

Diploma Thesis

Numerical investigations on the introduction of post-tensioning forces in thin-walled concrete bridge segments

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

Diplomarbeit

Numerische Untersuchungen zur Einleitung von Vorspannkraften in dünnwandige Betonbrückensegmente

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

von

Dominik Hlavka, BSc

Matr.Nr.: 01607483

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. **Michael Rath, BSc**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/Stiege 2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im August 2023



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.

Dank

Die ersten Berührungen mit dem Bauingenieurwesen gab es im Jahr 2010. In diesem Jahr begann die schulische Ausbildung in der HTL Camillo Sitte mit dem Schwerpunkt Bautechnik - Tiefbau. Anschließend wurde im Jahr 2016 aufgrund dieser Ausbildung das Studium an der TU Wien begonnen. Der Werdegang muss im Zusammenhang mit dieser Arbeit hervorgehoben werden, da auch zahlreiche Freunde stets enge Wegbegleiter seit dem Jahr 2010 sind.

Ich möchte mich deswegen im ersten Schritt vor allem bei all jenen bedanken, die für die Aufrechterhaltung der Motivation als auch für die lustigen Momente in der Ausbildung verantwortlich waren. Gemeinsam wurden in den letzten 13 Jahren einige Hürden überwunden.

Ein weiterer nicht zu unterschätzender Faktor für meinen Werdegang ist meine Freundin, die mittlerweile meine Verlobte ist, sowie meine Familie. Ich möchte mich bei ihnen herzlich für ihre Geduld, die aufmunternden Worte und ihre bedingungslose Unterstützung bedanken.

Nicht zuletzt bin ich meinen beiden Arbeitgebern sehr dankbar. Dank ihrer Flexibilität konnte ich während meines Studiums nebenbei arbeiten und wertvolle praktische Erfahrungen im Bauingenieurwesen sammeln. Ihre Unterstützung war von hohem Wert und hat dazu beigetragen, dass ich mich persönlich und beruflich weiterentwickeln konnte.

Zu guter Letzt möchte ich mich bei meinem Betreuer für seine wertvollen Ratschläge und die kontinuierliche Unterstützung bedanken.



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

An der TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau, liegt ein Schwerpunkt auf der Konzipierung neuer Brückenbauverfahren, mit dem Ziel Zeit und Ressourcen zu sparen. Im Zuge der Forschung wurden auch Versuche im Labor durchgeführt, um Informationen zu detaillierten Frage- beziehungsweise Problemstellungen zu erlangen.

Im Jahr 2021 wurden Versuche durchgeführt, um neue Erkenntnisse zum Thema der Lasteinleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Platten zu gewinnen. Es erfolgte die Herstellung von sechs Versuchskörpern und in weiterer Folge eine Beanspruchung bis zum Versagen. In dieser Arbeit werden zunächst die in der Literatur vorhandenen Problemstellungen und Grundlagen festgehalten. Im zweiten Teil dieser Arbeit werden die Versuche und deren Ergebnisse dokumentiert, um eine Grundlage für die weiterführenden Untersuchungen zu schaffen. Im nächsten Schritt werden für drei Versuchskörper wirklichkeitsnahe Modelle, welche im Finite Elemente Programm ABAQUS modelliert wurden, vorgestellt. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung werden mit jenen aus den Versuchen verglichen. Hier wird das Tragverhalten, der Versagensmechanismus sowie die Beanspruchung der Verstärkungselemente beurteilt. Durch die Vergleiche kann gezeigt werden, dass die FE-Berechnung die Wirklichkeit abbildet.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Vergleichsrechnungen im Finite Elemente Programm konnten weiterführende Untersuchungen und Modifizierungen am Modell durchgeführt werden, um auf Veränderungen in der Wirklichkeit schließen zu können. Es erfolgen kleine Variantenstudien, wodurch lokale Einflüsse sowie die Notwendigkeit von Verstärkungselementen beurteilt werden können.

Nachdem die Geometrie der Lisenen im durchgeführten Versuch zu jenen im neueren Brückenbauverfahren abweichen kann, wurde ein bestehendes FE-Modell modifiziert. Dadurch konnten erste Erkenntnisse zum Tragverhalten der veränderten Geometrie festgehalten werden. Es erfolgte eine schrittweise Adaptierung, wodurch von den Ergebnissen des Versuchs über die Vergleichsrechnung auf das Verhalten des derzeit in der Forschung befindlichen Systems rückgeschlossen werden kann.



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 Institute of Structural Engineering at TU Wien, Research Department Reinforced Concrete and Solid Construction, conducts research aimed at developing innovative bridge construction methods that can optimize time and resource usage. To gain insight into specific queries and challenges, assessments were carried out in laboratory as part of research efforts.

In the year of 2021, a series of laboratory experiments were conducted to explore and acquire new insights into the subject of load introduction of post-tensioning forces in thin-walled slabs. For this purpose, six test specimens were created and subjected to increasing loads until they reached the point of failure. In the introduction chapter of this thesis, the problems and fundamentals available in the literature are recorded. In the second chapter the laboratory experiments and their results are documented in order to create a basis for further research. In the next step, three tests are examined, which were modelled realistically in the finite element program ABAQUS. The results of the numerical calculations are compared to those obtained from the experiments. In this chapter, the load-bearing behaviour, the failure mechanisms and the stress in the reinforcing elements are assessed. It is demonstrated through comparisons that the FE calculation represents the reality.

Further investigations and modifications could be conducted on the model to draw conclusions about real-world changes, based on the results obtained from the comparative calculation in the finite element program. Small-scale variant studies were performed to evaluate local influences and to determine the need for reinforcing elements. Due to the fact that the geometry of the blisters in the experiments deviates from that in the new bridge construction method, an existing FE model was modified. This enabled the initial observations regarding the load-bearing behavior of the modified geometry to be documented. An incremental adjustment process occurs, utilizing the test results to derive insights into the behavior of the system under investigation through the comparative calculation.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Brückenbauverfahren	10
1.1.1	Stand der Technik - Brückenbauverfahren Spannbeton	10
1.1.2	Brückenklappverfahren	11
1.1.3	Brückenbau mit dünnwandigen Betonhalbfertigteilen	12
1.1.4	LT-Brückenbauverfahren	14
1.2	Externe Vorspannung	15
1.2.1	Stand der Technik	15
1.2.2	Ecklisenen	16
2	Experimentelle Untersuchungen an der TU Wien	18
2.1	Geometrie, Herstellung und Material	19
2.1.1	Geometrie	19
2.1.2	Herstellung	19
2.1.3	Bewehrung	22
2.1.4	Material	23
2.2	Verstärkungselemente	24
2.2.1	Zugglieder	24
2.2.2	Druckglieder	25
2.3	Versuchsdurchführung	26
2.3.1	Monitoring	27
2.4	Versuchsergebnisse	28
2.4.1	Versuchskörper 1	29
2.4.2	Versuchskörper 2	32
2.4.3	Versuchskörper 3	34
2.5	Anmerkungen für die Finite Elemente Vergleichsrechnung	36
3	FE Untersuchungen	37
3.1	Allgemeine Modellierungsansätze	37
3.1.1	Bewehrung	38
3.1.2	Material	38
3.1.3	FE-Netz	46
3.1.4	Randbedingungen	49
3.2	FE-Berechnungsergebnisse	52
3.2.1	Versuchskörper 1	52
3.2.2	Versuchskörper 2	64
3.2.3	Versuchskörper 3	70
3.2.4	Übersicht FE-Vergleichsrechnung	76
4	Erweiterte FE Untersuchungen	78
4.1	Variation Lastangriff	78
4.2	Variation Zugglieder	80

4.3	Adaptierte Lisenengeometrie	83
4.3.1	Allgemeine Modellanpassungen	83
4.3.2	FE-Berechnungsergebnisse	86
4.3.3	Übersicht Berechnungen mit adaptierter Lisenengeometrie	96
	Conclusio und Ausblick	97
	Literatur	99

Kapitel 1

Einleitung

Ein Schwerpunkt des Forschungsbereichs Stahlbeton- und Massivbau am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien widmet sich der Herstellung beziehungsweise Errichtung und Montage von Brückentragwerken. In den letzten Jahren wurde vor allem dem Ressourcenverbrauch und der Bauzeit große Aufmerksamkeit geschenkt. Aus diesem Grund werden Lösungen erarbeitet, um die Bauzeit möglichst zu verkürzen, ressourcenoptimierte Tragwerke zu ermöglichen und den Einsatz von zusätzlichen Hilfskonstruktionen zu vermeiden (vgl. [1]). Insbesondere sind in den letzten Jahren das Brückenklappverfahren, die Segmentbauweise mit Betonhalbfertigteilen sowie das LT-Brückenbauverfahren hervorzuheben (vgl. [2]). Ein Fokus bei diesen Verfahren liegt auf der Verwendung von Halbfertigteilen und externen Spanngliedern.

In diesem Kapitel werden die einzelnen Verfahren und deren Weiterentwicklung kurz beschrieben, um die weiterführenden Versuche und Vergleichsrechnungen mit den in der Praxis erprobten beziehungsweise in der Forschung vorhandenen Brückenbauverfahren in Verbindung zu bringen.

Nachdem sich diese Arbeit nicht auf die globalen Komplikationen im Zusammenhang mit der Errichtung konzentriert, sondern einen Detailbereich der externen Vorspannung betrachtet, werden hierfür die Grundlagen und der Stand der Technik kurz erläutert.

1.1 Brückenbauverfahren

1.1.1 Stand der Technik - Brückenbauverfahren Spannbeton

Bereits in frühen Phasen eines Projekts sind die möglichen Bauverfahren zu integrieren. Zumal jedes Projekt aufgrund der topographischen Gegebenheiten individuell zu betrachten ist, müssen bei der Wahl der Tragstruktur die Möglichkeiten für die Montage berücksichtigt werden. Nachdem im Zuge des Bauverfahrens Belastungssituationen auftreten können, die zu keinem Zeitpunkt im Endzustand auftreten, kann eine Brückenplanung nur durch die vorzeitige Berücksichtigung der Montage zu einem wirtschaftlichen Projektergebnis führen (vgl. [3]).

Die Herstellung von Hohlkastenbrücken aus Spannbeton kann in Ortbeton oder mittels Fertigteilen erfolgen. Erfolgt die Herstellung durch Fertigteile, passiert dies durch Brückenträger (siehe Kapitel 1.1.4), die feldweise vorgefertigt werden, oder durch Segmente (siehe Kapitel 1.1.3). Bei der Segmentbauweise erfolgt eine Teilung der Brücke in Querrichtung. Die Fertigteile werden soweit vorgefertigt, dass eine sofortige Montage auf der Baustelle erfolgen kann. Die einzelnen querverlaufenden Fugen zwischen den Segmenten werden trocken ausgeführt oder beispielsweise mit Epoxidharz verklebt (vgl. [3]).

Grundsätzlich unterscheidet Geißler [3] folgende Bauverfahren:

- Taktschiebeverfahren
- Freivorbau
- Herstellung auf Gerüst (Ortbeton)

Taktschiebeverfahren

Das Taktschiebeverfahren wird bei mehrfeldrigen Brücken eingesetzt. Die Einzelstützweiten betragen circa 35 m bis 55 m, wodurch Längen von über 500 m überbrückt werden können. Im befestigten Bereich hinter dem Widerlager befindet sich der Taktkeller, wo die Abschnitte - auch Takt genannt - hergestellt und monolithisch an den vorhergehenden Takt anbetoniert werden. Danach erfolgt ein Verschiebung in Brückenlängsrichtung über die Pfeiler hinweg. Während dieser Herstellungsschritte erfährt der Querschnitt positive als auch negative Momente (vgl. [4]).

Freivorbau

In Bereichen mit Spannweiten von 70 m bis 250 m kommt das Freivorbauverfahren zum Einsatz. Hierbei wird von einem oder mehreren Pfeilern das Brückentragwerk in beide Richtungen nach dem Wagebalkenprinzip errichtet (vgl. [4]). Der Freivorbau ist bei Brückentragwerken in Ortbetonbauweise eine Schal-Konstruktion, die vom bestehenden Tragwerk auskragt und so die weitere Betonage ermöglicht. Wenn es sich um Fertigteilesegmente handelt, sind Hilfskonstruktionen (Versetztträger) oberhalb des Tragwerks vorgesehen, um die Segmente einheben zu können. Dieses Verfahren wird bei topographisch schwierigen Projektstandorten gewählt und ist durch die vorhandenen Freivorbauwägen in der zeitlichen Abwicklung limitiert.

Gerüste

Die Herstellung auf einem Traggerüst ist das bekannteste Verfahren. Das Gerüst trägt die Schalung und das Stahlbetongewicht bis zur Aushärtung. Bei Brückentragwerken, die zum Beispiel Täler überbrücken und so große lichte Höhen aufweisen, wird die Verwendung von Gerüsten dieser Art unwirtschaftlich. Neben der Anwendung von statischen Traggerüsten besteht die Möglichkeit der Nutzung von verschiebblichen Vorschubrüstungen. Hierbei handelt es sich um Montagehilfskonstruktion aus Stahl, die zum Beispiel auf Konsolen der Pfeiler aufliegen und über diese in Brückenlängsrichtung verschoben werden können. Durch dieses System wird eine verschiebbliche Schal-Konstruktion geschaffen, die auch bei großen Höhen ihre Anwendung findet (vgl. [4]).

1.1.2 Brückenklappverfahren

Beim Brückenklappverfahren handelt es sich um ein neues Brückenbauverfahren, bei dem die Errichtung nicht horizontal erfolgt, sondern vertikal und in weiterer Folge ausgeklappt wird. Dieses Verfahren wird mit der Funktionsweise eines Regenschirms verglichen (siehe Abb. 1.1). Es sind keine Traggerüste erforderlich. Gleichzeitig soll die Bauzeit weitestgehend verkürzt werden, weshalb bei diesem Verfahren Fertigteilelemente in Verwendung sind (siehe auch Abb. 1.2). Durch die Planung mit Fertigteilen kann das Gewicht für die Errichtung stark reduziert werden und die Schalung für spätere Arbeiten entfallen. Sowohl die Brückenträger als auch die Druckstreben werden aus Fertigteilen, die zu einem späteren Zeitpunkt mit Ortbeton ergänzt werden, hergestellt. Die vorhandenen Spannglieder, die für die Aufnahme der Zugkräfte bei der Montage erforderlich sind, weisen eine Exzentrizität zu den vorhandenen dünnwandigen Fertigteilen (70-120 mm) auf. Dieses Verfahren wurde bereits in der Praxis umgesetzt und überzeugt aufgrund der schnellen Montagezeit (vgl. [5]).

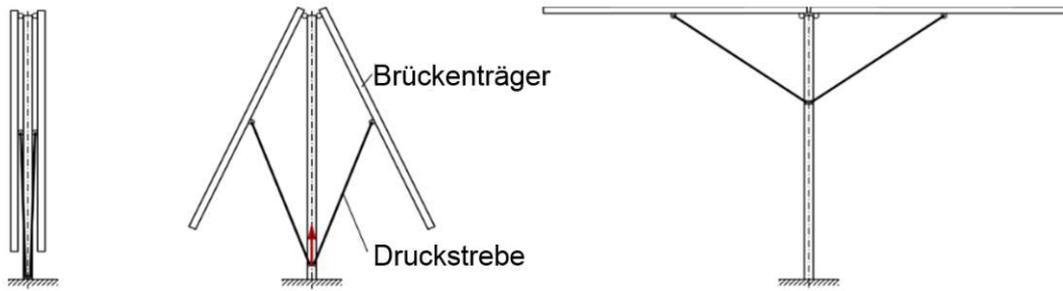


Abb. 1.1: Errichtungsphasen der Klappbrücke mit hohen Pfeilern entnommen von [2], ©Forschungsbereich Betonbau TU Wien



Abb. 1.2: U-förmiger Querschnitt eines Trägers, entnommen von [6], ©Forschungsbereich Betonbau TU Wien

1.1.3 Brückenbau mit dünnwandigen Betonhalbfertigteilen

Durch die Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen, wie bereits beim Klappverfahren oder weiterführend im LT-Verfahren gezeigt, wird das Eigengewicht bei der Montage deutlich reduziert. Zusammen mit dem Einsatz von externer Vorspannung können Hilfskonstruktionen für die Montage und der Einsatz von Geräten verringert werden. Um die Tragfähigkeit für die späteren, deutlich höheren Belastungen zu gewährleisten, werden die Fertigteile nach der abgeschlossenen Einrichtung durch Ortbeton ergänzt. Aufgrund dieser Ergänzungen entsteht für den Endzustand ein massiver Querschnitt, der abschließend nochmal vorgespannt wird.

Die Verwendung von vorgefertigten Bauelementen stammt ursprünglich aus dem Hochbau und wird dort bereits weitreichend eingesetzt. Im Brückenbau wurden dünnwandige Halbfertigteile zunächst bei Verbundbrücken vorgesehen. Dort fungiert die Fertigteilplatte als verlorene Schalung, die auf den Stahlträgern aufliegt (vgl. [3]).

Neben den Fertigteilen wird die Segmentbauweise in die neuen Brückenbauverfahren integriert. Durch die Unterteilung in kleinere Teile erfolgt eine Reduktion des Eigengewichts, weshalb für die Montage als auch für den Transport leichtere beziehungsweise kleinere Geräte erforderlich sind. Die einzelnen Segmente werden über Spannglieder miteinander verbunden. Diese sind planmäßig vorgespannt, weshalb große Kräfte exzentrisch in die dünnen Fertigteilplatten eingeleitet werden müssen (vgl. [1]).

Bei der Entwicklung neuer Verfahren sind bestimmte Teilbereiche, insbesondere Details, teilweise nicht durch die bestehende Literatur abgedeckt. Daher wurden Versuche (siehe Kapitel 2) durchgeführt und weiterführende FE-Analysen (siehe Kapitel 3) vorgesehen, um das Tragverhalten von neuen Systemen bewerten und weiterentwickeln zu können.

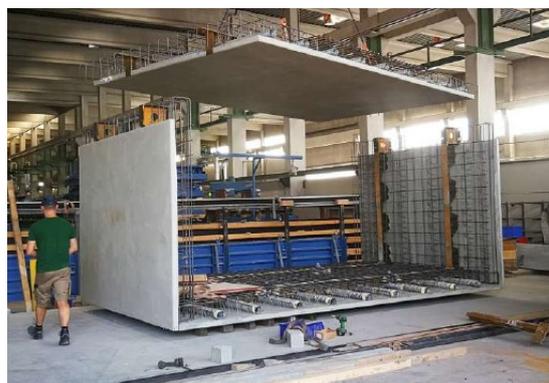
Bereits in [1] widmet man sich drei Zielen:

- Vereinfachung des Transportes, durch die Implementierung von Querrahmen [7]
- Schubkraftübertragung in Längs- und Querrichtung
- Ortbetonergänzung für Fertigteile - Einschalige Halbfertigteilwände

In [7] wird ein System für größere Spannweiten behandelt. Hierfür wurden Prototypen (Abb. 1.3a) erstellt, die aus dünnwandigen Betonplatten und integrierten Stahlträgern bestehen. Die Stahlträger dienen dem Verbund zwischen Boden- und Stegplatten und bilden einen Stahlrahmen im Brückenquerschnitt. Die Stahlbauteile sind kraftschlüssig mit den daran angrenzenden, dünnwandigen Fertigteilplatten verbunden.



(a) Brückensegment - Träger im Versuch, entnommen von [2]



(b) Brückensegment - Träger mit Stahlrahmen, entnommen von [7]

Abb. 1.3: Betonhalbfertigteile, ©Forschungsbereich Betonbau TU Wien

Aufgrund des geringen Eigengewichts der Halbfertigteilelemente bringt dieses System viele Vorteile bei der Montage mit sich. So ist zum Beispiel eine rasche Abwicklung sowie ein einfacher Transport gewährleistet. Die Einzelteile können ohne den Einsatz von schweren Geräten oder Sondertransporten zur Baustelle gebracht und dort mit Hilfe der vorhandenen Stahlrahmen zusammenbaut werden.

Dieses neue System wurde durch die österreichische Forschungsgesellschaft FFG gefördert.

Im Zuge dieser Forschungstätigkeiten wurden die Versuche aus Kapitel 2 durchgeführt, welche die Grundlage für alle weiterführenden Überlegungen und Untersuchungen in dieser Arbeit sind.

1.1.4 LT-Brückenbauverfahren

Aufbauend auf den Forschungsarbeiten zum Brückenklappenverfahren und dem Einsatz von dünnwandigen Betonhalbfertigteilen, wird derzeit ein neues Brückenverfahren entwickelt. Die LT-Brücke setzt sich aus dünnwandigen, längsorientierten Fertigteil-Hohlkästen, querorientierten Fertigteil-Deckenelementen und Ortbetoneergänzungen zusammen. Der Name ist auf die Kombination der längsorientierten Hohlkastenträger (L) mit den transversal spannenden Deckplatten inklusive Querträger (T) zurückzuführen (vgl. [8]).

Es sind Spannweiten von 30 m bis 60 m mit diesem System möglich. Bei der Aneinanderreihung von mehreren Längsträgern erfolgt die Verbindung durch Spannglieder. Grundsätzlich wird dieses System bei mehrfeldrigen Brückentragwerken herangezogen. Nachdem diese Kästen nicht nachträglich mit Beton verfüllt werden, ist die erforderliche Betonkubatur geringer als beim Brückenklappverfahren.

Um Sondertransporte zu vermeiden, werden die Längsträger segmentweise auf die Baustelle gebracht und dort durch eine Betonschicht im Bereich der Bodenplatte miteinander verbunden. In dieser zusätzlichen Ortbetonschicht sind auch die Spannglieder vorgesehen.

Nachdem die Längsträger aus Fertigteilen bestehen, werden diese im Ganzen versetzt. Dies geschieht durch ein Vorbaugerüst, das sich oberhalb der Tragstruktur befindet und auf den Pfeilern auflagert, oder durch eine Kranmontage.

Die Fertigteilplatte besteht aus zwei oder drei Plattenelementen und zwei Querträgern, die eine Verbindung der Platten gewährleisten. Nachdem die Fertigteilplatte auf den Längsträgern aufgelagert wurde, sind in weiterer Folge lediglich Betonierarbeiten im Deckplattenbereich erforderlich. Dort ist der Großteil der Bewehrung bereits in den Fertigteilen inkludiert. Es sind lediglich die oberliegenden Bewehrungslagen in der Platte auf der Baustelle zu ergänzen (vgl. [6]).



(a) LT-Fertigteilplatte (T), entnommen von [6]



(b) LT-Hohlkastenträger (L), entnommen von [8]

Abb. 1.4: LT-Brückenbauverfahren, ©Forschungsbereich Betonbau TU Wien

Im Vergleich zur vorher erwähnten Bauweise mit U-förmigen Segmenten kommt es bei diesem Verfahren zu deutlich weniger Fugen und einem reduzierten Materialeinsatz.

Dieses Verfahren wurde bereits in der Praxis angewendet und zeichnet sich durch seine schnelle Montage aus (vgl. [6]).

1.2 Externe Vorspannung

1.2.1 Stand der Technik

Externe Vorspannung findet ihre Anwendung vor allem bei Hohlkastenbrücken. In Deutschland wurde diese im Jahr 1998 als Regelbauweise für das Bundesfernstraßennetz definiert (vgl. [9]). Wie bereits in Kapitel 1.1 ersichtlich, werden externe Vorspannungen vor allem im Segmentbrückenbau aber auch bei der nachträglichen Verstärkung von Tragwerken eingesetzt.

Beim Spannstahl handelt es sich um Litzen, Drähte oder Stäbe. Bei externen Vorspannungen wird häufig auf Monolitzen zurückgegriffen. Hier weisen die Einzellitzen einen Schutzmantel aus HDPE (High Density Polyethylen) auf, der mit Korrosionsschutzfett oder -wachs verfüllt wird. Es besteht auch die Möglichkeit mehrere Monolitzen im Verband - sogenannte Monolitzenbänder - anzuordnen, die durch einen weiteren Schutzmantel vor mechanischen Schädigungen geschützt sind (vgl. [10]).

Ein besonderes Augenmerk bei externen Vorspannungen liegt auf den Verankerungs- und Umlenkstellen. An diesen Stellen werden große Kräfte in die schlanken Platten der Hohlkästen geleitet, wodurch es zu hohen lokalen Beanspruchungen kommt. Neuser [11] beschäftigte sich in seiner Dissertation (2003) intensiv mit der Einleitung von Kräften aus externen Vorspannungen und verweist darauf, dass das Tragverhalten von Verankerungs- und Umlenkstellen weitgehend ungeklärt ist. In seiner Arbeit hat er sich mit der Entwicklung von einfachen Berechnungsmodellen für diese Details beschäftigt.

Im Zuge einer Vorspannung ist eine Kraftübertragung vom Spannstahl auf die Verankerungskonstruktion und weiter in den Querschnitt erforderlich. Die Kraftübertragung vom Spannglied auf die Verankerungskonstruktion unterscheidet sich gemäß [11] folgendermaßen:

- Litzen: Keile, die in einem Ankerkörper in konischen Bohrungen gehalten werden und die Kraft auf die Ankerplatte weitergeben (Abb. 1.5)
- Drähte: Es sind kalt aufgestauchte Köpfe an den Enden der Drähte vorhanden, die die Kraft auf die Ankerkörper / Ankerplatte übertragen
- Stäbe: Hier werden aufgedrehte Muttern vorgesehen

Die Einleitung der Kräfte aus der Verankerungskonstruktion in den Regelquerschnitt der Hohlkästen erfolgt durch folgende mögliche Konstruktionsarten (vgl. [11]):

- Rahmen (Verbindung von Steg-, Boden- und Fahrbahnplatte) - Querscheiben
- Konsolen - Lisenen in Ecken oder an Platten
- Träger - Anordnung von trägerartigen Verstärkungen im Bereich der Boden- oder Fahrbahnplatte

Bei der Bemessung von Verankerungskonstruktionen werden grundsätzlich die Bemessungsmodelle beziehungsweise Stabwerkmodelle für gewöhnliche Konsolen herangezogen. Jedoch betonte Neuser [11], dass diese Ansätze eine unzureichende Beschreibung der Krafteinleitung von externen Spanngliedern mit sich bringen.

Nachdem in dieser Arbeit der Schwerpunkt auf der Lasteinleitung von Ecklisenen in dünnwandige Platten liegt, erfolgt eine detaillierte Betrachtung dieser Verankerungskonstruktionen.

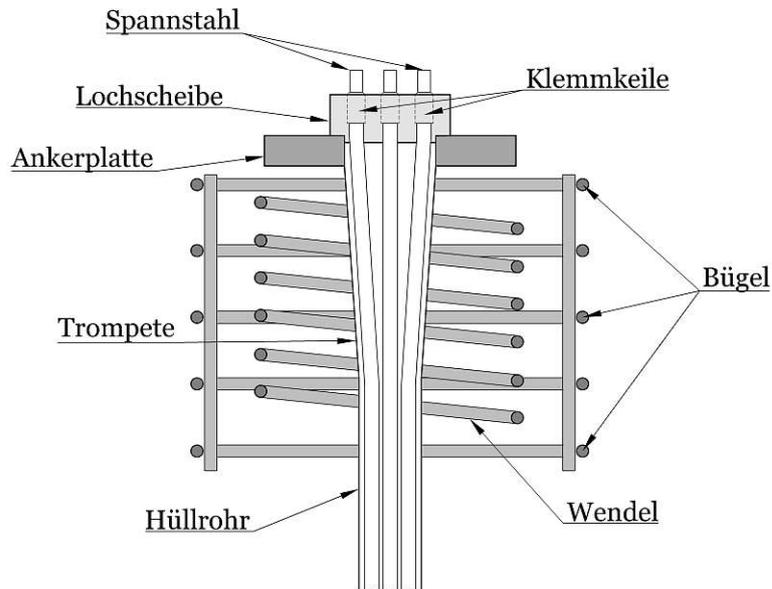


Abb. 1.5: Verankerungsbereich von Spanngliedern, in Anlehnung an [10]

1.2.2 Ecklisenen

Bereits in [11] wird der Einfluss der Lisenengeometrie analysiert. Es wurden bestehende Bemessungsmodelle verglichen und die Problemstellen bei den einzelnen Ingenieurmodellen aufgezeigt. Während bei manchen Modellen die Beanspruchungen von einzelnen Querschnittselementen nicht inkludiert sind und für andere Bauteile deutlich zu hohe Bewehrungsmengen berechnet werden, wurden vor allem die Druckstrebenwinkel in den Modellen als unrealistisch betrachtet.

Bereits in Kapitel 1.1 ist ersichtlich, dass verschiedene Lisenengeometrien in der Praxis vorgesehen sind. Während bei den U-förmigen Segmenten Ecklisenen inkludiert sind, werden bei der neuen LT-Brücke Lisenen an den Deck- beziehungsweise Bodenplatten der Hohlkästen vorgesehen, die sich über die gesamte Breite eines Kastens erstrecken.

Die anteiligen Beanspruchungen der Steg- beziehungsweise Bodenplatten sind von der Geometrie der Lisene und dem Lasteinleitungspunkt abhängig. In [11] wird festgehalten, dass die Aufteilung der Kräfte nicht von globalen Parametern, wie der Stützweite oder dem statischen System abhängen. Wichtig zu berücksichtigen ist, dass bei den Untersuchungen durch Neuser [11] die Bodenplatte mit 20 cm deutlich dünner ist als der Steg mit 40 cm und ein Vergleich zu [6] erkennbar macht, dass bei dem neuen LT-System die Plattendicken geringer ausfallen. Anhand des Querschnitts der Klappbrücke in Abbildung 1.2 wird aufgezeigt, dass diese Lisenengeometrie zu den nachfolgenden Systemen des Instituts variiert. Bereits in [11] erfolgten detaillierte Untersuchungen bezogen auf die Abmessungen einer Ecklisene. Anhand von den vorhandenen Parameterstudien der Lisenengröße durch Neuser [11] (es erfolgte sowohl eine Variation der Breite als auch der Höhe) kann bereits vorab festgehalten werden, dass die Höhe der Lisene keine gravierenden Lastumlagerungen im Querschnitt verursacht.

Eine weitere Adaptierung wäre die Verbindung der Lisene mit der Fahrbahnplatte zu sogenannten Stegscheiben. Auch dies wurde durch [11] betrachtet, wobei festgestellt wurde, dass die Verformungen deutlich reduziert werden können. Die Beanspruchungen der einzelnen Platten bei einer Stegscheibe sind qualitativ gleichartig zu jenen bei einer Lisene, die nicht über die ganze

Querschnittshöhe reicht. Diese Erkenntnisse können für die Vorspannung der neuen LT-Brücke herangezogen werden, wobei zu berücksichtigen ist, dass bei diesem System keine Scheiben im Steg- sondern im Boden- und Deckplattenbereich vorhanden sind.

Wichtig, vor allem um einen Bezug zum neuen LT-Brückenbauverfahren herzustellen, sind die Erkenntnisse in [11] bezüglich der lokalen Beanspruchungen und die Forschung sowie Zusammenfassung zur Lisenenausbildung. Es kommt zu Spannungskonzentrationen im Bereich vor und hinter der Lisene, die nach circa einer Lisenenlänge in einen linear verlaufenden Spannungszustand übergehen. Dies ist aufgrund der vorhandenen Fugen im LT-Brückenbauverfahren zu berücksichtigen. Gleichzeitig weisen die vorgesehenen Scheiben im Querschnitt im Vergleich zu den Ecklisenen ein günstigeres Tragverhalten auf.

Die entsprechenden Stabwerksmodelle werden bei der Konzipierung der Verstärkungselemente für die Versuche in Kapitel 2.2 genau beschrieben.

Kapitel 2

Experimentelle Untersuchungen an der TU Wien

Um das Tragverhalten von Ecklisenen, sowie Nebeneffekte besser erklären beziehungsweise veranschaulichen zu können, wurden im Jahr 2021 am Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau Versuche durchgeführt. Diese sind der Forschung an den U-förmigen Segmentquerschnitten (siehe Kapitel 1.1.3) zuzuordnen. Diese Versuche fungieren als Grundlage für alle weiterführenden Kapitel. Bereits in [12] werden die Versuche erstmalig beschrieben, weshalb dieses Dokument neben den zur Verfügung gestellten Plänen, Fotos und Versuchsaufzeichnungen als Grundlage für das folgende Kapitel dienen.

Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden sechs Versuchskörper hergestellt, die sich geometrisch beziehungsweise materiell geringfügig unterschieden. Grundsätzlich handelte es sich bei den Versuchskörpern um idealisierte Darstellungen eines dünnwandigen Brückenquerschnitts mit Eckkonsolen (Lisene). Diese bestanden aus vier Lisenen, Platten (je zwei Stege und Bodenplatten), Druckgliedern (Stahl-Hohlprofile), Ankerbüchsen (Größe abhängig von der Anzahl der Litzen) mit Lasteinleitungsplatten, Hüllrohre für die theoretisch vorhandenen Spannglieder und den Zuggliedern (siehe Abbildung 2.1). In den folgenden Abschnitten wird auf die Bestandteile sowie die Abweichungen zwischen den einzelnen Versuchskörpern genau eingegangen.

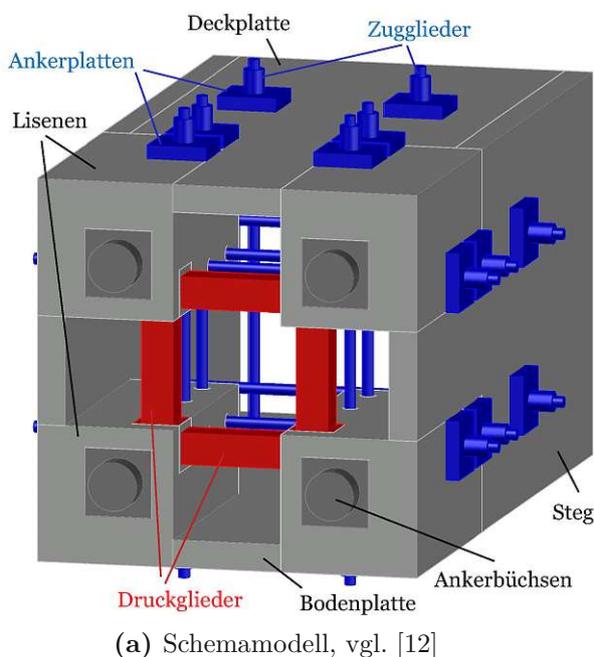


Abb. 2.1: Allgemeine Übersicht Versuchskörper - Abmessungen siehe Tab. 2.1

2.1 Geometrie, Herstellung und Material

2.1.1 Geometrie

Die Außenabmessungen von 980x980mm und die Plattendicken von 70mm waren bei allen Versuchskörpern gleich. Neben den geometrischen Unterschieden, wie der Größe der Lisene, war die Herstellung und die damit einhergehende, vorgesehene Bewehrung ein Unterscheidungsmerkmal der einzelnen Versuchskörper. Die Länge von VK 1 & 4 variierte, da es sich hier um die ersten Versuchskörper handelte und sich eine adaptierte Länge für die weiteren Versuche als Erleichterung im Versuchsaufbau herausstellte (siehe auch Kap. 2.3). Diese Längenanpassung hatte somit keine technischen Hintergründe, sondern ist nur auf den Einbau des Versuchskörpers zurückzuführen. In [11, S. 81] wird gezeigt, dass der Störbereich (jener Bereich in dem aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung keine lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt vorhanden ist) hinter der Konsole in etwa der einfachen Querschnittshöhe entspricht, weshalb die abweichende Versuchskörperlänge keinen Einfluss auf die Ergebnisse hatte.

Die Mindestgröße der Lisene wird durch den Hersteller der Spannglieder definiert und ist abhängig von der theoretisch (Versuch beinhaltete keine Litzen - siehe auch Kapitel 2.3) vorgesehenen Anzahl an Litzen. In Tab. 2.1 sind die Abmessungen der Lisenen (Breite x Höhe x Länge) sowie die Außenabmessungen der gesamten Versuchskörper (Breite x Höhe x Länge) ersichtlich. Gleichzeitig wird der Zusammenhang zwischen Litzenanzahl und Lisengröße deutlich.

Tab. 2.1: Lisengeometrie und Herstellung (vgl. [12])

Versuchskörper	Lisenerstellung	Litzenanzahl (pro Lisene)	Lisengröße [mm]	Hohlkastengröße [mm]
VK1	Fertigteil	7	280x280x670	980x980x1670
VK2	Fertigteil	7	280x280x670	980x980x1800
VK3	Fertigteil	4	250x250x465	980x980x1800
VK4	Ortbeton	7	280x280x670	980x980x1670
VK5	Ortbeton	7	280x280x670	980x980x1800
VK6	Ortbeton	4	250x250x465	980x980x1800

2.1.2 Herstellung

Ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal war die Herstellung. Hier wurden zwei Typen unterschieden. Neben der Variante bei der die Lisenen vorab als Fertigteile hergestellt wurden (VK1, VK2, VK3), erfolgte die Herstellung der Lisenen von drei Versuchskörpern (VK4, VK5, VK6) nachträglich auf den vorhandenen Platten wie bei einer Ortbetonherstellung. Diese Lisentypen werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit als Ortbetonlisenen bezeichnet. Die Herstellungsschritte der zwei Typen erfolgten gemäß Tabelle 2.2:

Die Unterschiede in der Herstellung wurden durch eine Fotodokumentation der TU Wien - Forschungsbereich Betonbau festgehalten und sind auszugsweise in den Abbildungen 2.2 - 2.4 ersichtlich.

Die Herstellung in Ortbeton führte zu einer Schubfuge zwischen Steg beziehungsweise Bodenplatte/Deckplatte und der Lisene. In Abbildung 2.5 sind die beschriebenen Schubfugen in rot gekennzeichnet. Die eingeleiteten Vorspannkkräfte in der Lisene müssen bei dieser Bauweise durch

Tab. 2.2: Herstellungsschritte Fertigteillisene - Ortbetonlisene (vgl. [13] & [14])

Schritt	Fertigteillisene	Ortbetonlisene
1 (Abb. 2.2)	Herstellen der Lisenen	Herstellen der zwei Stege
2 (Abb. 2.3)	Einstellen der Lisenen in die Schalung und betonieren der 2 Stege	Aufstellen der Stege und betonieren der Bodenplatte
3 (Abb. 2.4)	Aufstellen der Stege und betonieren der Bodenplatte	Betonieren der unteren zwei Lisenen
3.1	-	Betonieren der oberen zwei Lisenen
4	Betonieren der Deckplatte	Betonieren der Deckplatte
5	Einbau der Druckglieder (Stahlprofile)	Einbau der Druckglieder (Stahlprofile)



(a) Fertigteillisenen: Herstellen der Lisenen



(b) Ortbetonlisene: Herstellen der zwei Stege inkl. Leiterbewehrung

Abb. 2.2: Herstellungsschritt 01, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

(a) Fertigteillisenen: Einstellen der Lisenen in die Schalung



(b) Ortbetonlisene: Aufstellen der Stege und betonieren der Bodenplatte

Abb. 2.3: Herstellungsschritt 02, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Schubkräfte in der Fuge abgetragen werden. Nachdem bei unbewehrten Schubfugen nur geringe Kräfte durch die Rauigkeit der Fuge zwischen Lisene und Platte übertragen werden können, war hier die sogenannte Leiterbewehrung vorgesehen [15]. Die Leiterbewehrung bestand aus zwei



(a) Fertigteillisenen: Aufstellen der Stege und betonieren der Bodenplatte



(b) Ortbetonlisenen: Betonieren der Lisenen

Abb. 2.4: Herstellungsschritt 03, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

oder drei Bewehrungsstäben, die die Fuge kreuzten und je zwei angeschweißten Querstäben an einem Ende, um die Verankerung in den dünnwandigen Bauteilen zu ermöglichen.

