widerlagerplatte – weitere Einstellungen	134
B.14	Material Bewehrung – Basiseinstellungen	135
B.15	Material Bewehrung – weitere Einstellungen	135
B.16	mittlere Würfeldruckfestigkeit 1. Betonschicht (=Fertigteilbeton)	135
B.17	Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen	136
B.18	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug	136
B.19	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Druck	136
B.20	Material 1. Betonschicht - Einstellungen Schub	136
B.21	Material 1. Betonschicht – weitere Einstellungen	137
B.22	mittlere Würfeldruckfestigkeit 2. Betonschicht (=Aufbeton)	137

B.23	Material 2. Betonschicht – Basiseinstellungen	137
B.24	Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug	137
B.25	Material 2. Betonschicht – Einstellungen Druck	138
B.26	Material 2. Betonschicht – Einstellungen Schub	138
B.27	Material 2. Betonschicht – weitere Einstellungen	138
B.28	Parameter der Betonierfuge – Basiseinstellungen	139
B.29	Parameter der Betonierfuge – weitere Einstellungen	139
B.30	Parameter der Betonierfuge – Verfestigung bzw. Entfestigung	140
B.31	Parameter der Gleitfuge – Basiseinstellungen	140
B.32	Parameter der Gleitfuge – weitere Einstellungen	140
B.33	Modell – untere Bewehrungslage	141
B.34	Modell – obere Bewehrungslage	141
B.35	Eingabe der diskreten Bewehrung	142
B.36	Diskrete Bewehrung – Einstellungsmöglichkeiten	142
B.37	Eingabe des Querschnitts	142
B.38	starre vertikale Auflagerpunkte	143
B.39	Definition eines Auflagerpunktes	143
B.40	horizontale Feder – Übersicht	144
B.41	horizontale Feder – Materialmodell	144
B.42	horizontale Feder – Einstellungen	144
B.43	Lastfall 2: Einstellungen der eingepprägten Verschiebung	145
B.44	Lastfall 3: Einstellungen	145
B.45	Lastfall 3: Auswahl eines Makroelements	145
B.46	Berechnungseinstellungen – Allgemein	146
B.47	Berechnungseinstellungen – Line Search	146
B.48	Berechnungseinstellungen – Abbruchkriterien	147
B.49	Berechnungsschritt 1	147
B.50	Berechnungsschritt 2 und darauf folgende Berechnungsschritte	147
B.51	Definition der Messpunkte – Auswahl Typ	148
B.52	Definition der Messpunkte – Auswahl Wert	148
B.53	Übersicht der Messpunkte	149
B.54	Defintion Messpunkt – Verschiebungsmessung	149
B.55	Definition Messpunkt – Kraftmessung	149
B.56	FE-Netz – globale Einstellungen	150
B.57	FE-Netzverdichtung	150
B.58	Darstellung FE-Netz – Gesamtmodell	150
C.1	Querschnitte zur Ermittlung der Momentenwiderstände	152
C.2	Übersicht der baustatischen Modellierung in RFEM bei $e=1,95$ m	153
C.3	Bemessungsmomente m_x bei $e=1,95$ m	153
C.4	Bemessungsmomente m_y bei $e=1,95$ m	154

Tabellenverzeichnis

3.1	Zeitlicher Überblick von Herstellung und Prüfung	22
3.2	Ergebnisse der Würfeldruck- und Spaltzugversuche	22
3.3	Ergebnisse der Versuche 1–4	34
3.4	Zeitlicher Überblick von Herstellung und Prüfung	37
3.5	Ergebnisse der Würfeldruck- und Spaltzugversuche	37
3.6	Ergebnisse Versuchsreihe 5	39
3.7	Ergebnisse Versuchsreihe 6	40
3.8	Unterschiede der sechs Versuche – Versuchskörper	42
3.9	Unterschiede der sechs Versuche – Widerlagerplatte	42
3.10	Umrechnung auf Bemessungswerte	43
4.1	Basiseinstellungen der Betonierfuge	53
4.2	weitere Einstellungen der Betonierfuge	54
4.3	Basiseinstellungen der Gleitfuge	55
4.4	weitere Einstellungen der Gleitfuge	55
4.5	Konvergenzstudie Elementgröße	63
4.6	Variation Betonierfuge: Basiseinstellungen	69
4.7	Variation Betonierfuge: weitere Einstellungen	70
5.1	Vergleich Bruchlasten experimenteller und numerischer Untersuchungen	100
5.2	Variation Reduktion der Zugfestigkeit auf 50 %	104
6.1	Übersicht der Ausführungsvarianten	106
6.2	Vergleich der Ausführungsvarianten	107
6.3	max. Abstand zufolge Durchstanzen und Biegung	108
C.1	Momentenwiderstände $m_{x,Rd}$	152
C.2	Momentenwiderstände $m_{y,Rd}$	152

Anhang A

Rissbilder der experimentellen Untersuchungen

A.1 Versuch 1

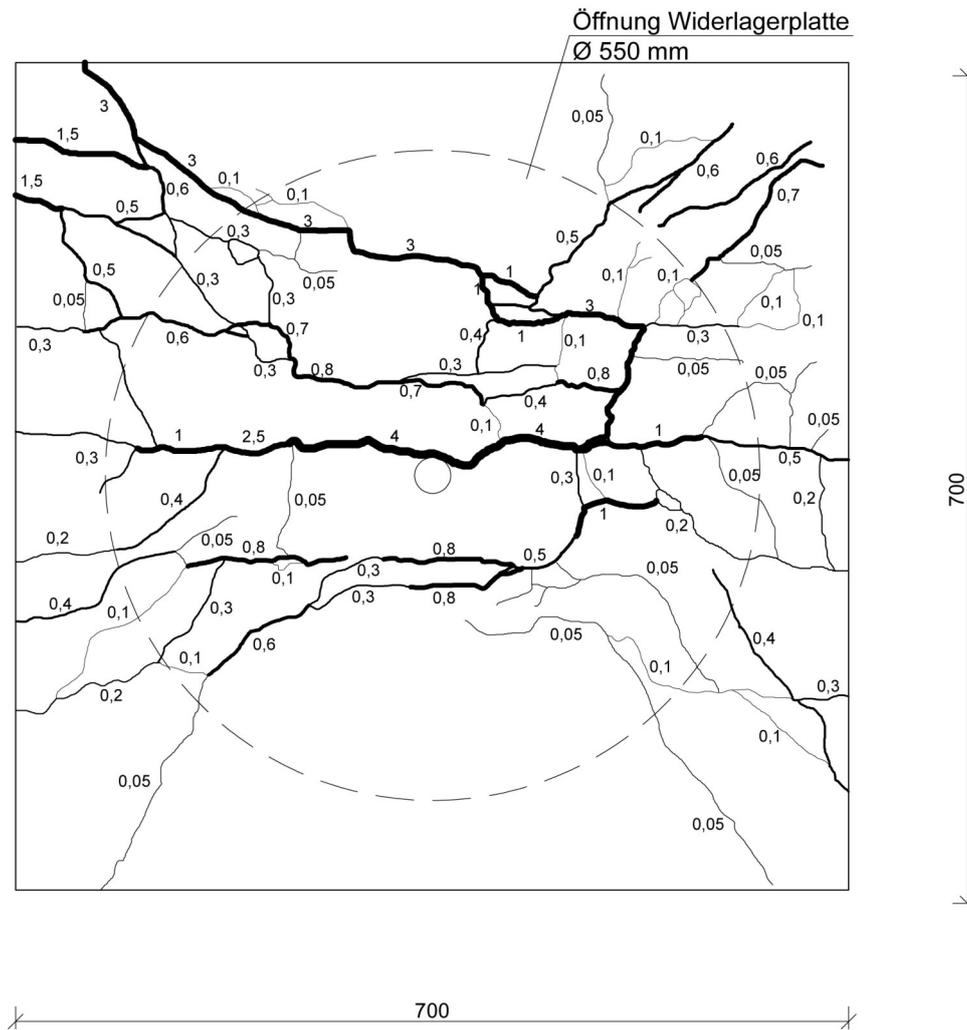


Abb. A.1: Rissbild Versuch 1 [mm]



Abb. A.2: Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 1

A.2 Versuch 2

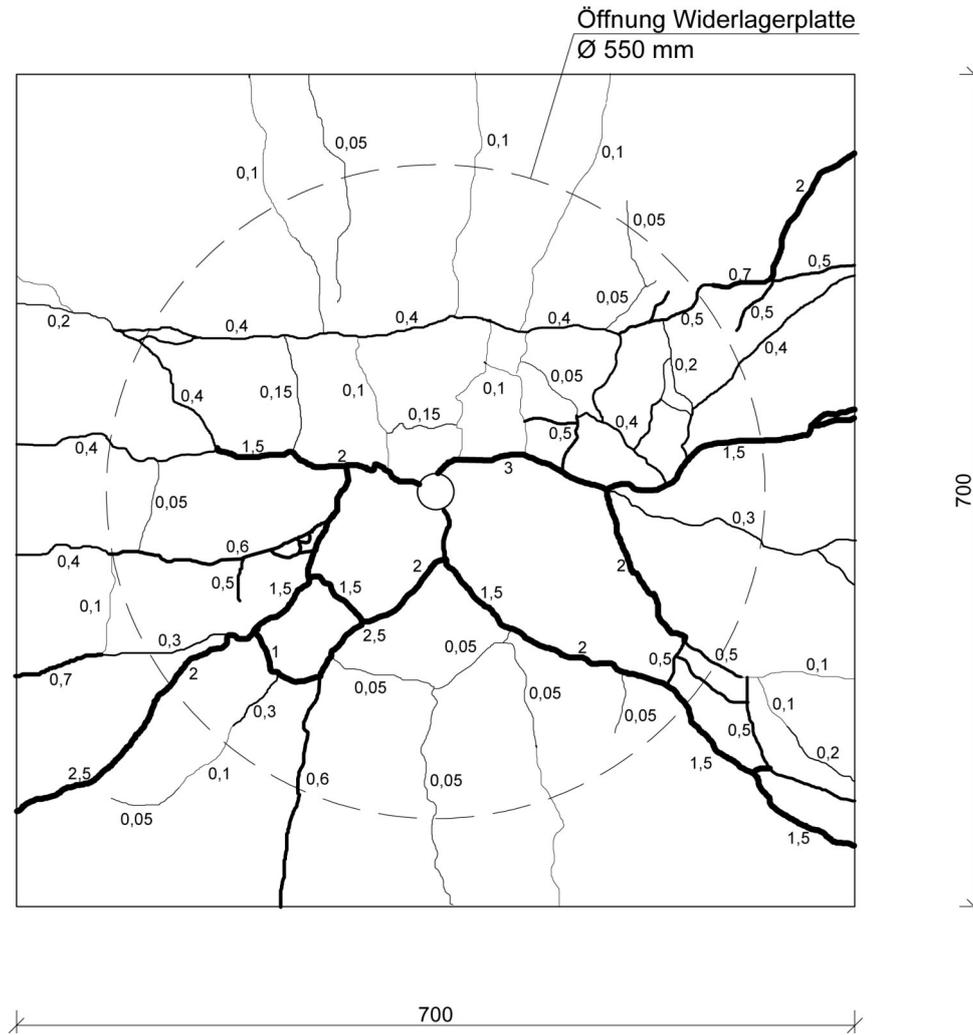


Abb. A.3: Rissbild Versuch 2 [mm]