Bei der Herstellung mittels Fertigteilen bildeten die Lisenen bereits den äußeren Abschluss, wodurch die Vorspannkraft nicht über Schub sondern durch Normalkräfte in die Platten übertragen werden und so keine Leiterbewehrung erforderlich war. Nachdem bereits detaillierte Untersuchungen zur Schubübertragung in [15] und [16] erfolgten sowie weiters in [12] gezeigt wird, dass die Herstellung der Lisenen als Fertigteile zu bevorzugen ist, liegt der Fokus dieser Arbeit auf den Versuchen ohne Schubfuge (VK1-VK3). Die Ortbetonlisenen werden bei allen weiteren Vergleichen, Untersuchungen etc. daher nicht berücksichtigt.

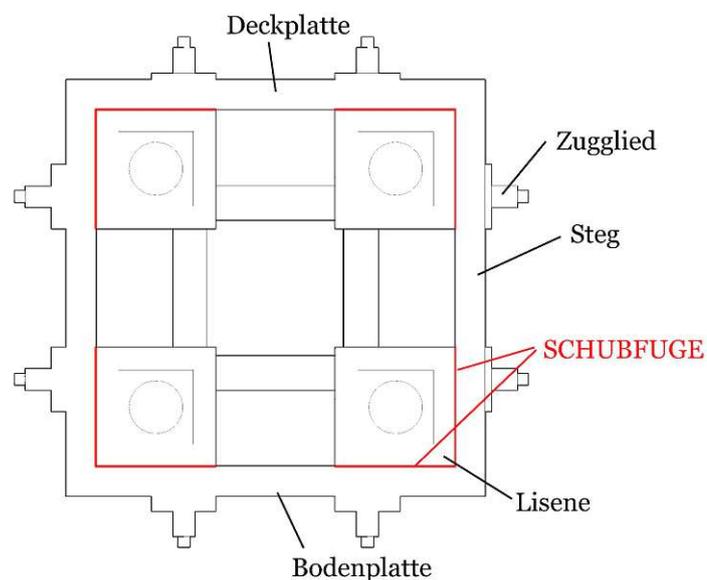


Abb. 2.5: Versuchskörper mit Schubfuge

2.1.3 Bewehrung

Die Grundlage für die Bewehrungsanordnung sind die Bewehrungspläne des Instituts für Tragkonstruktionen - Betonbau (Ersteller Dipl.-Ing. Rath Michael):

- Bewehrungsplan Lisenen Versuchskörper Stirnflächenpressung - Plannummer 1.A (vgl. [13])
Grundlage für VK3
- Bewehrungsplan Lisenen Versuchskörper Stirnflächenpressung - Plannummer 1.C (vgl. [14])
Grundlage für VK1 und VK2

Die Querbewehrung $\varnothing 12/12$ war eine im Hohlkasten rundum verlaufende Bewehrung, die den Verbund von Lisene zu Steg/Boden-/Deckplatte beziehungsweise von Steg zu Boden-/Deckplatte herstellte. Die Verankerungslänge der Querbewehrung in den anschließenden Elementen wurde stets maximiert und entsprach in Boden- beziehungsweise Deckplatte der gesamten Breite (in Abbildung 2.6 nicht eindeutig erkennbar, da hier nur ein Viertel des Versuchskörpers ersichtlich ist). Der Abstand der Querbewehrung variierte gemäß den Bewehrungsplänen (vgl. [13] und [14]) im hinteren Bereich der Lisene, da die angeordneten Bügel sowie der Übergang Lisene-Platte berücksichtigt wurde. Der maximale Abstand der Querbewehrung betrug 12,5 cm.

Die Längsbewehrung $\varnothing 8/10$ wurde im Anschlussbereich Lisene-Platte über eine Länge von circa 50 cm in den Platten verankert.

Die Querbewehrung wies eine Betondeckung von 2,5 cm zur Außenfläche und die Längsbewehrung von 2,5 cm zur Innenseite der Platten auf. Grundsätzlich war eine Betondeckung von 2,5 cm vorgesehen, wobei an den Enden der Versuchskörper die Betondeckung lediglich 1cm betrug.

Die Verankerung der Vorspannkraft erfolgte mit einer Litzenverankerung der ANP-Systems GmbH (vgl. [12]). Gleichzeitig waren im Lisenenbereich die Bewehrungsmengen (Bügel und Wendel) vorhanden, die vom Hersteller angegeben werden und in deren Zulassung zu finden sind. In Abbildung 2.6 ist die beschriebene Bewehrung ersichtlich, wobei hier anzumerken ist, dass es sich um ein Bild aus dem ABAQUS-Modell handelt, weshalb die Wendel (Darstellung in violett) durch kreisförmige Bügel idealisiert wurde (siehe auch Kapitel 3.1).

Das Biegen der Bewehrung erfolgte gemäß ÖNORM B 1992-1-1 [17] und bei der Bewehrungsstahlgüte handelte es sich um B550B.

In Tabelle 2.3 werden die Unterschiede bei der Bewehrung in den einzelnen Versuchskörpern aufgezeigt.

Tab. 2.3: Bewehrung

VK	Bügel	Bügel	Wendel	Querbew.	Längsbew.
Farbe Abb. 2.6	(türkis)	(grün)	(violett)	(rot)	(blau)
1	7 $\varnothing 12$	6 $\varnothing 10$	$\varnothing 12$	$\varnothing 12/12$	$\varnothing 8/10$
2	7 $\varnothing 12$	6 $\varnothing 10$	$\varnothing 12$	$\varnothing 12/12$	$\varnothing 8/10$
3	4 $\varnothing 12$	4 $\varnothing 12$	$\varnothing 10$	$\varnothing 12/12$	$\varnothing 8/10$

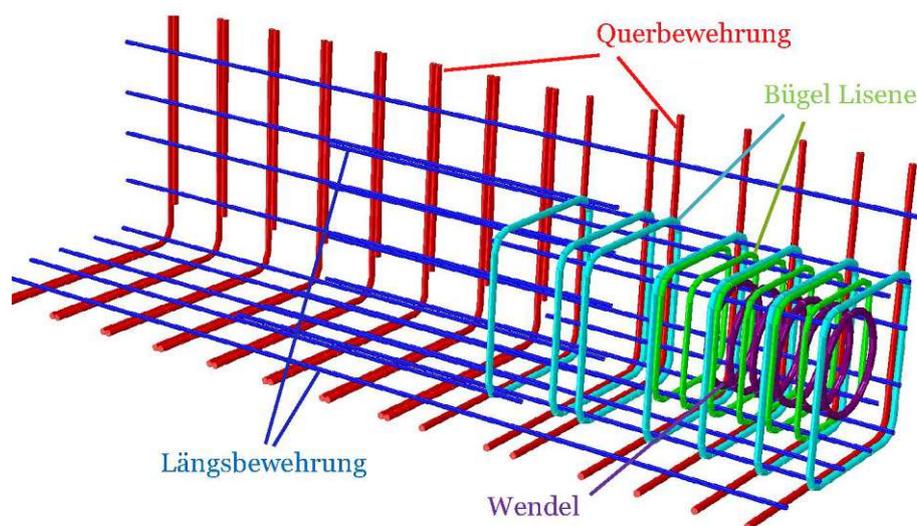


Abb. 2.6: Bewehrung Versuchskörper (Ausschnitt ABAQUS Modell VK1)

2.1.4 Material

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte an mehreren Tagen, weshalb die Materialparameter der einzelnen Versuchskörper abweichen. VK1 wurde mittels selbstverdichtendem Beton (SCC) hergestellt, während für VK2 und VK3 Rüttelbeton herangezogen wurde. Die Materialparameter wurden je Betonmischung mit drei Würfeldruckversuchen, sechs Zylinderdruckversuchen und drei Spaltzugversuchen ermittelt. Deren Mittelwerte sind in Tabelle 2.4 ersichtlich.

Tab. 2.4: Materialparameter (vgl. [12])

Betonmischung	Betonart	f_{cm} [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	VK & Bauteil
1	SCC	64,3	77,2	4,31	VK1 Fertigteillisenen
2	SCC	71,2	86,0	4,83	VK1 Stegplatten
3	SCC	70,3	79,7	4,84	VK1 Boden- und Deckplatte
5	Rüttelbeton	48,1	57,4	3,65	VK2 Fertigteillisenen
6	Rüttelbeton	49,6	66,5	3,82	VK2 Stegplatten
7	Rüttelbeton	50,3	64,9	3,86	VK2 Boden- und Deckplatte
9	Rüttelbeton	46,0	59,0	3,40	VK3 Fertigteillisenen
10	Rüttelbeton	44,3	61,5	3,37	VK3 Stegplatten
11	Rüttelbeton	45,3	64,6	3,15	VK3 Boden- und Deckplatte

Bei VK1 wurde auf SCC (self compacting concrete - selbstverdichtenden Beton) zurückgegriffen, da hierdurch glattere Oberflächen geschaffen werden und dies ungünstigere Auswirkung bei VK4 beziehungsweise auf die dort vorgesehene Leiterbewehrung hat. Gleichzeitig sind die deutlich höheren Festigkeiten hervorzuheben.

2.2 Verstärkungselemente

Die Versuchskörper wurden, wie bereits in Abbildung 2.1 ersichtlich, durch Druck- als auch Zugglieder verstärkt. Diese Verstärkungen im Lasteinleitungsbereich sollen die entstehenden Kräfte im Zuge der Lasteinleitung von Vorspannkraften in Ecklisenen bei Hohlkästen, die bereits in [11] ausführlich beschrieben werden, gezielt aufnehmen und ableiten. In [11, S. 37-44] wird das Tragverhalten innerhalb der Eckkonsole sowie die Lastaufteilung beziehungsweise Weiterleitung in Bodenplatte und Steg genau untersucht. Die Vorspannkraften werden vom Lasteinleitungspunkt über zwei Druckstreben zu den hinteren Ecken der Lisene und dort in die Steg- und Bodenplatte geleitet. Im Bereich der Ankerplatte mit der vorhandenen Ankerbüchse bilden sich zwei Zugstreben parallel zu den Rändern der Lisene aus. Die vorhandenen Zugstreben im Lasteinleitungsbereich treten in Kombination mit gleichgerichteten Druckkräften am hinteren Ende der Lisene auf. Die Boden-/Deck- und Stegplatten erfahren im Bereich der Lasteinleitungsbereiche (Druck- und Zugstreben aus Lisene) eine Scheiben- als auch Biegebeanspruchung. Neuser [11] hat im Zuge seiner Berechnungen Stabwerkmodelle für Ecklisenen konzipiert, die in Abbildung 2.7 ersichtlich sind.

Die vorhandenen Zugkräfte im Lasteinleitungsbereich werden auf kürzestem Wege in die außenliegenden Platten geführt, wobei im Bereich der Lasteinleitung in den Platten theoretisch negative Biegemomente (Druck auf der Außenseite der Platte) entstehen. Nachdem die Fertigteillisenen die Außenfläche in diesen Bereichen bildeten, sind die vorhandenen Zugkräfte weder über eine Fuge zu übertragen noch führen sie zu einer Biegung einer dünnen Platte. Die Zugkräfte sind bereits bei den Herstellern der Litzen bekannt, weshalb grundsätzlich Bügel im Bereich der Lasteinleitung angeordnet werden (vgl. [12]).

Am Ende der Lisene entstehen durch die schräg-verlaufenden Druckstreben Umlenkkraften, die zu einer Scheiben- als auch zu einer Biegebeanspruchung (positive Biegemomente) und somit zu Zugspannungen auf der Außenseite der dünnen Platte (7cm) führen. Bei der Scheibenbeanspruchung entstehen durch die Lastausbreitung in den Platten Querkraften, die ebenfalls durch die Bewehrung aufgenommen werden müssen (vgl. [11]).

Die Plattenbeanspruchung stellt die eigentliche Problematik bei dünnen Platten dar, weshalb hierfür Verstärkungselemente konzipiert wurden, um den beschriebenen Effekten entgegenzuwirken und so erhöhte Widerstände zu ermöglichen. In Abbildung 2.9 sind die Zug- als auch die Druckglieder dargestellt.

2.2.1 Zugglieder

Durch die Anordnung der Zugglieder im hinteren Bereich der Lisene werden die Umlenkkraften, die zur Biegebeanspruchung der Boden-/Deck- und Stegplatten führen, teilweise aufgenommen und die Biegemomente in der Platte können deutlich reduziert werden. Die vorhandenen Ankerplatten, die als Lasteinleitungsplatten für die Zugglieder dienten, führten gleichzeitig zu einer sicheren Umlenkung der Druckstreben in die Platten (Scheibenbeanspruchung). Bei den Zuggliedern handelte es sich um Schalungsanker St 950/1050 - Typ E der ANP-Systems GmbH mit einem Durchmesser von 26,5 mm. Die Tragkraft der Anker betrug 300 kN und das dazugehörige Hüllrohr wies einen Durchmesser von 43 mm auf. Die Ankerplatten waren 35 mm dick und hatten eine Fläche von 150mm x 150 mm. Die Zugglieder wurden vor Versuchsbeginn bereits mit 5 kN vorbelastet, um eine sofortige Wirkung der Verstärkungselemente zu erzielen (vgl. [12]).

Wie bereits bei der Beschreibung der Versuchskörpergeometrie erwähnt, gehen die auftretenden Spannungskonzentrationen hinter der Lisene nach etwa einer Lisenenlänge in einen linear verlaufenden Spannungsverlauf über (vgl.[11, S. 79-85]), weshalb die Zugglieder lediglich im

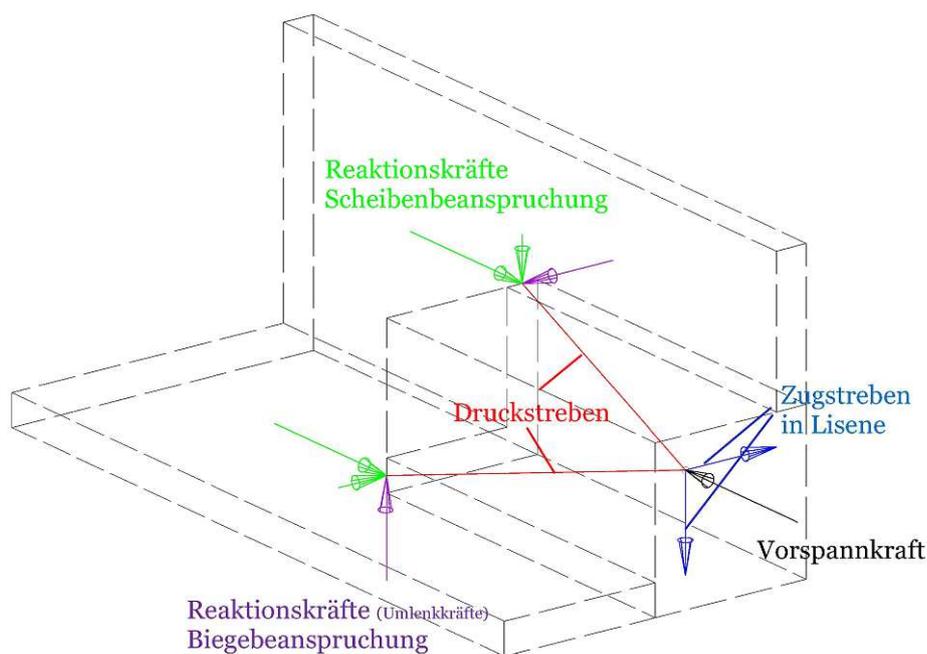


Abb. 2.7: Stabwerkmodell nach Neuser [11]

hinteren Bereich der Lisene zu liegen kamen. Die Anzahl der vorhandenen Zugglieder sowie die Lage dieser sind in Abbildung 2.8 und Tabelle 2.5 ersichtlich.

Tab. 2.5: Übersicht Zugglieder (vgl. [12])

Versuchskörper	Litzenanzahl	Zuglieder
VK1	7	12
VK2	7	0
VK3	4	8

2.2.2 Druckglieder

Um die Innenecken der Lisene zu stabilisieren und die theoretische Biegung der außenliegenden Platten zu vermeiden, wurden quadratische Hohlprofile 80mm x 8mm mit einer Stahlgüte S355 herangezogen. Die Länge der Druckprofile unterschied sich bei den Versuchskörpern, da die Größe der Lisenen variierte. Wie bereits in Tabelle 2.2 ersichtlich ist, erfolgte der Einbau der Hohlprofile stets im letzten Herstellungsschritt. Die Hohlprofile wurden hier auf, die bereits in der Schalung eingelegten und somit einbetonierten Stahlwinkel (120x120x8mm, S235) angeschweißt. In Abbildung 2.9 sind die Effekte der Druckglieder ersichtlich, die zu einer Stabilisierung der Lisenen im Lasteinleitungsbereich führen. Alternativ kann statt den Hohlprofilen eine Scheibe (auch mit Öffnung) aus Beton vorgesehen werden, die den selben Effekt erzielen würde.

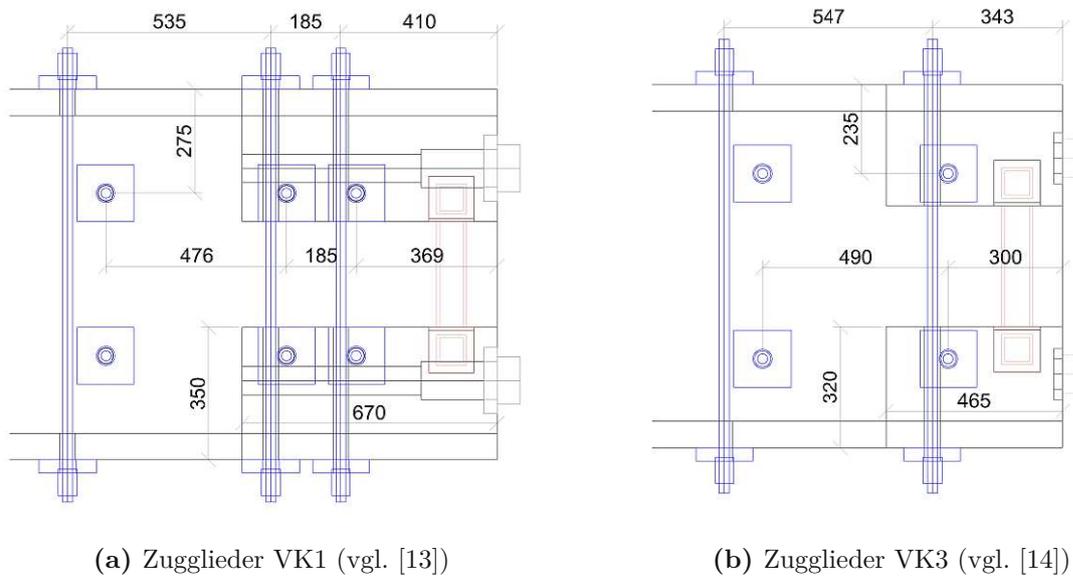


Abb. 2.8: Zugglieder Position

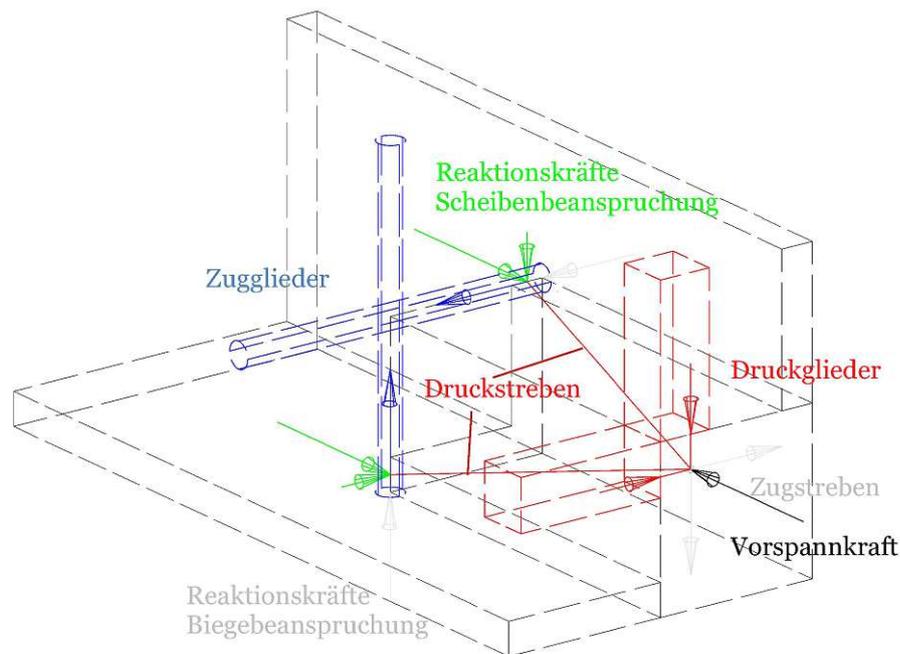
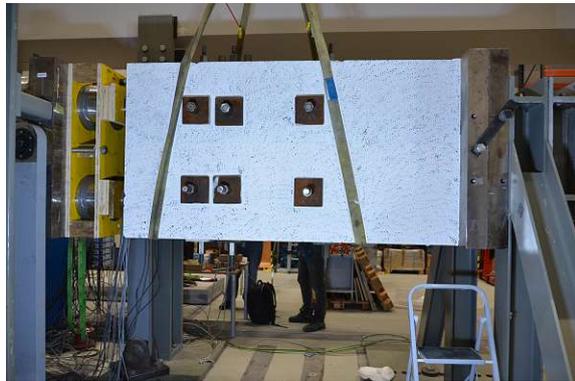


Abb. 2.9: Modifiziertes Stabwerkmodell mit Verstärkungselementen (vgl. [12])

2.3 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Versuche erfolgte im Labor der TU Wien. Wie bereits anfangs beschrieben, wurden die Versuchskörper nicht mit Litzen tatsächlich vorgespannt, sondern im Zuge eines verschiebungsgesteuerten Versuches belastet. Eine Druckprüfmaschine belastete die vier Ankerbüchsen, deren Größe von der Anzahl der theoretisch vorhandenen Litzenanzahl abhängig ist und auf der darunterliegenden, einbetonierten Ankerplatte (Dicke bei VK1&VK2 35 mm und VK3 25 mm) angeschweißt war, gleichzeitig. Das Widerlager wies am Anschluss zum Prüfkörper

eine dicke Stahlplatte auf, um eine konstante Pressung über den Querschnitt des Versuchskörpers zu ermöglichen (siehe auch Abbildung 2.10).



(a) links: Lastaufbringung / rechts: Stahlplatte Lastenleitung Widerlager



(b) links: Pressen / rechts: Widerlagerkonstruktion

Abb. 2.10: Versuchsaufbau, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Die Geometrie im Auflagerbereich des Versuchskörper ist in Abbildung 2.11 ersichtlich. Die Widerlagerstahlplatte, die unmittelbar mit dem Versuchskörper in Berührung war, hatte folgende Abmessungen:

- Breite: 120 cm
- Höhe: 100 cm
- Dicke: 10 cm

Das dahinterliegende Stahl-Widerlagerprofil war durch eine 2 cm starke Kopfplatte mit der Widerlagerplatte verschraubt. Diese Platte wies eine Breite von 120 cm und eine Höhe von 71 cm auf. Beim Widerlagerprofil handelte es sich um einen Kastenquerschnitt:

- Ober- und Untergurt
 - Dicke: 3 cm
 - Breite: 120 cm
- Steg
 - Dicke: Nicht messbar (Annahme in Abb.2.11: 3 cm)
 - Höhe: 51 cm

Das Widerlagerprofil hatte eine Länge von circa 4 m und war in einem Betonwiderlager verankert. Alle Bestandteile des Widerlagers erfuhren im Zuge der Belastung des Versuchskörpers Verschiebungen, die in den Kraft-Verschiebungskurven der Versuchsergebnisse inkludiert sind.

2.3.1 Monitoring

Um die Kräfte in den Lisenen aufzeichnen zu können, wurde je Lisene eine Kraftmessdose zentrisch, bezogen auf die Ankerbüchse, platziert. Gleichzeitig wurden Kraftmessdosen an einigen Zuggliedern angebracht, um die Zugkräfte zu erfassen. Dehnmessstreifen kamen bei den Druck- als auch bei den Zuggliedern zum Einsatz. Die Dokumentation der Risse erfolgte mittels Risslupe und Fotos bei ausgewählten Laststufen (vgl. [12]). Die Zeitpunkte der Dokumentation sind in den Kraft-Verschiebungskurven (siehe Kapitel 2.4) durch die vorhandenen Plateaus ersichtlich.

Tab. 2.6: Übersicht Versagen (vgl. [12])

Versuchskörper	Versagen	Widerstand [kN]	Widerstand EC2 [kN]	Zugglieder Kraft [kN]
VK1	Druckversagen Steg	9659	6199	56 / 79 / 56
VK2	Fließen der Bewehrung	6371	6199	- / - / -
VK3	Fließen der Bewehrung	5422	3542	96 / - / 50

2.4.1 Versuchskörper 1

Bei VK1 erfolgte das Versagen im Bereich des Widerlagers, da hier die Druckfestigkeit der dünnen Platten erreicht wurde (Abb. 2.12a). In Abbildung 2.12b ist aber auch eindeutig ersichtlich, dass eine exakte zentrische Belastung des Versuchskörpers nicht gegeben war und das Versagen auf lediglich einer Querschnittshälfte erfolgte.



(a) Ansicht Seite



(b) Ansicht hinten

Abb. 2.12: Druckversagen Steg VK1, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

In Abbildung 2.13 sind die Auswirkungen aus der Biegebeanspruchung (siehe auch Kap. 2.2) in Form von Rissen ersichtlich. Zwischen den Zuggliedern am hinteren Ende der Lisene und jenen Zuggliedern außerhalb der Lisene wurden vermehrt Längsrisse aufgezeichnet, die auf eine hohe Beanspruchung der Querbewehrung hindeuten. Gleichzeitig ist in Tabelle 2.6 eindeutig erkennbar, dass die Zugglieder im hinteren Bereich der Lisene deutlich stärker beansprucht wurden (zweite Reihe), wodurch die beschriebenen Effekte aus Kapitel 2.2 bestätigt werden.

In Abbildung 2.15 sind die Kraft-Verschiebungskurven für die maximal, minimal und eine fiktive durchschnittlich beanspruchte Lisene ersichtlich. Bei der blauen Kurve handelt es sich um eine fiktive Kurve, da diese Druckkraft dem Mittelwert von zwei Lisenen, die dem Versagen zugeordnet werden konnten, entspricht. Die kleinen Plateaus im Verlauf der Kurve sind auf die Haltephasen zur Rissdokumentation zurückzuführen. Ein entsprechender Vergleich der Kräfte in den Lisenen ist in Tabelle 2.7 ersichtlich. Anhand dieser Tabelle, der Abweichung der Kurven in Abbildung 2.15 und Abbildung 2.14 wird verdeutlicht, dass eine exakte zentrische Belastung des Querschnitts nicht gegeben beziehungsweise möglich war. Die Abweichung vom Mittelwert wird angegeben, um die ungleichmäßige Belastung zu verdeutlichen und beträgt maximal 5,5 %. Die Nummern in Abbildung 2.14 sind jene, die im Zuge der Versuchsdurchführung vergeben wurden und sich in der Dokumentation (*EXCEL*-File) wiederfinden.

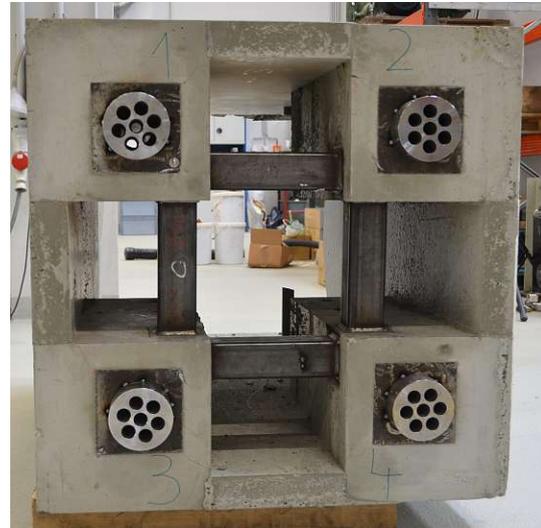
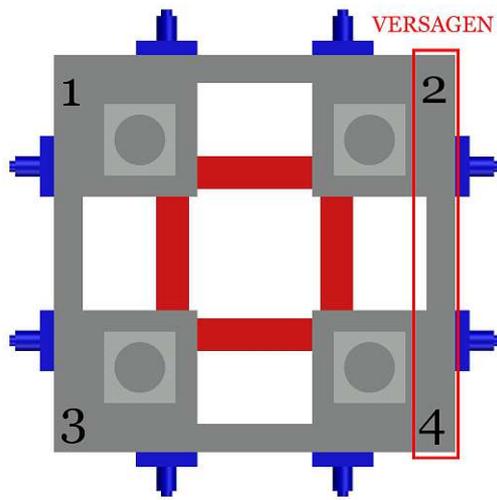


Abb. 2.13: Risse VK1, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Bei einer Verknüpfung der Versagensbilder mit den dokumentierten Kräften in den Lisenen wird in Abbildung 2.14 ersichtlich, dass das Versagen nicht im Bereich der höchstbeanspruchten Lisene erfolgte. Für den späteren Vergleich der Ergebnisse aus dem Versuch mit jenen aus der Nachrechnung, wird der Mittelwert von Lisene 2 und 4 ermittelt. Der mittlere Widerstand beträgt hier 2354 kN. Die gemittelte Kraft-Verschiebungskurve ist in Abbildung 2.15 ersichtlich und wird für den Vergleich zur Nachrechnung (siehe Kapitel 3.2) herangezogen.

Tab. 2.7: Übersicht Druckkraft Lisene VK1

Mittelwert: 2430 kN	Lisene			
	1	2	3	4
Max. Druckkraft [kN]	2447	2296	2507	2411
Abweichung zu Mittelwert [%]	0,7%	5,5%	3,1%	0,8%



(a) VK1 Lisenennummer und Versagensbereich

(b) VK1 Lisenennummer ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Abb. 2.14: VK1 Lisenennummer und Versagensbereich

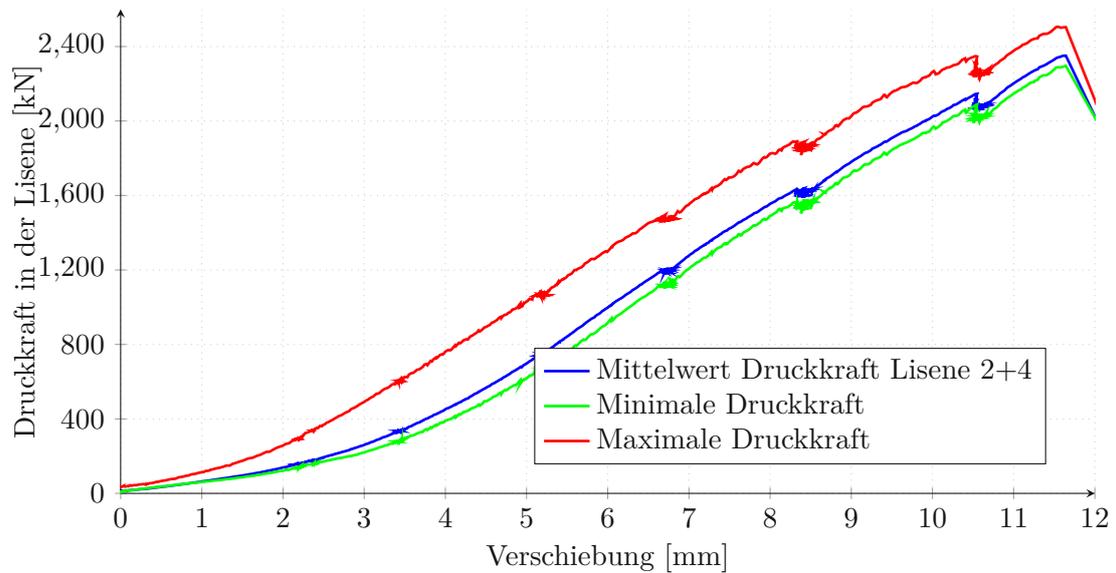


Abb. 2.15: VK1 - Druckkraft Lisene - Versuchsergebnis

2.4.2 Versuchskörper 2

VK2 hatte keine Zugglieder, wies aber die gleiche Geometrie wie VK1 auf. Neben den fehlenden Zuggliedern war allerdings auch der verwendete Beton ein Unterscheidungsmerkmal. Der deutlich geringere Widerstand (1690 kN) von VK2 im Vergleich zu VK1 (2507 kN) ist aber größtenteils auf die fehlenden Zugglieder zurückzuführen. Durch die fehlenden Verstärkungselemente erfolgte das Versagen nicht in den Platten im Bereich des Widerlagers, sondern im Übergang von der Lisene auf die Platten. Dies ist auf die Plattenbiegung in diesem Bereich zurückzuführen (siehe auch Kapitel 2.2).

In Abbildung 2.16 sind die Längsrisse, die sich im Zuge des Versagens bildeten, deutlich ersichtlich. Diese führten vom Übergangsbereich Lisene-Platte bis in den vordersten Bereich der Lisene. Durch die entstandenen Risse an zwei Seiten der Lisene, kam es zur Abplatzung in der Lisenecke. Aufgrund der Risse ist davon auszugehen, dass die Querbewehrung zu fließen begann und so eine weitere Laststeigerung nicht mehr gegeben war.



(a) Ansicht Seite



(b) Ansicht oben

Abb. 2.16: Versagen VK2, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Wie bereits für VK1 ist der Verlauf der gemittelten Druckkraft bis zum Versagen in Abbildung 2.18 ersichtlich. Die Abweichung des Mittelwerts (1603 kN) von der maximal belasteten Lisene (1690 kN) beträgt 5,5 % (siehe Tab. 2.8). Im Vergleich zu VK1 wird in Abbildung 2.18 deutlich, dass die Verläufe der einzelnen Belastungskurven kaum voneinander abweichen und lediglich im Versagensbereich größere Abweichungen zu verzeichnen sind.

Die Lisenennummer sowie deren Lokalisation sind in den vorhandenen *EXCEL*-Tabellen der Versuchsergebnisse inkludiert. Die dort aufgezeichnete Nummerierung sowie die Bereiche der Schäden sind in Abbildung 2.17 ersichtlich. Nachdem hier deutlich wird, dass die versagensrelevanten Risse im Bereich von Lisene 2 auftraten, erfolgte das Versagen bei der Lisene mit der geringsten Beanspruchung (siehe auch Tabelle 2.8).

Tab. 2.8: Übersicht Druckkraft Lisene VK2

Mittelwert: 1603 kN	Lisene			
	1	2	3	4
Max. Druckkraft [kN]	1690	1575	1608	1629
Abweichung zu Mittelwert [%]	5,5%	1,7%	0,3%	1,7%

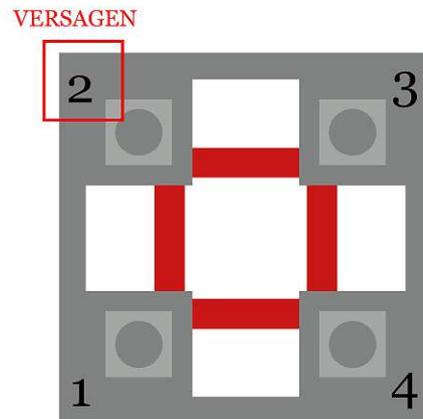


Abb. 2.17: VK2 Lisennennummer und Versagensbereich

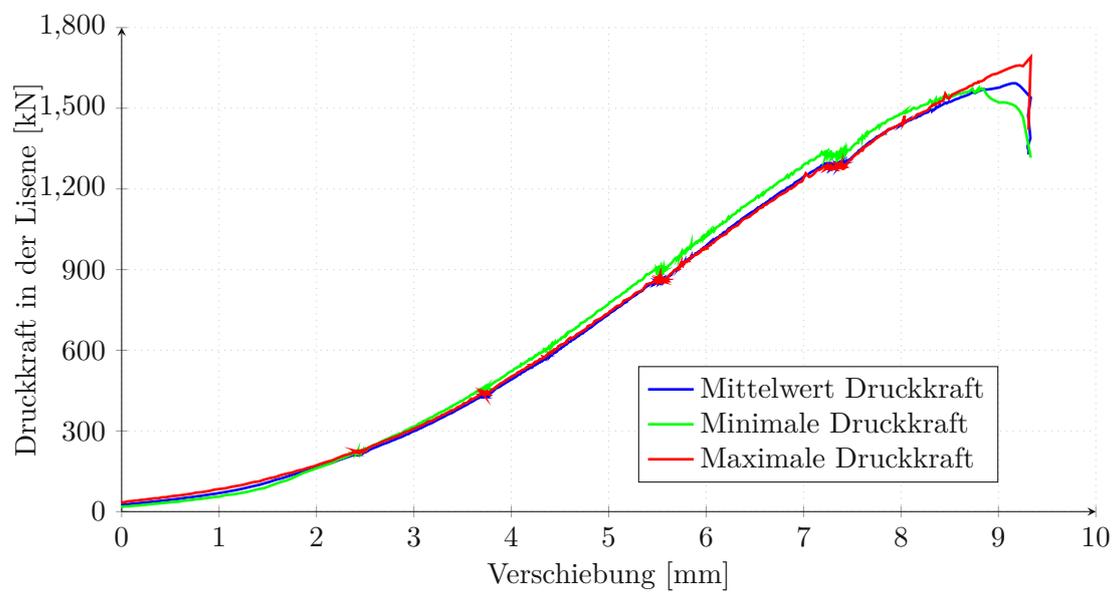


Abb. 2.18: VK2 - Druckkraft Lisene - Versuchsergebnis

2.4.3 Versuchskörper 3

VK3 versagte bei einer Gesamtkraft von 5448 kN. Es handelte sich hier um das "erwartete" Versagen (siehe auch Kapitel 2.2), da es zum Fließen der Quer- beziehungsweise Längsbewehrung und in weiterer Folge zu Rissen und starken Betonabplatzungen im hinteren Bereich der Lisene kam. Die Wirkung der Zugglieder kann aufgrund deren Lage nicht eindeutig bestimmt werden. Grundsätzlich befindet sich der Versagensbereich zwischen den Zuggliedern (siehe Abbildung 2.19), wobei bereits vorab davon auszugehen war, dass es hier zum Versagen kommt (siehe auch Kapitel 2.2). Trotz der Lage der Zugglieder, die gemäß Kapitel 2.2 nicht dem Idealfall entsprach, ist von einer Stabilisierung des Versuchskörpers und einer erhöhten Tragfähigkeit, aufgrund der Kräfte in den Zuggliedern (siehe Tabelle 2.6), auszugehen.