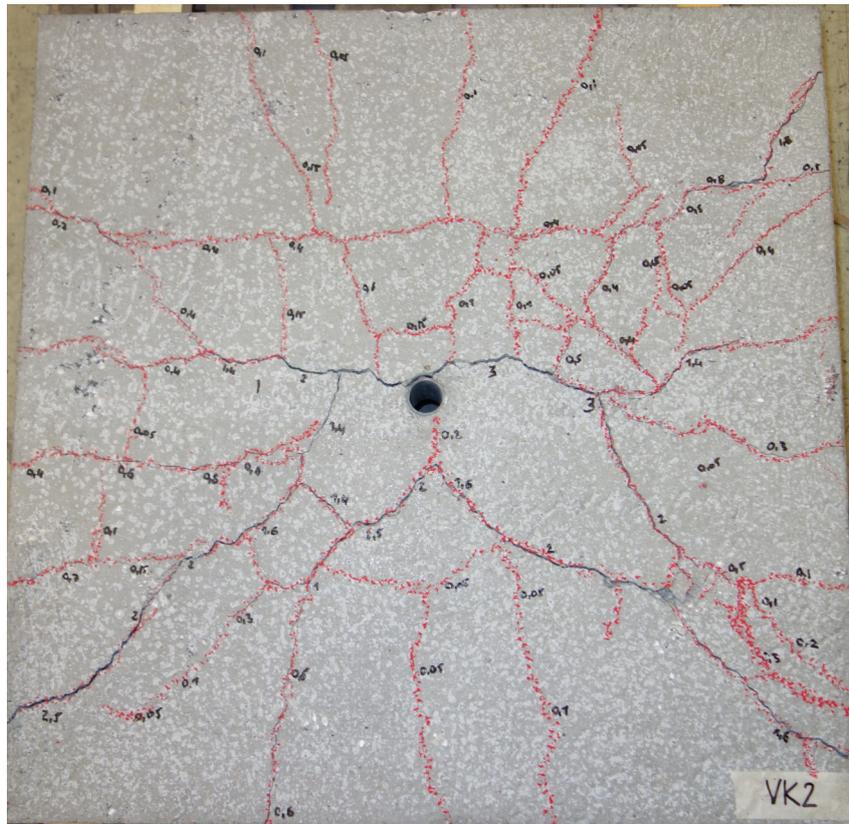


Abb. A.4: Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 2

A.3 Versuch 3

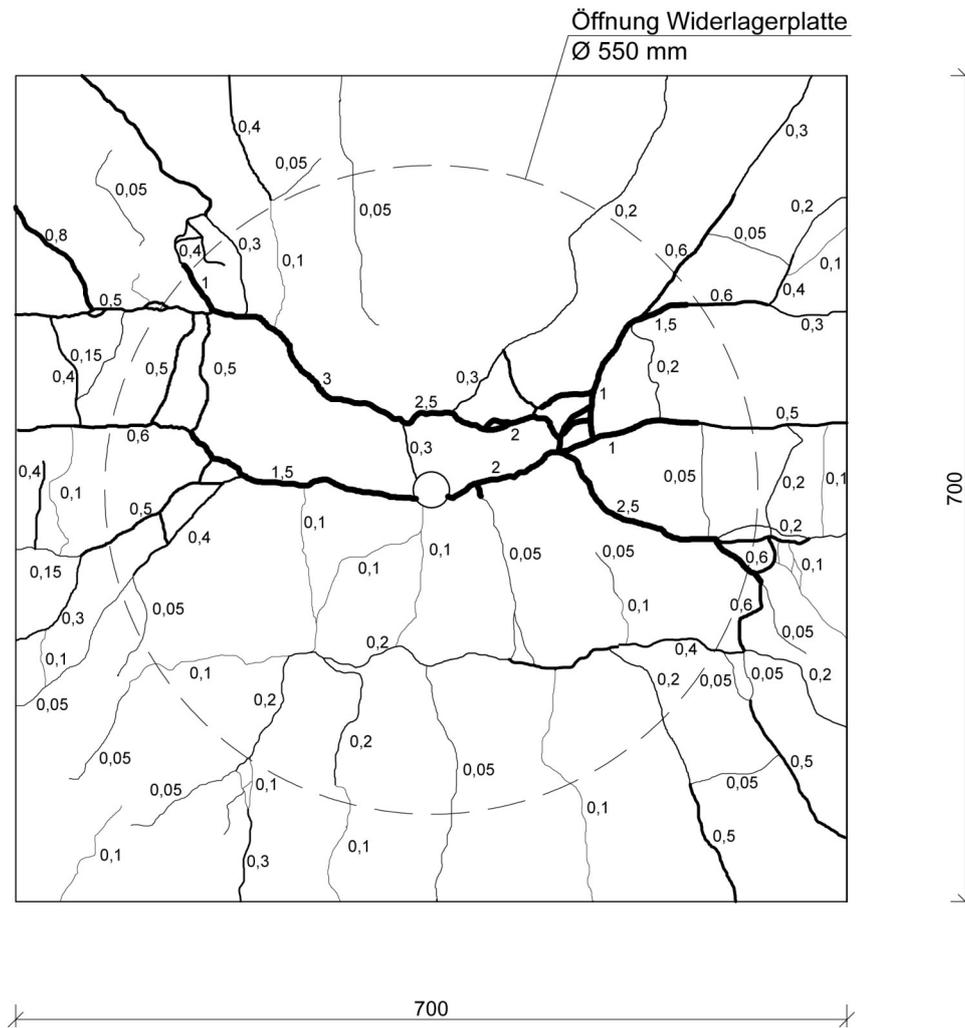


Abb. A.5: Rissbild Versuch 3 [mm]

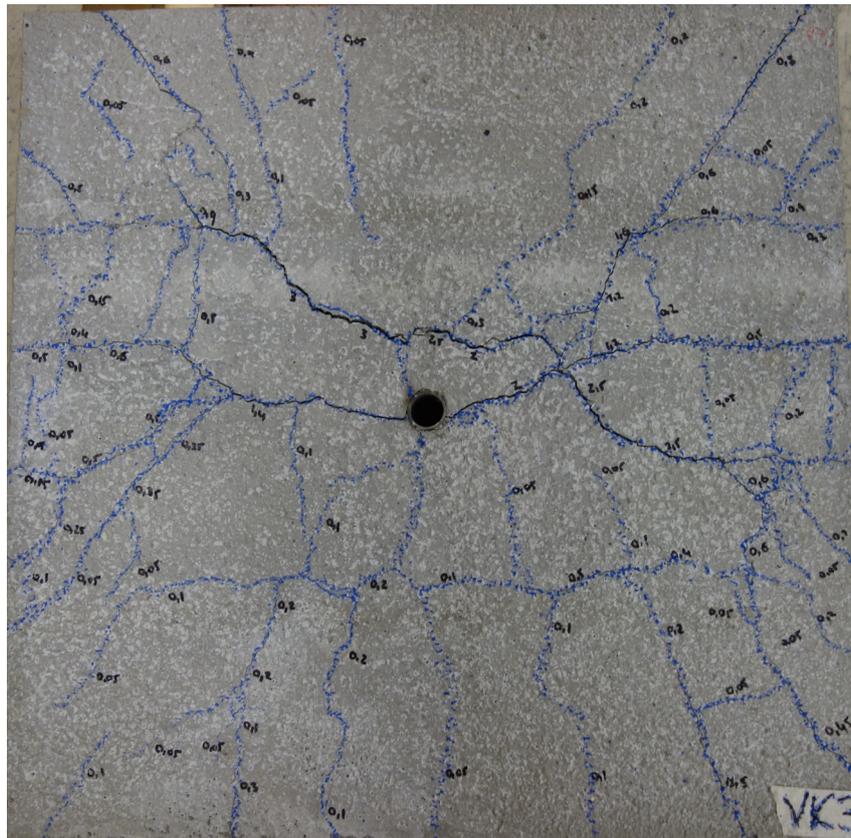


Abb. A.6: Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 3

A.4 Versuch 4

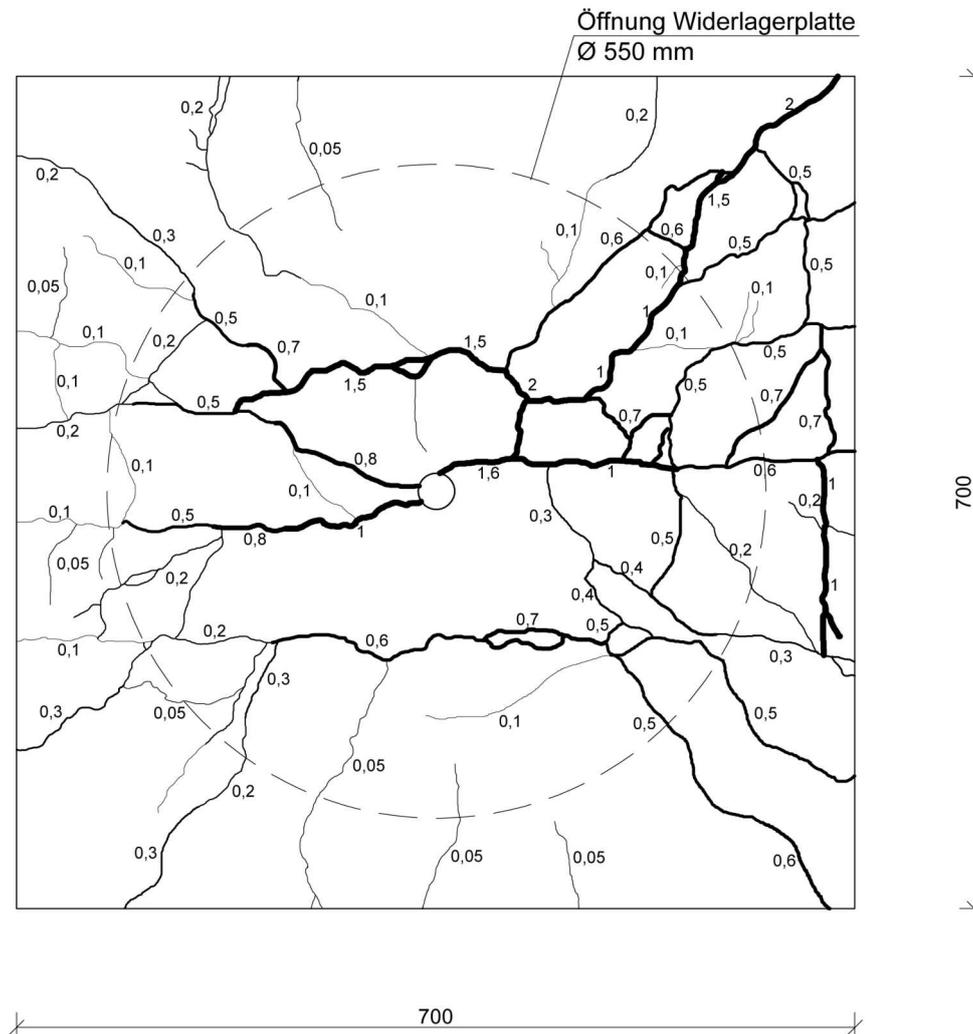


Abb. A.7: Rissbild Versuch 4 [mm]