(a) Ansicht Seite



(b) Versagensbereich

Abb. 2.19: Versagen VK3, Fotos ©Dipl.-Ing. Rath Michael

Im Vergleich zu VK1 und VK2 weichen die Druckkräfte in den einzelnen Lisenen beim Versagen des Versuchskörper deutlich ab. In Tabelle 2.9 ist erkennbar, dass die maximale Druckkraft (1549 kN) den Mittelwert (1362 kN) um circa 14 % übersteigt. Es ist außerdem feststellbar, dass es zu einer starken einseitigen Belastung des Versuchskörpers kam, da zwei Lisenen eine deutlich höhere Druckkraft aufweisen als die anderen zwei.

In Abbildung 2.21 sind die umhüllenden Verläufe sowie der Mittelwert ersichtlich. Der große Unterschied zwischen den Kurven für die Lisene mit der maximalen zu jener mit der minimalen Druckkraft ist vorallem auf den Versagensbereich zurückzuführen, da beim minimalen Druckkraftverlauf ein starker Abfall bei circa 7 mm Verschiebeweg aufgezeichnet wurde, während bei der Kurve für die maximal belastete Lisene beim gleichem Verschiebeweg ein leichter Anstieg der Belastung festzustellen ist. Grundsätzlich wurden die Maxima der beiden Kurven an vollkommen unterschiedlichen Zeitpunkten erreicht (circa 6,4 mm bei der Minimum-Kurve und 7,4 mm bei der Maximum-Kurve). Deshalb bezieht sich der Mittelwert nicht auf die Summe der maximal aufgezeichneten Kräfte in den einzelnen Lisenen (siehe Tab.2.9) sondern auf die maximale Kraft der Prüfmaschine. Der "Mittelwert" entspricht somit einem Viertel der maximal aufgezeichneten Kraft des gesamten Versuchs und nicht dem Mittelwert der maximalen Druckkräfte der einzelnen Lisenen.

Die Lisenennummer sowie deren Lokalisation sind in den vorhandenen *EXCEL*-Tabellen der Versuchsergebnisse inkludiert. Die dort aufgezeichnete Nummerierung und die Bereiche der Schäden sind in Abbildung 2.20 ersichtlich. Nachdem hier sichtbar wird, dass die versagensrelevanten Risse im Bereich von Lisene 1 auftraten, erfolgte das Versagen bei der Lisene mit der geringsten Beanspruchung (siehe auch Tabelle 2.9).

Tab. 2.9: Übersicht Druckkraft Lisene VK3

Mittelwert: 1362 kN	Lisene			
	1	2	3	4
Max. Druckkraft [kN]	1208	1353	1540	1549
Abweichung zu Mittelwert [%]	11,3%	0,6%	13,1%	13,7%

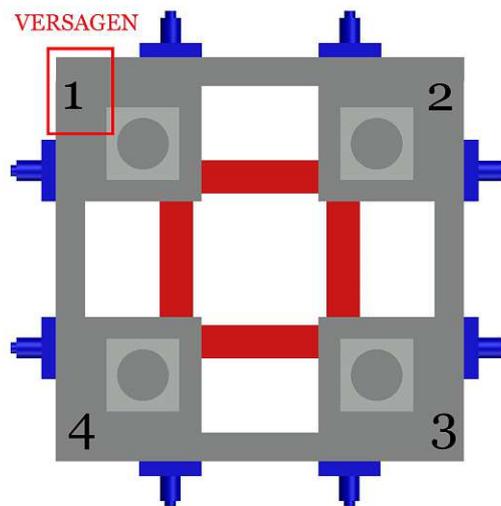


Abb. 2.20: VK3 Lisenennummer und Versagensbereich

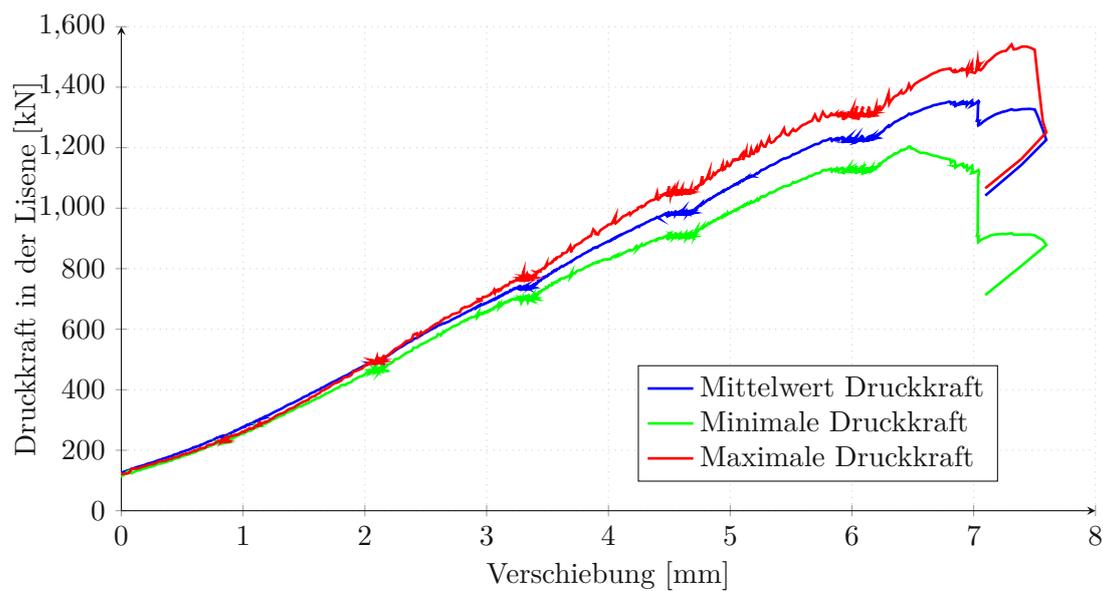


Abb. 2.21: VK3 - Druckkraft Lisene - Versuchsergebnis

2.5 Anmerkungen für die Finite Elemente Vergleichsrechnung

Die Geometrie (Bewehrungsplan [13] und [14]) und die Materialparameter werden, wie in diesem Abschnitt (siehe Kap. 2.1) dokumentiert, für die Modellierung übernommen. Um die FE-Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen vergleichen zu können, werden die Druckkräfte der maßgebenden Lisenen herangezogen (siehe Lisenenummerierung in Kombination mit versagensrelevanten Schadensbildern). Gleichzeitig werden die im Versuch ermittelten Kräfte in den Verstärkungselementen mit jenen aus den folgenden Modellierungen abgeglichen. Für die Vergleichsrechnungen werden folgende maßgebende Werte beziehungsweise Kraft-Verschiebungskurven aus den Versuchen herangezogen:

- VK1: Mittel aus Lisene 2 und 4
Widerstand: 2354 kN
- VK2: Lisene 2
Widerstand: 1575 kN
- VK3: Lisene 1
Widerstand: 1208 kN

Kapitel 3

FE Untersuchungen

3.1 Allgemeine Modellierungsansätze

Die Modellierung und Berechnung erfolgte mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS [18] des Herstellers Simulia (Dassault Systèmes). Die Berechnungen wurden auf einen Lenovo Thinkpad Laptop mit einem Prozessor Intel(R) Core(TM) i7-8565U (8th Generation) durchgeführt.

Im folgenden Kapitel werden neben der Beschreibung der einzelnen Eingabebereiche die geringfügigen Abweichungen vom FE-Modell im Vergleich zum tatsächlichen Prüfkörper genau beschrieben. Bei den Abweichungen handelt es sich grundsätzlich um Vereinfachungen in der Modellierung von komplexen Geometrien oder Annahmen (diese werden im Zuge dieser Arbeit verifiziert) zur Erreichung kürzerer Berechnungszeiten.

In Abbildung 3.1 ist das FE-Modell exemplarisch für VK1 dargestellt. Nachdem VK2 und VK3 weniger Bestandteile als VK1 aufweisen, werden im Zuge der allgemeinen Beschreibung stets Bilder von VK1 herangezogen. Die farbliche Gestaltung in Abbildung 3.1 dient zur Unterscheidung zwischen Beton- und Stahlbauteilen beziehungsweise in weiterer Folge von Zug- und Druckgliedern (Verstärkungselemente siehe auch Kapitel 2.1).

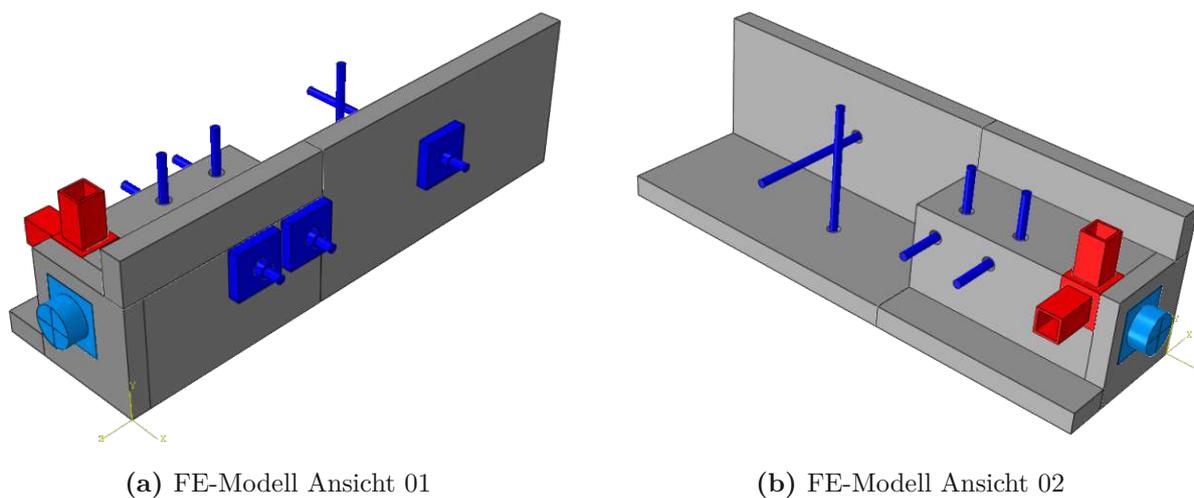


Abb. 3.1: FE-Modell Übersicht - VK1: in dunkelblau Zugglieder, in rot Druckglieder

Nachdem der Versuchskörper doppelt-symmetrisch war (siehe auch Tab.2.1), wurde für die FE-Simulation lediglich ein Viertel der eigentlichen Geometrie berücksichtigt.

Die Beton- sowie die Baustahl-Elemente wurden als Volumenkörper modelliert. Bei den Bewehrungsstäben wurde auf Fachwerk-Stabelemente (ABAQUS Querschnittstyp: Truss) zurückgegriffen, die nur über eine Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ verfügen. Alle 3D-Elemente wurden über "Tie-Constrains" miteinander verbunden. Dies entspricht einer biegesteifen Verbindung, die auf-

grund der fehlenden Schubfuge (siehe auch Kapitel 2.1) zulässig ist. Die Bewehrungsstäbe wurden in den bestehenden 3D-Betonelementen eingebettet.

3.1.1 Bewehrung

Durch die Definition der Bewehrung als Fachwerkstäbe treten keine Schubkräfte als auch Biegemomente in den Stäben auf. Diese Vereinfachung kann getroffen werden, da lediglich kleine Stabdurchmesser (Durchmesser 8-12mm - Biegesteifigkeit gering) zur Anwendung kamen und die Versuchskörper VK1-VK3 keine Schubfuge (siehe Kapitel 2.1) aufweisen. Aufgrund der reduzierten Freiheitsgrade der Stäbe kann davon ausgegangen werden, dass es hierdurch zu kürzeren Berechnungszeiten kommt.

Bereits bei der Beschreibung der vorhandenen Bewehrung in Kapitel 2.1 (siehe auch Abbildung 2.6) ist die Bewehrung des FE-Modells exemplarisch für VK1 ersichtlich. In dieser Abbildung ist die vereinfacht modellierte Wendel dargestellt. Anstatt der aufwendigen Geometrie der Wendel werden runde "Bügel" herangezogen, deren Anzahl aufgrund folgender Annahme bestimmt wird:

$$n_{\text{Bügel}} = n_{\text{Wendelgänge}} + 2 \quad (3.1)$$

In Tabelle 3.1 ist eine Übersicht der tatsächlich vorhandenen Wendeln im Versuchskörper und der vereinfachten Modellierung im FE-Programm ABAQUS ersichtlich. Die runden Bügel in ABAQUS wurden über die angegebene Wendellänge in [13] und [14] konstant verteilt.

Tab. 3.1: Wendel ABAQUS vgl. [13] und [14]

VK	\varnothing [mm]	n Gänge	L_{Wendel} [mm]	$\varnothing_{\text{au.,en}}$ [mm]	n Bügel
1	12	4	200	180	6
2	12	4	200	180	6
3	10	3	150	150	5

Alle weiteren bereits beschriebenen Eigenschaften aus den Versuchen im Labor (siehe Kapitel 2.1) wurden für die Modellierung im FE-Programm übernommen.

3.1.2 Material

3.1.2.1 Beton

Die Grundlage für die Betoneigenschaften sind die Werkstoffprüfungen aus den experimentellen Versuchen der TU Wien (siehe Kap.2.1). Nachdem die Betoneigenschaften der einzelnen Elemente (Lisene, Stegplatten, Boden- und Deckplatten) variierten, wurden für die FE-Analyse die ungünstigsten Werte herangezogen. Hier ist anzumerken, dass die Werte bei VK2 und VK3 lediglich um circa 5 % voneinander abwichen, während bei VK1 die Betondruckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Lisene circa 10 % geringer war als jene des Steges (die Abweichung des herangezogenen vom maximal erreichtem Widerstand im Versuch ist in Tab.3.2 ersichtlich). Die drei Versuchskörper wurden gleichartig aufgebaut, weshalb abweichende Betoneigenschaften der einzelnen Elemente nicht berücksichtigt wurden.

Gemäß Tabelle 2.4 ergeben sich folgende Eingangsparameter:

Tab. 3.2: Eingangswerte Materialparameter FE-Modell

Versuchs- körper	$f_{cm,min}$ [N/mm ²]	$f_{cm,min}/f_{cm,max}$ %	$f_{ct,sp,min}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp,min}/f_{ct,sp,max}$ %
1	64	90	4.3	89
2	48	96	3.65	95
3	44	96	3.15	93

Alle weiteren Spannungs- und Formänderungseigenschaften des Betons, die für das Versagen beziehungsweise das nichtlineare Verhalten relevant sind, ergeben sich gemäß [17]. Die Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons erfolgt gemäß [17] Formel 3.3:

$$\text{Zugfestigkeit} : f_{ctm} = f_{ct,sp} \cdot 0,9 \quad (3.2)$$

Die folgenden Materialparameter und Formeln wurden aus [17] Tabelle 3.1 entnommen.

$$\text{Druckfestigkeit} : f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (3.3)$$

$$\text{Elastizitätsmodul} : E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (3.4)$$

$$\text{Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung} : \epsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \quad (3.5)$$

Einige Werte gemäß [17] Tabelle 3.1 variieren erst ab einer Betondruckfestigkeit $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ (nur maßgebend für VK1) und berechnen sich folgendermaßen:

$$\text{Bruchdehnung} : \epsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \cdot ((98 - f_{cm})/100)^4 \quad (3.6)$$

In Tabelle 3.3 sind alle Materialparameter für die Definition der Materialien in ABAQUS ersichtlich. Gleichzeitig erfolgt eine Gegenüberstellung der vorhandenen Materialeigenschaften mit jenen eines Betons der Festigkeitsklasse C40/50, da dieser gemäß [16] bei den tatsächlich im Einsatz stehenden Brücken verwendet wird.

Tab. 3.3: Eingangswerte Materialparameter FE-Modell gemäß EC2

Parameter	VK1	VK2	VK3	C40/50
f_{cm} [N/mm ²]	64	48	44	48
$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	4,3	3,65	3,15	3,89
f_{ck} [N/mm ²]	56	40	36	40
f_{ctm} [N/mm ²]	3,87	3,29	2,84	3,5
E_{cm} [N/mm ²]	38395	35220	34313	35220
ϵ_{c1} [‰]	2,5	2,3	2,3	2,3
ϵ_{cu1} [‰]	3,2	3,5	3,5	3,5

Wie die Materialparameter in die Eingabe der Materialien beziehungsweise in der nichtlinearen Berechnung in ABAQUS einfließen, wird im Kapitel 3.1.2.4 genau erläutert.

3.1.2.2 Stahl

Bei den Stahlbauteilen wurden Materialmodelle gemäß [17] Abbildung 3.8 und Anhang C herangezogen. Es handelt sich um elastisch-plastische Modelle mit Wiederverfestigungsbereich. Grundlage für das Materialmodell der Bewehrung ist:

- E-Modul: 200.000 N/mm^2
- Streckgrenze f_{yk} : 550 N/mm^2
- Klasse: B

Gemäß [17] Tabelle C.1 ergeben sich für die vorhandene Bewehrung folgende Eigenschaften:

- $k = (f_t/f_y)_k \geq 1,08$
 $f_t = 550 \cdot 1,08 = 594 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{uk} \geq 5,0 \%$

Der beschriebene Verlauf gemäß Eurocode 2 ist im Diagramm 3.2 ersichtlich.

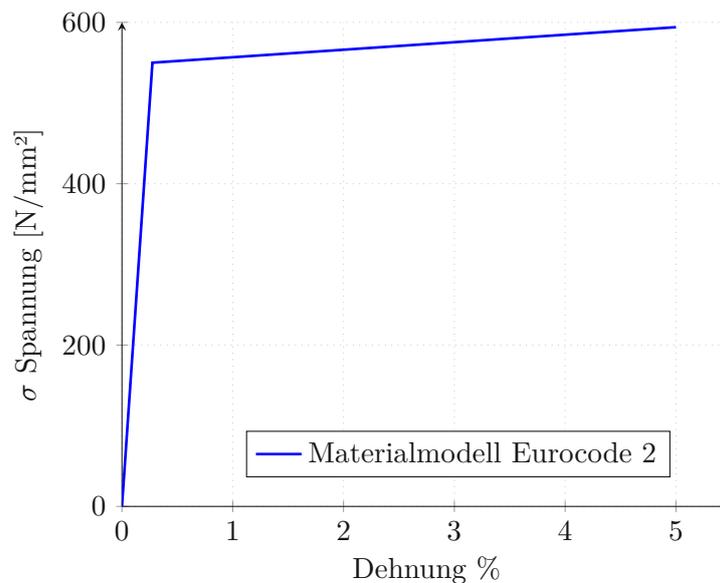


Abb. 3.2: ABAQUS-Stahleigenschaften (vgl. [17])

Für die Baustahlelemente (Formrohre, Winkel, Ankerplatte mit Ankerbüchse) wurde ebenfalls eine elastisch-plastische Modellierung mit Wiederverfestigungsbereich definiert, wobei hier anzumerken ist, dass die Annahme getroffen wurde, dass diese Elemente nicht in den Bereich der Fließgrenze gelangen. Deshalb erfolgte auch keine Unterscheidung von Bauteilen in S235 und S355. Es wurden generell folgende Eigenschaften definiert:

- $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{uk} = 3,0 \%$

Bei den Zuggliedern wurde lediglich ein elastisches Materialmodell definiert, da sich bereits im Zuge der Versuche herausstellte, dass die Kräfte in den Ankern deutlich unter der Traglast liegen. In den folgenden Kapiteln mit den Nachrechnungsergebnissen wird überprüft, ob die

maximale Traglast der Anker (300kN - siehe auch 2.1) und die Stahlspannung in den einzelnen Stahlelementen (S235 und S355) nicht überschritten wurde, um die angeführten Annahmen zu verifizieren.

3.1.2.3 Mass scaling

Die Dichte hatte bei den vorhandenen Berechnungen eigentlich keinen Einfluss, da als Belastung lediglich die Verschiebung der Presse angesetzt wurde (siehe auch Kapitel 3.1.4) und das Eigengewicht des Betonkörpers für den Versuchsausgang beziehungsweise das Berechnungsergebnis nicht relevant war. Es wären folgende Dichten für die Elemente zu definieren gewesen:

- Beton: $2,33 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$
- Stahl: $7,85 \cdot 10^{-9} \text{ t/mm}^3$

Nachdem es sich um eine dynamische Berechnung handelte (siehe auch Kapitel 3.1.4), entstehen im Modell viele sehr kleine FE-Elemente, die gemäß [18] zu sehr kleinen Zeitinkrementen führen, um eine Berechnung / Integration zu ermöglichen. Nachdem in den bestehenden Modellen einige Unstetigkeiten vorhanden waren (Kanten beziehungsweise Steifigkeitssprünge sowie Materialunterschiede), kam es durch das gewählte Netz sowie die dynamische Belastung und der draus folgenden kleinen Zeitinkremente zu sehr langen Berechnungszeiten. Durch die Skalierung der Dichte kann das "Stable Time Increment" deutlich erhöht werden, wobei die Auswirkungen auf das gesamte dynamische Verhalten des Berechnungskörpers vernachlässigbar sind. In der Formel 3.7 ist der Zusammenhang zwischen Masse und Zeitinkrement ersichtlich, wobei L^e die charakteristische Elementlänge und c_d die Wellengeschwindigkeit ist (vgl. [18]).

$$\Delta t = \frac{L^e}{c_d} = \frac{L^e}{\sqrt{E/Dichte}} \quad (3.7)$$

Eine Erhöhung der Dichte ist dementsprechend gleichzusetzen mit einer schnelleren Lastaufbringung, weshalb für VK2 eine Variantenstudie durchgeführt wurde (siehe auch Tab. 3.4 und Abb. 3.3), um zu zeigen, dass bei einem zu hohen Skalierungsfaktor der Dichte die tolerierbare Belastungsgeschwindigkeit überschritten wird und die Ergebnisse fehlerhaft sind.

Tab. 3.4: Variation Dichte

Dichte [t/mm ³]	Widerstand FE [kN]
10	1580
1	1580
0,01	1579
$2,3 \cdot 10^{-9}$	1579

In Abbildung 3.3 wird ersichtlich, dass für die Berechnung mit einer Dichte von bis zu 1 t/mm³ (diese entspricht einer Skalierungsfaktor von in etwa 10⁹) die Kraft-Verschiebungskurve bis zum Versagen nahezu ident ist. Gleichzeitig wird verdeutlicht, dass bei zu hohen Massen-Skalierungen die Belastungskurven nicht mit den Materialmodellen vereinbar sind. Diese Ergebnisse, auch wenn der maximale Widerstand für dieses Beispiel zufällig nicht abweicht (siehe auch Tab. 3.4), dürfen/sollten nicht für Vergleiche zur den Laborversuchen hergezogen werden.

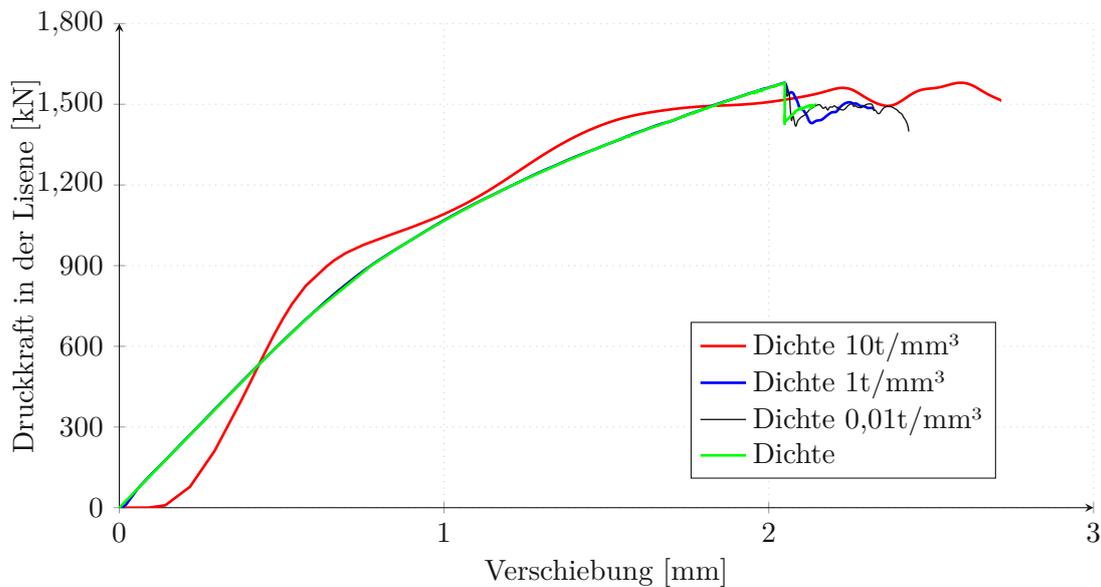


Abb. 3.3: VK1-Vergleichsrechnung

Aufgrund der Berechnungen wurde in den weiteren FE-Berechnungen eine Dichte von 1 t/mm^3 für alle Bauteile herangezogen, um die Berechnungszeiten möglichst gering zu halten und gleichzeitig eine korrekte Berechnung zu gewährleisten. Falls sich bei anderen Modellen in den Belastungskurven zeigt, dass die Dichte zu hoch gewählt wurde, wird in den folgenden Kapiteln deutlich darauf hingewiesen und die Dichte entsprechend angepasst. Die Berechnungszeit für VK2 konnte aufgrund des "Mass scalings" von ca. 36 auf acht Stunden reduziert werden.

3.1.2.4 Versagensmodelle

Die FE-Berechnungen sollen die Versuche im Labor möglichst realitätsnahe widerspiegeln, weshalb für die Betoneigenschaften nichtlineare Materialmodelle herangezogen wurden. Es wurde je ein Materialmodell für Zug- beziehungsweise Druckbeanspruchungen aus der Literatur herangezogen. Gleichzeitig wurden die nichtlinearen Effekte durch die Plastizitätstheorie nach Lubliner et al. [19] berücksichtigt. In ABAQUS [18] sind hierfür sämtliche Materialmodelle bereits implementiert, weshalb im folgendem Abschnitt kurz die theoretischen Zusammenhänge sowie die erforderlichen Größen der Parameter erklärt werden.

In [20] ist ein Überblick der grundsätzlichen Modellierungsansätze von nichtlinearen Materialverhalten ersichtlich und durch Beispiele nähergebracht. Die beschriebenen Modelle in [20] sind bestehende, erprobte Materialmodelle, die auch für die FE-Berechnungen dieser Arbeit herangezogen werden.

Concrete Damage Plasticity - CPD

Das plastische Materialmodell mit Materialschädigung - Concrete Damage Plasticity (CPD) - wurde von Lubliner et al. [19] entwickelt und beruht auf der klassischen Plastizitätstheorie, die durch eine Fließbedingung, ein Fließgesetz und eine Verfestigungshypothese definiert werden.

Die Rissbildung wird nicht direkt abgebildet, sondern verschmiert berücksichtigt. Alternativ zum verschmierten Ansatz wäre der diskrete Ansatz anhand von Materialmodellen aus der Bruchmechanik. Nachdem hier hohe Anforderungen an das Modell beziehungsweise das FE-Netz gestellt werden und die Berechnungen sehr aufwendig sind (vgl. [21]), wurde von dieser Modellbildung abgesehen. Nach der Überschreitung der charakteristischen Materialfestigkeiten,

wird das Materialverhalten durch nicht-assoziierte Fließgesetze beschrieben. Bei assoziierten Fließgesetzen werden die Dehnungen im Bereich der Bruchlast unter mehraxialer Beanspruchung unterschätzt, weshalb hiervon abzusehen ist (vgl. [22]).

In [22] wird das CPD Modell durch eine hyperbolische Potentialfunktion vom Typ Drucker-Prager herangezogen. Der Distanzwinkel ϕ beschreibt hierbei das Verhältnis zwischen Volumendehnung und Scherdehnung, während die Abweichung vom Distanzwinkel durch den Elastizitätsparameter ϵ angegeben wird. Die Verfestigungsparameter (d_t und d_c) definieren die Größe der Fließfläche und wurden für diese FE-Analyse ebenfalls implementiert, da die Verschiebung dynamisch (schrittweise - siehe auch Kapitel 3.1.4) aufgebracht wurde und der Elastizitätsmodul mit zunehmender Schädigung abnimmt. Dieser kleiner werdende Elastizitätsmodul spiegelt die sinkende Steifigkeit des Betonkörpers aufgrund der entstehenden Risse wider. Eine Schädigungsvariable von 0 entspricht keiner Schädigung, während der Wert 1 eine volle Schädigung bedeutet (vgl. [20]).

Für die Bruchhypothese zur Beschreibung der plastischen Vorgänge wurden gemäß [20] folgende Parameter definiert:

- Formfaktor $K_c = 0,67$
- Verhältnis von zweiaxialer zu einaxialer Betonfestigkeit $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$
- Elastizitätsparameter $\epsilon = 0,1$
- Dilatationswinkel $\phi = 35^\circ$

Die Schädigungsparameter werden im Zuge der weiteren Druck- beziehungsweise Zugmaterialmodelle genauer beschrieben.

Versagensmodell nach Sargin - Druckbeanspruchung

Um das Materialverhalten von Beton bei hohen Druckbeanspruchungen realitätsnahe abbilden zu können, wurde das Modell von Sargin [23] als mathematische Grundlage herangezogen (siehe auch Formel 3.8). Dieses Versagensmodell dient auch im EC2 [17] als Grundlage für das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton. Der Unterschied zwischen der Formel in [17] und Formel 3.8 aus [23] ist die Berücksichtigung des Duktilitätsbeiwertes D , der im EC2 [17], aufgrund der Annahme eines sehr porösen Materials, zu 0 gesetzt wird. Durch die Formeln wird ein direkter Zusammenhang zwischen Betondruckspannung σ_c und Stauchung ϵ_c , unter Berücksichtigung der Materialparameter gemäß Tabelle 3.3, hergestellt. In Abbildung 3.4 ist das Spannungs-Dehnungs-Diagramm gemäß [17] beziehungsweise [23] für den Beton C40/50 exemplarisch dargestellt. Die Definition der Spannungs-Dehnungs-Linie erfolgte für die drei Versuchskörper gemäß dem Verlauf in Abbildung 3.4.

$$\sigma_c = \frac{k \cdot \eta - (D - 1) \cdot \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \cdot f_{cm} \quad \text{für } 0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}| \quad (3.8)$$

Wobei folgende zwei Zusammenhänge berücksichtigt werden (Materialparameter siehe auch Tabelle 3.3):

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1} \quad (3.9)$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (3.10)$$

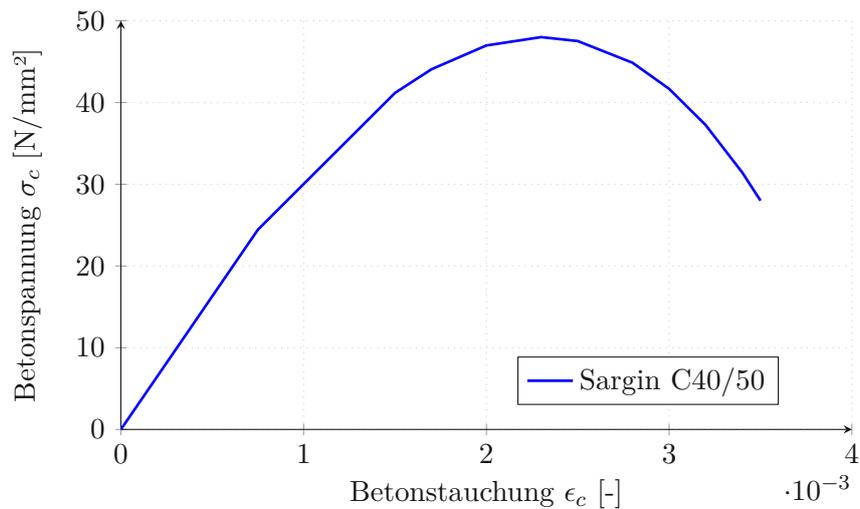


Abb. 3.4: Materialmodell Sargin

Um die definierte Materialschädigung bei Druckbeanspruchung zu veranschaulichen wird in Abbildung 3.5 der Zusammenhang zwischen Betondruckspannung und Verfestigungsgrad d_c aufgezeigt. Es wird folgende Annahme für die Berechnung des Verfestigungsgrades d_c getroffen:

$$d_c = 1 - \sigma_{c,i}/f_{cm} \text{ mit } \sigma_{c,i} < f_{cm} \text{ und } \sigma_{c,i}(\epsilon_c > \epsilon_{c1}) \quad (3.11)$$

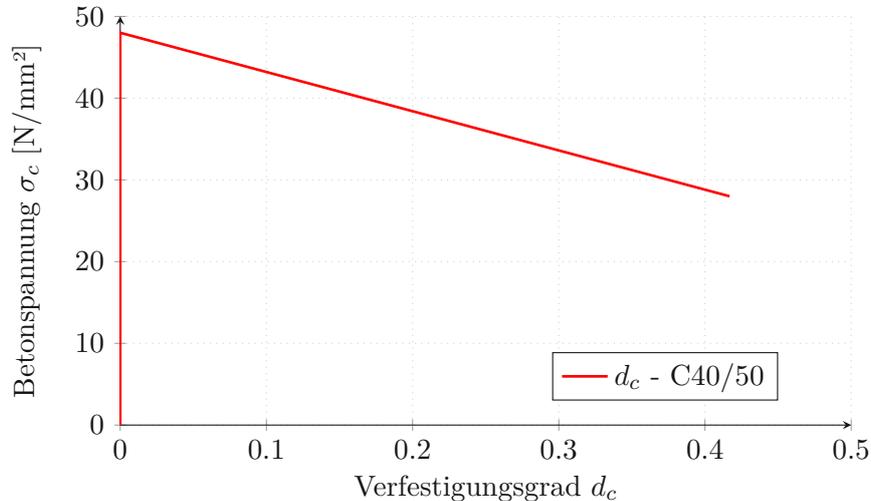


Abb. 3.5: Materialmodell Sargin - Schädigung d_t

Versagensmodell nach Hillerborg - Zugbeanspruchung

Für den Zugbereich inklusive Rissbildung wurde das fiktive Rissmodell - Fictitious Crack - Modell nach Hillerborg et al. [24] herangezogen. Solange die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird, liegt ein linear elastisches Materialverhalten vor. Hillerborg et al. [24] beschreibt die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach der Überschreitung der Zugfestigkeit. In Formel 3.12 ist deutlich erkennbar, dass mit steigender Rissöffnung w die Betonzugfestigkeit exponentiell abnimmt. Die vorhandenen Zugfestigkeiten der Versuchskörper sind in Tabelle 3.3 ersichtlich.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot e^{-w/w_1} \text{ mit } w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3.12)$$

G_F ist die Bruchenergie, die experimentell nur mit erhöhtem Aufwand ermittelbar ist und deswegen gemäß [20] mit 0,06 N/mm angesetzt wurde. Plastische Verformungen (Schädigungen - siehe auch Kapitel 3.2) werden als fiktiver Riss interpretiert. Es kommt zu einem lokalen Entfestigungsverhalten und erst ab dem Zeitpunkt, ab dem keine Spannungen mehr übertragen werden, ist ein realer Riss vorhanden (vgl. [25]).

Der Spannungs-Dehnung Beziehung ist für einen Beton C40/50 exemplarisch in Abbildung 3.6 ersichtlich. Gleichzeitig ist in Abbildung 3.7 der Zusammenhang zwischen reduzierter Spannung und Schädigungsgrad beziehungsweise Verfestigungsgrad d_t aufgezeigt. Gleichartig zur Berechnung des Verfestigungsgrades für die Druckbeanspruchung erfolgt die Berechnung von d_t gemäß Formel 3.13.

$$d_t = 1 - \sigma_{ct,i}/f_{ctm} \text{ mit } \sigma_{ct,i} < f_{ctm} \quad (3.13)$$

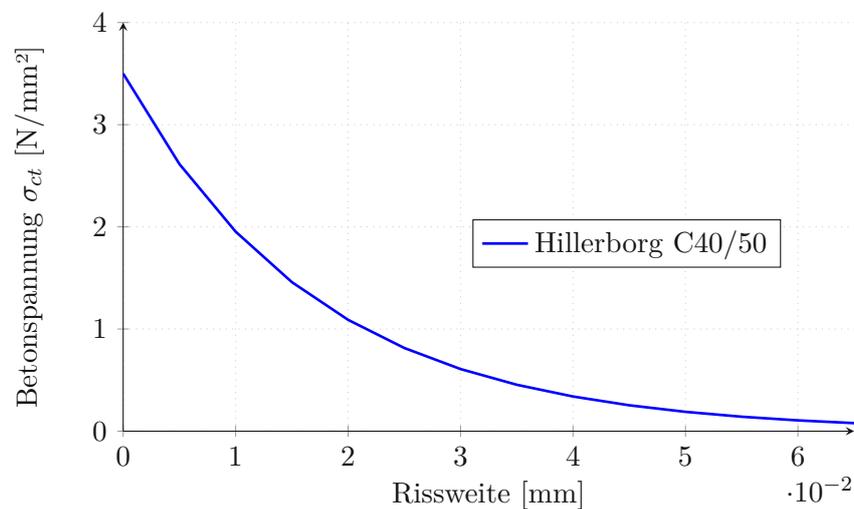


Abb. 3.6: Materialmodell Hillerborg

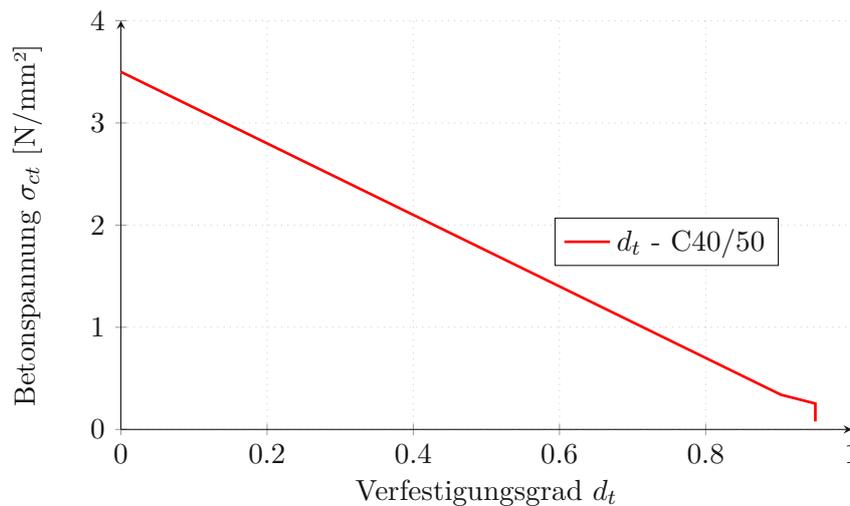


Abb. 3.7: Materialmodell Hillerborg - Schädigung d_t

3.1.3 FE-Netz

Das gesamte FE-Netz des Berechnungsmodells ist in Abbildung 3.8 ersichtlich. Es ist erkennbar, dass für die untergeordneten Elemente (Baustahl wie Ankerplatte, Zugglieder inklusive lastverteilender Platte etc.) größere Elemente und für die kritischen beziehungsweise relevanten Bereiche, wie den erwarteten Versagensbereich (siehe bereits Kapitel 2.2), feinere Netzeinstellungen vorgesehen wurden. Folgende grundlegende Elementgrößen waren in den Modellen der Versuchskörper in Verwendung:

- 12 mm - Übergangsbereich von Lisene zur Steg- beziehungsweise Bodenplatte (Versagensbereich) und in Dickenrichtung der Platten
- 15 mm - Stahlwinkel
- 20 mm - Generelle Elementgröße für alle Beton- und Stahlbauteile
- 25 mm - Bewehrung
- 30 mm - Platten im Bereich des Widerlagers

Um die Größe des FE-Netzes zu verdeutlichen ist in Abbildung 3.9 eine Ansicht der Außenfläche der Lisene inklusive Bodenplatte (Ansicht entgegen globaler Y-Achse) und in Abbildung 3.10 die Innenseite der Bodenplatte, der Querschnitt des Steges sowie die Lisene ersichtlich (Ansicht entlang globaler Y-Achse).