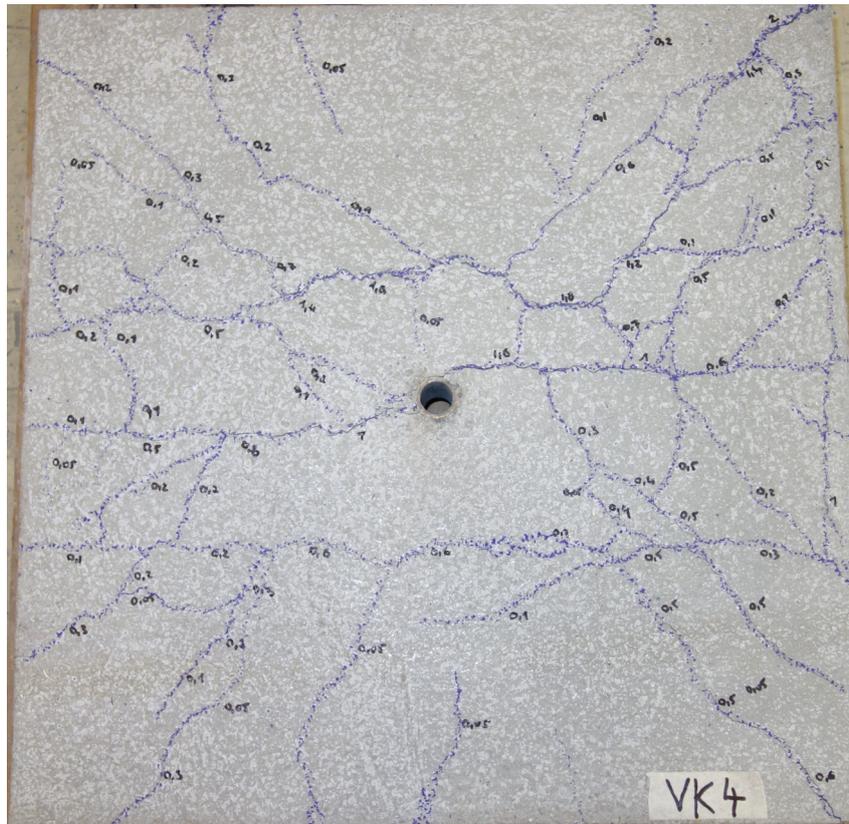


Abb. A.8: Fotografische Dokumentation Rissbild Versuch 4

Anhang B

Dokumentation der Eingabedaten der Versuchsreihe 6

In diesem Abschnitt sind alle Eingabedaten, die für das Erstellen des numerischen Modells in der Software ATENA erforderlich waren, abgebildet.

B.1 Geometrie

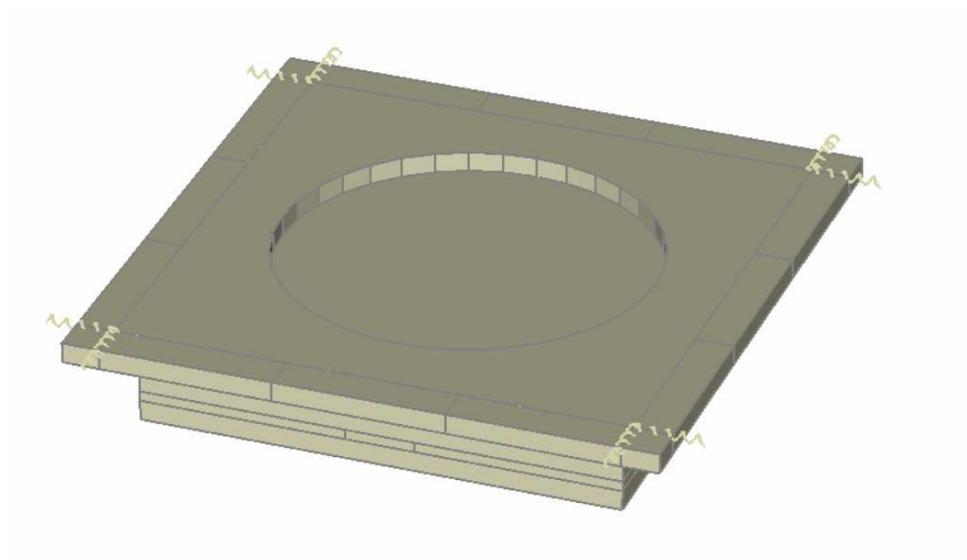


Abb. B.1: Modell - Gesamt

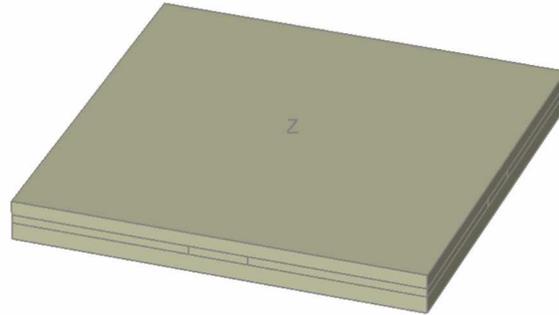


Abb. B.2: Modell – 1. Betonschicht = (Fertigteil)

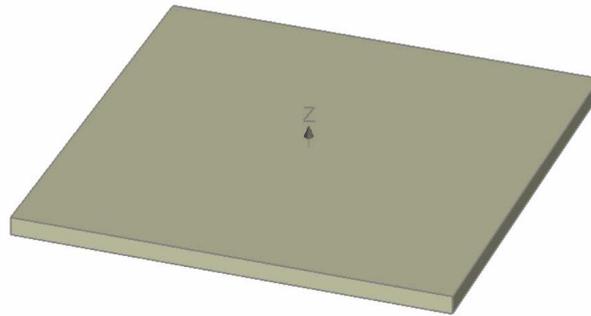


Abb. B.3: Modell – 1. Betonschicht: Unterste Lage

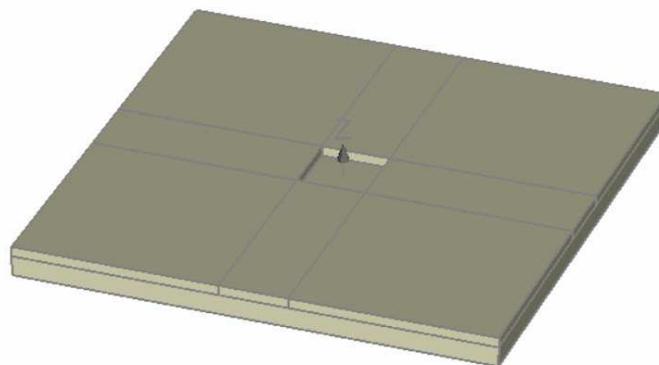


Abb. B.4: Modell – 1. Betonschicht: UK bis OK Stahlplatte

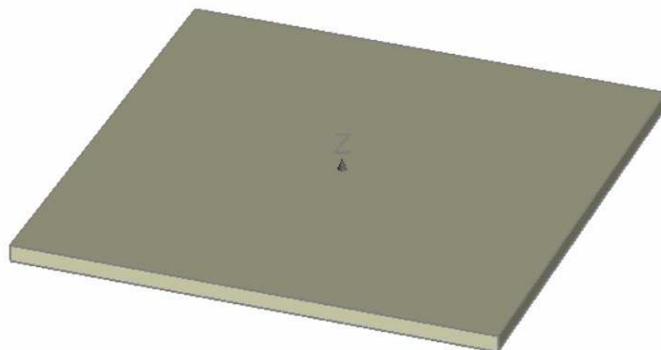


Abb. B.5: Modell – 1. Betonschicht: OK Stahlplatte bis OK

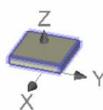


Abb. B.6: Modell – Lasteinleitungsplatte

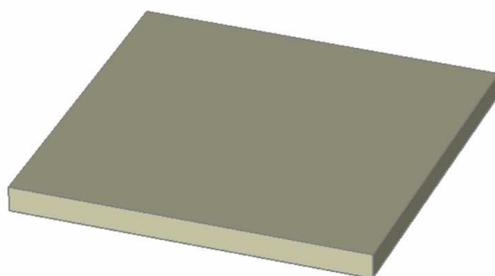


Abb. B.7: Modell – 2. Betonschicht = (Aufbeton)

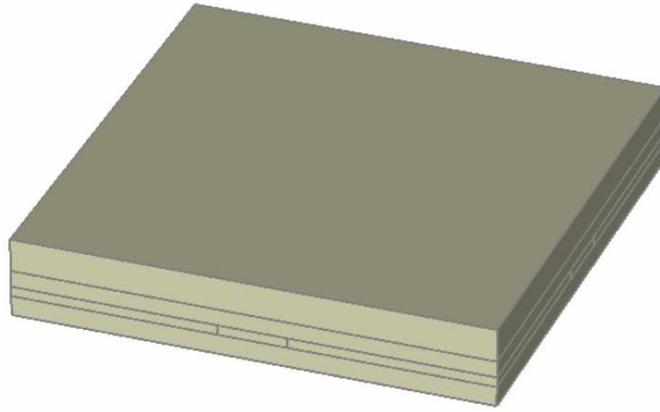


Abb. B.8: Modell – Beton Gesamt

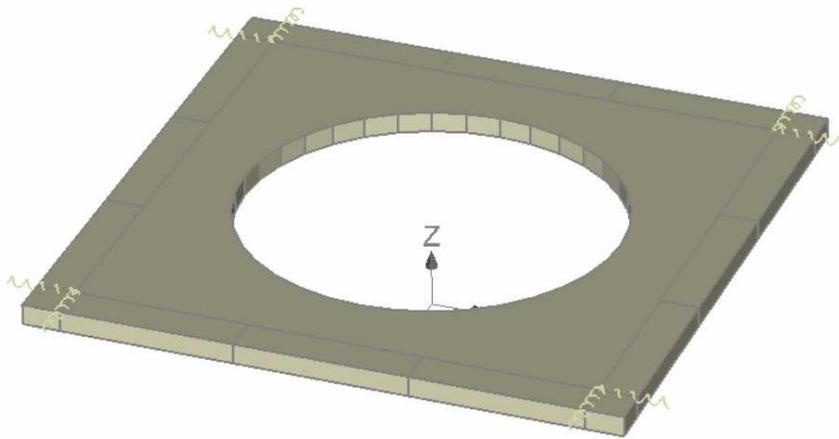


Abb. B.9: Modell – Widerlagerplatte

B.2 Materialien

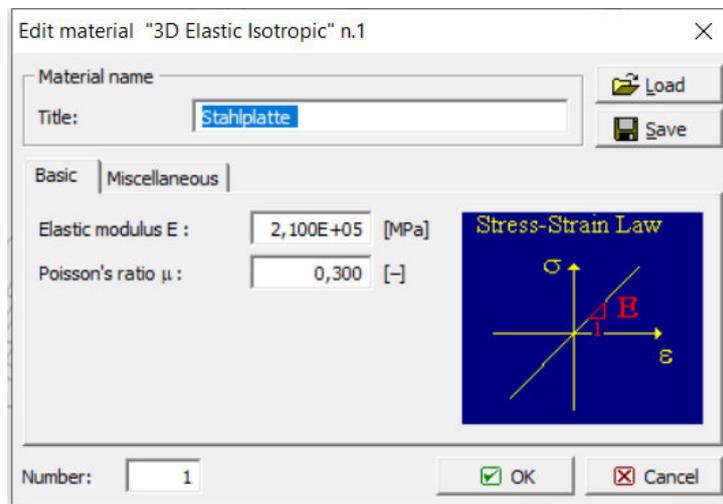


Abb. B.10: Material Stahlplatte – Basiseinstellungen

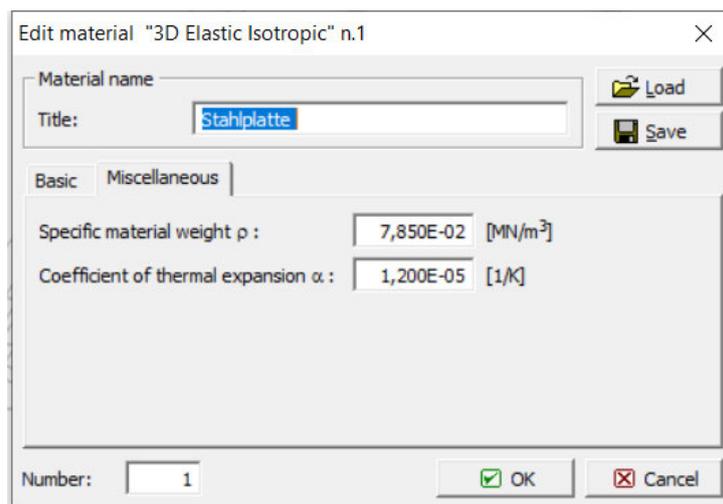


Abb. B.11: Material Stahlplatte – weitere Einstellungen

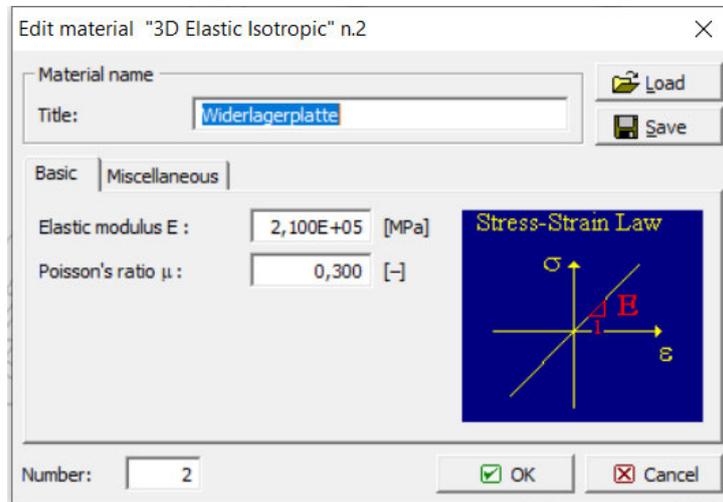


Abb. B.12: Material Widerlagerplatte – Basiseinstellungen

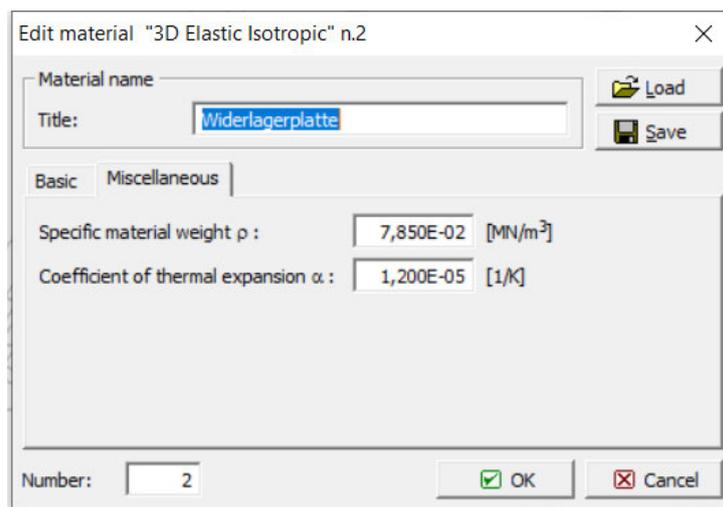


Abb. B.13: Material Widerlagerplatte – weitere Einstellungen

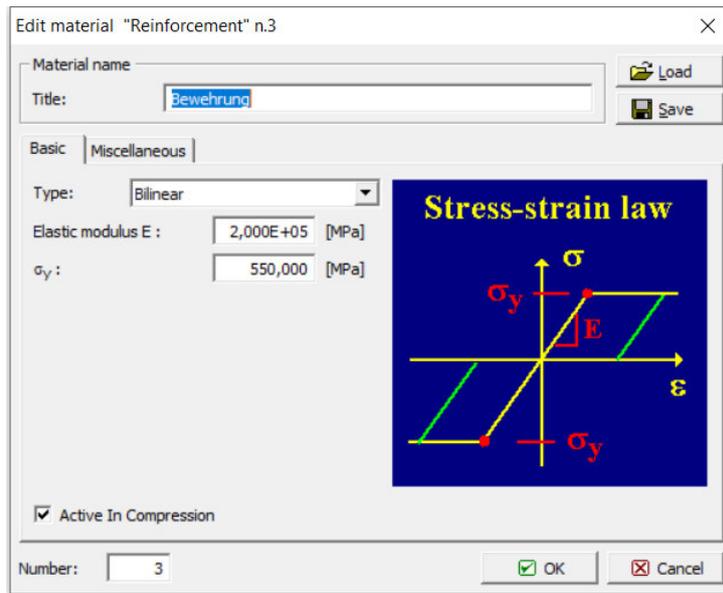


Abb. B.14: Material Bewehrung – Basiseinstellungen

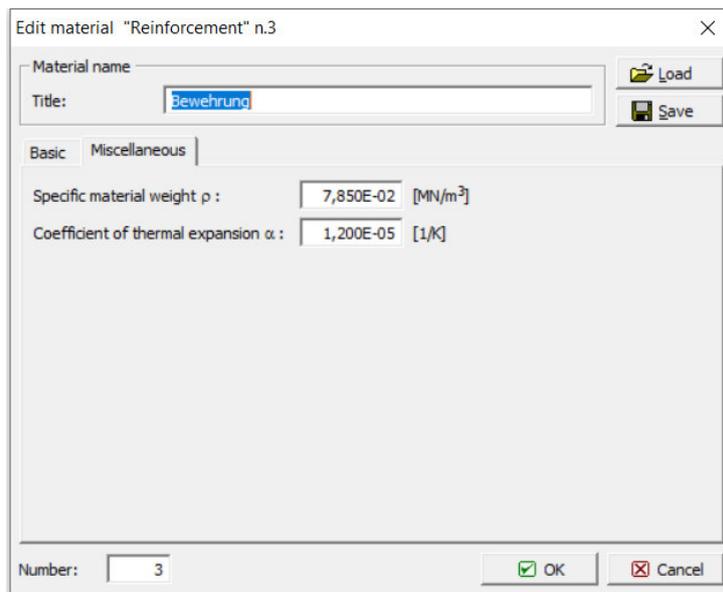


Abb. B.15: Material Bewehrung – weitere Einstellungen

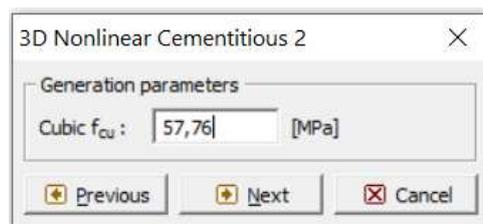


Abb. B.16: mittlere Würfeldruckfestigkeit 1. Betonschicht (=Fertigteilbeton)

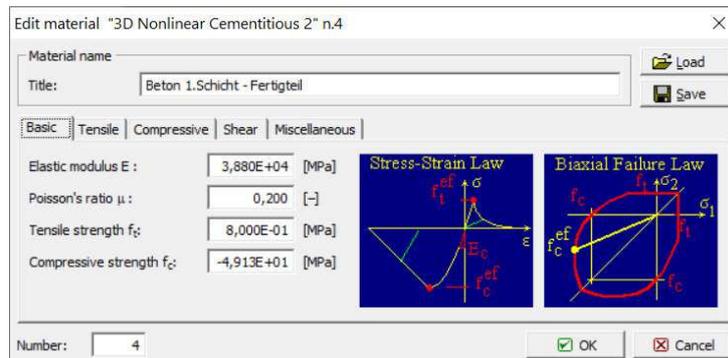


Abb. B.17: Material 1. Betonschicht – Basiseinstellungen

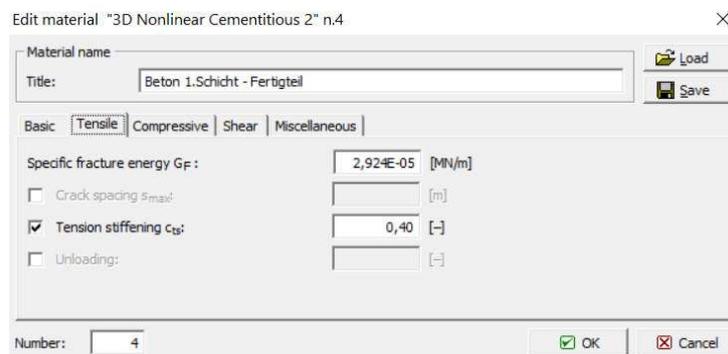


Abb. B.18: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug

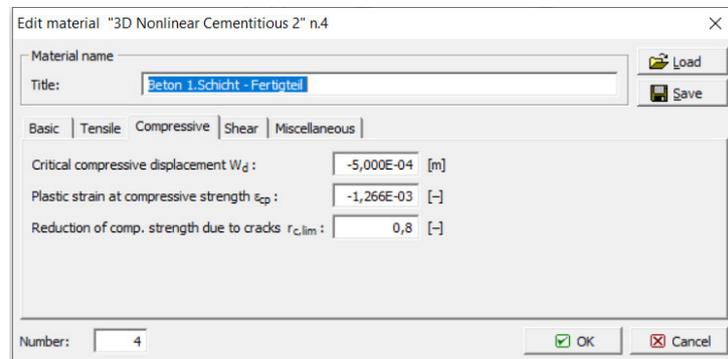


Abb. B.19: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Druck

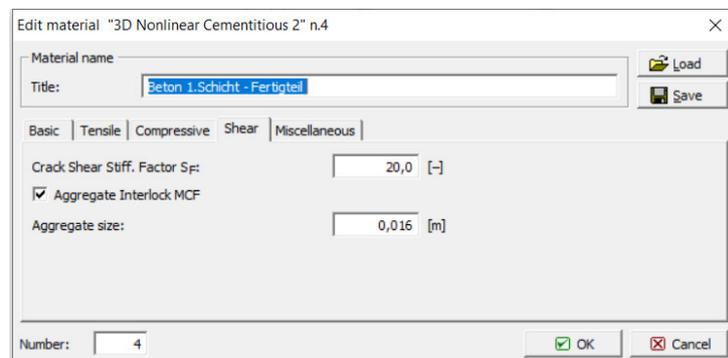


Abb. B.20: Material 1. Betonschicht - Einstellungen Schub

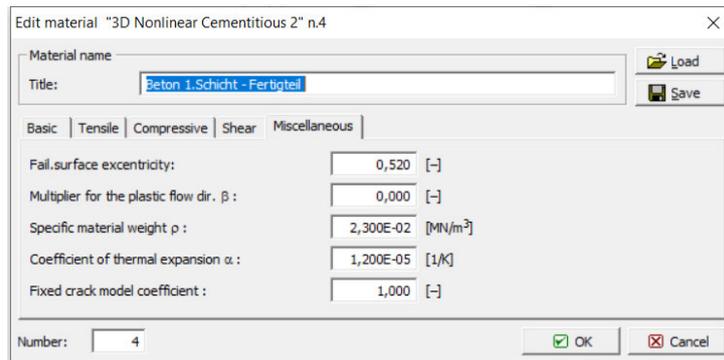


Abb. B.21: Material 1. Betonschicht – weitere Einstellungen

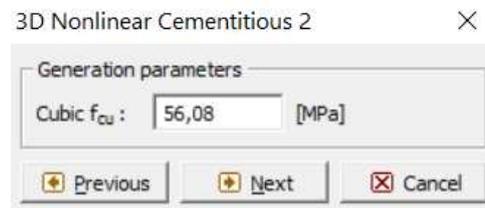


Abb. B.22: mittlere Würfeldruckfestigkeit 2. Betonschicht (=Aufbeton)