Um die Biegung in den Platten und die lokalen Effekte aus dem Steifigkeitssprung von der Lisene auf die Platten möglichst genau zu erfassen, wurde in diesen Bereichen ein feineres Netz gewählt (siehe Abbildung 3.9 und 3.10). Weiters ergaben sich durch die Wahl der Netzgröße von 12 mm sechs Elemente in Dickenrichtung der Platte. Diese sind in Abbildung 3.8 ersichtlich und finden sich auch in Abbildung 3.10 wieder, wo gleichzeitig die Variation der Elementgröße in Längsrichtung von 12-30 mm deutlich erkennbar ist.

Im Widerlagerbereich wurde ein gröberes Netz definiert, da hier keine Inhomogenitäten vorherrschen und ein gleichmäßiger Spannungsverlauf zu erwarten ist.

Neben der Variation der Elementgröße wird zwischen folgenden Elementtypen unterschieden:

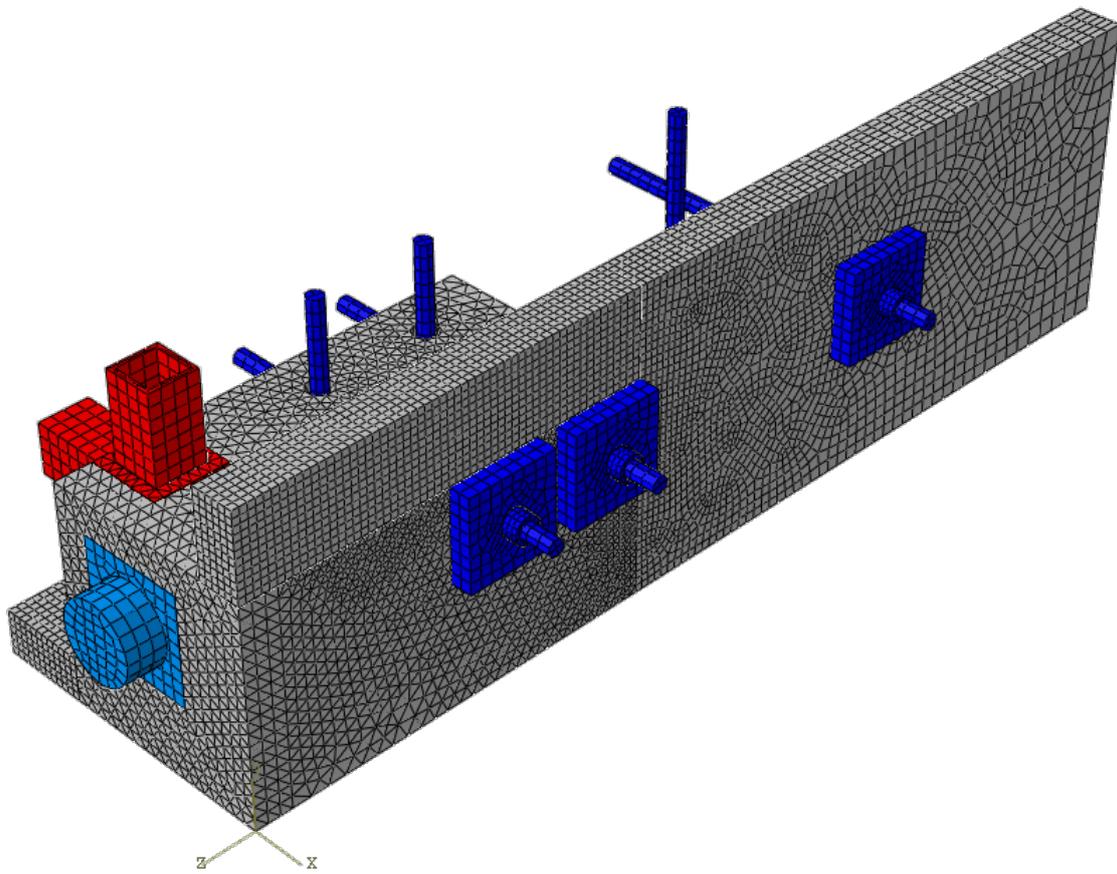


Abb. 3.8: FE-Netz exemplarisch VK1

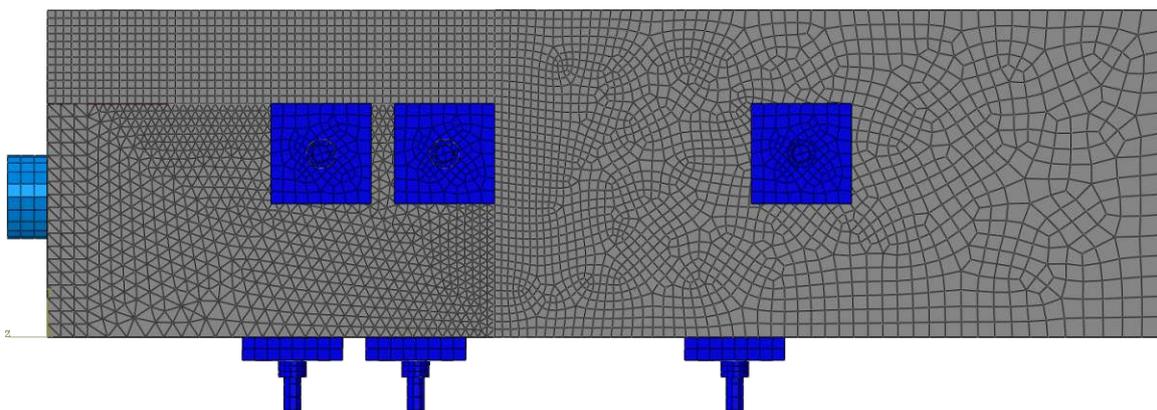


Abb. 3.9: FE-Netz exemplarisch VK1 Ansicht entgegen Y-Achse

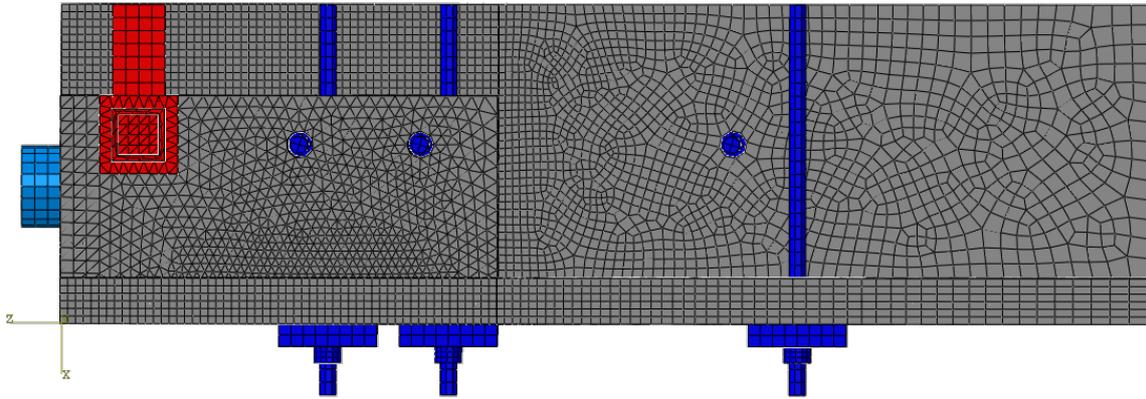


Abb. 3.10: FE-Netz exemplarisch VK1 Ansicht entlang Y-Achse

- Hexaeder (Hex) - 3D Element mit 6 Flächen und 8 Ecken
- Tetraeder (Tet) - 3D Element mit 4 Flächen und 4 Ecken
- Fachwerkstab (Truss) - 2D Element für Normalkraftübertragung (siehe auch Kapitel 2.1)

Bei allen Elementtypen wurden lineare Ansatzfunktionen verwendet. Quadratische und kubische Ansatzfunktionen würden den Berechnungsaufwand und somit die Berechnungszeit deutlich erhöhen.

Für die Definition der 3D Elemente wurde grundsätzlich versucht Hexaeder-Elemente zu verwenden. Da die Lisene allerdings eine komplexe Geometrie aufgrund diverser Ausschnitte (Stahlplatte bei Lasteinbringung, Einbetonierte Stahlwinkel) beziehungsweise Durchdringungen (Zugglieder, theoretisch vorhandene Spannglieder) besitzt, wurde hierfür ein Tetraeder-Netz definiert (siehe auch Abbildung 3.11). Nachdem die Geometrie der Stahlwinkel ein sehr feines Hexaeder-Netz erforderte und die Relevanz dieser Adaptierung nicht gegeben war, wurde hier ebenfalls auf Tetraeder-Elemente zurückgegriffen.

Bei den Hex-Elementen wurde auf die reduzierte Integration, die standardmäßig aktiviert ist, zurückgegriffen. Nachdem lineare Ansatzfunktionen bei Hex-Elementen, aufgrund der Vernachlässigung von Schubgleitungen, zu einer Versteifung (Verformungen zu gering) führen, kommt es durch die reduzierte Integration zu einer Aufweichung des Systems. Um fehlerhafte Verzerrungszustände zu vermeiden, war die Hourglass Kontrolle aktiviert (vgl. [26]).

Aufgrund der beschriebenen Eigenschaften des FE-Netzes ergeben sich in ABAQUS folgende FE-Elemente:

- C3D8R - Hex, reduzierte Integration und Hourglass Kontrolle
- C3D4 - Tet
- T3D2 - Truss

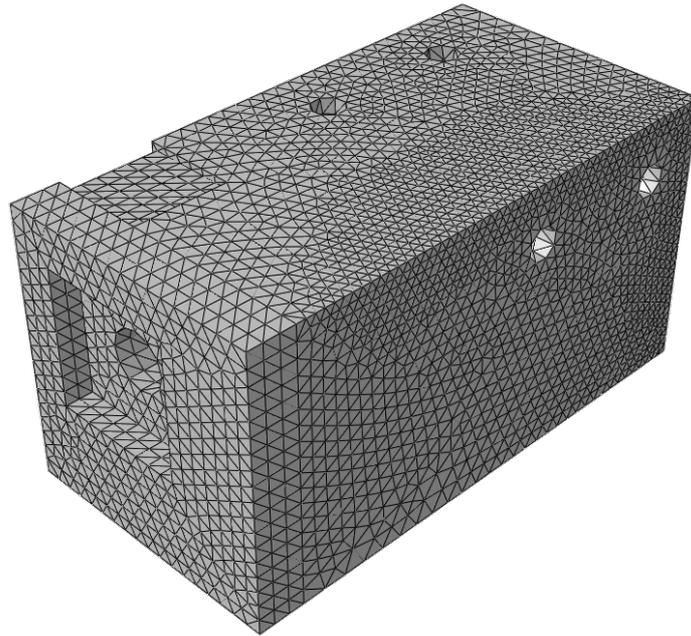


Abb. 3.11: FE-Netz/Geometrie Lisene inkl. Ausschnitten exemplarisch VK1

3.1.4 Randbedingungen

Die Randbedingungen (Lagerung und Belastung) werden in ABAQUS in zwei Schritten definiert.

Nachdem im FE-Programm nur ein Viertel des Versuchskörpers vorhanden war und die Verformungseigenschaften des gesamten Versuchskörpers abgebildet werden sollten, wurden die Symmetrie-Eigenschaften für die Definition der möglichen Verschiebungen beziehungsweise Verdrehungen herangezogen.

In Abbildung 3.12 ist das Modell mit den vorhandenen Lagerungen ersichtlich. Die Randbedingungen sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst. Ein „x“ in den Spalten $u_x - u_z$ deutet auf eine Verhinderung der Verschiebung entlang der jeweiligen Achse hin, während in den Spalten $\phi_x - \phi_z$ die Verdrehung um die jeweilige Achse gesperrt wird. Beim Widerlager wurde von einer „Einspannung“ ausgegangen.

Tab. 3.5: Randbedingungen

Bereich	u_x	u_y	u_z	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	Farbe Abb. 3.12
HOR	x				x	x	Grün
VER		x		x		x	Rot
Widerlager	x	x	x	x	x	x	Blau

Die Belastung wurde in einem zweiten Schritt, nach der Definition der Lagerungsbedingungen, aufgebracht. Die Belastung erfolgte sinngemäß zum Versuch (siehe auch Kapitel 2.3) durch eine schrittweise Verschiebung der Ankerbüchse (siehe in Abbildung 3.13 - rote Fläche). In ABAQUS wurde eine quasi-statische Belastung, in Form einer schrittweisen Verschiebung von insgesamt 10 mm, definiert. Folgende weitere Einstellungen für die Lastaufbringung (dynamic implicit procedure) wurden definiert (siehe auch [18]):

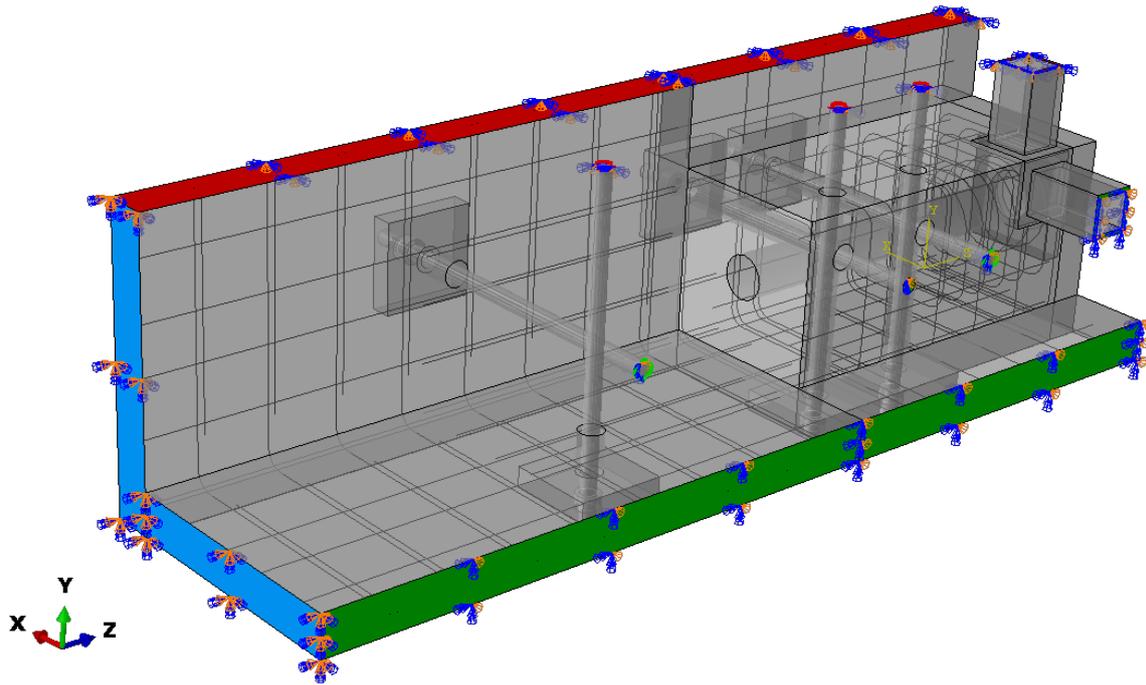


Abb. 3.12: FE-Modell Lagerung exemplarisch VK1

- Step time: 1000 s
- Größe des Inkrements wird durch ABAQUS automatisch bestimmt
- Maximale Anzahl an Inkrementen: 100000000 (wird im Zuge der Berechnung nie erreicht)
- Erstes Inkrement: 1 s
- Minimale Größe Inkrement: 10^{-11} s
- Maximale Größe wird durch ABAQUS bestimmt

Einfluss auf die Belastungsgeschwindigkeit hat ebenfalls das bereits beschriebene "mass scaling" in Kapitel 3.1.2.3.

Zusammenfassend handelte es sich um eine quasi-statische, geometrisch nichtlineare Berechnung von Volumen- und Stabelementen.

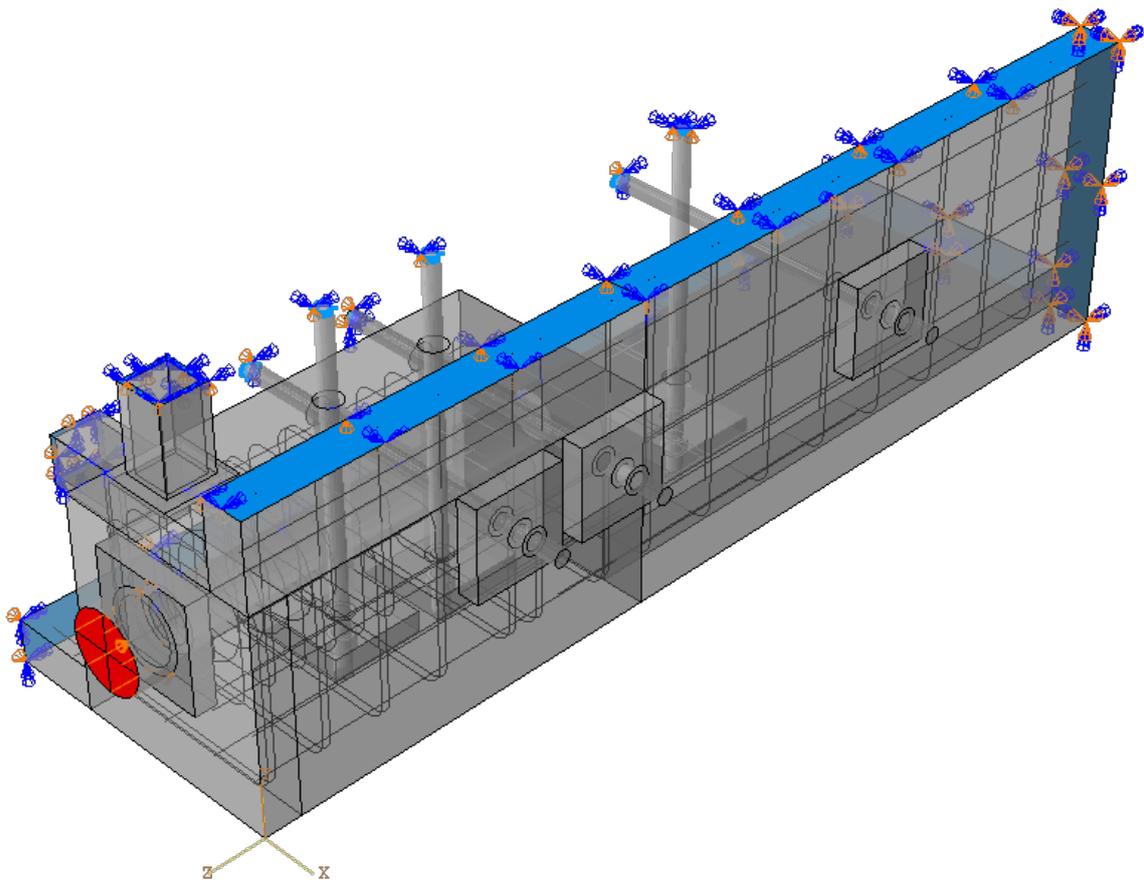


Abb. 3.13: FE-Modell Belastung exemplarisch VK1

3.2 FE-Berechnungsergebnisse

Die Aufbereitung der Ergebnisse inklusive einem Überblick des FE-Modells erfolgt für alle Versuchskörper gleichartig. Die Kraft-Verschiebungskurven, der Versagensmechanismus sowie die Kraft in den Zuggliedern wird mit den Versuchsergebnissen verglichen. Außerdem werden die getroffenen Annahmen (z.B. Stahlspannung) aus den vorherigen Kapiteln verifiziert.

Um die Kraft-Verschiebungskurve aus den Versuchen mit jenen aus der FE-Berechnung vergleichen zu können, sind Korrekturen beziehungsweise Anpassungen erforderlich. Diese sind für VK1 schrittweise aufbereitet. Für die weiteren Versuchskörper erfolgt die Anpassung sinngemäß beziehungsweise sind die entsprechenden Parameter in den einzelnen Kapiteln angegeben.

3.2.1 Versuchskörper 1

Die Übersicht des FE-Modells von VK1 ist bereits in der allgemeinen Beschreibung (siehe Abbildung 3.1) ersichtlich.

Für den Vergleich der Kraft-Verschiebungskurve aus den Versuchen mit jenen aus der FE-Berechnung werden im FE-Modell die Reaktionskräfte in Versuchskörperlängsrichtung herangezogen. Aus den Versuchen wird, wie bereits in Kapitel 2.5 festgehalten, der Mittelwert der maßgebenden Lisenen herangezogen.

Beim Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven ist zu berücksichtigen, dass die Verformungen aus den vorhandenen Versuchsauswertungen auch die Verformungen und Verschiebungen der Widerlagerkonstruktion sowie der Pressen inkludieren. Ein Vergleich der Kurven ohne Korrektur ist in Abbildung 3.14 ersichtlich. Der deutlich flachere Verlauf der Versuchskurve ist auf die beschriebenen Verformungen im Versuchsaufbau zurückzuführen. Weiters ist deutlich ersichtlich, dass bis zu einer Last von 20-30 % der maximalen Kraft (für VK1 circa 750 kN) der Lastanstieg deutlich langsamer fortschreitet und nicht mit dem darauffolgenden elastischen Verlauf vergleichbar ist.

Die vorhandenen Plateaus werden bereits in Kapitel 2.4 beschrieben.

Nachdem bei der FE-Berechnung eine ideale Situation der Lastaufbringung (sofortige Kraftaufbringung) sowie ein ideal-starres Widerlager vorhanden war, wurden die Kurven geringfügig aufeinander abgeglichen.

Die Gesamtverschiebung aus den Versuchen wird um jene Verformungen reduziert, die sich aus dem Versuchsaufbau ergaben (Stahlwiderlager, Betonwiderlager, Prüfmaschine, etc.). Diese wurde näherungsweise im Zuge der photogrammetrischen Messungen (Durchführung mittels Aramis) festgehalten. Für eine Gesamtkraft von 6000 kN (1500 kN pro Lisene) ergaben sich Verschiebung des Versuchsaufbaus von circa 3 mm. Die Anpassung der einzelnen Verschiebungswerte aus den Versuchen erfolgt gemäß Formel 3.14:

$$u_{corr,i} = u_i - 3 \text{ mm}/1500 \text{ kN} \cdot F_i \quad (3.14)$$

mit F_i = Kraft in einer Lisene zum Zeitpunkt i und der zugehörigen Verschiebung u_i

In Abbildung 3.15 ist die bereits gemäß Formel 3.14 angepasste Kraft-Verschiebungskurve aus den Versuchen ersichtlich. Gleichzeitig werden die Ergebnisse der FE-Berechnung um die Plateaus aus dem Versuch erweitert. Bereits in diesem Schritt wird deutlich, dass ab einer Kraft von circa 800 kN die Steigung der Kurven gleichartig erfolgt.

Im letzten Schritt wird jener Bereich betrachtet, der trotz Korrektur gemäß Formel 3.14 einen deutlich flacheren Verlauf ausweist. Die ersten 20 % der Gesamtlast aus dem Versuch sind aufgrund von Verformungen, welche aus dem Versuchsaufbau beziehungsweise der Prüfmaschine resultierten, nicht direkt mit den FE-Ergebnissen vergleichbar. Aufgrund dieser Verformungen wurden deutlich geringere Druckkräfte im Versuchskörper erzeugt. Wie bereits oben beschrieben

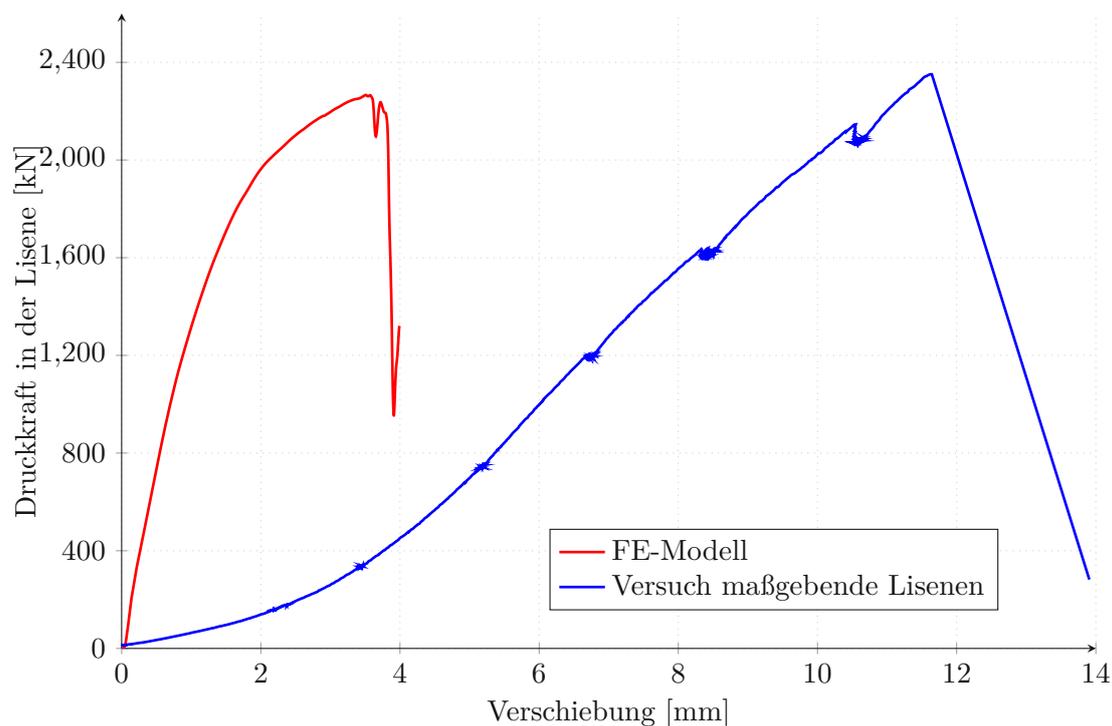


Abb. 3.14: VK1-Vergleich FE-Berechnung - Versuch ohne Korrekturen

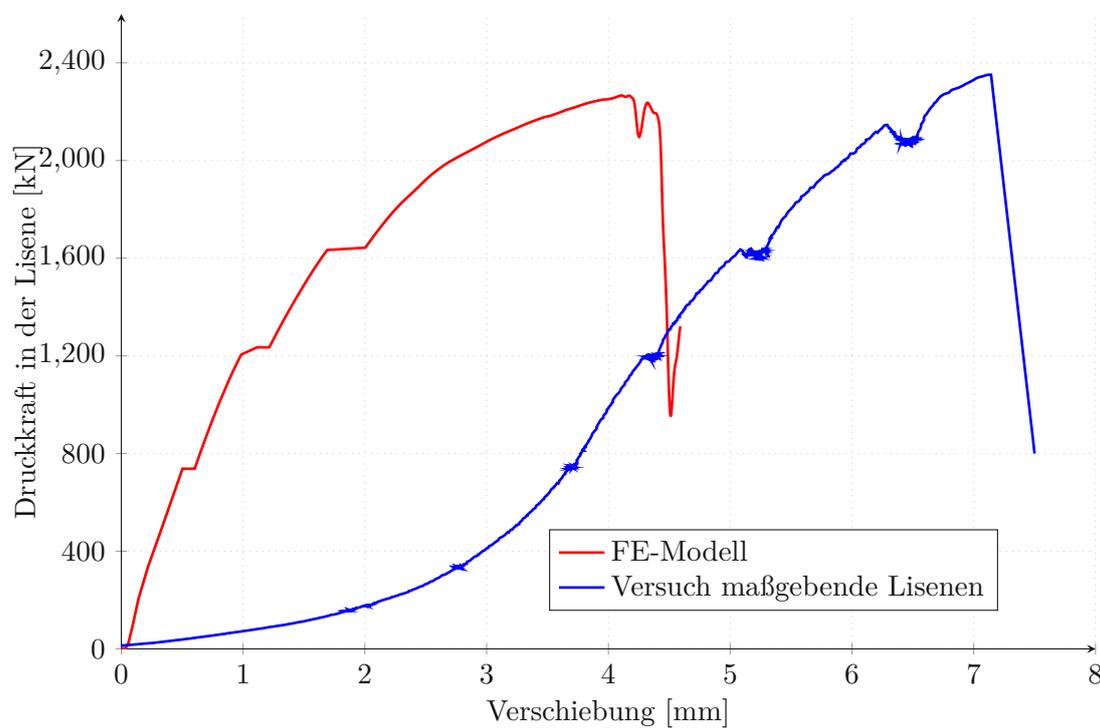


Abb. 3.15: VK1-Vergleich FE-Berechnung - Versuch Zwischenschritt Korrektur

und in Abbildung 3.14 & 3.15 ersichtlich, ist ab einer Kraft von circa 750 kN ein elastischer und mit der FE-Berechnung vergleichbarer Kurvenanstieg vorhanden. Dieser Bereich wird für den finalen Vergleich der Kurven nicht berücksichtigt.

Um die Kurven schließlich vergleichen zu können, wird die Versuchskurve entsprechend verschoben, um den selben Ausgang für beide Kurven zu erhalten.

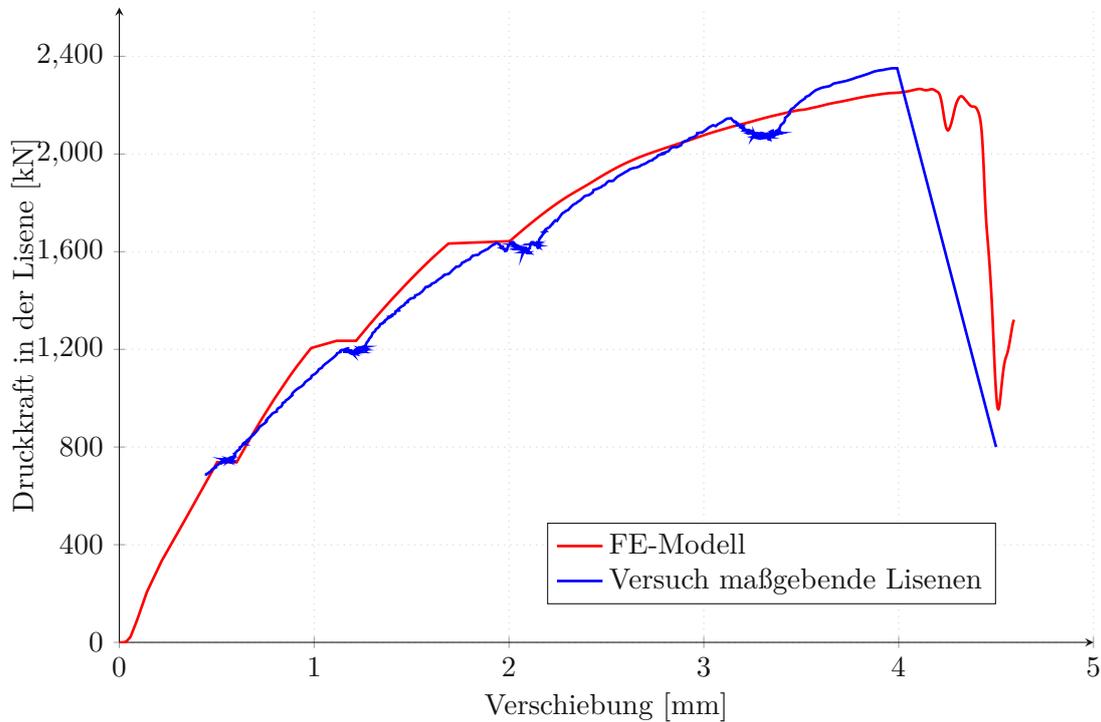


Abb. 3.16: VK1-Vergleich FE-Berechnung - Versuch

Aufgrund der Kraft-Verschiebungskurven in Abbildung 3.16 kann gezeigt werden, dass die FE-Berechnung mit dem Verhalten des Versuchskörpers vergleichbar ist und lediglich im Versagensbereich größere Abweichungen zu verzeichnen sind. Die geringfügige Entlastung bei circa 3,2 mm Verschiebung und die darauffolgende Wiederbelastung sind auf die Haltephase im Zuge der Rissdokumentation zurückzuführen. Der Verlauf im elastischen Bereich sowie der maximal erreichbare Widerstand deuten darauf hin, dass es möglich ist das Verhalten des Versuchskörpers durch die FE-Berechnung nachzubilden. Die Versagenslast in der Vergleichsrechnung beträgt 2266 kN. Das führt zu prozentualer Abweichung im Vergleich zum Versuch (Mittelwert maßgebende Lisenen: 2354 kN) von 4 %.

3.2.1.1 Versagen

Das Versagen im Versuch ist bereits in Kapitel 2.4.1 inklusive Fotodokumentation festgehalten. Das dort beschriebene Versagen der Stege im Widerlagerbereich findet sich im FE-Modell nicht wieder. Anhand von Abbildung 3.17, in dem die Spannung in der Bewehrung ersichtlich sind, und den plastischen Verzerrungen (PE in ABAQUS) in den Abbildungen 3.19 & 3.20 wird veranschaulicht, dass der Versagensbereich nicht im Widerlagerbereich sondern im Bereich zwischen den Zuggliedern am Ende der Lisenen zuliegen kommt (siehe auch Kapitel 2.2).

Während die Kraft-Verformungskurven der unabhängigen Betrachtungen gut übereinstimmen, kommt es beim Versagensszenario zu Unterschieden.

In Abbildung 3.17 ist ersichtlich, dass die Längsbewehrung die Festigkeitsgrenze von 550 N/mm² erreichte. Bei den vorhandenen Spannungen handelte es sich um Druckspannungen, wodurch ein "Ausknicken" der Bewehrung die Folge war. Die leichten Abweichungen der Bewehrungsspannungen von Steg- und Bodenplatte sind auf die Lage der Zugglieder zurückzuführen. Grundsätzlich wird

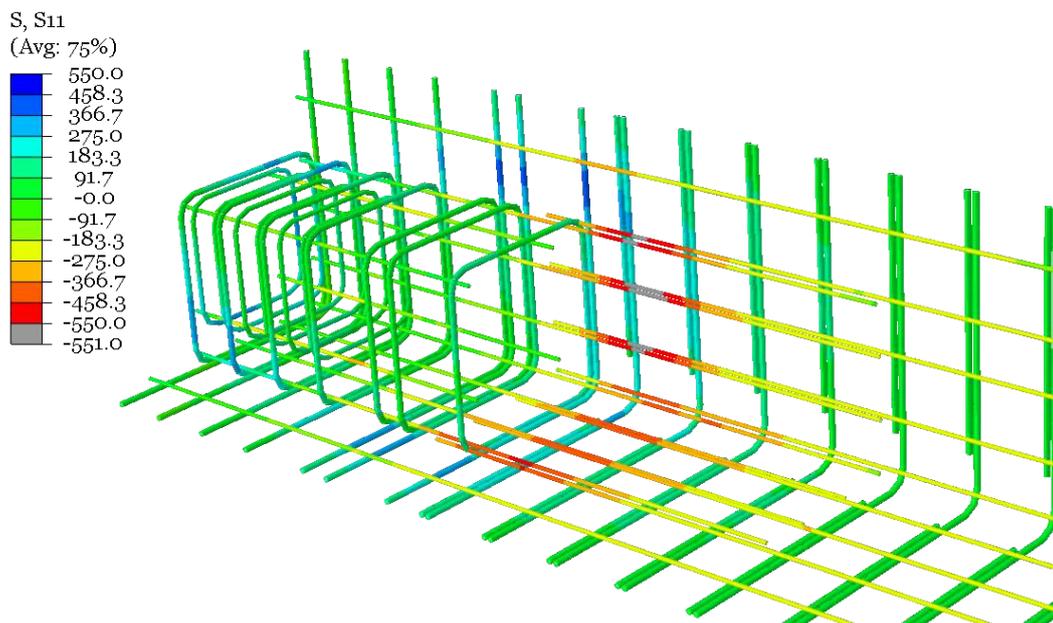


Abb. 3.17: Bewehrung Spannung VK1

deutlich, dass die Längsbewehrung (liegt auf der Innenseite der Platten) hohe Druckspannungen und die Querbewehrung (liegt auf der Außenseite der Platte) Zugspannungen, die unter der Fließgrenze liegen, erfuh.

Die beschriebenen Lagen der Bewehrung im Zusammenhang mit den vorhandenen Spannungen lassen sich durch die Verformung des Versuchskörpers in globaler X-Richtung (siehe Abbildung 3.18) ableiten. Die Verformungen werden in der Abbildung 3.18 um den Faktor 25 überhöht, um das "Ausbeulen" der Platten beziehungsweise den Knick im Versuchskörper zu verdeutlichen. Lokal traten Verformungen aus der Ebene von bis zu 2 mm auf. Grundsätzlich wird in den nächsten Versuchskörpern deutlich, dass die generellen Verformungen von VK1 relativ gesehen gering waren.

Die abgebildeten plastischen Verzerrungen (Abb. 3.19 beziehungsweise 3.20), spiegeln die Schadensbereiche (Risse) wider. Die plastischen Verformungen an der Außenseite der Platten (Abb. 3.19) deuten auf Risse durch erhöhte Zugspannungen hin, deren Lage mit den Verformungen des Versuchskörper im Einklang steht. Neben den plastischen Verzerrungen an der Außenseite sind große plastische Verzerrungen an der Innenseite der Platte (Abb. 3.20) ersichtlich, die auf große Stauchungen im Beton hinweisen.

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass das Versagen in der FE-Berechnung nicht mit jenem im Versuch harmoniert. Nachdem in der FE-Berechnung die Spannungen im Widerlagerbereich die Festigkeitsgrenzen deutlich unterschritten, wird hierfür die Lastausbreitung von dem Widerlager in den Versuchskörper genauer betrachtet, um die Ergebnisse aus dem Versuch besser deuten zu können.