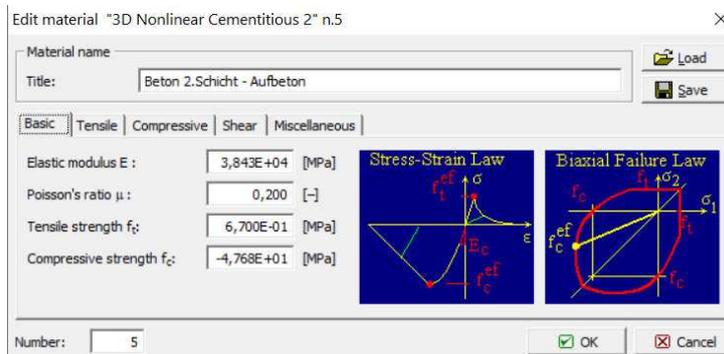


Abb. B.23: Material 2. Betonschicht – Basiseinstellungen

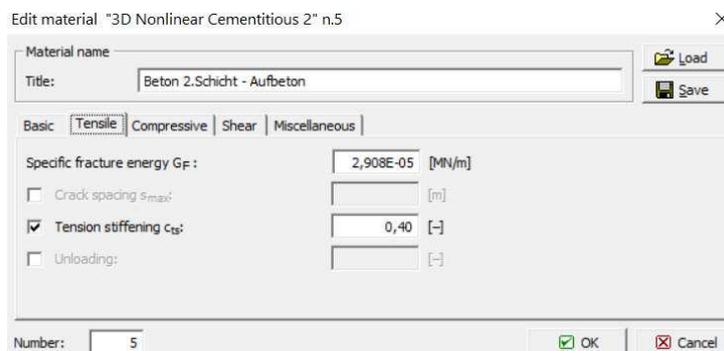


Abb. B.24: Material 1. Betonschicht – Einstellungen Zug

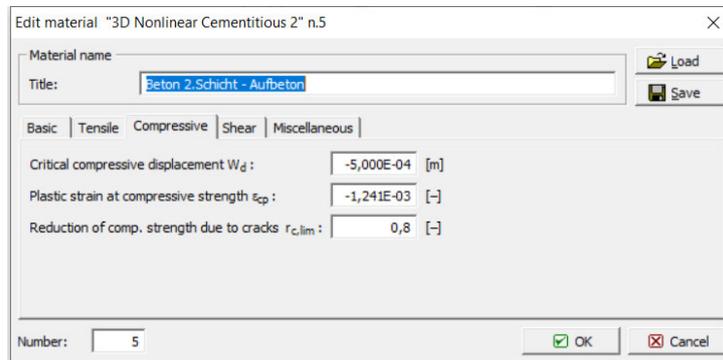


Abb. B.25: Material 2. Betonschicht – Einstellungen Druck

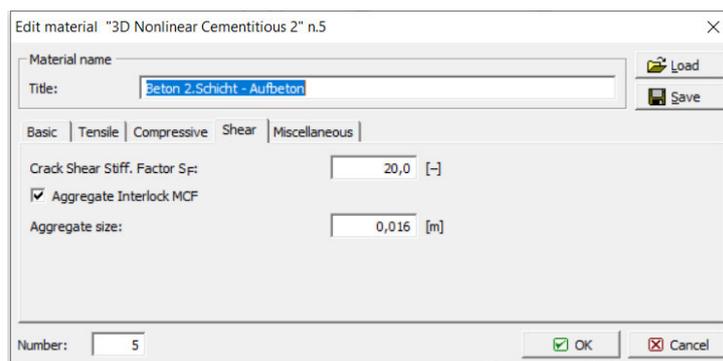


Abb. B.26: Material 2. Betonschicht – Einstellungen Schub

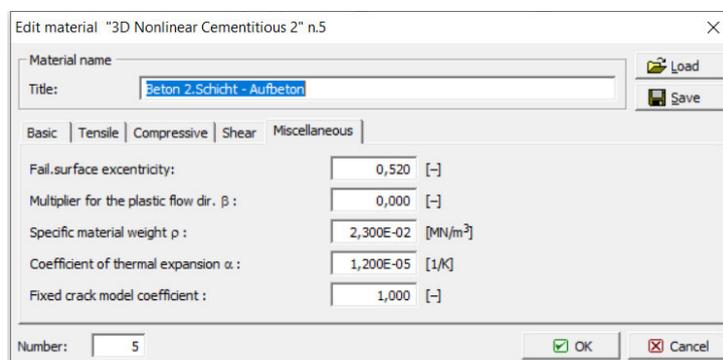


Abb. B.27: Material 2. Betonschicht – weitere Einstellungen

B.3 Kontaktflächen

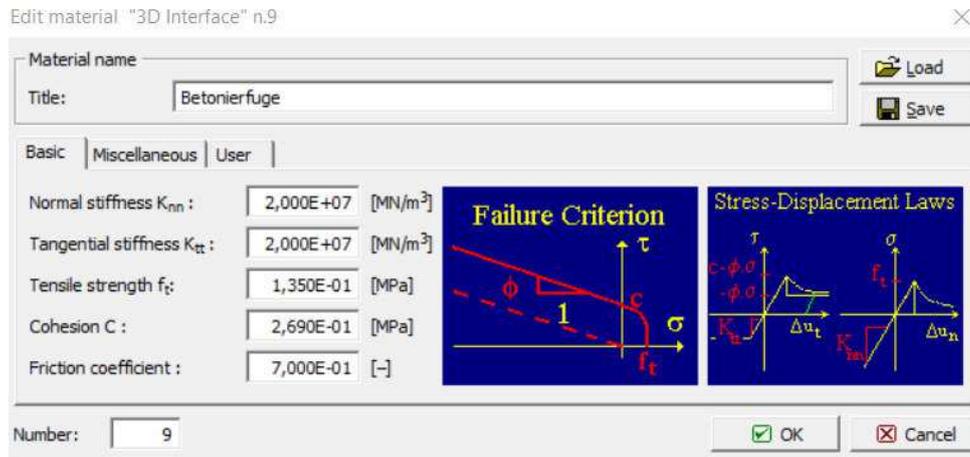


Abb. B.28: Parameter der Betonierfuge – Basiseinstellungen

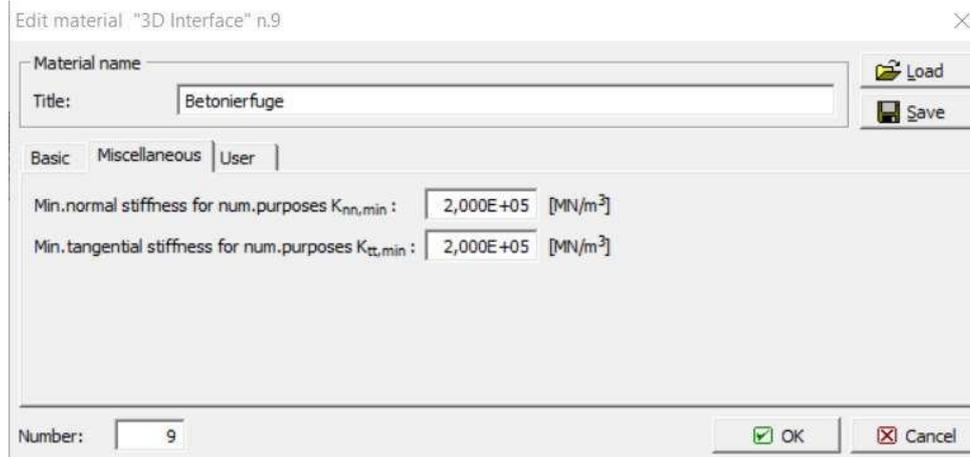


Abb. B.29: Parameter der Betonierfuge – weitere Einstellungen

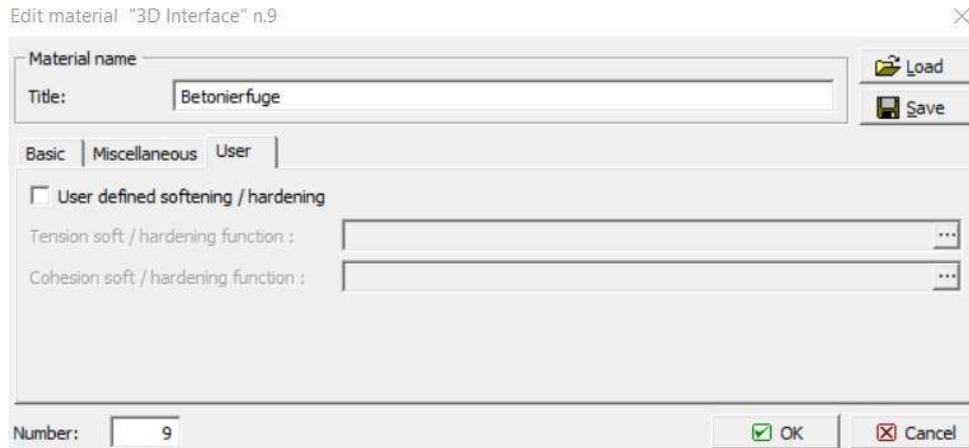


Abb. B.30: Parameter der Betonierfuge – Verfestigung bzw. Entfestigung

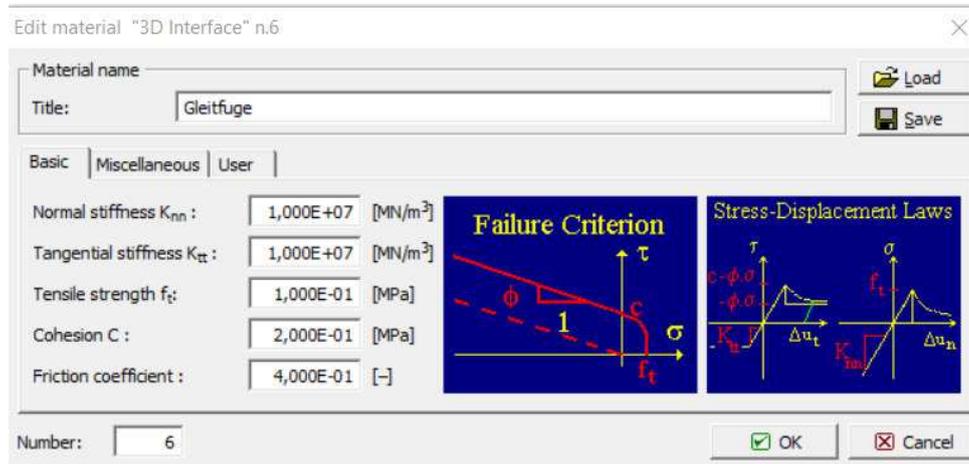


Abb. B.31: Parameter der Gleitfuge – Basiseinstellungen

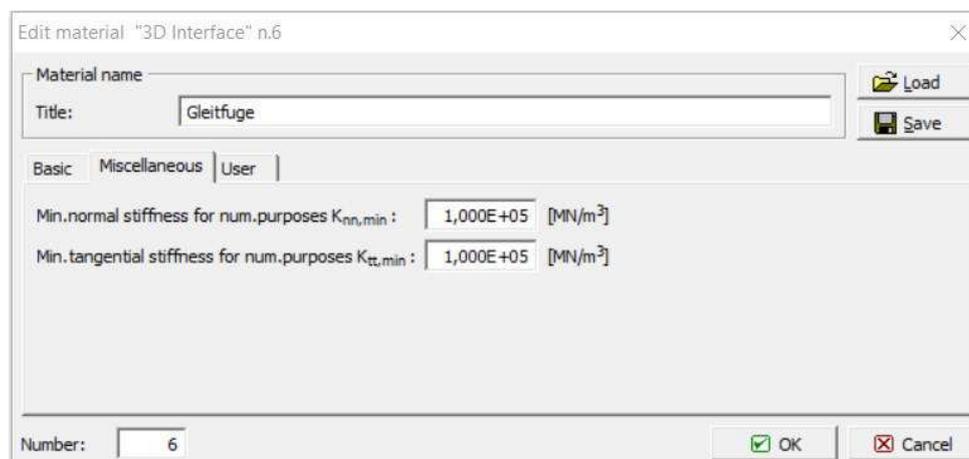


Abb. B.32: Parameter der Gleitfuge – weitere Einstellungen

B.4 Bewehrung

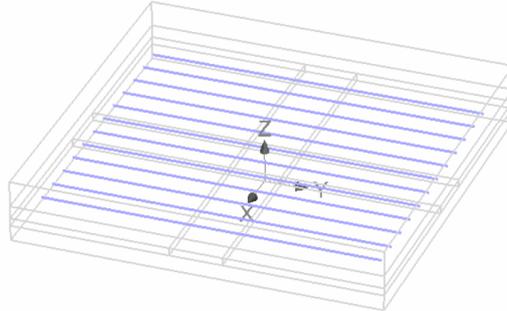


Abb. B.33: Modell – untere Bewehrungslage

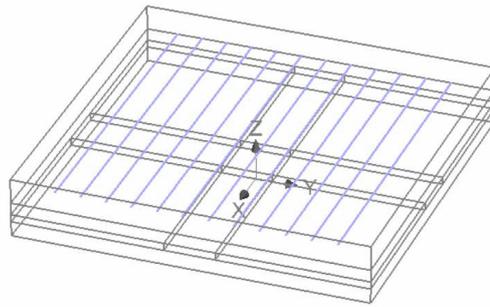


Abb. B.34: Modell – obere Bewehrungslage

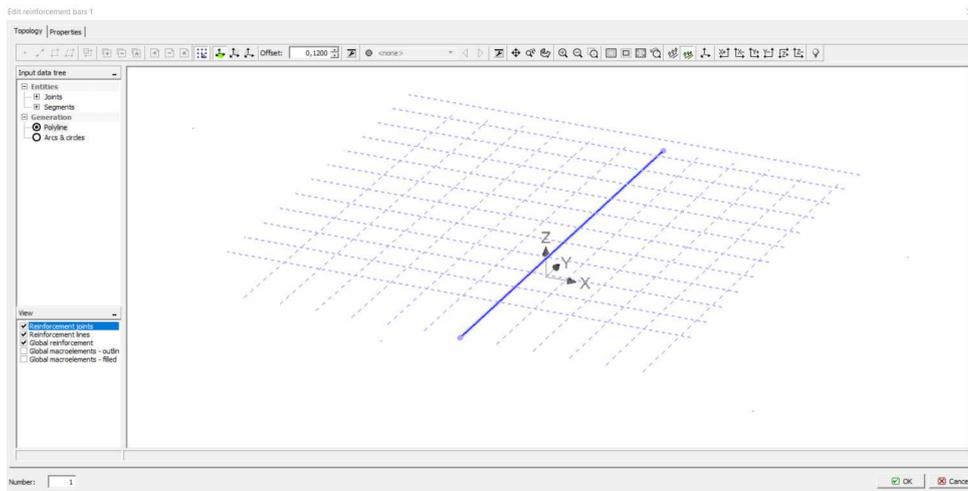


Abb. B.35: Eingabe der diskreten Bewehrung

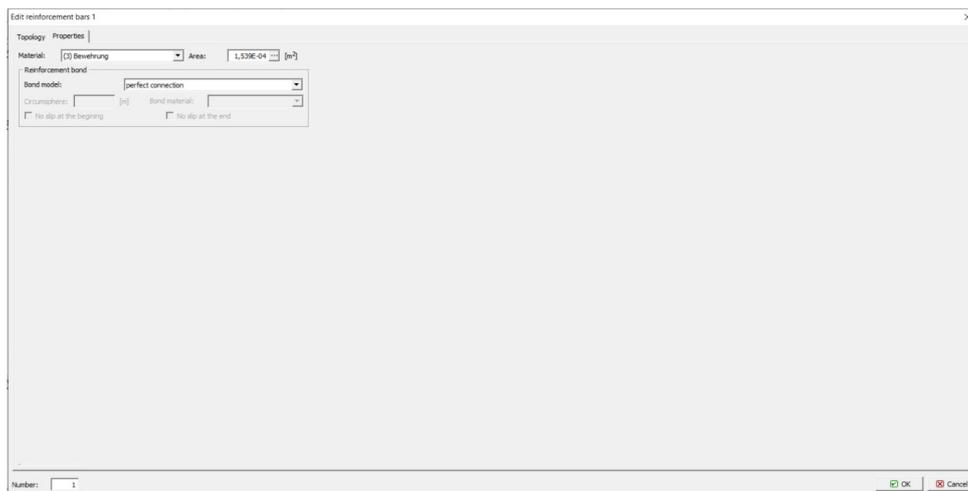


Abb. B.36: Diskrete Bewehrung – Einstellungsmöglichkeiten

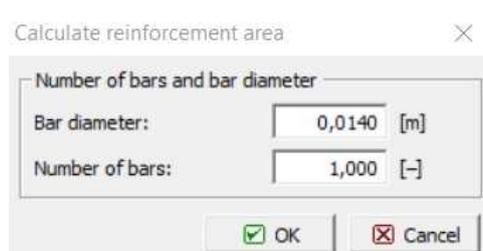


Abb. B.37: Eingabe des Querschnitts

B.5 Lagerung

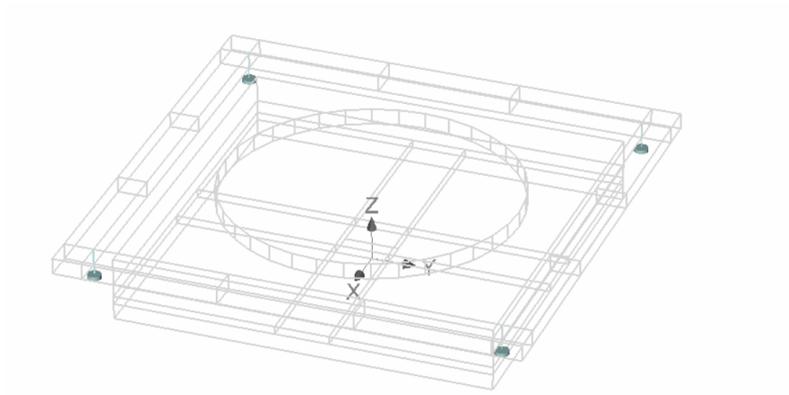


Abb. B.38: starre vertikale Auflagerpunkte