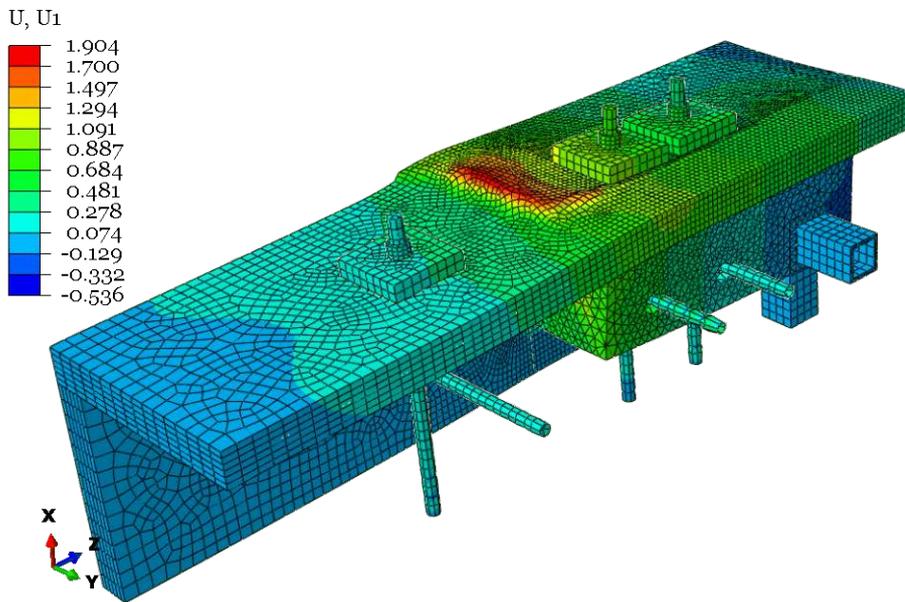


Abb. 3.18: Verformungen VK1

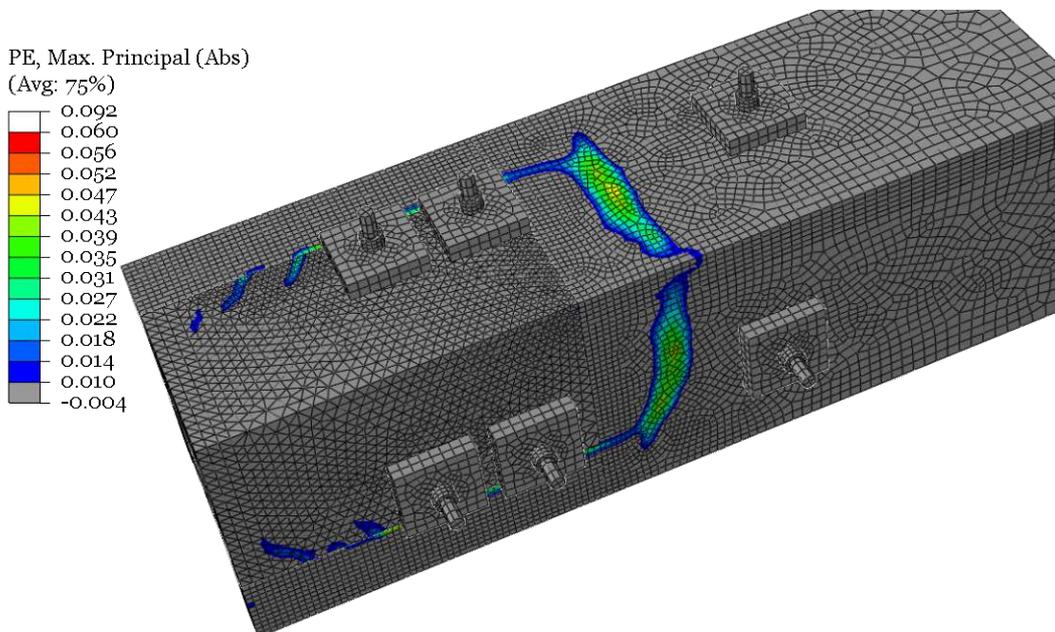


Abb. 3.19: Plastische Verzerrungen VK1

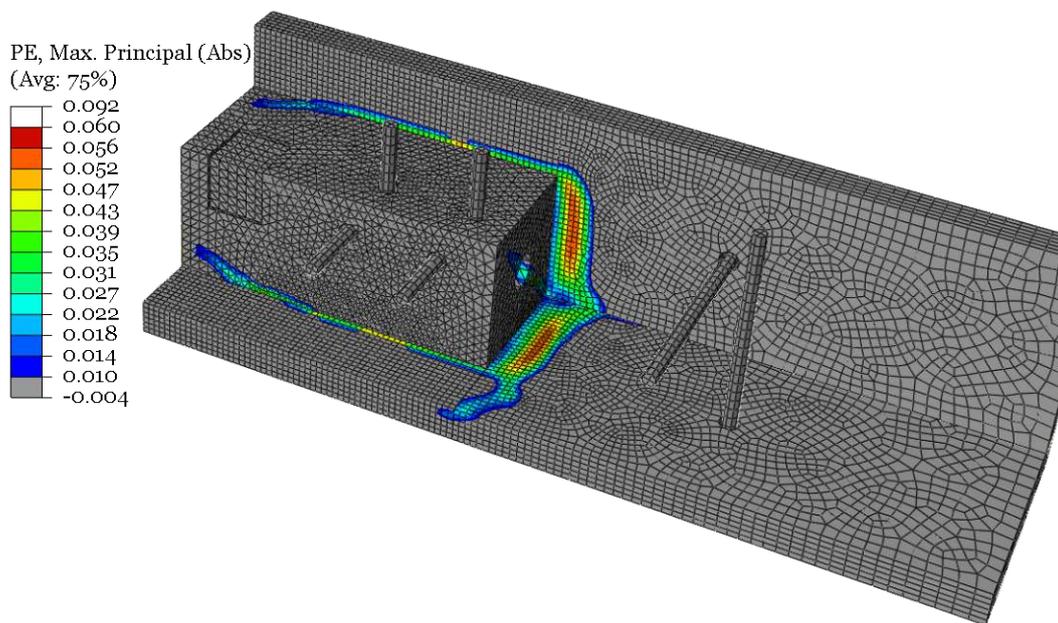


Abb. 3.20: Plastische Verzerrungen VK1

Modifiziertes Modell für erweiterte Versagensanalyse

Bei einer Druckkraft von 2354 kN (maßgebende Lisene aus Versuch) würde sich eine erforderliche Fläche gemäß Formel 3.15 ergeben.

$$A_{erf} = F_{Ed}/f_{cm} = 2354/6,43 = 366 \text{ cm}^2 \quad (3.15)$$

Die angesetzte mittlere Betondruckfestigkeit kann gemäß Tabelle 2.4 für die Stegplatten theoretisch auf 7,03 kN/cm² erhöht werden, wodurch sich die erforderliche Betonfläche im Widerlagerbereich (gemäß Formel 3.15) nochmal reduzieren würde.

In Abbildung 3.21 ist die Lastausbreitung von der Widerlagerkonstruktion (Geometrie siehe auch Abbildung 2.11) auf den Versuchskörper ersichtlich. Bei einer plastischen Lastausbreitung (Lastausbreitungswinkel 1:2,5) im Stahl würde der Betonquerschnitt gleichmäßig beansprucht werden. Bei einer elastischen Lastausbreitung (Lastausbreitungswinkel 1:1) ergibt sich eine reduzierte Beton- beziehungsweise Auflagerfläche. Diese Fläche begrenzt sich auf den Stegbereich, wodurch das Versagen im Versuch erklärt werden könnte. In Formel 3.16 wird gezeigt, dass die reduzierte Stegfläche (für eine Lisene wird eine halbe Stegfläche herangezogen) kleiner ist als jene, die die Belastung bei der vorhandenen Druckfestigkeit erfordert (siehe Formel 3.15).

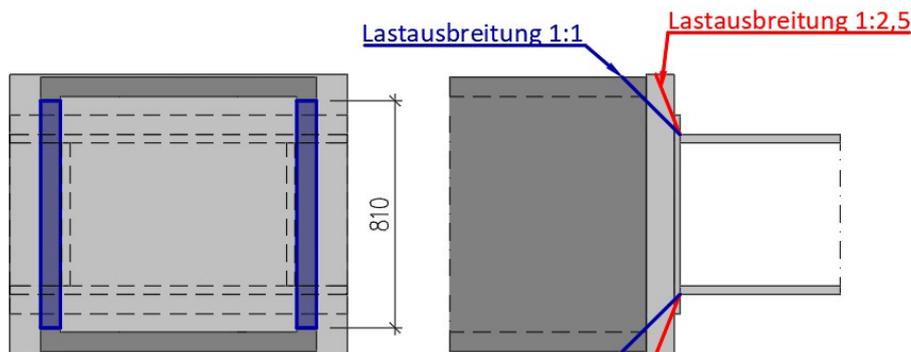


Abb. 3.21: Widerlager Lastausbreitung - Maße in mm

$$A_{el,vorh} = 81\text{cm}/2 \cdot 7\text{cm} = 283\text{cm}^2 < 366\text{cm}^2 = A_{erf} \quad (3.16)$$

Nachdem die Lastausbreitung zwischen den Grenzwerten der elastischen beziehungsweise plastischen Verteilung variieren kann, wurde das Berechnungsmodell durch die Widerlagerkonstruktion ergänzt (siehe Abbildung 3.22). In Abbildung 2.11 ist die Geometrie des Widerlagers ersichtlich, die als Grundlage für die Modellierung herangezogen wurde. Das Widerlagerprofil (Kastenquerschnitt) wurde mit einer Länge von 250 mm modelliert und wies am Ende eine Einspannung auf (siehe Abb.3.23). Die Lagerungsbedingungen aus Kapitel 3.1.4 wurden übernommen und den Flächen im Widerlagerbereich entsprechend zugeordnet.

Anhand der Spannungen in der Bewehrung (Abb. 3.24) als auch der Spannungen im Beton in Versuchskörperlängsrichtung (Abb. 3.25) wird deutlich, dass der Steg im Widerlagerbereich, wie durch die Lastausbreitung gezeigt, höher beansprucht wurde. Der Versagensbereich befand sich aufgrund der Plattenbiegung weiterhin am Ende der Lisene. Die Kraft-Verschiebungskurve für die modifizierte FE-Berechnung weicht nur minimal von jener in Abbildung 3.16 ab. Somit kann das Versagen des Steges durch die FE-Modellierung nicht plausibilisiert werden. Neben der

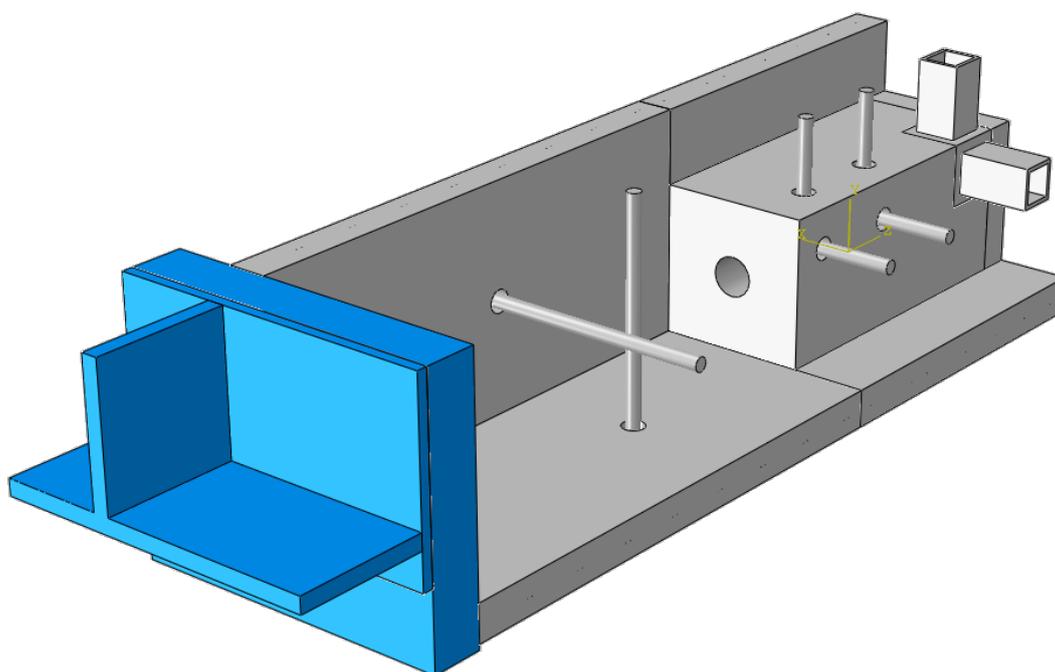


Abb. 3.22: VK1 mit Widerlager

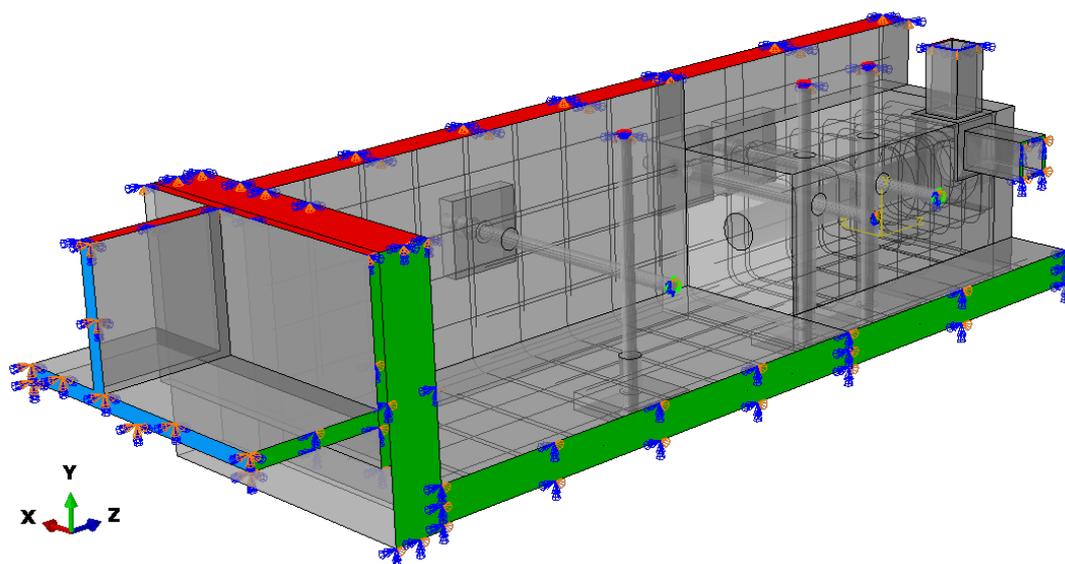


Abb. 3.23: FE-Modell Lagerung VK1 mit Widerlager

Lasteinleitung kann die exzentrische Belastung, die bereits in Abbildung 2.15 ersichtlich ist, ein Grund für das vorzeitige Versagen des Steges im Versuch eine mögliche Erklärung sein.

Aufgrund der Spannungen im Beton (Widerlagerbereich) wird allerdings deutlich, dass es durch die Geometrie des Widerlagers zu einer reduzierten Fläche für die Lasteinleitung aus dem Versuchskörper kommt. Diese Erkenntnis kann für zukünftige Versuche herangezogen werden, um das vorzeitige Versagen des Steges zu vermeiden.

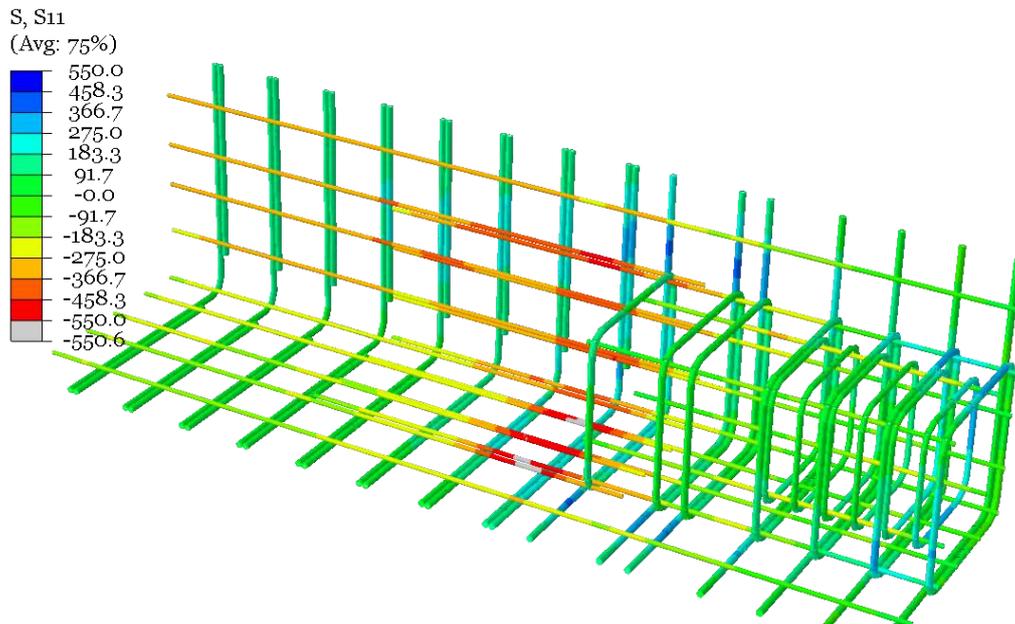


Abb. 3.24: Bewehrung Spannung VK1 mit Widerlager

3.2.1.2 Verstärkungselemente und Stahlspannungen

Neben dem Vergleich des Versagens werden die Verstärkungselemente sowie die Stahlbauteile im Bereich der Lasteinleitung betrachtet. Hier erfolgt eine Verifizierung der angenommenen Stahlfestigkeiten und ein Vergleich der Kräfte in den Verstärkungselementen (Zug- und Druckglieder). Um die Biegung der Druckglieder, welche durch die angenommenen Lagerungsbedingungen möglich sind, sowie die Vergleichsspannungen in der Ankerbüchse inkl. Ankerplatte abbilden zu können, wird für alle Stahlbauteile (inkl. Verstärkungselemente) die Vergleichsspannung ausgegeben (siehe

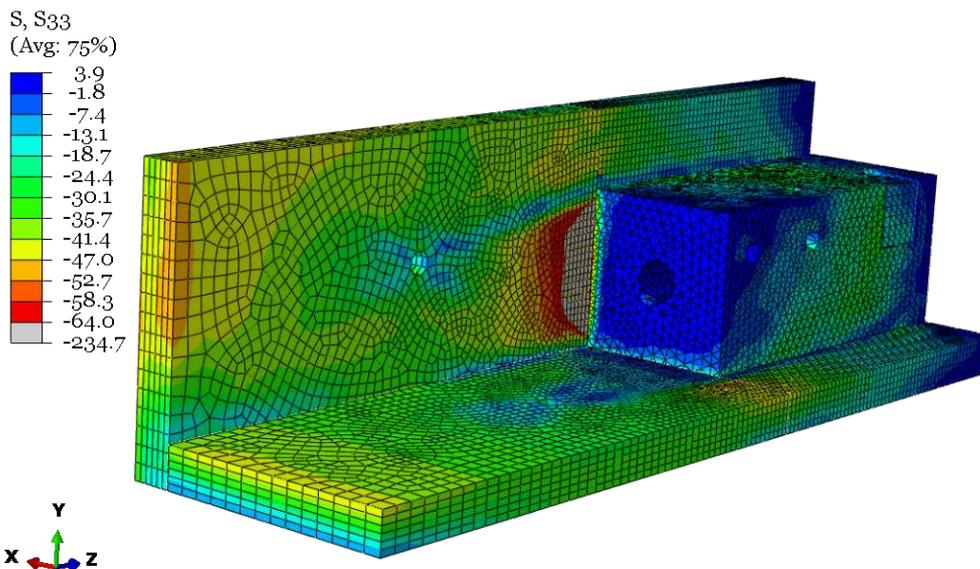


Abb. 3.25: Beton Längsspannung VK1 mit Widerlager

Abb. 3.26). Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, die Kräfte in den Stahlbauteilen anhand der Spannungen in Abbildung 3.26 zu ermitteln.

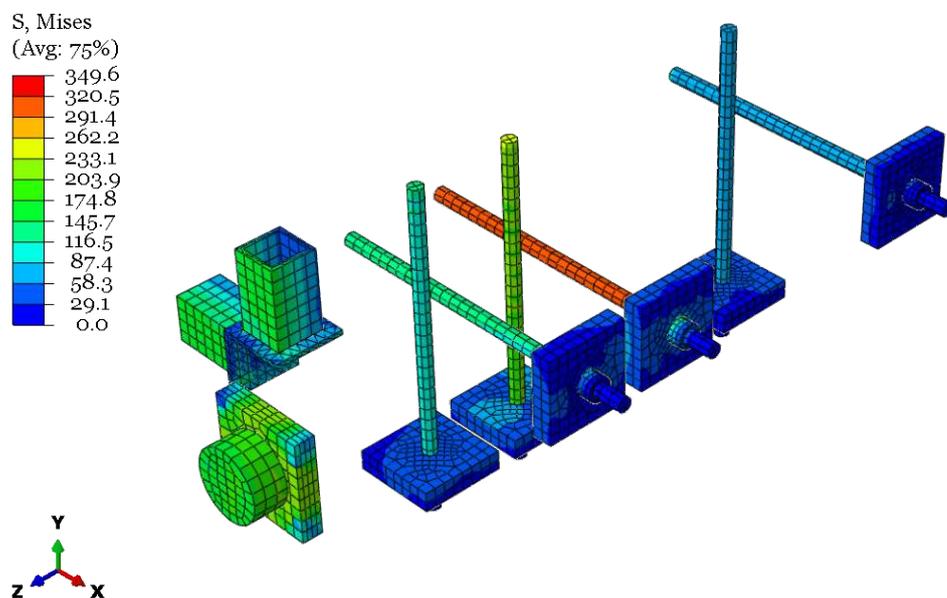


Abb. 3.26: Vergleichsspannungen Stahlbauteile VK1

Die Zugglieder werden bereits in Kapitel 2.2.1 beschrieben, die einen Durchmesser von 26,5 mm aufwiesen. Unter der Annahme einer konstanten Spannung über den Querschnitt der Zugstangen und unter Berücksichtigung, dass die maximalen Spannungen in den Zuggliedern einen Biegeanteil inkludieren, kann zu einem bestimmten Zeitschritt in ABAQUS die Zugkraft anhand von Formel 3.17 näherungsweise berechnet werden:

$$F_{vorh} = 30 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2,65^2 \cdot \pi/4 = 165 \text{ kN} \quad (3.17)$$

Durch die genaue Betrachtung der Kraft-Verformungskurven der Verstärkungselemente (siehe Abbildung 3.27 und 3.28) wird ersichtlich, dass ein Ablesen der Spannungen im Stahl beziehungsweise die Bestimmung der Kräfte exakt zum Zeitpunkt des Versagens erfolgen muss. Weiterführende Belastungen des Versuchskörpers führen zu stark steigenden Kräften (ausgenommen der Zugkraft in Zugglied Ebene 3-VER) und sind somit nicht vergleichbar mit jenen aus dem Versuch. Somit werden für den Vergleich der Kräfte die Kraft-Verformungskurven herangezogen und die Kraft zum Zeitpunkt des Versagens (hierfür ist der Verlauf ohne Korrektur Abb. 3.14 heranzuziehen) ausgelesen. Nachdem bereits die Kraft-Verformungskurven des gesamten Versuchskörpers verglichen wurden, werden in diesem Teilabschnitt sowie in den inkludierten Diagrammen lediglich die Kurven aus der FE-Berechnung abgebildet und ein Vergleich der betragsmäßig größten Kräfte angestellt (siehe Tabelle 3.6).

Bei den ausgelesenen Kräften muss festgehalten werden, dass jene in der gleichen Reihe (z.B. am hinteren Ende der Lisene) teilweise deutlich voneinander abweichen. Deswegen wird in weiterer Folge die Unterscheidung zwischen vertikalen (Abkürzung: VER gemäß Lagerungsbedingungen) und horizontalen (HOR) Verstärkungselementen getroffen. Horizontale Verstärkungselemente sind jene die in X- und vertikale jene in Y-Richtung (siehe hierfür zum Beispiel Abb. 3.1). Die Abweichungen in der einzelnen Reihe sind auf die Nähe zum vorhandenen Versagensbereich beziehungsweise dem Versatz der Zugglieder in der Ebene zurückzuführen.

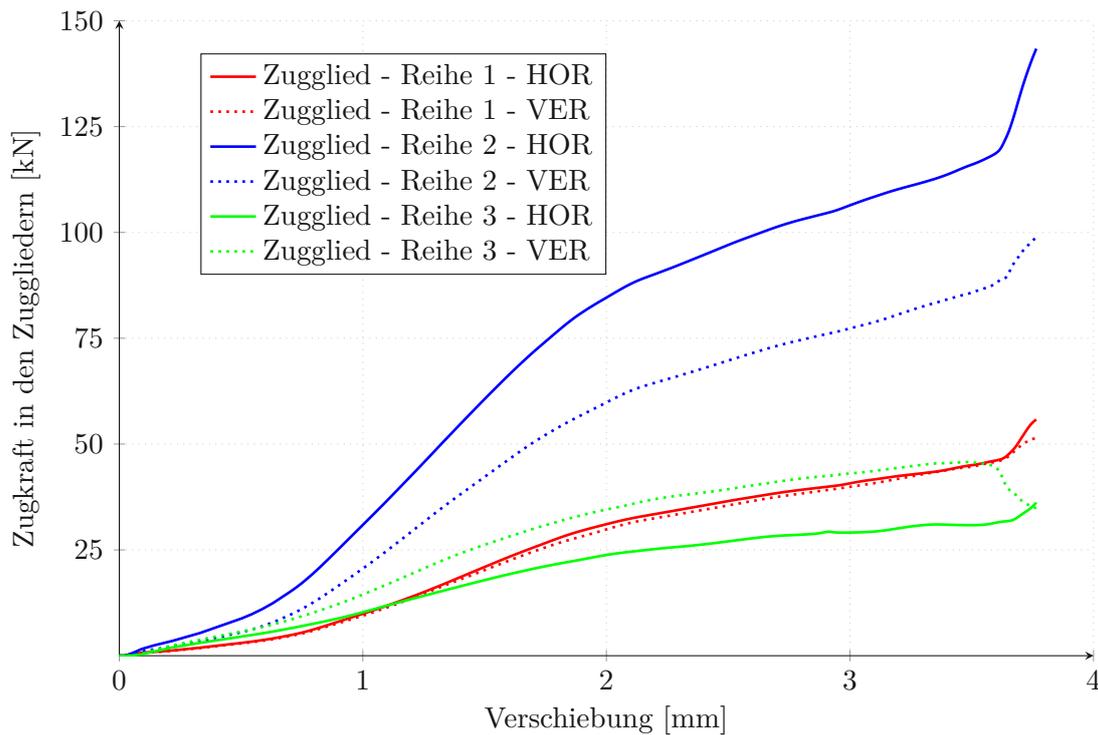


Abb. 3.27: VK1-Zugglieder Kraftverlauf

Zumal bereits das Versagen nicht vergleichbar ist, zeigen sich teilweise auch im Bereich der Zugkräfte in den Zuggliedern große Abweichungen zwischen FE-Berechnung und Versuch. In Tabelle 2.6 ist festgehalten, dass die maximale Zugkraft in einem Zugglied 79 kN betrug. Die Abweichung der Zugkräfte sind aufgrund der unterschiedlichen Versagensmechanismen nachvollziehbar. Gleichzeitig wird wieder deutlich, dass im Versuch die Plattenbiegung am Ende der Lisene deutlich schwächer in Erscheinung trat und somit nicht versagensrelevant war.

Um die Übereinstimmung des FE-Modells mit dem Versuch bestätigen zu können, wird aufgrund der abweichenden Versagensmechanismen zusätzlich das Kraftniveau in den Verstärkungselementen bei einer Druckkraft in der Lisene von 2000 kN (entspricht circa 85 % der maximalen Kraft - Kennzeichnung in Tabelle 3.6 mit dem Index 85) verglichen. Auch zu diesem Zeitpunkt ist eine Übereinstimmung der Kräfte in den Zuggliedern allerdings nicht gegeben. Während das Kraftniveau in der ersten und dritten Reihe gute Übereinstimmungen aufweist, sind in der zweiten Reihe weiterhin größere Abweichungen zu verzeichnen. In Kapitel 4.3.2.3 wird gezeigt, dass vor allem die Zugfestigkeit im Bereich hinter der Lisene für den Versagensmechanismus maßgebend ist, weshalb die abweichenden Materialeigenschaften im Versuch verglichen zur Nachrechnung (hier wurden Mittelwerte herangezogen) einen möglichen Grund für die Abweichungen darstellen.

Bei den Druckgliedern wird anhand von Abbildung 3.28 erkennbar, dass das Kraftniveau zwischen den vertikalen und horizontalen Formrohren nur geringfügig abweicht. Die ersichtlichen Kräfte setzen sich aus der Summe der Lagerreaktionen in Druckglied-Längsrichtung zusammen. Diese inkludieren reine Druckkräfte und einen Biegeanteil (siehe Abbildung 3.20). Nachdem die resultierende Kraft ausgelesen wird, werden die maximalen Druckspannungen beziehungsweise Druckkräfte in Teilbereichen der Druckglieder (Normalkraft - Biegemomenten Interaktion) nicht erfasst. Es handelt sich um eine gemittelte Druckkraft über den Querschnitt. Im Versuch wurden Dehnmessstreifen angebracht, um die Kräfte im Druckglied erfassen zu können. Hier wurden pro Rohr zwei Dehnmessstreifen vorgesehen, um die Biegeeffekte festhalten zu können. Nachdem die

Tab. 3.6: VK1 - Verstärkungselemente - Kräfte

Verstärkungselement	Reihe	FE-Berechnung				Versuch	
		HOR [kN]	HOR ₈₅ [kN]	VER [kN]	VER ₈₅ [kN]	max [kN]	max ₈₅ [kN]
Zugglied	1	45	33	44	32	56	37
	2	116	88	86	63	79	47
	3	31	25	46	36	56	30
Druckglied		-246	-196	-235	-182	-255	-146

Kräfte aus der FE-Analyse als Mittelwert anzusehen sind und nur geringe Abweichungen zwischen dem vertikalen und horizontal orientierten Rohr vorhanden sind, wird als Versuchs-Vergleichswert der Mittelwert der vorhandenen Ergebnisse der Dehnmessstreifen herangezogen. Die Ergebnisse aus der FE-Analyse unterscheiden sich bei der Betrachtung der maximalen Kräfte nur geringfügig von jenen aus den Versuchen (siehe Tab. 3.6). Werden die Werte bei einem Lastniveau von 85 % betrachtet, kommt es allerdings zu Abweichungen von ca. 25 %.

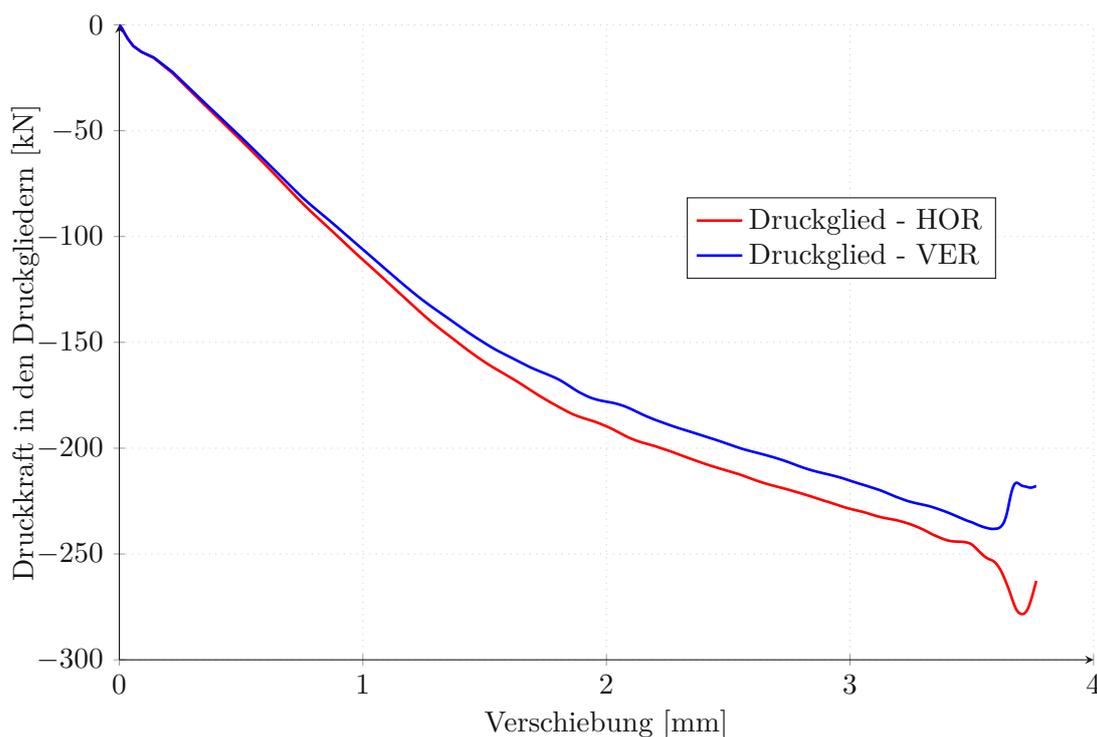


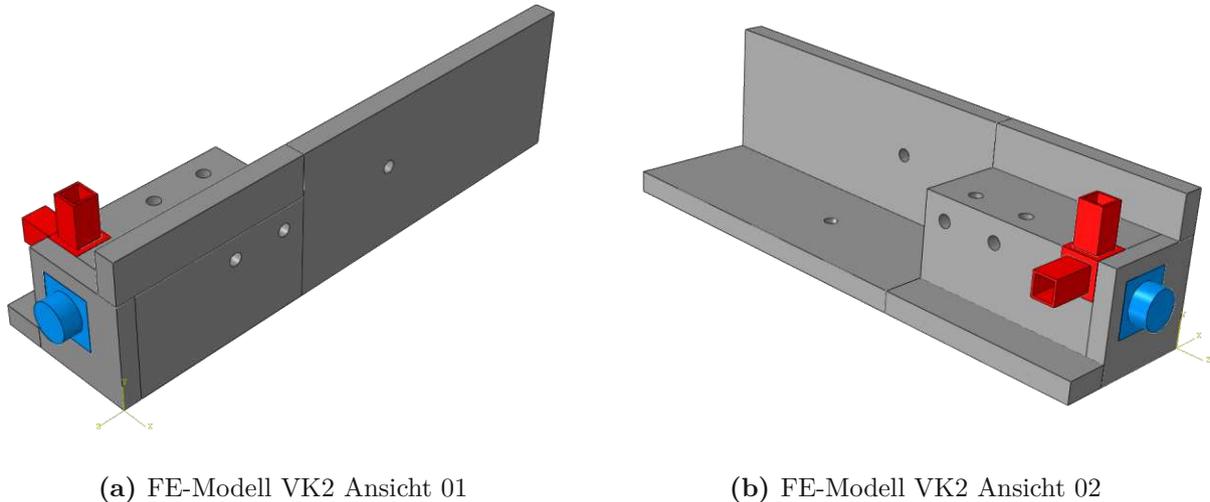
Abb. 3.28: VK1-Druckglieder Kraftverlauf

Die getroffenen Annahmen bei der Materialeingabe in ABQAU werden aufgrund der vorhandenen Spannungen (Abbildung 3.26) beziehungsweise den resultierenden Kräften verifiziert.

- Stahlspannung: ca. $150 < 235 \text{ N/mm}^2$
- Kraft im Zugglied: max. $116 < 300 \text{ kN}$

3.2.2 Versuchskörper 2

In Abbildung 3.29 ist eine Übersicht des FE-Modells für Versuchskörper 2 ersichtlich. Wie bereits in Kapitel 2.1 beschrieben wird, unterscheidet sich die Geometrie im Vergleich zu VK1 nicht. Allerdings sind bei diesem Versuchskörper keine Zugglieder vorhanden. Nachdem den beschriebenen Effekten in Kapitel 2.2 nicht entgegengewirkt wird, zeigte sich im Versuch, dass das Versagen bereits deutlich früher eintrat.



(a) FE-Modell VK2 Ansicht 01

(b) FE-Modell VK2 Ansicht 02

Abb. 3.29: FE-Modell Übersicht - VK2

Ein Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven ist in Abbildung 3.30 dargestellt. Hier werden die Verschiebungswerte des Versuchs gemäß dem Vorgehen bei VK1 (siehe Kapitel 3.2.1) angepasst. Wie bereits bei VK1 werden auch für VK2 die ersten 30 % des Kraftbereichs nicht dargestellt, da hier ein deutlich flacherer, nicht elastischer Verlauf festgehalten wurde.

Beim Vergleich der Kurven wird erkennbar, dass vor allem im fortgeschrittenen Lastbereich ab circa 900 kN die Neigung der beiden Kurven sehr gut übereinstimmt. Im Bereich von 600-900 kN weist die Kurve aus der FE-Berechnung einen steileren Anstieg auf, der bei VK1 in diesem Lastbereich ebenfalls festgestellt wurde. Im Versagensbereich weichen die Kurven deutlich voneinander ab, wobei dies vor allem auf die beschriebene Anpassung mittels Formel 3.14 zurückzuführen ist. Durch diese Formel wird die Verschiebung ab dem Erreichen der max. Belastung lediglich um die maximale Verschiebung, die sich aus dem Versuchsaufbau ergibt, reduziert. Durch das Versagen kam es allerdings zu erhöhten Verschiebungen (siehe auch Abbildung 2.15), die im Zuge der Korrektur nicht sinngemäß angepasst werden können. Grundsätzlich wird durch den Vergleich gezeigt, dass die FE-Berechnung eine plausible, unabhängige Betrachtung des Versuchs darstellt.

In der FE-Berechnung trat das Versagen bei einer Kraft von 1590 kN ein. Dies führt zu einer Abweichung von 1 % im Vergleich zur versagensrelevanten Lisene (1575 kN) im Versuch.

3.2.2.1 Versagen

Zur Beurteilung des Versagens werden, wie bereits für VK1, die Spannungen in der Bewehrung (Abb. 3.31), die Verformungen (Abb. 3.32) des Versuchskörpers sowie die plastischen Verzerrungen (Abb. 3.33 und 3.34) herangezogen.