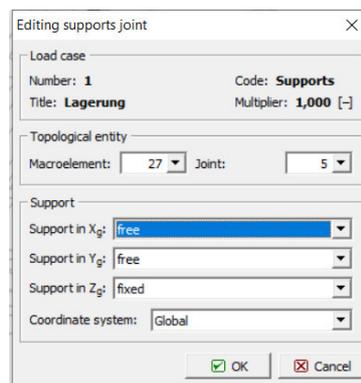


Abb. B.39: Definition eines Auflagerpunktes

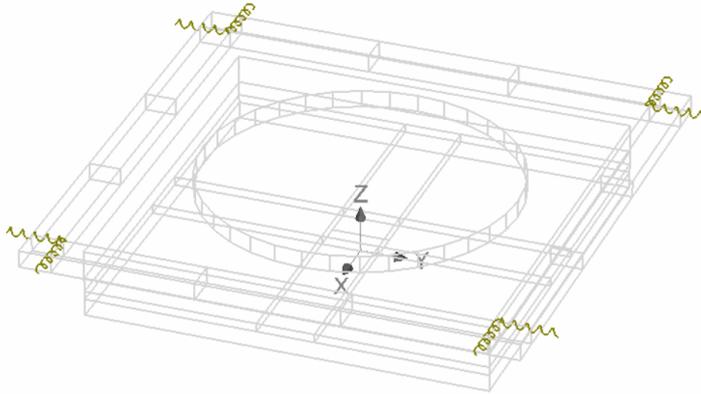


Abb. B.40: horizontale Feder – Übersicht

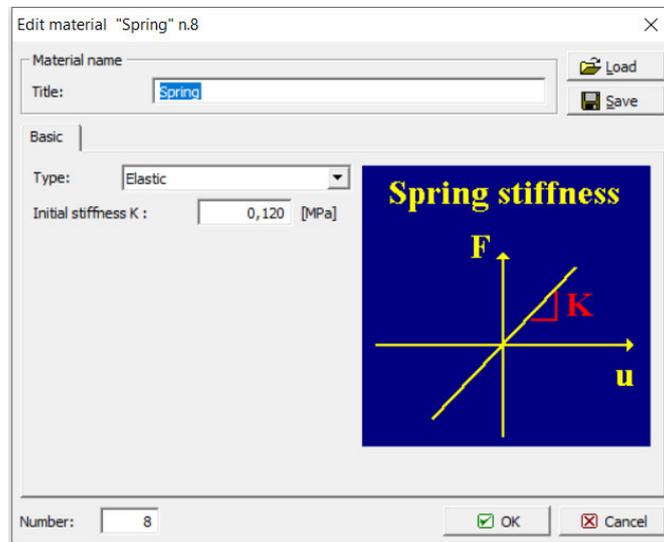


Abb. B.41: horizontale Feder – Materialmodell

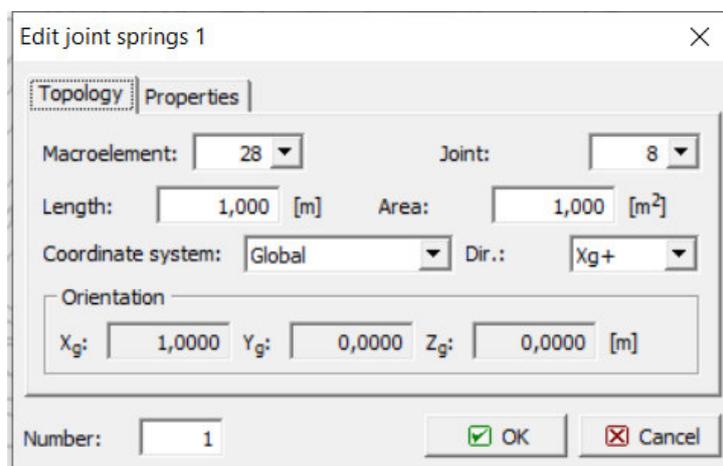


Abb. B.42: horizontale Feder – Einstellungen

B.6 Lastfälle

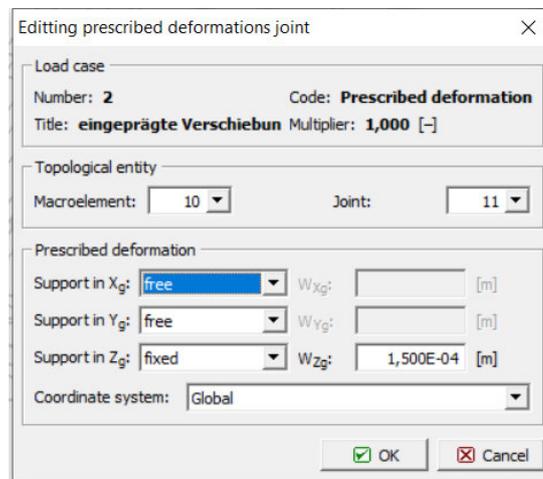


Abb. B.43: Lastfall 2: Einstellungen der eingepägten Verschiebung

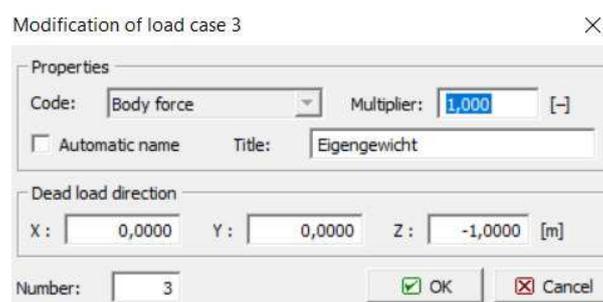


Abb. B.44: Lastfall 3: Einstellungen

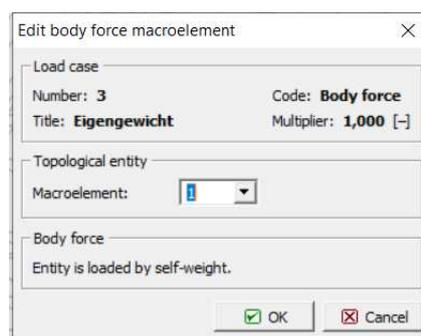


Abb. B.45: Lastfall 3: Auswahl eines Makroelements

B.7 Berechnung

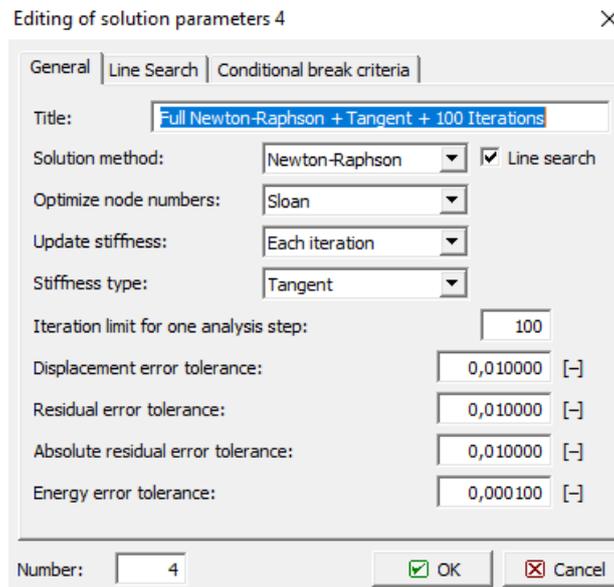


Abb. B.46: Berechnungseinstellungen – Allgemein

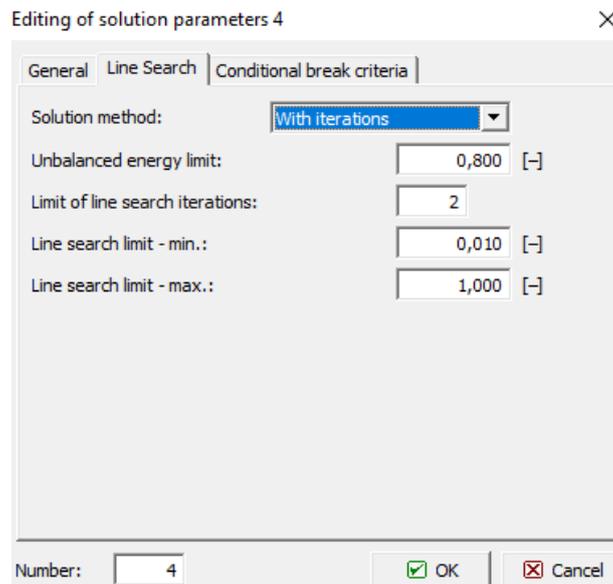


Abb. B.47: Berechnungseinstellungen – Line Search

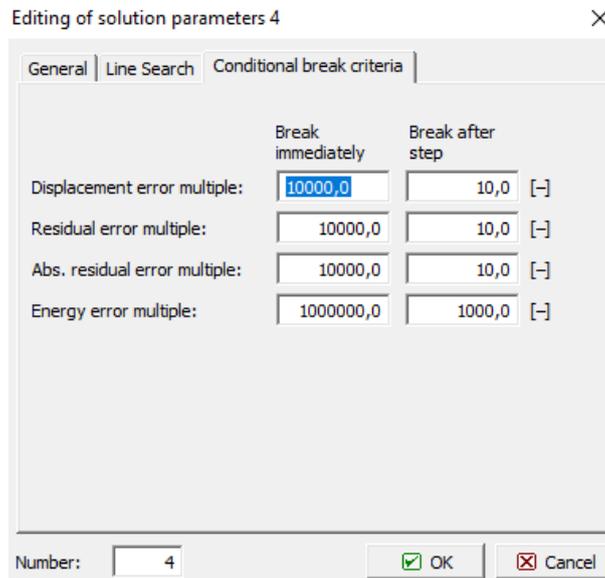


Abb. B.48: Berechnungseinstellungen – Abbruchkriterien

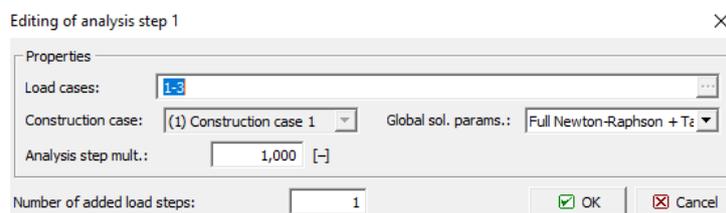


Abb. B.49: Berechnungsschritt 1

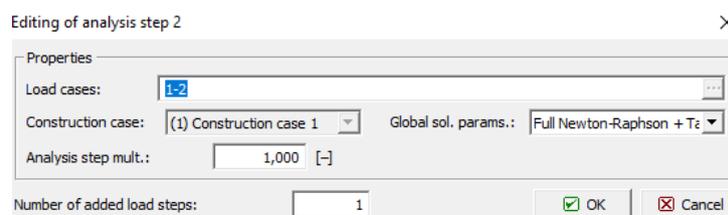


Abb. B.50: Berechnungsschritt 2 und darauf folgende Berechnungsschritte

B.8 Messpunkte

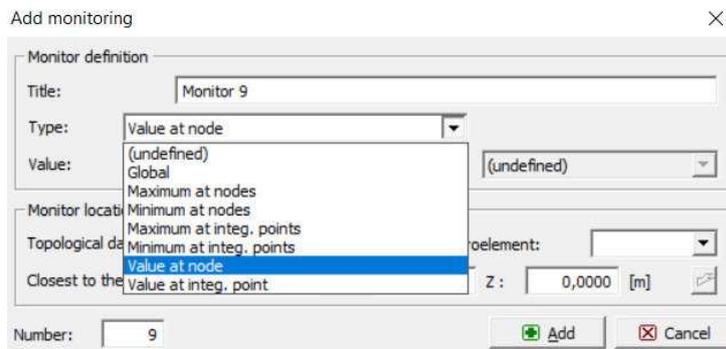


Abb. B.51: Definition der Messpunkte – Auswahl Typ

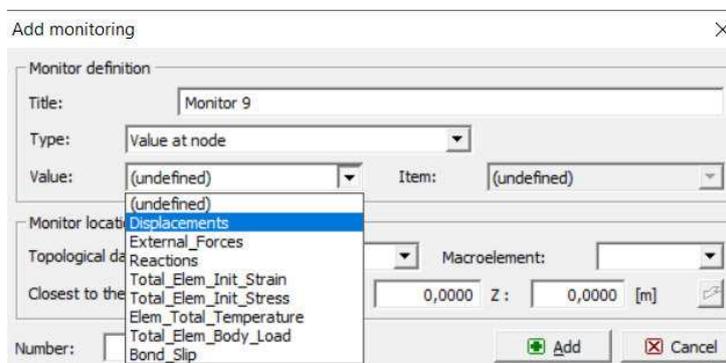


Abb. B.52: Definition der Messpunkte – Auswahl Wert

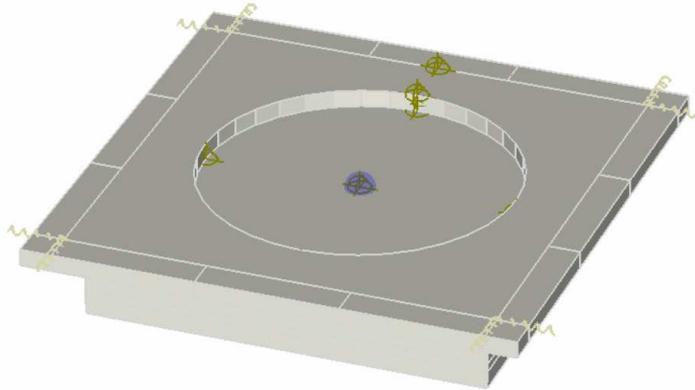


Abb. B.53: Übersicht der Messpunkte

Editing of monitor 2

Monitor definition

Title:

Type:

Value: Item:

Monitor location

Topological data: Macroelement:

Closest to the point: X: Y: Z: [m]

Number:

OK Cancel

Abb. B.54: Definition Messpunkt – Verschiebungsmessung

Editing of monitor 1

Monitor definition

Title:

Type:

Value: Item:

Monitor location

Topological data: Macroelement:

Closest to the point: X: Y: Z: [m]

Number:

OK Cancel

Abb. B.55: Definition Messpunkt – Kraftmessung

B.9 FE-Netz

Global element size: 0,0400 [m] <input type="checkbox"/> Edit		Number of 3D elements : 22304			
Group	Generate	State	Generator	Elements	
1	<input type="checkbox"/> No	Generated	T3D	linear	
2	<input type="checkbox"/> No	Generated	T3D	linear	
3	<input type="checkbox"/> No	Generated	T3D	quadratic	
4	<input type="checkbox"/> No	Generated	T3D	linear	
5	<input type="checkbox"/> No	Generated	T3D	linear	

Abb. B.56: FE-Netz – globale Einstellungen

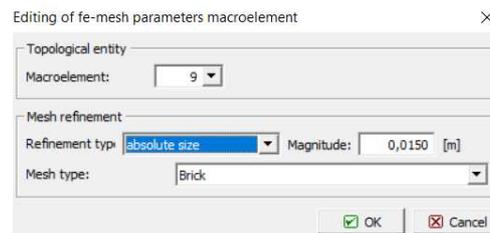


Abb. B.57: FE-Netzverdichtung

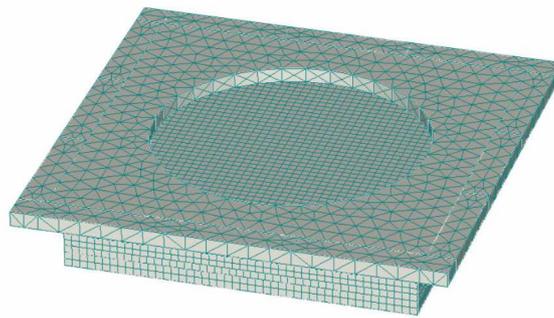


Abb. B.58: Darstellung FE-Netz – Gesamtmodell

Anhang C

Abschätzung der Biegetragfähigkeit im Bauzustand

Für die Abschätzung der Biegetragfähigkeit wird die Geometrie und die vorhandene Bewehrung analog zu den Versuchskörpern herangezogen. Es ist daher für jede der beiden Richtungen eine Bewehrungslage vorhanden. Mit dieser Bewehrung wurde der maximale Momentenwiderstand sowohl für das Feld- als auch für das Stützmoment für jede der beiden Richtungen ermittelt. Mit der Software RFEM von Dlubal wurde ein Ausschnitt der Platte modelliert. Dabei wurden die Abhängepunkte mittels Flächenlager modelliert. Der Abstand der Abhängepunkte wurde solange variiert, bis die Schnittgrößen kleiner als die ermittelten Momentenwiderstände waren.