Anhand der Spannungen in der Bewehrung (siehe auch 3.31) wird deutlich, dass die Längsbewehrung die Fließgrenze erreichte. Wie bereits bei VK1 waren hohe Druckspannungen in der Bewehrung der Grund für das Versagen des Versuchskörpers. Das beschriebene Versagen in

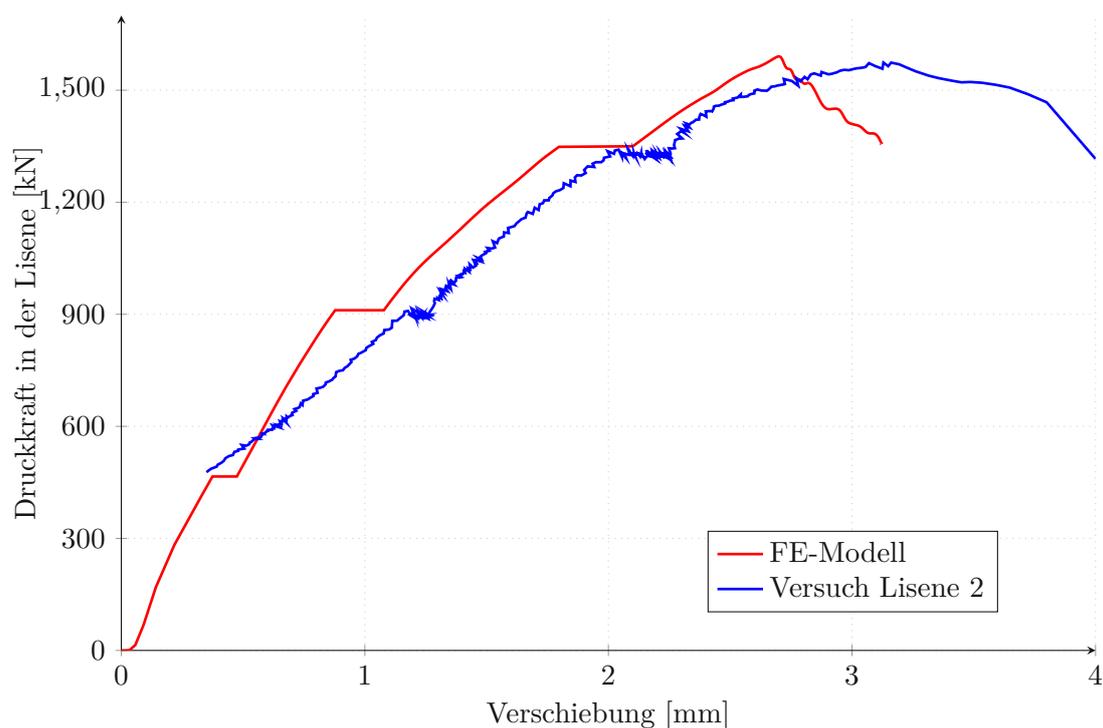


Abb. 3.30: VK2-Vergleich FE-Berechnung - Versuch

Kapitel 2.2 zeigte sich, wie bereits bei VK1, auch bei diesem Versuchskörper. Die Querbewehrung war im Vergleich zu VK1 deutlich höher beansprucht und erreichte im letzten Drittel der Lisene nahezu die Fließgrenze.

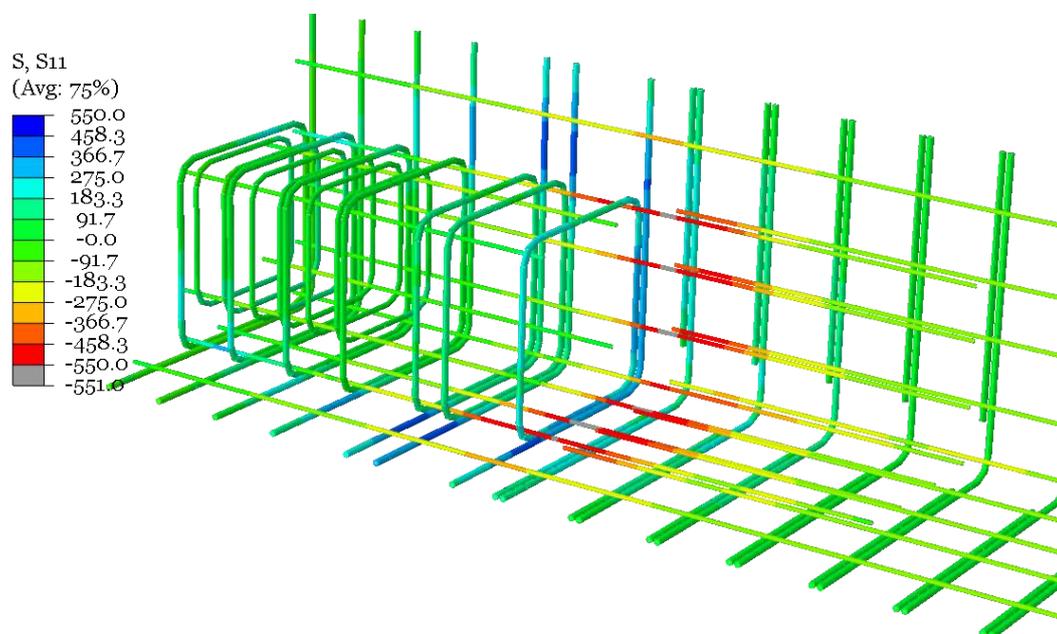


Abb. 3.31: Bewehrung Spannung VK2

Durch die Verformungen in globaler X-Richtung wird der "Knick" in der Platte am Ende der Lisene deutlich. Hier werden die Verformungen um den Faktor 30 skaliert, um den Effekt der Lasteinleitung von der Lisene in die Platte zu verdeutlichen. Der Versagensbereich kam tatsächlich, wie auch schon in Kapitel 2.2 beschrieben, am Ende der Lisene zu liegen. Im Vergleich zu VK1 sind Unterschiede ersichtlich, da sich bei VK1 das Versagen durch die vorhandenen Zugglieder am Ende der Lisene geringfügig in Richtung des Widerlagers verschoben hat. Dieser Effekt blieb aufgrund der fehlenden Zugglieder bei diesem Versuchskörper aus. Zum Zeitpunkt des Versagens verformte sich die Platte circa 2 mm aus der Ebene, wodurch enorme Druckspannungen in der Bewehrung auf der Platteninnenseite (Längsbewehrung) und Zugspannungen auf der Außenseite entstanden.

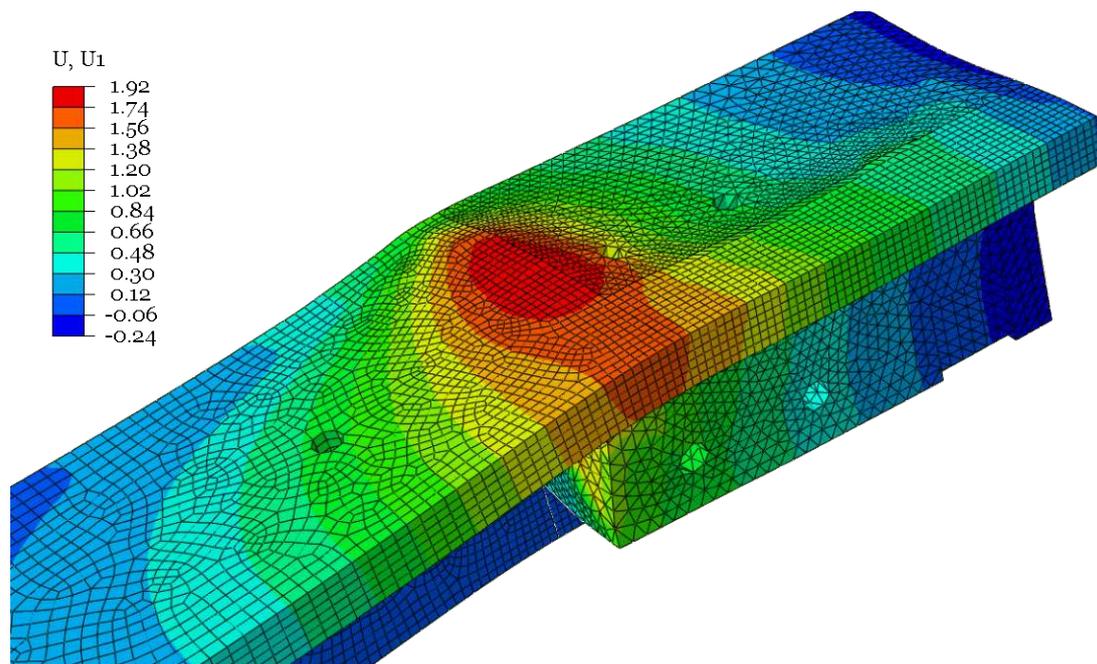


Abb. 3.32: Verformungen VK2

Die vorhandenen Zugspannungen an der Plattenaußenseite spiegeln sich in den plastischen Verzerrungen (Abbildung 3.33) wider. Durch die Zugspannungen entstanden Risse, die in ABAQUS in den plastischen Verzerrungen inkludiert sind. Im Bereich des Versagens sind vermehrt plastische Bereiche erkennbar. Das Abplatzen der Versuchskörperecke wie in Abbildung 2.16 trat in der FE-Berechnung nicht ein.

In Abbildung 3.34 ist ersichtlich, dass in der Lisene ein deutlicher Riss von der Durchdringung der Lisene für die Spannglieder in Richtung der Außenecke verläuft. Gleichzeitig sind erhöhte plastische Verzerrungen an der Innenseite der Platten zu verzeichnen, die im Einklang mit den vorhandenen Druckspannungen in der Bewehrung stehen.

Wie bereits bei VK1 stimmen die Kraft-Verschiebungskurven sowie die erreichten Widerstände des Versuches mit jenen aus der FE-Berechnung gut überein. Allerdings finden sich die entstandenen Risse aus dem Versuch im FE-Modell nicht wieder. Die Längsrisse im Versuch deuten darauf hin, dass eine hohe Beanspruchung der Querbewehrung für das Versagen beziehungsweise die Risse verantwortlich ist. Dass die Querbewehrung im hinteren Drittel der Lisene deutlich höher beansprucht wird als bei VK1, wird in der FE-Berechnung ebenfalls festgestellt. Die Lage der betroffenen Bewehrungsstäbe stimmt mit der Lage der Risse aus dem Versuch überein.

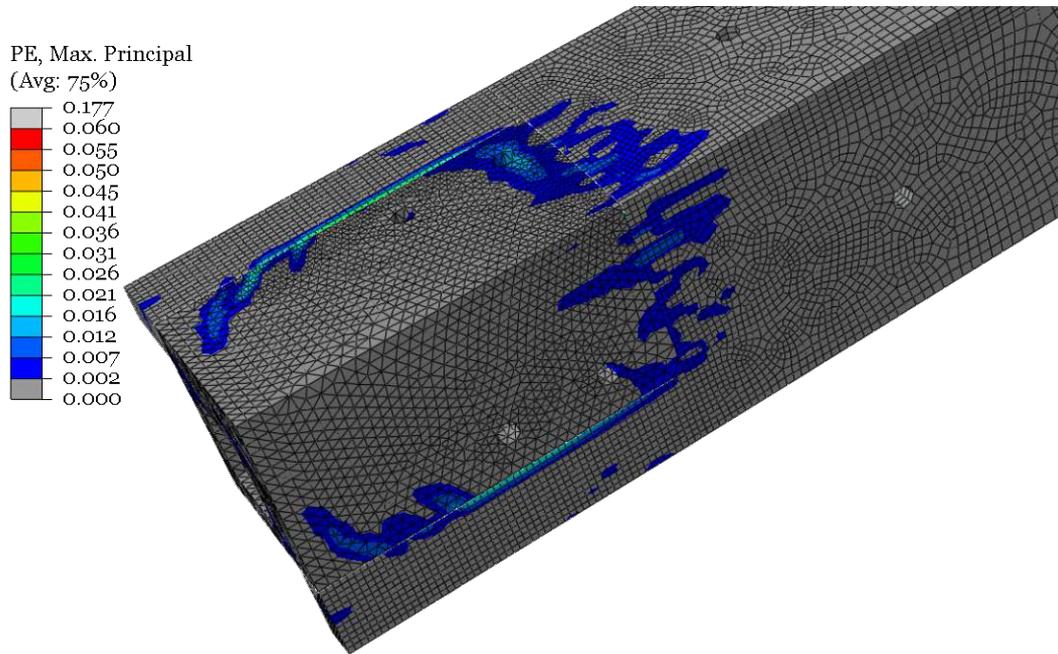


Abb. 3.33: Plastische Verzerrungen VK2

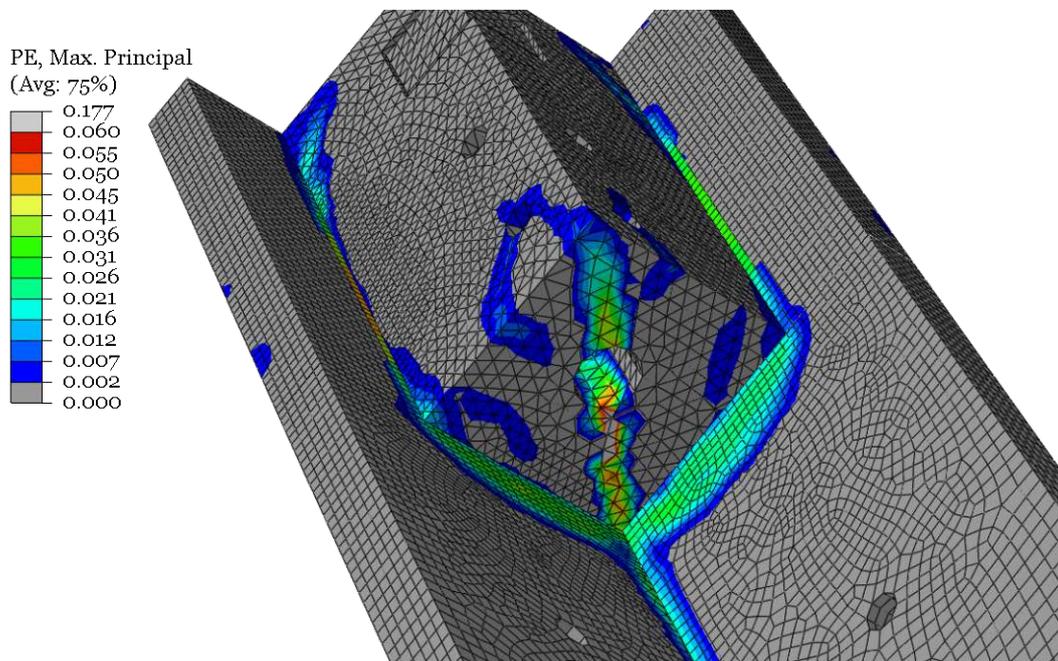


Abb. 3.34: Plastische Verzerrungen VK2

3.2.2.2 Verstärkungselemente und Stahlspannungen

Nachdem keine Zugglieder vorhanden waren, entfällt der Vergleich der Zugkräfte für diesen Vergleichskörper. Gleichzeitig war die Geometrie identisch mit jener aus VK1 und die Belastung war geringer, weshalb grundsätzlich davon auszugehen war, dass die Spannungen in den Stahlbauteilen nicht höher waren als jene bei VK1.

Der Vergleich der Hohlprofil-Vergleichsspannungen (Druckglieder) zeigt allerdings, dass die Spannungen bei VK1 und VK2 nur geringfügig abweichen. Bei VK1 (siehe Abbildung 3.26) als auch bei VK2 (siehe Abbildung 3.36) betragen die Spannungen im Hohlprofil circa 120 N/mm^2 . Nachdem die Druckkräfte beim Versagen des Versuchskörpers doch deutlich geringer waren als bei VK1 (siehe Tab. 3.7), ist davon auszugehen, dass die Spannungen in den Hohlprofilen aus einer größeren Biegebeanspruchung resultierten. Dieses abweichende Verhalten im Vergleich zu VK1 ist auf die fehlenden Zugglieder zurückzuführen, die zu einer reduzierten Stabilisierung der Lisenen und einer veränderten Beanspruchung der nächstgelegenen "Lagerung" führen.

Ein Vergleich (Erläuterungen siehe auch Kapitel 3.2.1.2) der Druckkräfte aus der FE-Berechnung mit jenen aus dem Versuch kann aufgrund von Komplikationen bei einem Dehnmessstreifen nicht erfolgen. Nachdem der Vergleich bei VK1 als auch bei VK3 zeigt, dass die Ergebnisse aus der Vergleichsrechnung mit jenen aus dem Versuch gut übereinstimmen, ist davon auszugehen, dass auch für diesen Versuchskörper die Beanspruchungen der Druckglieder aus dem Versuch mit jenen aus der FE-Analyse harmonisieren.

Tab. 3.7: VK2 - Verstärkungselemente - Kräfte

Verstärkungselement	FE-Berechnung		Versuch
	HOR [kN]	VER [kN]	max [kN]
Druckglied	-127	-121	-

Anhand von Abbildung 3.35 kann die geringfügige Abweichung aus den Kräften der horizontalen und den vertikalen Verstärkungselementen bei VK1 erklärt werden. Nachdem bei VK2 keine Zugglieder vorhanden waren, kann hier tatsächlich von einem doppelt-symmetrischen Versuchskörper (ausgenommen der Löcher für die Zugglieder) gesprochen werden. Aufgrund dessen kam es zu einem gleichzeitigen Versagen der Boden- als auch Stegplatte und die Kräfte in den Verstärkungselementen wiesen bis zum Versagen keine Abweichungen auf.

Die getroffenen Annahmen bei der Materialeingabe in ABQAU werden aufgrund der vorhandenen Spannungen (Abbildung 3.36) verifiziert.

- Stahlspannung: ca. $150 < 235 \text{ N/mm}^2$

Im Bereich der Ankerbüchse kam es zu Spannungsspitzen, die für die Verifizierung vernachlässigbar sind. Gleichzeitig ist festhalten, dass das Spannungsniveau in diesem Bereich ebenfalls unter der Fließgrenze lag.

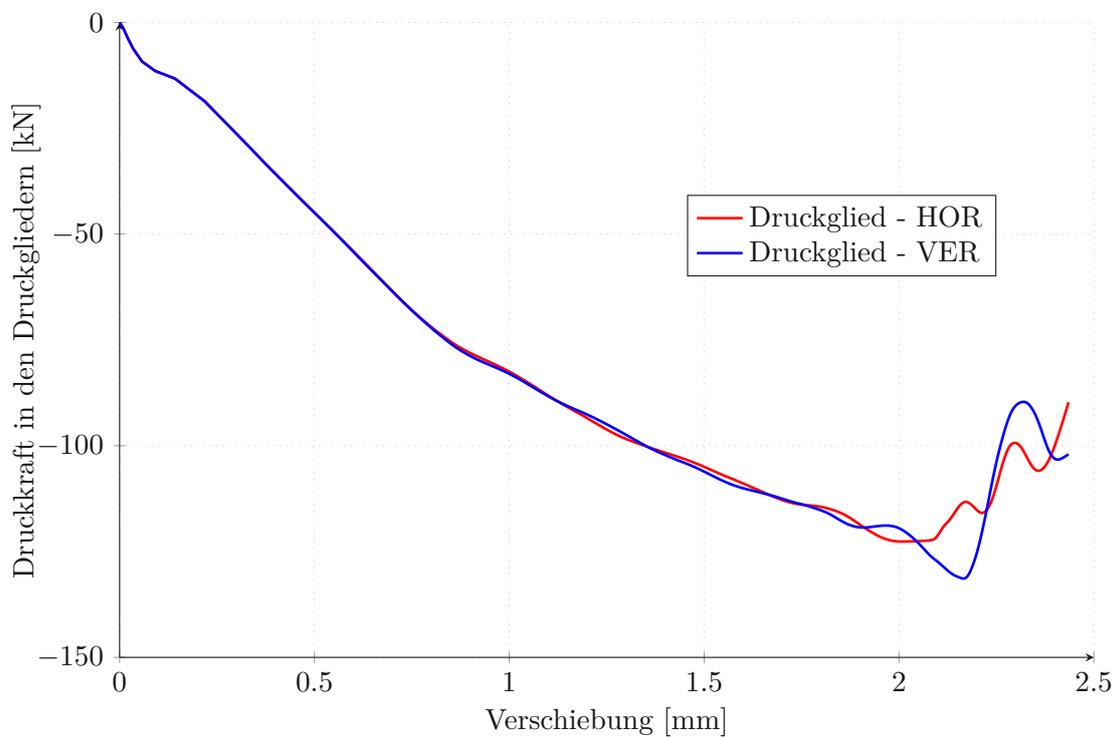


Abb. 3.35: VK2-Druckglieder Kraftverlauf

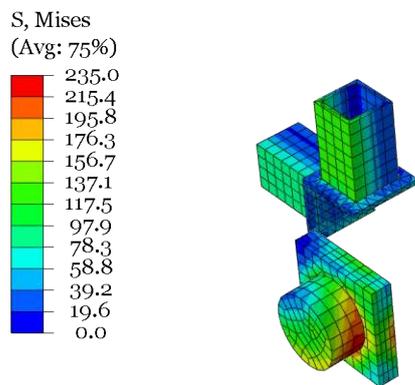


Abb. 3.36: Vergleichsspannungen Stahlbauteile VK2

3.2.3 Versuchskörper 3

Eine Übersicht des FE-Modells ist in Abbildung 3.37 ersichtlich. Im Vergleich zu VK1 und VK2 waren einige geometrische als auch materielle Unterschiede vorhanden (siehe auch Kapitel 2.1). Bei VK1 und VK2 war die Geometrie identisch, weshalb hierfür das gleiche FE-Modell als Basis herangezogen wurde. Für VK3 wurde aufgrund der geometrischen Abweichungen (Lisengröße, Bewehrungslage, etc.) ein neues FE-Modell generiert.

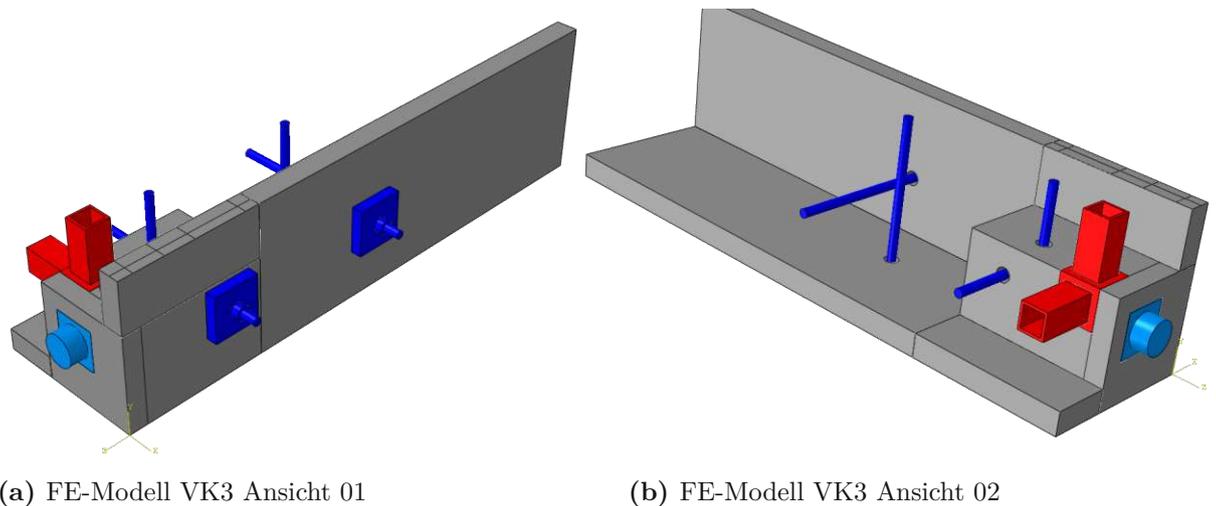


Abb. 3.37: FE-Modell Übersicht - VK3

In Abbildung 3.38 ist ein Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven ersichtlich. Unter Vernachlässigung der ersten 30 % des maximalen Lastniveaus ist eine gute Übereinstimmung der Kurvenverläufe feststellbar. Die Steigung der Kurven zwischen den Plateaus weist deutlich weniger Abweichungen als zum Beispiel bei VK2 auf. Gleichartig zu VK2 zeigen sich die Abweichungen im Versagensbereich. Diese Unterschiede sind vor allem auf die beschriebene Anpassung mittels Formel 3.14 zurückzuführen. Durch diese Formel wird die Verschiebung, ab dem Erreichen der maximalen Belastung, lediglich um die maximale Verschiebung, die sich aus dem Versuchsaufbau ergab, reduziert. Durch das Versagen kam es allerdings zu erhöhten Verschiebungen (siehe auch Abbildung 2.21), die im Zuge der Korrektur nicht sinngemäß angepasst werden können.

Grundsätzlich wird durch den Vergleich gezeigt, dass die FE-Berechnung mit dem Verhalten im Versuch übereinstimmt.

In der FE-Berechnung trat das Versagen bei einer Kraft von 1241 kN ein. Dies führt zu einer Abweichung von 3 % im Vergleich zur versagensrelevanten Lisene (1208 kN) im Versuch.

3.2.3.1 Versagen

Um das Versagensszenario im FE-Modell möglichst genau beschreiben zu können, werden die Spannungen in der Bewehrung (Abb. 3.39), die Verformungen (Abb. 3.40) und die plastischen Verzerrungen des Betons (Abb. 3.41 und 3.42) genauer betrachtet.

Wie bereits bei VK1 und VK2 war die Längsbewehrung ausschlaggebend für das Versagen des Versuchskörpers. In Abbildung 3.39 ist deutlich ersichtlich, dass die Druckspannungen die charakteristische Fließgrenze erreichten. Die Querbewehrung wies zum Zeitpunkt des Versagens lokale Spannungsspitzen von circa 350 N/mm² auf. Nachdem die Fließgrenze der Längsbewehrung beziehungsweise die versagensrelevante Belastung erreicht wurde, kam es zu einem starken Anstieg

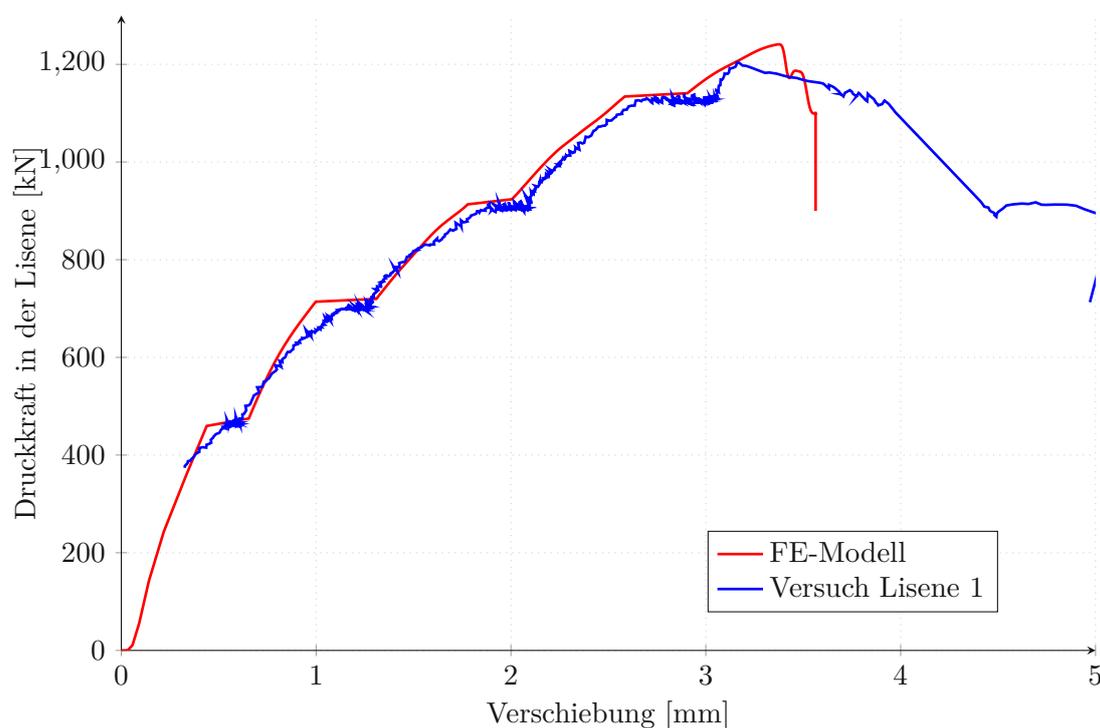


Abb. 3.38: VK3-Vergleich FE-Berechnung - Versuch

der Spannungen in der Querbewehrung. Ausschlaggebend für das Versagen des Versuchskörper war allerdings die Druckspannung in der Längsbewehrung.

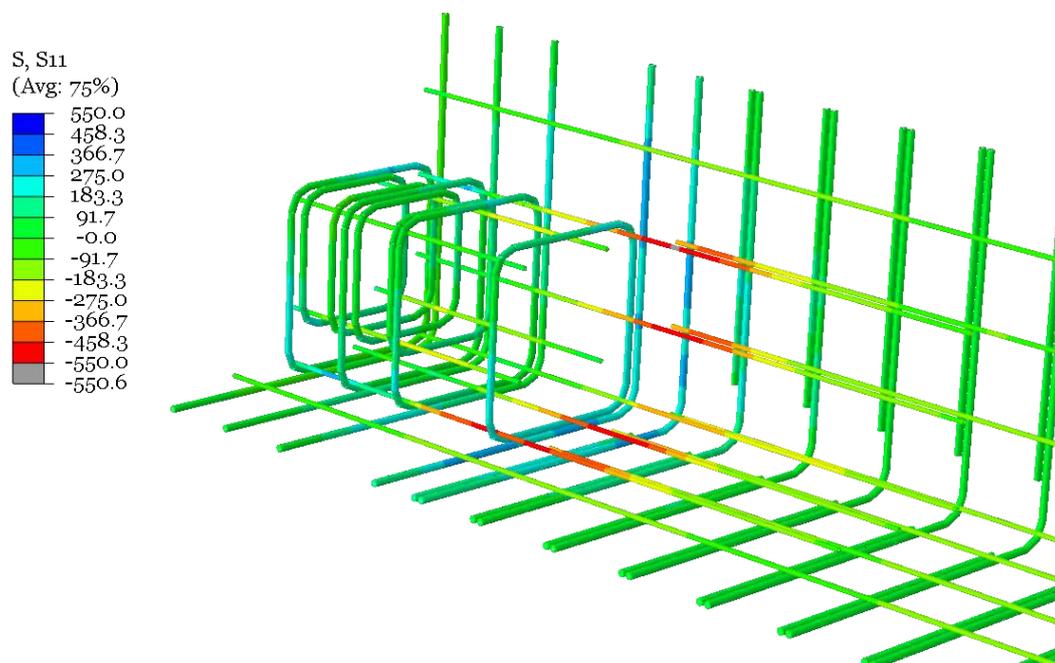


Abb. 3.39: Bewehrung Spannung VK3

Durch die vorhandenen Verformungen in globaler X-Richtung (Abbildung 3.40 - Skalierungsfaktor 25) wird der Knick, der sich bereits bei VK2 zeigte, deutlich. Durch die vorhandenen

Zugglieder konnte bei VK1 der Knick in diesem Ausmaß vermieden werden und es kam vorwiegend zu lokalen "Beulen". Nachdem die Zugglieder bei VK3 weiter auseinander lagen (siehe auch Abbildung 2.8) und die Lage zu jener bei VK1 variierte, unterschied sich der Effekt der Zugglieder geringfügig zu jenem bei VK1. Die Verformung aus der Ebene betrug lediglich circa 1 mm und fiel somit im Vergleich zu VK2 (Verformung circa 2mm), unter der Berücksichtigung des geringeren Lastniveaus von VK3 (80% von VK2), relativ gesehen deutlich geringer aus.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Position und die Anzahl der Zugglieder nicht optimal gewählt wurden. Im Vergleich zu VK2, wo keine Zugglieder vorhanden waren, wurden reduzierte Verformungen und somit in weiterer Folge erhöhte Widerstände erreicht.

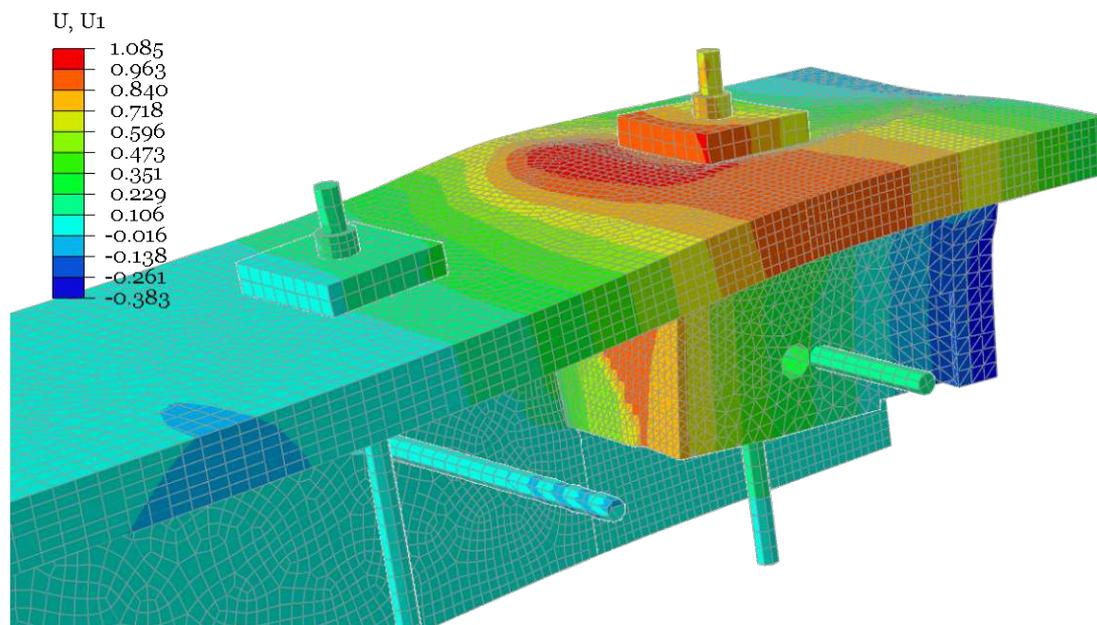


Abb. 3.40: Verformungen VK3

Die plastischen Verzerrungen in Abbildung 3.41 spiegeln die Versagensbereiche im Versuch (siehe Abb. 2.13) eindeutig wider. Im Versuch kam es zu einer Abplatzung zwischen den Zuggliedern im Eckbereich der Platten. Auch im FE-Modell waren in diesem Bereich vermehrt plastische Verzerrungen vorhanden, wodurch die Versagensbereiche gut übereinstimmen. Neben den plastischen Verzerrungen an der Außenseite der Platten sind in Abbildung 3.42 mögliche Schadensbereiche, zum Beispiel in Form von Rissen, im Innenbereich des Versuchskörpers ersichtlich. Wie bereits bei den zwei vorangehenden Vergleichen von VK1 und VK2 bildeten sich im Bereich der erhöhten Druckkräfte an der Innenseite der Platte große Flächen mit plastischen Verzerrungen aus. Die stehen im Einklang mit den vorhandenen Spannungen in der Längsbewehrung. Gleichzeitig wurde bereits bei VK2 festgestellt, dass am hinteren Ende der Lisene Risse entstanden, die von der Mitte der Lisene in Richtung Außenecke führten.

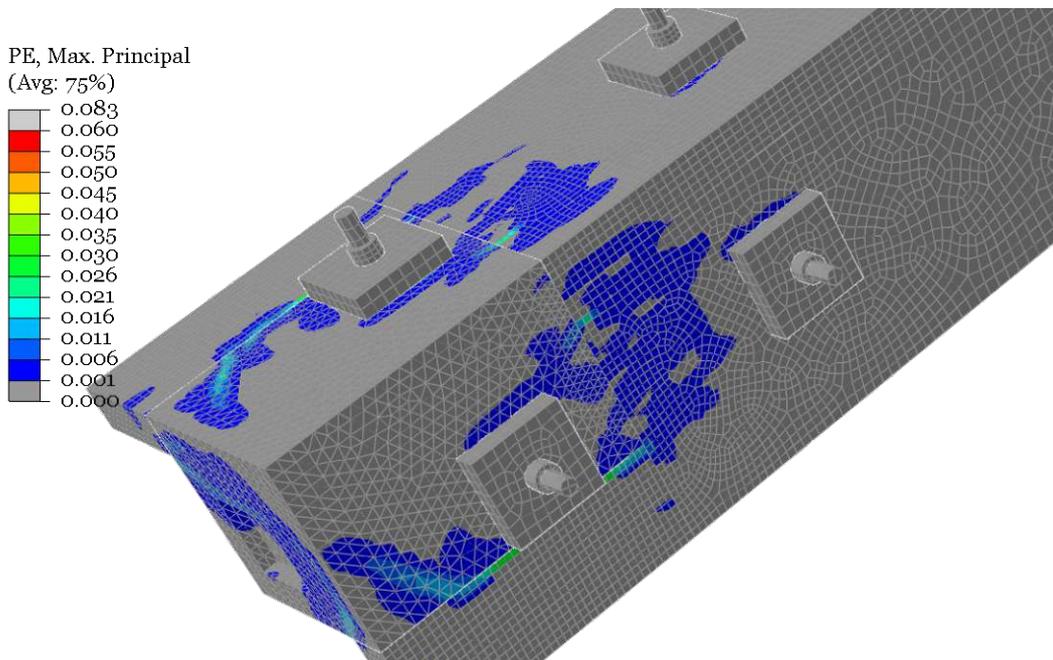


Abb. 3.41: Plastische Verzerrungen VK3

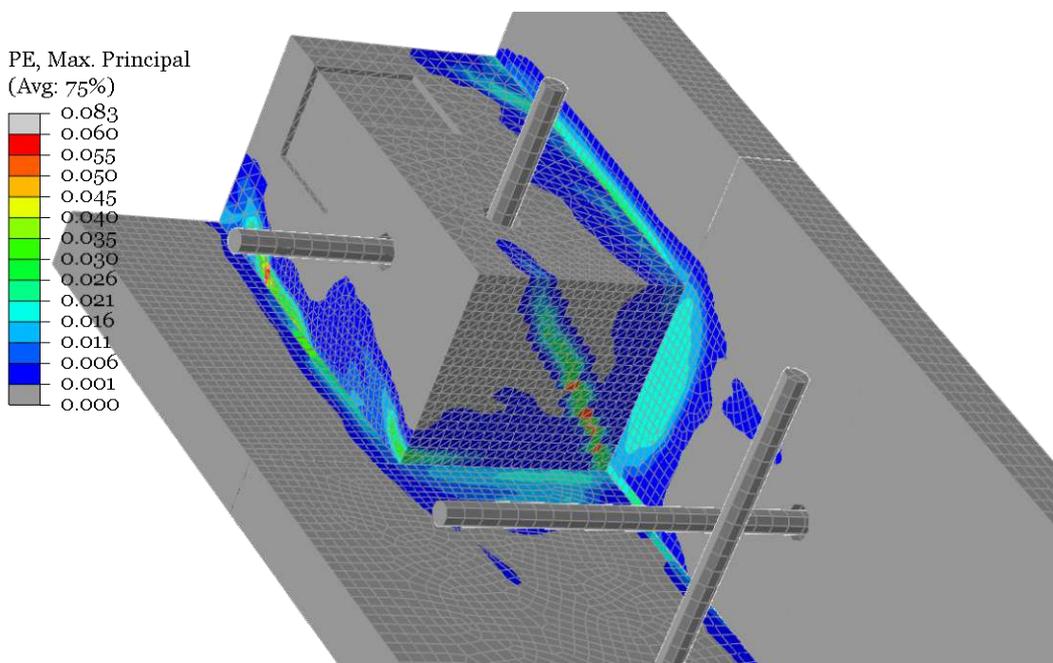


Abb. 3.42: Plastische Verzerrungen VK3

3.2.3.2 Verstärkungselemente und Stahlspannungen

Neben dem Vergleich des Versagens werden die Verstärkungselemente sowie die Stahlbauteile im Bereich der Lasteinleitung betrachtet. Die Verstärkungselemente werden in Kapitel 2.2 beschrieben. Die Überlegungen und Erläuterungen zu den Kräften in den Verstärkungselementen sind bereits in Kapitel 3.2.1.2 angeführt.