C.1 Ermittlung der Momentenwiderstände

Die Ermittlung der Momentenwiderstände wurde gemäß *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 1* [11] durchgeführt. Es wurden dabei die Formeln für das Parabel-Rechteck-Diagramm bei einer Betonstauchung von 3,5 ‰ angewendet. Für die Berechnung wurde ein Querschnitt mit einer Breite von 100 cm und einer Höhe von 12 cm betrachtet. Die Betonfestigkeit wurde mit C 25/30 gewählt. Somit beträgt die charakteristische Würfeldruckfestigkeit f_{ck} 3,0 kN/cm². Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c beträgt 1,5. Die charakteristische Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} beträgt 55,0 kN/cm² (Bewehrung B550B). Der Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsseisen γ_s beträgt 1,15. Die Querschnitte sowie die Lage der Bewehrung sind sowohl für $m_{x,Rd}$, als auch für $m_{y,Rd}$ in Abb. C.1 dargestellt. Der innere Hebelsarm d beträgt für das maximale Feldmoment $m_{x,Rd}$ 3,2 cm. Für das maximale Stützmoment $m_{x,Rd}$ beträgt der innere Hebelsarm d 8,8 cm. Der innere Hebelsarm d beträgt für das maximale Feldmoment $m_{y,Rd}$ 8,2 cm. Für das maximale Stützmoment $m_{y,Rd}$ beträgt der innere Hebelsarm d 3,8 cm. Die Bewehrungsfläche A_{s1} beträgt bei Ø 10/10 7,85 cm²/m. Die Bewehrungsfläche A_{s1} beträgt bei Ø 14/5 30,78 cm²/m.

Die Berechnung der Momentenwiderstände erfolgt nach den Gleichungen (C.1)–(C.3). Da der innere Hebelsarm mit 3,2 cm bzw. 3,8 cm sehr gering ist, ist hier die Höhe der Druckzone durch x_{lim} begrenzt. Eine Erhöhung der Bewehrung hat keinen Einfluss auf das aufnehmbare Moment.

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{0.8095 \cdot b \cdot f_{cd}} \leq x_{lim} \quad (C.1)$$

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} \quad (C.2)$$

$$m_{Rd} = 0.8095 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4160 \cdot x) \quad (C.3)$$

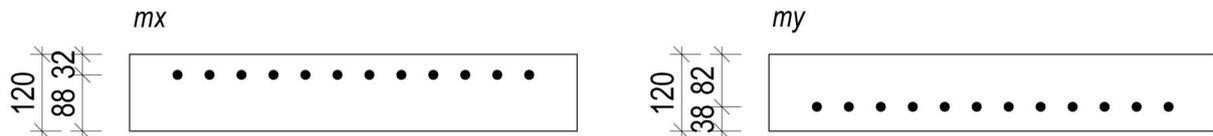


Abb. C.1: Querschnitte zur Ermittlung der Momentenwiderstände

In Tabelle C.1 sind die Bemessungswerte der Momentenwiderstände m_x dargestellt.

Tab. C.1: Momentenwiderstände $m_{x,Rd}$

Bewehrung	max. Feldmoment [kNm/m]	max. Stützmoment [kNm/m]
Ø 10/10	6.2	-28,70
Ø 14/5	6.2	-46.7

In Tabelle C.2 sind die Bemessungswerte der Momentenwiderstände m_y dargestellt.

Tab. C.2: Momentenwiderstände $m_{y,Rd}$

Bewehrung	max. Feldmoment [kNm/m]	max. Stützmoment [kNm/m]
Ø 10/10	26.4	-8.7
Ø 14/5	40.6	-8.7

C.2 Ermittlung der einwirkenden Bemessungsmomente

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit der Software RFEM [9]. Es wurde dazu die Mittelfeldplatte zwischen den Hauptträgern aus Stahl der Brücke modelliert. Die Hauptträger sind im RFEM-Modell als Linienlager modelliert. Die Platte ist 12 cm hoch und besteht aus dem Material C 25/30. Die Abhängepunkte wurden mittels Flächenlager mit Abmessungen von 10 cm mal 10 cm modelliert. Dies entspricht der Größe der Lasteinleitungsplatte.

In Abb. C.2 ist das baustatische Modell in RFEM mit einem Abstand der Abhängepunkte von 1,95 m abgebildet. Bei diesem Abstand sind die einwirkenden Bemessungswerte kleiner als die Momentenwiderstände.

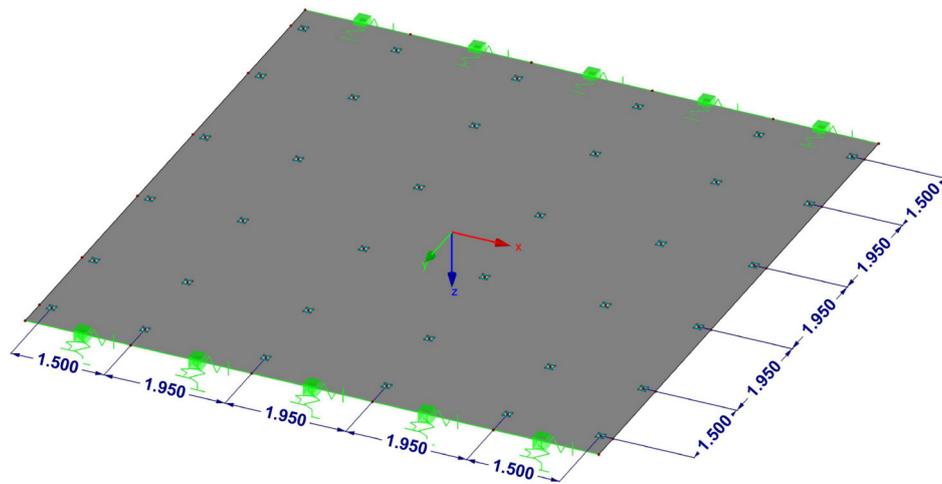


Abb. C.2: Übersicht der baustatischen Modellierung in RFEM bei $e=1,95$ m

Die Schnittgrößen m_x sind in Abb. C.3 abgebildet. Bei einem Abstand von der Abhängepunkte von 1,95 m ergibt sich ein maximales Feldmoment von 4,4 kNm/m und ein maximales Stützmoment von $-7,9$ kNm/m.

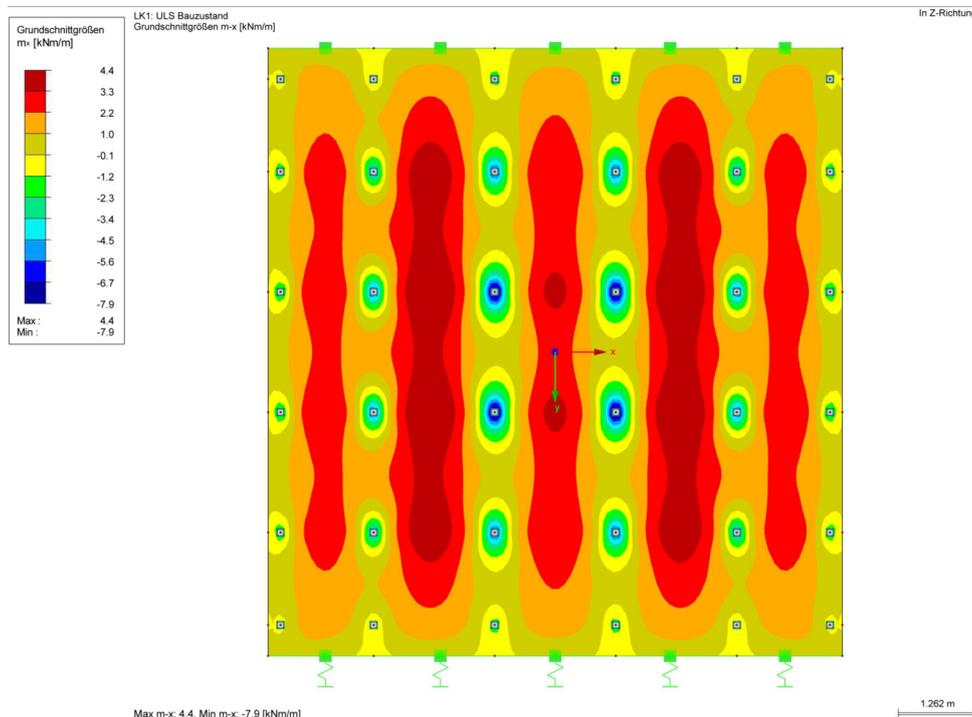


Abb. C.3: Bemessungsmomente m_x bei $e=1,95$ m

Die Schnittgrößen m_y sind in Abb. C.4 abgebildet. Bei einem Abstand von der Abhängepunkte von 1,95 m ergibt sich ein maximales Feldmoment von 5,2 kNm/m und ein maximales Stützmoment von $-7,8$ kNm/m.

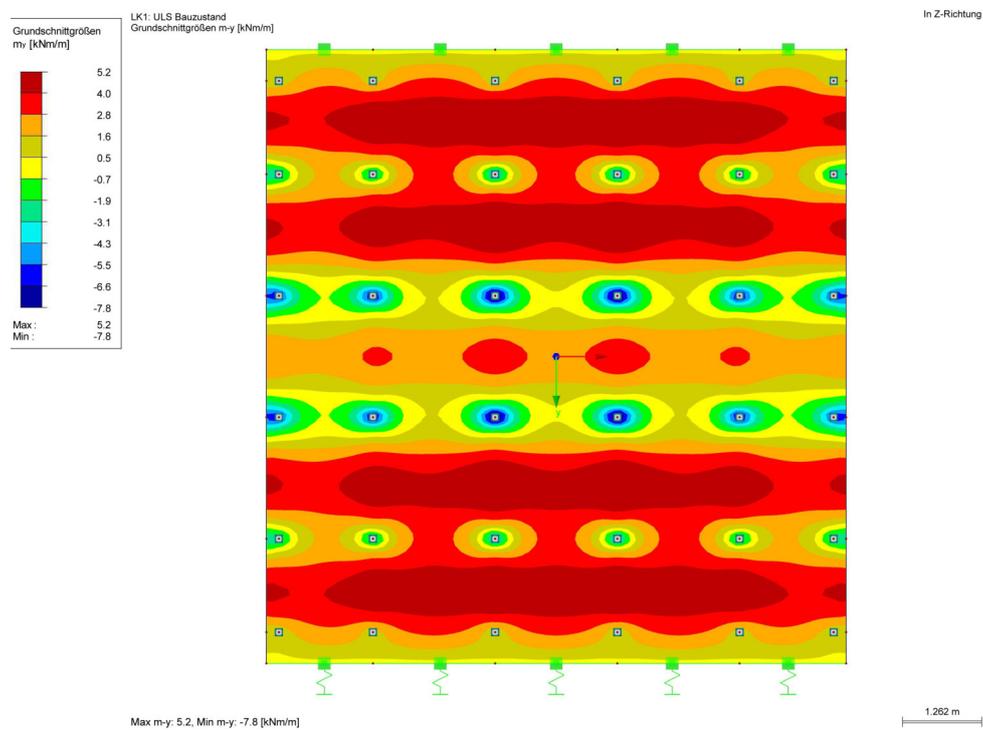


Abb. C.4: Bemessungsmomente m_y bei $e=1,95$ m