Die Kräfte in den Zuggliedern in der gleichen Reihe wichen voneinander ab. In Abbildung 3.45 und Tabelle 3.8 ist ersichtlich, dass die vertikal orientierte Zugstange in der ersten, deutlich höher beanspruchten Reihe um circa 15 % mehr als die horizontal orientierte Zugstange beansprucht wurde. Die Abweichungen der Kräfte zwischen den horizontalen und vertikalen Stäben sind für die maßgebende Zugglied-Reihe am hinteren Ende der Lisene (siehe auch Kapitel 4.2 - Variation der Zugglieder) allerdings geringer als jene bei VK1. Die Kraftdifferenz in den Zuggliedern ist auf die Nähe zum vorhandenen Versagensbereich zurückzuführen.

In Tabelle 3.8 wird eine Zusammenfassung und ein Vergleich der Kräfte in den Verstärkungselementen dargestellt. In der stark beanspruchten ersten Zugglied-Reihe sind die Kräfte aus der FE-Berechnung in etwa vergleichbar mit denen aus dem Versuch. Bei der dritten Zugglied-Reihe sind die prozentualen Abweichungen zwischen Versuch und FE-Analyse höher (circa 30 %), jedoch ist die Betrachtung der absoluten Abweichungen und die Berücksichtigung der Relevanz dieser Zugglieder (siehe Kapitel 4.2) nur von geringer Bedeutung für die Vergleiche.

Tab. 3.8: VK3 - Verstärkungselemente - Kräfte

Verstärkungselement	Reihe	FE-Berechnung		Versuch
		HOR [kN]	VER [kN]	max [kN]
Zugglied	1	112	96	96
	2	-	-	-
	3	32	39	50
Druckglied	-	-173	-171	-169

Zumal bereits das Versagen vergleichbar ist, zeigen sich auch beim Vergleich der Kräfte in den Verstärkungselementen, dass durch das FE-Modell die Versuche repräsentiert werden können. Der Vergleich der Kräfte in den Zuggliedern bei VK1 und VK3 zeigt, dass die maximal beanspruchten Elemente in beiden Versuchskörper annähernd gleich große Kräfte erfuhren. Gleichzeitig muss festgehalten werden, dass die Druckkräfte in den Druckgliedern bei VK3 (-169 kN - Tab.3.8) deutlich unter dem Lastniveau von VK1 (-255 kN - Tab.3.8) lagen.

Bei den Druckgliedern wird anhand von Abbildung 3.44 erkennbar, dass das Kraftniveau zwischen den vertikalen und horizontalen Formrohren nur geringfügig abwich. Außerdem wird bei der Betrachtung der Mittelwerte der Dehnmessstreifen aus den Versuchen erkennbar, dass die Abweichungen der Ergebnisse aus der FE-Analyse nur geringfügig von jenen aus den Versuchen abweichen (siehe Tab. 3.8).

Die getroffenen Annahmen bei der Materialeingabe in ABQAU werden aufgrund der vorhandenen Spannungen (Abbildung 3.45) beziehungsweise den resultierenden Kräften verifiziert.

- Stahlspannung: ca. $150 < 235 \text{ N/mm}^2$
- Kraft in Zugglied: max. $112 < 300 \text{ kN}$

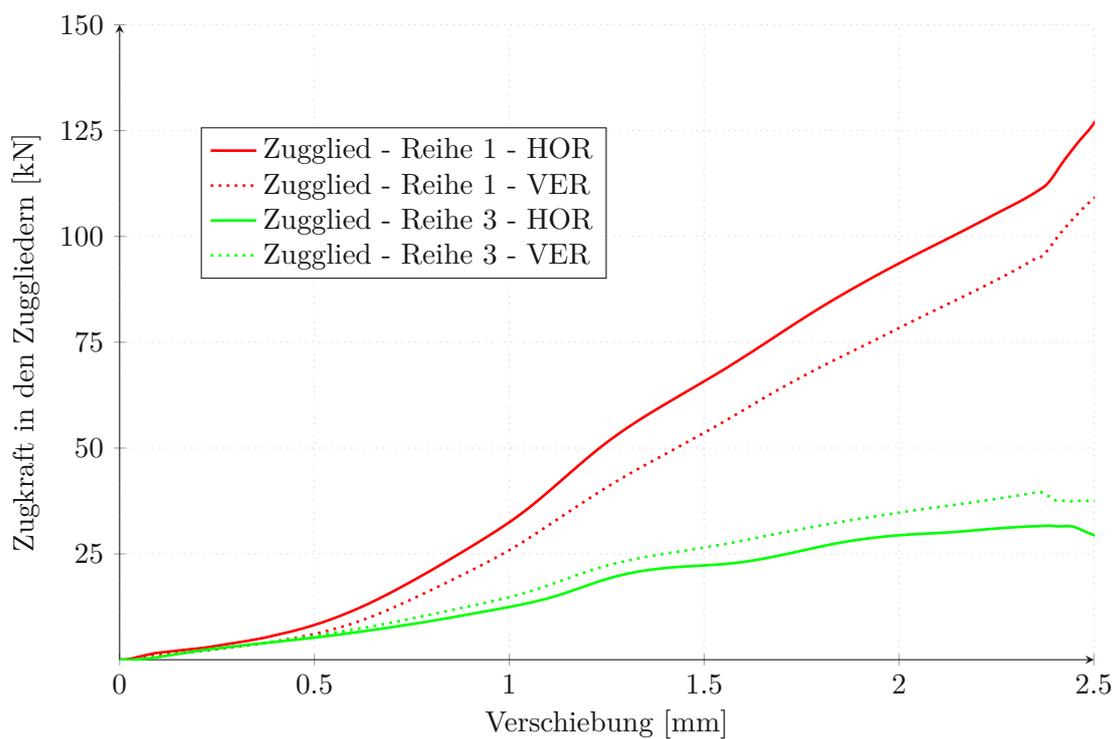


Abb. 3.43: VK3-Zugglieder Kraftverlauf

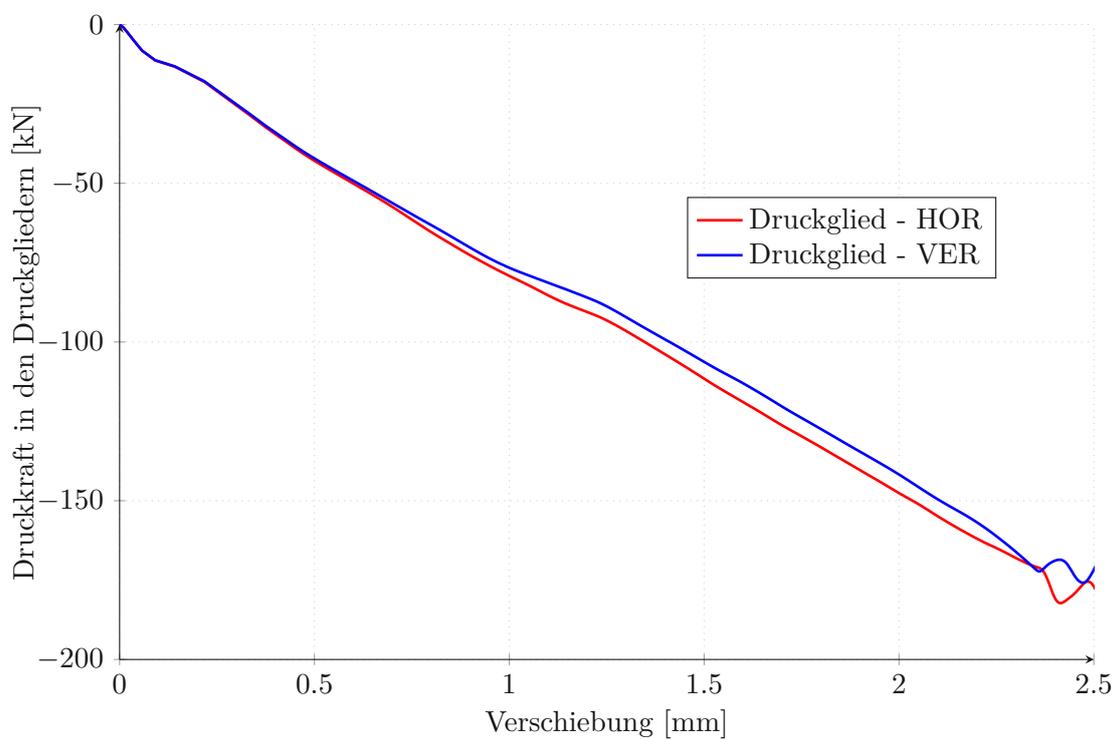


Abb. 3.44: VK3-Druckglieder Kraftverlauf

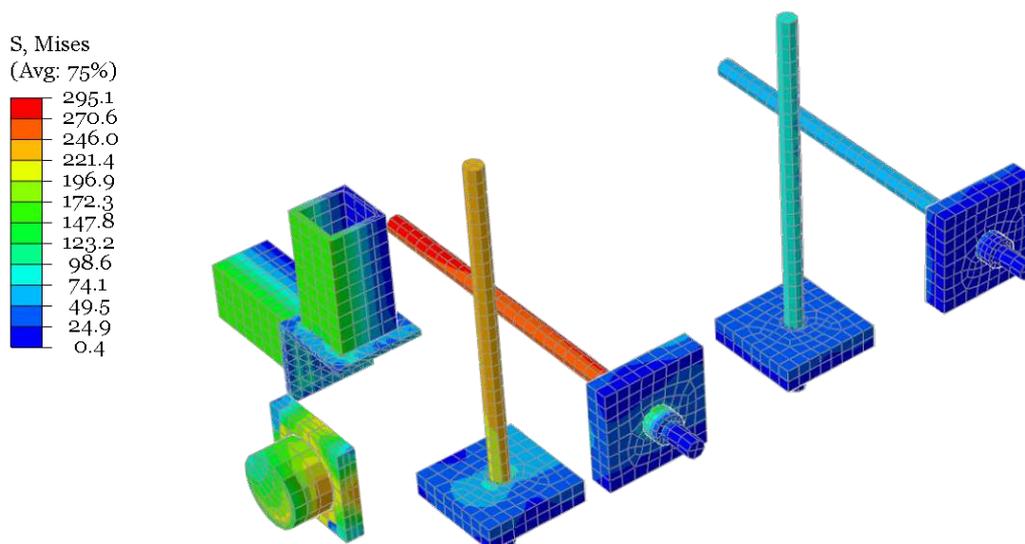


Abb. 3.45: Vergleichsspannungen Stahlbauteile VK3

3.2.4 Übersicht FE-Vergleichsrechnung

Zusammenfassend werden die Ergebnisse der Vergleiche in den Tabellen 3.9 - 3.11 festgehalten. Die erreichten Widerstände sowie die Kraft-Verschiebungskurven würden bei allen Versuchskörpern zu einer Bestätigung der FE-Modellierung führen. Allerdings sind bei den Versagensmechanismen teilweise große Unterschiede zu verzeichnen. In den FE-Berechnungen zeigte sich die Plattenbiegung am Ende der Lisene deutlich und war stets für das Versagen verantwortlich. Im Versuch unterschieden sich die Versagensszenarien, wobei für VK2 und VK3 die Bereiche am hinteren Ende der Lisene als maßgebend erachtet werden konnten.

Abweichungen beim Versagensszenario werden bei VK1 festgestellt. Dadurch kommt es auch zu größeren Kraftunterschieden in der zweiten Zugglieder-Reihe. Das Versagen aus dem Versuch wurde versucht durch eine einfache Betrachtung sowie ein modifiziertes FE-Modell zu klären. Die entsprechenden Ergebnisse zeigen, dass ein Druckversagen im Stegbereich anhand der vorhandenen Belastungen rechnerisch nicht nachvollziehbar ist. Der Versagensbereich befand sich in der modifizierten FE-Berechnung aufgrund der Plattenbiegung weiterhin am Ende der Lisene. Somit kann das Versagen des Steges durch die FE-Modellierung nicht plausibilisiert werden. Neben der Lasteinleitung kann die exzentrische Belastung (siehe hierzu auch die Variation der lokalen Exzentrizität in Kapitel 4.1), die sich bereits in der Versuchsauswertung zeigte, ein Grund für das vorzeitige Versagen des Steges im Versuch sein.

Durch das modifizierte Modell wurde allerdings deutlich, dass es durch die Geometrie des Widerlagers zu einer reduzierten Fläche für die Lasteinleitung aus dem Versuchskörper kam. Diese Erkenntnis kann für zukünftige Versuche herangezogen werden, um das vorzeitige Versagen des Steges zu vermeiden.

Bei VK2 konnten die dominanten Risse aus dem Versuch durch die FE-Berechnung nicht abgebildet werden. Es wird davon ausgegangen, dass bei beiden Betrachtungsweisen die Bewehrung zu fließen begann. Allerdings war im Versuch das Fließen der Querbewehrung (Annahme aufgrund der Risse) maßgebend und in der FE-Berechnung erfuhr die Längsbewehrung vorab mehr Beanspruchung. Grundsätzlich war im Versuch als auch in der FE-Berechnung die Plattenbiegung

Tab. 3.9: Übersicht Vergleich VK1

	Versagen	Widerstand [kN]	Zugglied [kN]	Druckglied [kN]
Versuch	Druckversagen Steg	2354	56 / 79 / 56	-255
FE	Fließen der Bewehrung	2266	45 / 116 / 46	-240
Abweichung	X	-4%	-20% / +51% / -18%	-6%

(siehe auch Kapitel 2.2) für das Versagen ausschlaggebend. Die Druckkräfte können nicht mit jenen aus dem Versuch verglichen werden, da es hier Komplikationen mit einem der Dehnmessstreifen gab und durch die vorhandenen Biegebeanspruchungen der Druckglieder ein Mittelwert der Dehnmessstreifen für einen Vergleich nicht repräsentativ ist. Aufgrund der guten Übereinstimmung der Druckkraft-Vergleiche bei VK1 und VK3, wird davon ausgegangen, dass die FE-Berechnung für VK2 die Druckkräfte aus dem Versuch widerspiegelt.

Tab. 3.10: Übersicht Vergleich VK2

	Versagen	Widerstand [kN]	Druckglied [kN]
Versuch	Fließen der Bewehrung	1575	-
FE	Fließen der Bewehrung	1590	-124
Abweichung	OK	+1%	-

Bei VK3 kommt es lediglich zu minimalen Abweichungen zwischen dem Versuch und den Ergebnissen der FE-Modellierung. Sowohl die Kraft-Verschiebungsverläufe, der Versagensmechanismus als auch die Kräfte in den maßgebenden Verstärkungselementen stimmen überein. Bereits in [12] wurde jener Versuchskörper (VK6) genauer betrachtet, der VK3 ähnelt. Auch dort zeigt sich ein ähnlicher Versagensmechanismus, der anhand der Spannungen in Bewehrung und den plastischen Verzerrungen beurteilt wird.

Tab. 3.11: Übersicht Vergleich VK3

	Versagen	Widerstand [kN]	Zugglied [kN]	Druckglied [kN]
Versuch	Fließen der Bewehrung	1208	96 / - / 50	-169
FE	Fließen der Bewehrung	1241	112 / - / 39	-172
Abweichung	OK	+3%	+17% / / -22%	+2%

Die FE-Vergleichsrechnungen spiegeln zum großen Teil das Verhalten der Versuche wider. Es gibt viele Übereinstimmungen hinsichtlich des Kraft-Verformungsverhaltens, der Kräfte in den vorhandenen Verstärkungselementen und der Versagensmechanismen. Daher kann davon ausgegangen werden, dass Änderungen im FE-Modell und deren Ergebnisse auf das Verhalten im Labor oder am realen Bauwerk schließen lassen.

Kapitel 4

Erweiterte FE Untersuchungen

Aufgrund der Vergleichsrechnungen in Kapitel 3 wird gezeigt, dass durch die Berechnungsmodelle eine numerische Abbildung der Versuche beziehungsweise der Realität möglich ist.

In diesem Kapitel werden die bestehenden Modelle adaptiert, um die Auswirkung einer geänderten Lisenen-Geometrie oder einem variablen Lastangriff aufzeigen zu können.

4.1 Variation Lastangriff

Aufgrund der Ergebnisse im Labor wird ersichtlich (siehe Abbildung 2.15), dass die einzelnen Lisenen teilweise nicht im gleichen Umfang beansprucht wurden. Durch eine ungleichmäßige Beanspruchung der Belastungsplatte bei den Ankerbüchsen kam es zu einer Verschiebung des Belastungsschwerpunktes für den gesamten Versuchskörper. Es kam zu einer unsymmetrischen Belastung im Versuchskörper und einzelne Lisenen wurden höher beansprucht. Die Auswirkungen sind in den Ergebnissen von VK1 deutlich erkennbar.

Neben der "globalen" Exzentrizität, die zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung einzelner Lisenen führen, kann es im Versuch zu "lokalen" Exzentrizitäten im Bereich der Ankerbüchse kommen. Um die Auswirkungen von lokalen, exzentrischen Lastenleitungen festzuhalten, erfolgte eine schrittweise Anpassung der Lage der Ankerbüchse bei VK1, wodurch eine exzentrische, nicht vollflächige Belastung dargestellt werden soll.

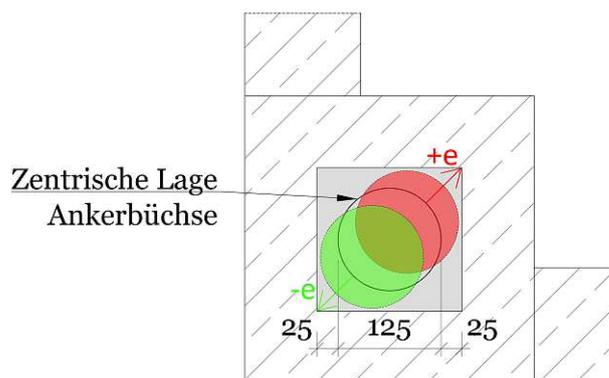


Abb. 4.1: Variation Lastangriff

Durch die Verschiebung der Belastung im Bereich der Ankerplatte steigt beziehungsweise reduziert sich der Abstand des Belastungsschwerpunktes zum Steg und der Bodenplatte. Die Plattenbiegung am hinteren Ende der Lisene ist gemäß Kapitel 2.2 maßgebend vom Abstand der Belastung zu den jeweiligen Platten abhängig.

In Abbildung 4.1 ist die Verschiebung der Ankerbüchse auf der vorhandenen Ankerplatte ersichtlich. Die Exzentrizität hat ein positives Vorzeichen $+e$, wenn sich der Belastungsschwerpunkt von den beanspruchten Platten entfernt. Eine negative Exzentrizität $-e$ führt zu einem reduzierten Abstand zur Platte und in weiterer Folge zu einer geringeren Plattenbeanspruchung.

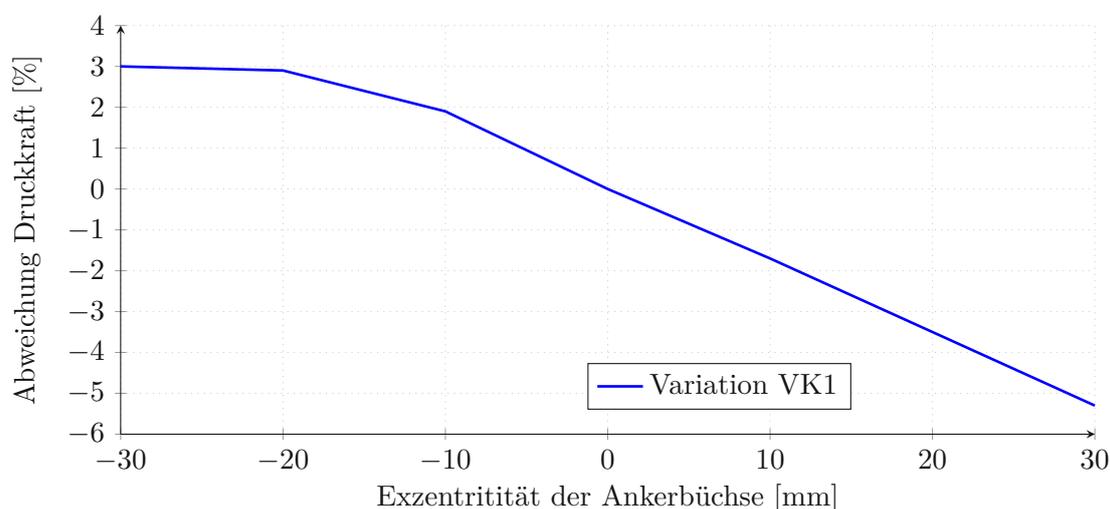


Abb. 4.2: Variation Lastangriff VK1

Anhand von Abbildung 4.2 wird deutlich, dass durch die reduzierte Exzentrizität von maximal -30 mm der Widerstand des Versuchskörpers um 3 % ansteigt. Diese geringfügige Tragfähigkeitserhöhung ist allerdings bereits bei einer Reduktion der Exzentrizität zu den dünnwandigen Platten von -20 mm annähernd erreicht. Gleichzeitig wird erkennbar, dass eine ansteigende Exzentrizität deutlich stärkere Auswirkungen hat. Während eine Exzentrizität von -30 mm zu einer Erhöhung von lediglich 3 % führt, kommt es bei $e = 30 \text{ mm}$ zu einer Reduktion der maximalen Beanspruchung von circa 5 %. Die annähernd lineare Abhängigkeit von Exzentrizität und Beanspruchung der Bauteile wurde bereits in [11] festgehalten.

Abschließend ist zur Variation der "lokalen" Exzentrizität festzuhalten, dass geringe Abweichungen beim Lastangriff, vorallem jene die ungünstige Beanspruchungen hervorrufen, zu berücksichtigende Auswirkungen auf den Widerstand haben. Aufgrund der Variation ist pro 1 cm erhöhter Exzentrizität von einer Reduktion des Widerstandes um 1,5 % auszugehen. Gleichzeitig wird gezeigt, dass eine reduzierte Exzentrizität zu geringfügigen Verbesserungen führt.

In Kapitel 3.2.4 sind die Abweichungen der maximal erreichten Kräfte aus dem Versuch und der FE-Berechnung zusammengefasst. In den Vergleichsrechnungen ergeben sich 1-4 % Abweichung zu den Versuchen im Labor. Anhand der Variation der lokalen Exzentrizität wird ersichtlich, dass geringfügige Abweichungen beziehungsweise vorhandene tolerierbare Toleranzen im Zuge der Versuchskörperherstellung im Labor zu veränderten Versuchsergebnissen führen. Insofern wird verdeutlicht, dass die Ergebnisse aus der FE-Berechnung sehr gut mit der Wirklichkeit übereinstimmen.

4.2 Variation Zugglieder

Eine Variation der Zugglieder findet bereits indirekt anhand von VK1 und VK2 statt. Geometrisch betrachtet waren VK1 und VK2 identisch. Die Materialeigenschaften der beiden Versuchskörper variierten allerdings. Somit sind die Auswirkungen der Zugglieder ersichtlich, aber eine Angabe einer prozentualen Reduktion des Widerstandes aufgrund der fehlenden Verstärkungselemente ist durch die abweichenden Betoneigenschaften nicht möglich.

Um die Auswirkungen der Zugglieder im Versuch besser einordnen zu können, wurde für VK1 eine schrittweise Reduktion der Zugglieder vorgenommen. In den Versuchen, den Vergleichsrechnungen sowie in [12] zeigt sich, dass die Zugglieder am hinteren Ende der Lisene (Ebene 2 für VK1 und Ebene 1 für VK3) deutlich höher beansprucht werden als jene in den anderen Reihen. Dies ist auf die Nähe zum Versagensbereich, der auf die Steifigkeitsreduktion durch den Übergang von einer monolithischen Lisene zu dünner Platte resultiert, zurückzuführen. Um die Relevanz der Zugglieder in den Reihen, die weiter von dem Versagensbereich entfernt sind, (VK1: Reihe 1 und 3 / VK3: Reihe 3) überprüfen zu können, wurden folgende Situationen betrachtet:

1. VK1 - Zugglieder in Reihe 1,2 und 3
2. VK1 - Zugglieder in Reihe 2
3. VK1 - keine Zugglieder

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass in den vorhandenen Systemen in der Praxis (siehe Kapitel 1) keine Zugglieder vorgesehen sind.

Nachdem für VK1 und VK2 die Versagensbereiche bereits genau analysiert wurden und diese bei beiden Versuchskörper auf die Plattenbiegung hinter der Lisene zurückzuführen sind, wird auf das Versagen beziehungsweise die Spannungen in der Bewehrung in diesem Kapitel nicht genauer eingegangen. Es wird der Versagenszeitpunkt, die maximal erreichbare Kraftgröße sowie die Verformungen des Versuchskörpers zum Zeitpunkt des Versagens für jede Situation genau betrachtet.

Tab. 4.1: Variation Zugglieder

Zugglieder Reihe	Widerstand [kN]	Tragfähigkeit %	Zeitpunkt [mm]	Verformung [mm]
1-3	2266	100	3,5	1,9
2	2267	100	3,7	1,3
-	1844	81	2,2	1,6

Die Ergebnisse für die Situation mit den Zuggliedern in den Reihen 1-3 entsprechen den bereits in Kapitel 3.2 dokumentierten Ergebnissen. Die Verformungen (Abb. 3.18) sowie der Versagenszeitpunkt (Abb. 3.14) wurden den entsprechenden Abbildungen entnommen.

Anhand der Kraft-Verschiebungskurven in Abbildung 4.3 wird offensichtlich, dass ein Fehlen der Zugglieder in Ebene 1 und 3 zu keiner Reduktion des Widerstandes des Versuchskörper führt. Anhand der Verformung ist sogar davon auszugehen, dass durch die vorhandenen Zugglieder beim Versuch von VK1 Zwänge entstanden. Diese können durch fehlende Verformungsmöglichkeiten herbeigerufen werden.

Wie bereits bei Vergleichsrechnung von VK2 ersichtlich (siehe Kapitel 3.2), kommt es bei einem unverstärkten (bezogen auf die Zugglieder) Versuchskörper zu einer deutlichen Reduktion des

Widerstandes. Für den unverstärkten Versuchskörper 1 ist eine Reduktion der Tragfähigkeit von circa 20 % zu verzeichnen. Gleichzeitig muss auf die Relevanz dieser Variantenstudie hingewiesen werden, da durch die unterschiedlichen Materialeigenschaften von VK1 und VK2 der Widerstand von VK1 ohne Zugglieder um circa 16 % größer ist als jener von VK2.

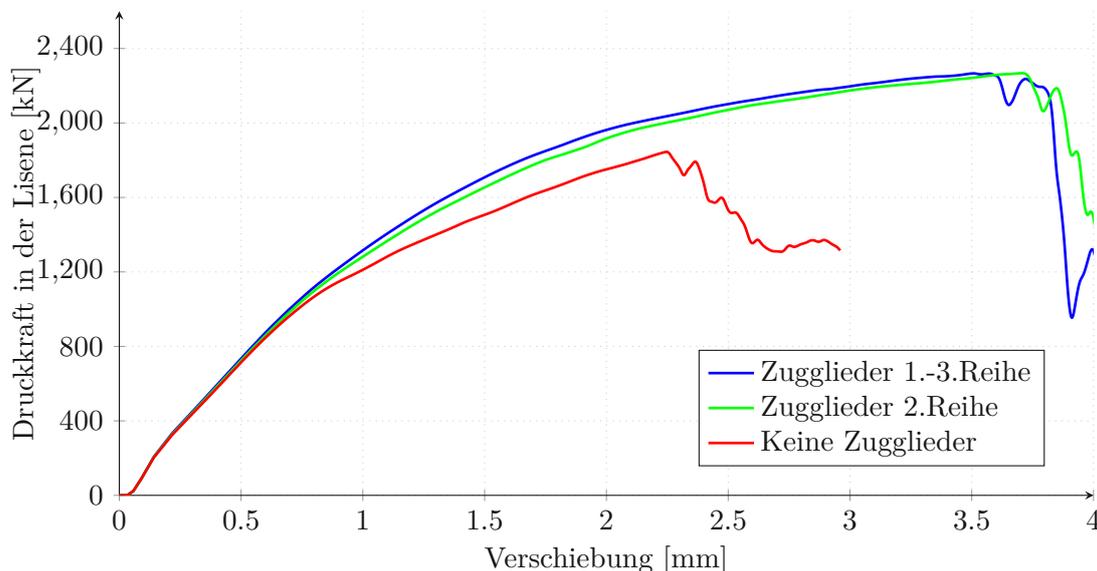


Abb. 4.3: VK1 - Druckkraft Lisene - Variation Zugglieder

Die Verformungen für die Modelle mit lediglich einer Zugglieder-Ebene beziehungsweise ohne Zugglieder sind in Abbildung 4.4 und 4.5 dokumentiert. Wie bereits oben beschrieben, waren die Verformungen zum Zeitpunkt des Versagens für den Versuchskörper mit den Zuggliedern in der zweiten Reihe deutlich geringer als bei den Vergleichsrechnungen von VK1. Bei einem Vergleich der Verformungsbilder dieser beiden Berechnungen muss allerdings auch festgehalten werden, dass die maximal erreichten Verformungen bei VK1 sehr lokal begrenzt waren (siehe Abb. 3.18). Auch dies spricht für einen Zwang durch die vorhandenen Zugglieder. Durch die Vernachlässigung der Zugglieder stiegen die Verformungen, wobei die maximalen lokalen Verformungen von VK1 mit allen Zuggliedern ebenfalls nicht erreicht wurden. Diese Betrachtung erfolgt allerdings unter der Berücksichtigung, dass der unverstärkte Versuchskörper bereits deutlich früher versagte.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Zugglieder in der ersten und dritten Ebene (gültig für VK1) zu keiner Steigerung der Tragfähigkeit führen. Gleichzeitig muss der Fokus auf den unverstärkten Versuchskörper gerichtet werden, da dieser dem in der Praxis verwendeten Querschnitt am ehesten ähnelt. Gemäß Tabelle 2.6 ist ein Widerstand auf Basis des EC2 von 6199 kN gegeben. Dies entspricht einer Kraft für eine Lisene von 1550 kN, weshalb auch für einen unverstärkten Versuchskörpers die Widerstände aus der FE-Berechnung jene aus der EC2-Berechnung übersteigen.

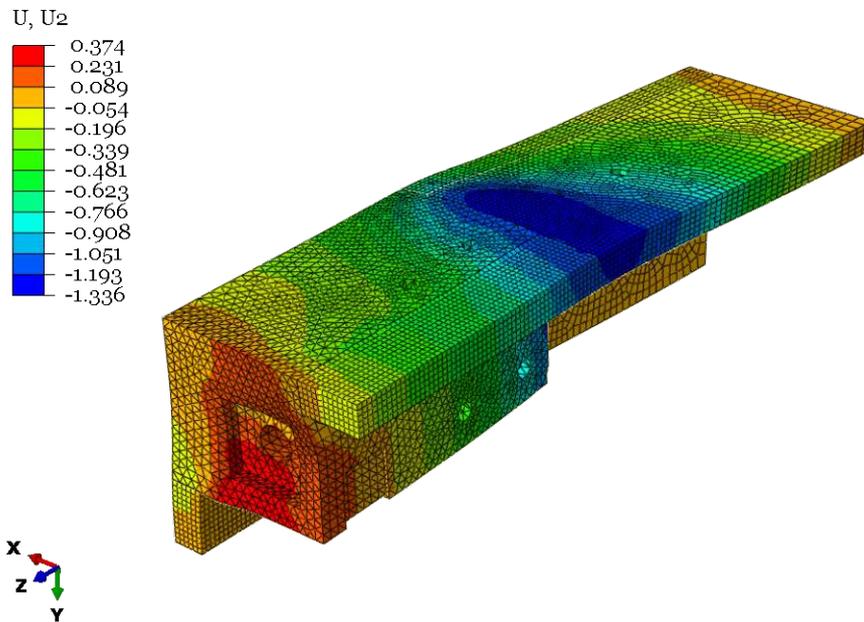


Abb. 4.4: Zuglieder 2.Ebene

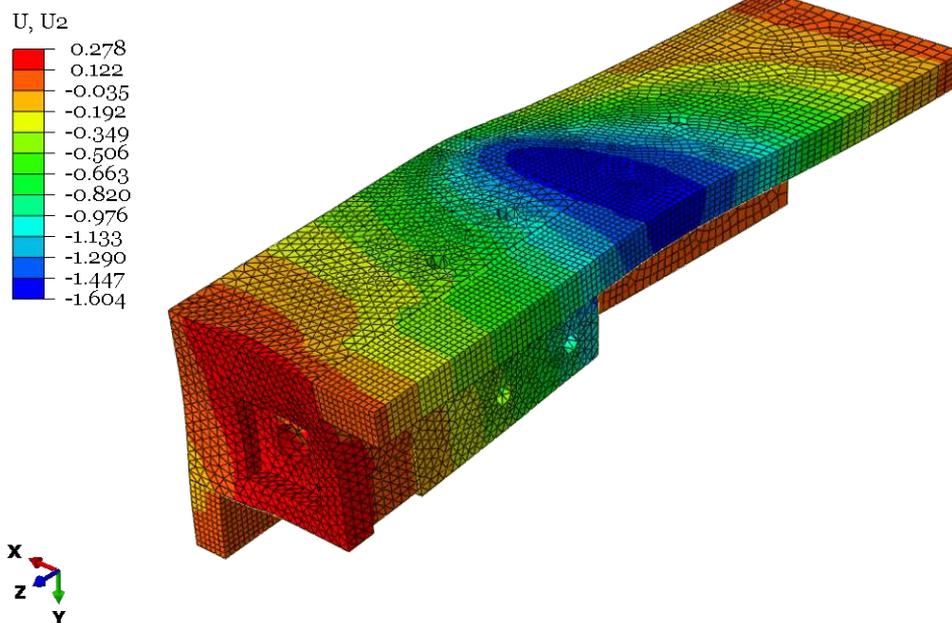


Abb. 4.5: Keine Zuglieder

4.3 Adaptierte Lisenengeometrie

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, wurden die Versuche vorwiegend durchgeführt, um die theoretischen Erkenntnisse der vorhandenen Forschungsarbeiten zu untermauern. In diesem Kapitel wird nun eine Adaptierung der Lisenengeometrie vorgenommen, um dessen Auswirkungen auf mögliche weitere Brückenbauverfahren zu untersuchen.

Die Anpassung sowie die Ergebnisse werden analog zu Kapitel 3 dokumentiert. Zuletzt erfolgt ein Vergleich der modifizierten Modelle mit den ursprünglichen Modellen.

4.3.1 Allgemeine Modellanpassungen

Um die Eigenschaften beziehungsweise die Veränderung des neuen Systems besser einordnen zu können, wurde das FE-Modell für VK1 adaptiert. Im modifizierten Modell waren keine Druckglieder vorgesehen und die Lisene erstreckte sich über die ganze Breite.

In diesem Kapitel werden die Auswirkung der neuen Lisenengeometrie sowie der fehlenden Druckglieder genauer betrachtet. Die Steg- sowie Bodenplattendicke wurde nicht adaptiert. Somit ist auch ein Vergleich zur bestehenden FE-Berechnung möglich. Eine Adaptierung der Plattendicken würde mit weitreichenden Änderungen bei der Bewehrung einhergehen, weshalb davon abgesehen wurde.

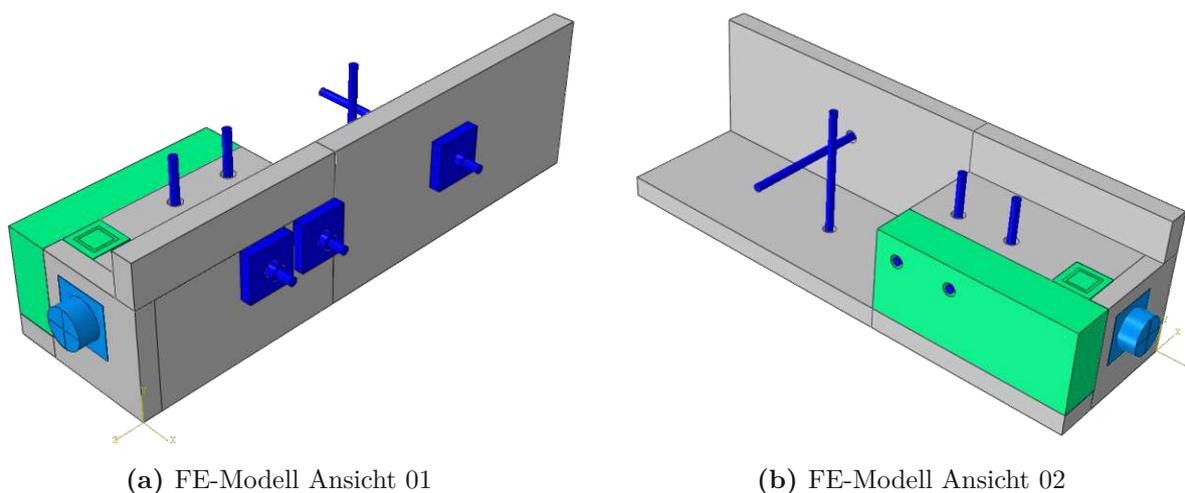


Abb. 4.6: Modifiziertes Modell: in dunkelblau Zugglieder, in grün modifizierte Elemente

In Abbildung 4.6 sind die modifizierten Bereiche in grün festgehalten. Der Stahlwinkel, der als Verbindung zwischen Druckglied und Lisene fungierte, wurde belassen, wobei das Material von Stahl auf Beton geändert wurde. So konnte die Lisene mit allen vorhandenen Einschnitten aus den Vergleichsrechnungen übernommen werden. Neben der Adaptierung der Stahlwinkel wurde ein neuer Betonkörper ergänzt, um die neue Lisenengeometrie, die nun über die gesamte Breite verläuft, abbilden zu können.

Aufgrund einer modifizierten Lisenengeometrie wurde die Bewehrung in diesem Bereich entsprechend adaptiert. In Abbildung 4.7 sind die neuen beziehungsweise veränderten Bewehrungsstäbe in rot gekennzeichnet. Die vorhandene umlaufende Bügelbewehrung ($\varnothing 12$ und in Abbildung 2.6 türkis) in der Lisene wurde auf die ganze Lisene erweitert. Der Durchmesser sowie die Abstände wurden nicht verändert. Es wurde eine längsorientierte Bewehrung am oberen Rand der Lisene ergänzt. Sonst erfolgten keine Änderungen an der Bewehrung. Nachdem nur geringfügige Anpassungen an der Bewehrung vorgenommen wurden, kann bei den späteren Vergleichen der Ergebnisse, ins-

besondere bei der Betrachtung der Versagensmechanismen und des Kraft-Verformungsverhaltens, das veränderte Verhalten nicht allein auf die Veränderungen im Bewehrungsbereich zurückgeführt werden.

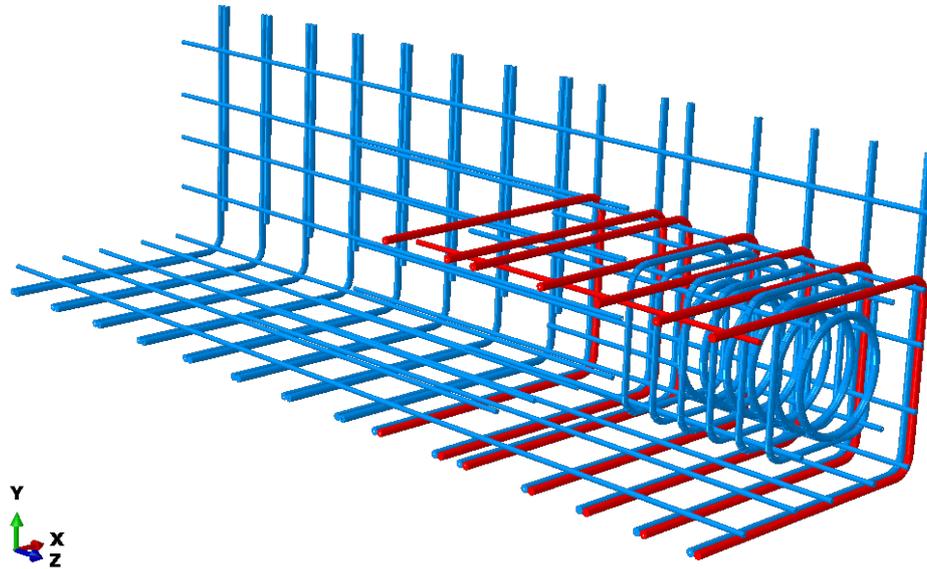


Abb. 4.7: Bewehrung Modifiziertes Modell - in rot die neue Bewehrung

Das gewählte FE-Netz für die neuen Betonteile ist in Abbildung 4.8 ersichtlich. Der erweiterte Lisenenbereich wurde mit den Netzeinstellungen für die Lisene aus der Vergleichsrechnung gemäß Kapitel 3.1.3 festgelegt. Alle weiteren Netzeinstellungen wurden nicht verändert.

Nachdem sich die Lisene nun über die gesamte Breite erstreckt, mussten die Randbedingungen entsprechend angepasst werden. In Abbildung 4.9 sind die gelagerten Flächen ersichtlich. Die Definition der Freiheitsgrade der farblich gekennzeichneten Bereiche ist bereits in Tabelle 3.5 dokumentiert. Es wurde grundsätzlich nur die geschnittene Fläche der neuen, breiteren Lisene mit einer horizontalen Lagerung (Definition in Tab.3.5) versehen. Die Verbindung des neuen Lisenenbereichs zu den bestehenden Elementen erfolgte analog zu den anderen über eine starre Verbindung (Definition ABAQUS: Tie).

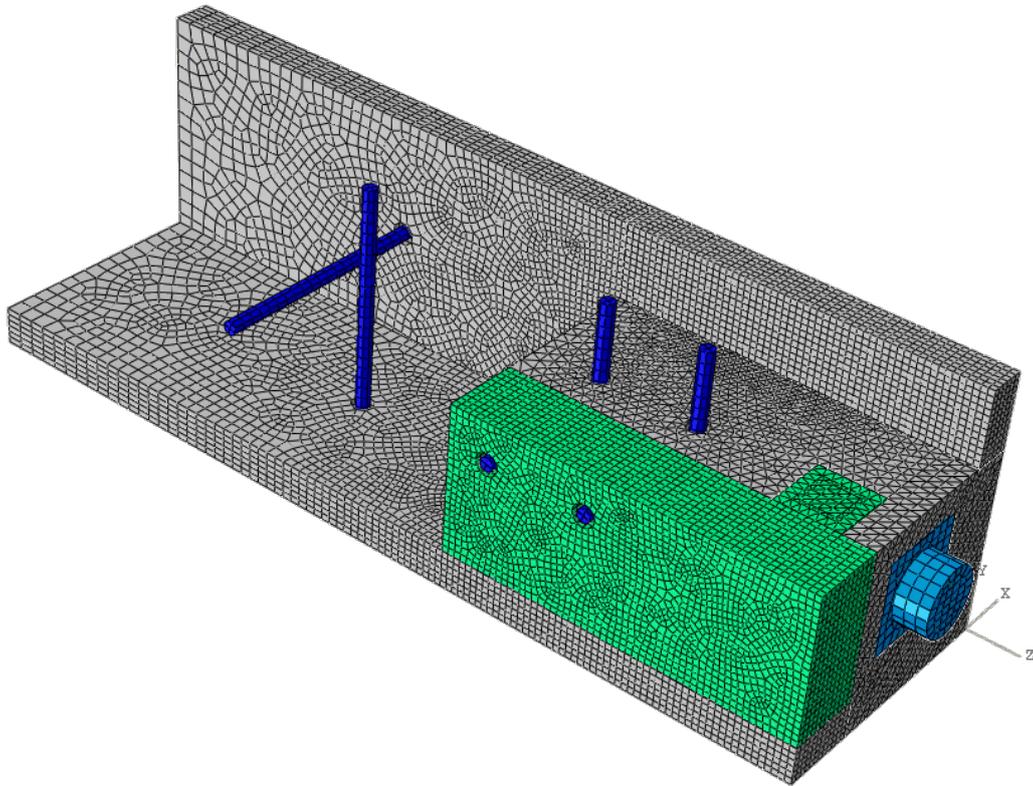


Abb. 4.8: FE-Netz Modifiziertes Modell

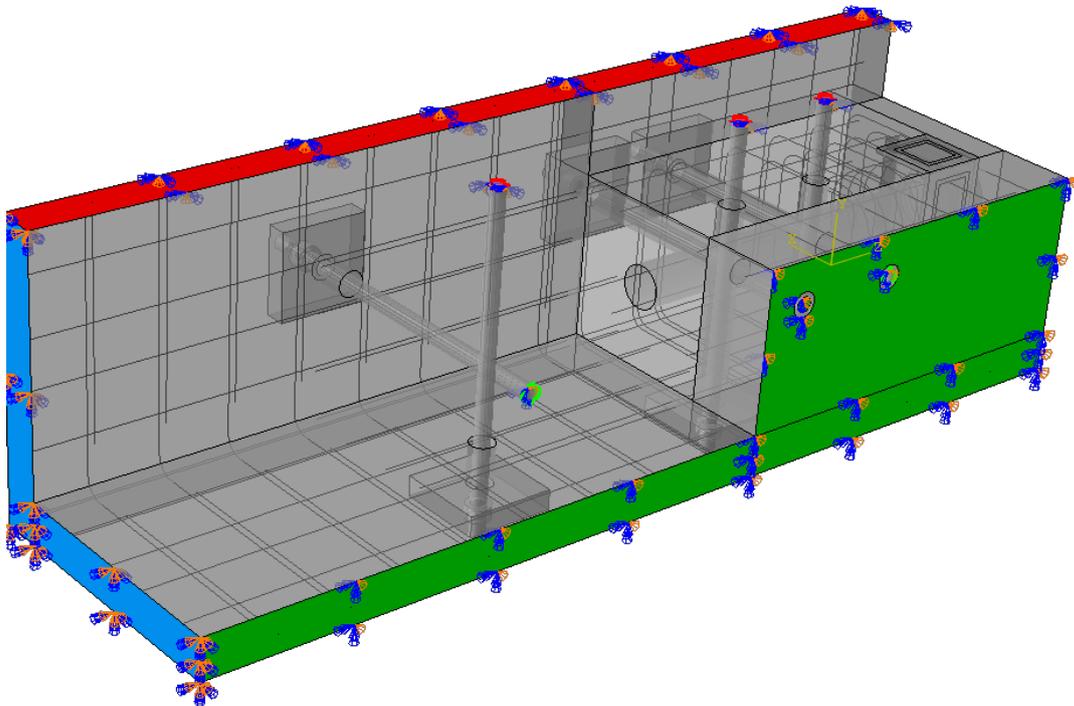


Abb. 4.9: FE-Modell Lagerung Modifiziertes Modell - Definition siehe Tab.3.5

4.3.2 FE-Berechnungsergebnisse

Bei der Berechnung erfolgte eine schrittweise Adaptierung, um sich von dem ursprünglichen Modell für VK1, inklusive der geringfügigen Adaptierungen für die Lisene, der neuen Situation anzunähern. Deswegen wurde folgende Berechnung durchgeführt:

1. Modifiziertes FE-Modell mit Zuggliedern und Materialeigenschaften gemäß VK1
2. Modifiziertes FE-Modell **ohne** Zugglieder und Materialeigenschaften gemäß VK1
3. Modifiziertes FE-Modell **ohne** Zugglieder und Materialeigenschaften gemäß C40/50

Das erste Modell wird herangezogen, um den Einfluss der geometrischen Änderungen abbilden zu können. Hier werden die Ergebnisse mit jenen aus der Vergleichsrechnung für VK1 verglichen. Mit Hilfe des zweiten Modells wird der Einfluss der Zugglieder, der für VK1 bereits in Kapitel 4.2 untersucht wird, für die neue Lisengeometrie näher betrachtet. Im letzten Modell wird aufgezeigt welchen Einfluss das verwendete Material hat. Nachdem für VK1 ein Beton verwendet wurde mit deutlich höhere Festigkeitsparametern, werden diese auf die Eigenschaften für die Betongüte C40/50 reduziert.

4.3.2.1 FE-Modell mit Zugglieder

Bei diesem Modell handelt es sich um das in Kapitel 4.3.1 beschriebene modifizierte VK1 Modell.

Ein Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven der Vergleichsberechnungsergebnisse aus Kapitel 3.2.1 und dem neuen Modell ist in Abbildung 4.10 dargestellt. Nachdem keine Versuchsergebnisse bei den gegebenen Vergleichen inkludiert sind, wird auf die unkorrigierten Ergebnisse der FE-Berechnung für VK1 zurückgegriffen (siehe Abb. 3.14).

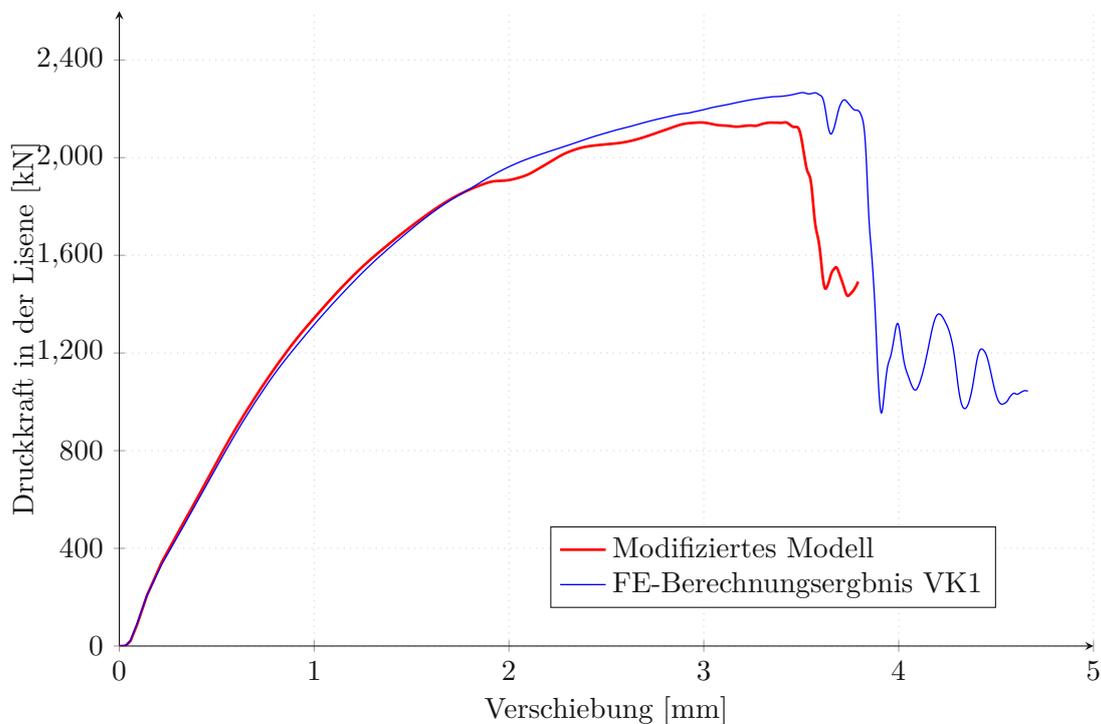


Abb. 4.10: LT-gesamt-Vergleich FE-Berechnung

Beim Vergleich der Kurven wird erkennbar, dass erst im fortgeschrittenen Lastbereich ab circa 1800 kN die Kurven geringfügig abweichen. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die geringfügigen Anpassungen der Lisenengeometrie nur kleine Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten haben. Es wird aber auch deutlich, dass die neue Geometrie zu einer anderen Beanspruchung führen muss, da in Abbildung 4.10 ein reduzierter Widerstand beim modifizierten Modell erkennbar ist.

In der FE-Berechnung des modifizierten Modells tritt das Versagen bei einer Kraft von 2144 kN ein. Dies führt zu einer Reduktion des Widerstandes von 5 % im Vergleich zur Vergleichsrechnung von VK1 (2266 kN).

Versagen

Zur Beurteilung des Versagens werden, wie bereits in den Vergleichsrechnungen, die Spannungen in der Bewehrung (Abb. 4.11), die Verformungen (Abb. 4.12) des Versuchskörpers sowie die plastischen Verzerrungen (Abb. 4.13 und 4.14) herangezogen.

Anhand der Spannungen in der Bewehrung (siehe 4.11) wird deutlich, dass die Längsbewehrung hinter der Lisene die Fließgrenze erreichte. Wie bereits bei der Vergleichsrechnung von VK1 waren hohe Druckspannungen in der Bewehrung unter anderem der Grund für das Versagen des Versuchskörpers. Neben den hohen Druckspannungen in der Längsbewehrung sind bei diesem modifizierten Modell allerdings auch sehr hohe, versagensrelevante Zugspannungen in den Bügeln in der Lisene vorhanden. Dieser Effekt im vorderen Bereich ist auf die fehlenden Druckglieder im modifizierten Modell zurückzuführen. Wenn die Konzipierung der Verstärkungselemente genauer betrachtet wird (siehe Kapitel 2.2), kann festgestellt werden, dass durch die Druckglieder eine Reduzierung der Verformungen im Lisenenbereich angestrebt wird. Das beschriebene Verhalten am hinteren Ende der Lisene wird bereits im Zuge der Vergleichsrechnungen (Kap. 3) sowie bei der Konzipierung der Verstärkungselemente (Kap. 2.2) ausführlich behandelt und spiegelt die Effekte aus der Literatur [11] wider.

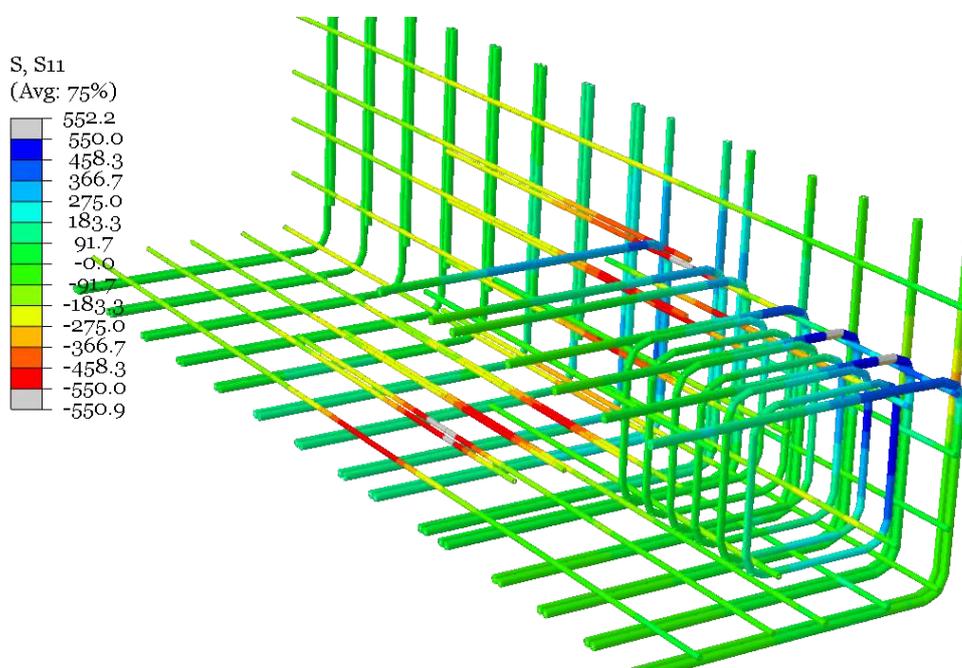


Abb. 4.11: Bewehrung Spannung Modifiziertes Modell

Durch die Verformungen in globaler Y-Richtung wird der "Knick" in der Platte am Ende der Lisene deutlich (siehe Abb. 4.12). Hier werden die Verformungen um den Faktor 30 skaliert, um den

Effekt der Lasteinleitung von der Lisene in die Platte zu verdeutlichen. Neben den Verformungen am hinteren Ende der Lisene sind aber auch die großen Verformungen im vorderen Bereich erkennbar. Hier ist festzuhalten, dass die Bewehrung in der Lisene im Zuge der Modifizierung nur geometrisch angepasst und keine Verstärkung im Sinne einer Durchmesser-Adaptierung durchgeführt wurde.

Zum Zeitpunkt des Versagens verformte sich die Platte hinter der Lisene circa 2 mm aus der Ebene, wodurch enorme Druckspannungen in der Bewehrung auf der Platteninnenseite (Längsbewehrung) und Zugspannungen auf der Außenseite entstanden. Gleichzeitig bewegte sich der vordere Bereich ebenfalls um 2 mm aus der Ebene, aber entgegengerichtet zu den Verformungen am hinteren Ende der Lisene. Dies ist auf die fehlenden Verstärkungselemente (Druckglieder) zurückzuführen.

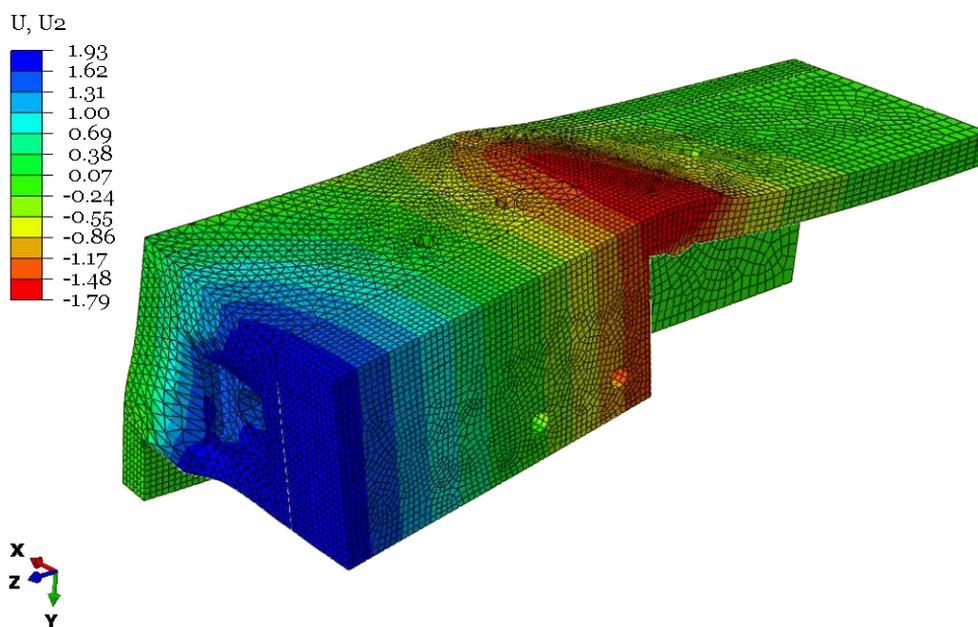


Abb. 4.12: Verformung Modifiziertes Modell

Die vorhandenen Zugspannungen an der Plattenaußenseite am hinteren Ende der Lisene spiegeln sich in den plastischen Verzerrungen (Abbildung 4.14) wider. Durch die Zugspannungen entstehen Risse, die in ABAQUS in den plastischen Verzerrungen inkludiert sind. Im Bereich des Versagens sind vermehrt plastische Bereiche erkennbar. Außerdem sind im vorderen Bereich der Lisene deutliche plastische Verzerrungen zu erkennen. Aufgrund der Risse im Anschlussbereich zwischen der unverstärkten Lisene und dem Steg wird die Annahme, dass die Verbindung dieser Bauteile beziehungsweise die vorhandene Bewehrung für die neue Lisengeometrie unzureichend ist, bestätigt.

In Abbildung 4.14 ist ersichtlich, dass in der Lisene ein deutlicher Riss von der Durchdringung der Lisene für die Spannglieder in Richtung der Außenecke verlief. Gleichzeitig sind erhöhte plastische Verzerrungen an der Innenseite der Platten zu verzeichnen, die im Einklang mit den vorhandenen Druckspannungen in der Bewehrung stehen.

Die Kraft-Verschiebungskurven sowie die erreichten Widerstände des modifizierten Modells ähneln jenen aus der Vergleichsrechnung von VK1. Allerdings sind im Modell mit der größeren Lisene deutlich größere plastische Bereiche vorhanden. Der Effekt der Plattenbiegung am hinteren

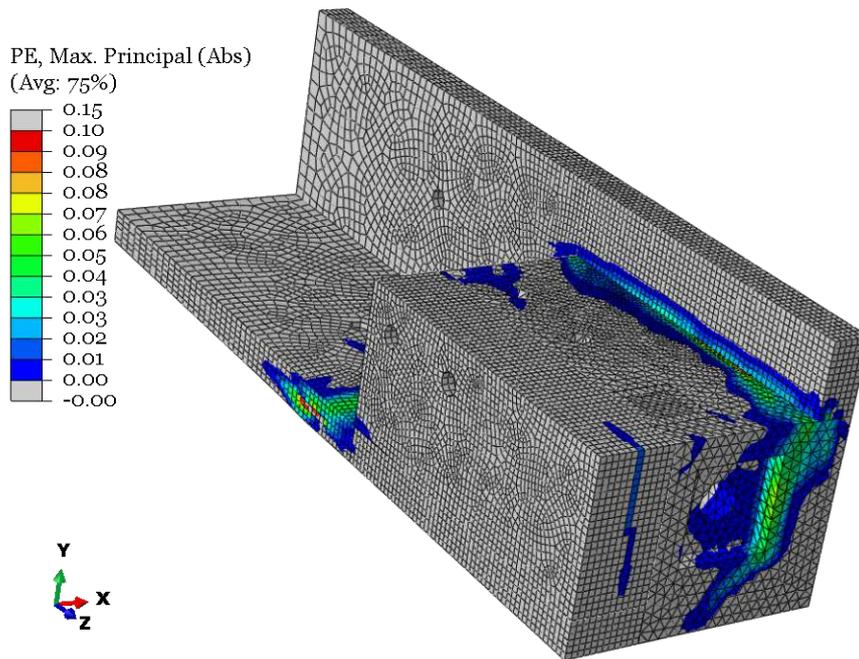


Abb. 4.13: Plastische Verzerrungen Modifiziertes Modell

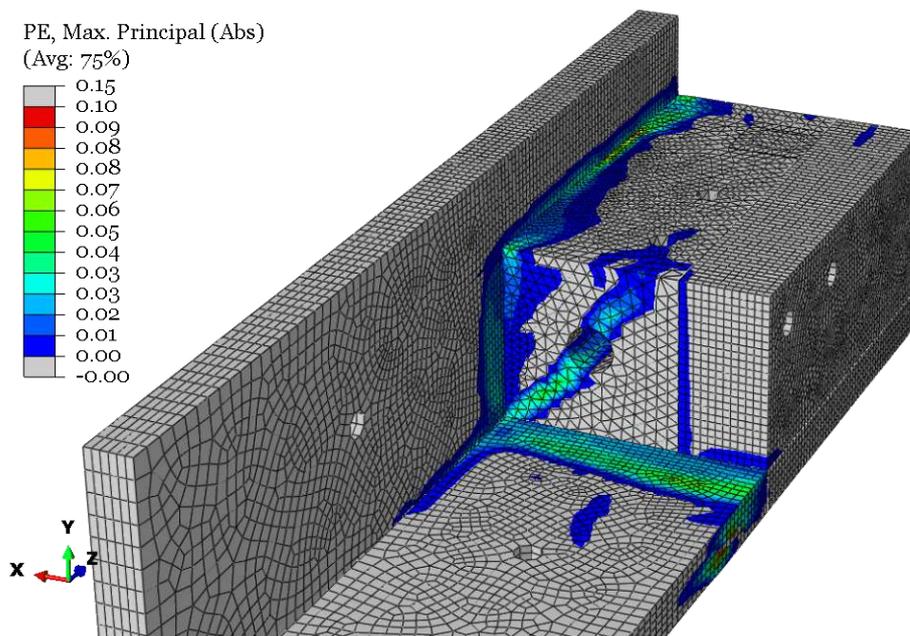


Abb. 4.14: Plastische Verzerrungen Modifiziertes Modell

Ende der Lisene ist ebenfalls bei beiden Modellen vorhanden, wobei beim modifizierten Modell ein weiterer kritischer Bereich identifiziert wird.

Verstärkungselemente

Neben dem Vergleich des Versagens werden die Verstärkungselemente sowie die Stahlbauteile im Bereich der Lasteinleitung betrachtet.

Die Kräfte in den Zuggliedern in der gleichen Reihe wichen in der ersten und dritten Reihe stark voneinander ab. In Abbildung 4.15 und Tabelle 4.2 ist ersichtlich, dass die horizontal orientierte Zugstange in der ersten Reihe deutlich höher beansprucht wurde als die vertikal orientierte Zugstange. Das vertikale Zugglied in der ersten Reihe entzog sich nahezu der Stabilisierung der Lisene. Dieser Effekt spiegelt sich in den plastischen Verzerrungen als auch in den Verformungen wider. Diese Abweichungen verglichen zur Nachrechnung von VK1 sind auf die fehlenden Druckglieder zurückzuführen. Die Zugglieder in der zweiten Reihe erfahren eine ähnliche Beanspruchung wie bei VK1 und stehen im Einklang mit der Plattenbiegung. In der dritten Reihe sind ebenfalls große Abweichungen zwischen den Kräften in der horizontalen und vertikalen Zugstange zu verzeichnen.

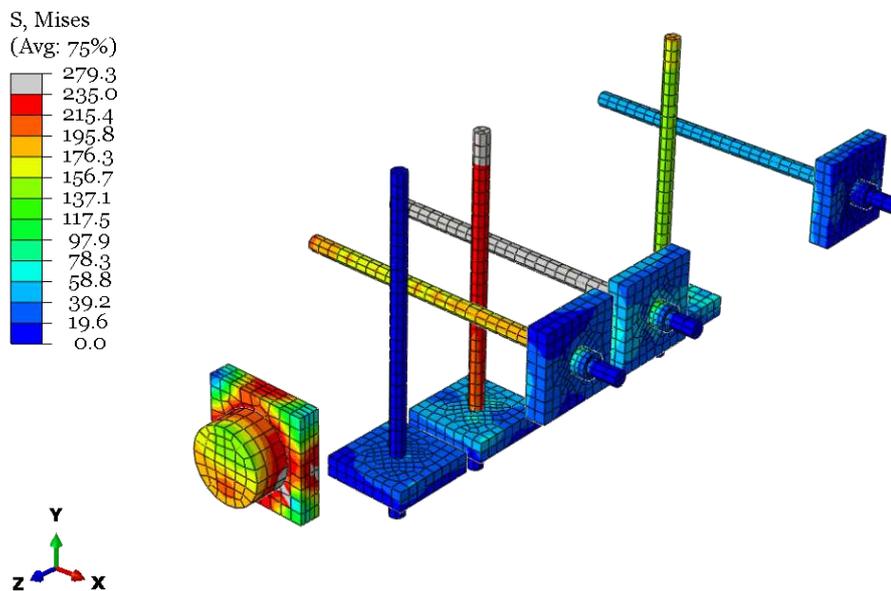


Abb. 4.15: Vergleichsspannungen Stahlbauteile Modifiziertes Modell

Aufgrund der neuen Effekte im vorderen Bereich der Lisene sind die Kräfte in der ersten Reihe nicht vergleichbar mit jenen aus der Vergleichsrechnung von VK1. In Tabelle 4.2 wird eine Zusammenfassung und ein Vergleich der Kräfte in den Verstärkungselementen dargestellt.

Tab. 4.2: Modifiziertes Modell - Verstärkungselemente - Kräfte

Verstärkungselement	Reihe	Modifiziert		VK1
		HOR [kN]	VER [kN]	max [kN]
Zugglied	1	77	4	45
	2	114	106	116
	3	25	74	46

Die getroffenen Annahmen bei der Materialeingabe in ABQAUS werden aufgrund der vorhandenen Spannungen (Abbildung 3.45) beziehungsweise den resultierenden Kräften verifiziert.

- Stahlspannung: ca. $150 < 235 \text{ N/mm}^2$
- Kraft in Zugglied: max. $114 < 300 \text{ kN}$

Übersicht Vergleich

Die Berechnung des modifizierten Modells mit der horizontal durchgehenden Lisene zeigt, dass das Verhalten ähnlich ist im Vergleich zu VK1 mit den Ecklisenen. Allerdings sind im vorderen Bereich der Lisene neue Effekte zu beobachten, die durch die fehlenden Druckglieder entstehen und zu einer Reduktion des Widerstandes führen. Aufgrund dessen unterscheiden sich auch die Kräfte in den Zuggliedern und die Verformungen verglichen mit der Vergleichsrechnung von VK1. In Tabelle 4.3 ist eine Zusammenfassung des ersten Vergleichs festgehalten.

Tab. 4.3: Übersicht Vergleich VK1 - Modifiziertes Modell

	Versagen	Widerstand [kN]	Zugglied [kN]
VK1	Fließen Längsbewehrung	2266	45 / 116 / 46
Modifiziert	Fließen Längsbewehrung / Bügel	2144	77 / 114 / 73
Abweichung		-5%	+71% / -2% / +59%

4.3.2.2 FE-Modell ohne Zugglieder

Ein Vergleich von VK1 mit Zuggliedern zu jenem Modell ohne Zugglieder erfolgt bereits in Kapitel 4.2. Dieser Vergleich ist auch in Abbildung 4.16 ersichtlich. Gleichzeitig sind die Ergebnisse des modifizierten mit und ohne Zugglieder inkludiert, um das Verhalten in den Modellen veranschaulichen und vergleichen zu können.

Nachdem bereits das Verhalten der Modelle mit Zuggliedern vergleichbar ist, zeigt sich auch im Modell ohne Zugglieder ein ähnliches Bild. Die Kurven weichen nur geringfügig ab, wobei das Versagen im Modell von VK1 etwas früher, bezogen auf die Verschiebung und nicht auf das Kraftniveau, eintrat. Bei den Widerständen sind keine Abweichungen zu verzeichnen. In beiden Modellen wird ein Widerstand von 1845 kN erreicht.

Um das Versagen beim modifizierten Modell ohne Zugglieder besser einordnen zu können, werden wieder die Spannungen (Abb. 4.17), die Verformungen (Abb. 4.18) und die plastischen Verzerrungen (Abb. 4.19 & 4.20) betrachtet.

In Abbildung 4.17 ist erkennbar, dass das Versagen auf die Längsbewehrung im hinteren Bereich der Lisene zurückzuführen ist. Die Spannungen in den Bügeln im vorderen Bereich der Lisene waren weiterhin hoch, aber erreichten nicht die Fließgrenze. Deswegen kann auch die bessere Übereinstimmung der Widerstände bei den Modellen ohne Zugglieder im Vergleich zu denen mit Zuggliedern erklärt werden. Das Versagen beim modifizierten Modell ist auf die Plattenbiegung, die bereits bei den Versuchen als auch bei den Vergleichsrechnungen als maßgebendes Kriterium erkannt wurde, zurückzuführen.

Durch die Verformungen in globaler Y-Richtung wird das unterschiedliche Tragverhalten im Vergleich zum Modell mit Zuggliedern ersichtlich (siehe Abb. 4.18). Die Verformungen im Bereich hinter der Lisene sind um circa 25 % größer als beim Modell mit Zuggliedern. Gleichzeitig sind die Deformationen im vorderen Bereich der Lisene kleiner. Somit wird deutlich, dass vor allem

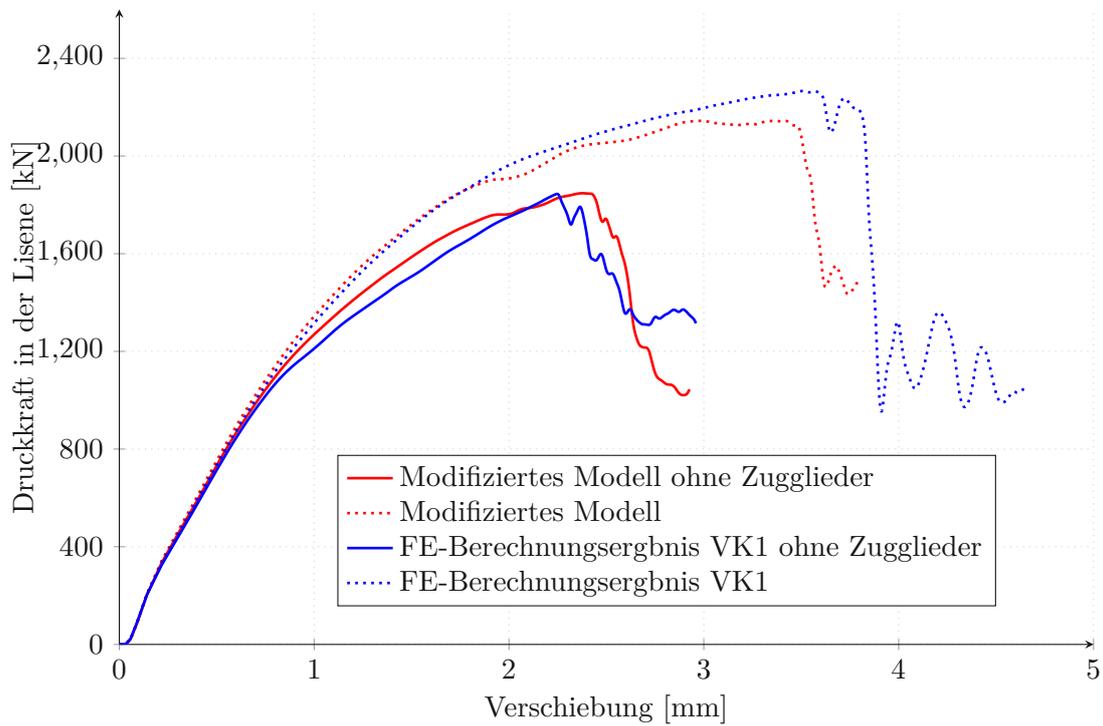


Abb. 4.16: Modifiziertes Modell-Vergleich

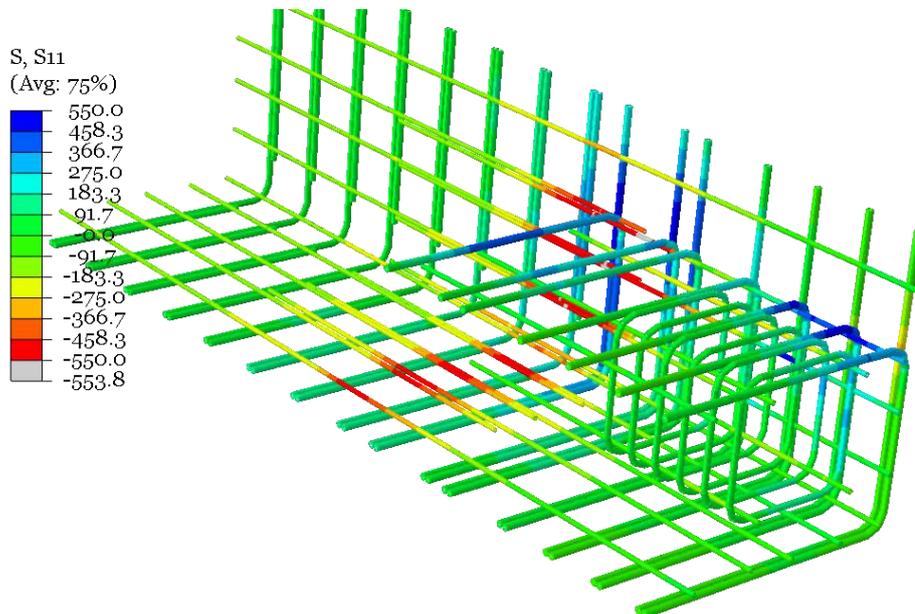


Abb. 4.17: Bewehrung Spannung Modifiziertes Modell ohne Zugglieder

die Verstärkungselemente bei der adaptierten Lisenengeometrie einen maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten haben.

In den plastischen Verzerrungen ((Abb. 4.19 & 4.20)) zeigt sich ein ähnliches Bild verglichen zum Modell mit Zuggliedern. Allerdings sind die plastischen Verzerrungen im vorderen Bereich

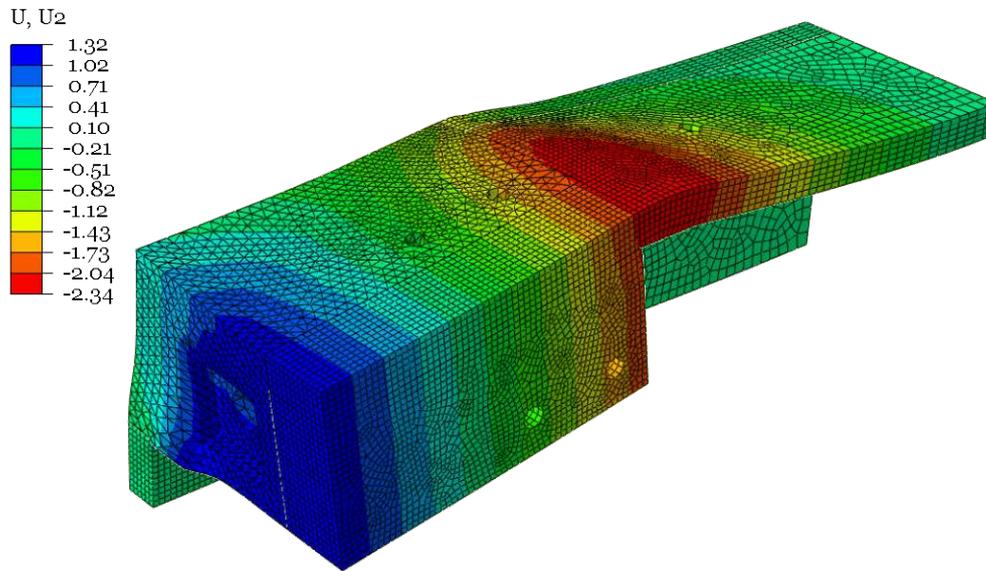


Abb. 4.18: Verformung Modifiziertes Modell ohne Zugglieder

etwas kleiner. Die kritischen Bereiche hinter sowie der diagonale Riss in der Lisene sind wieder markante Bereiche.

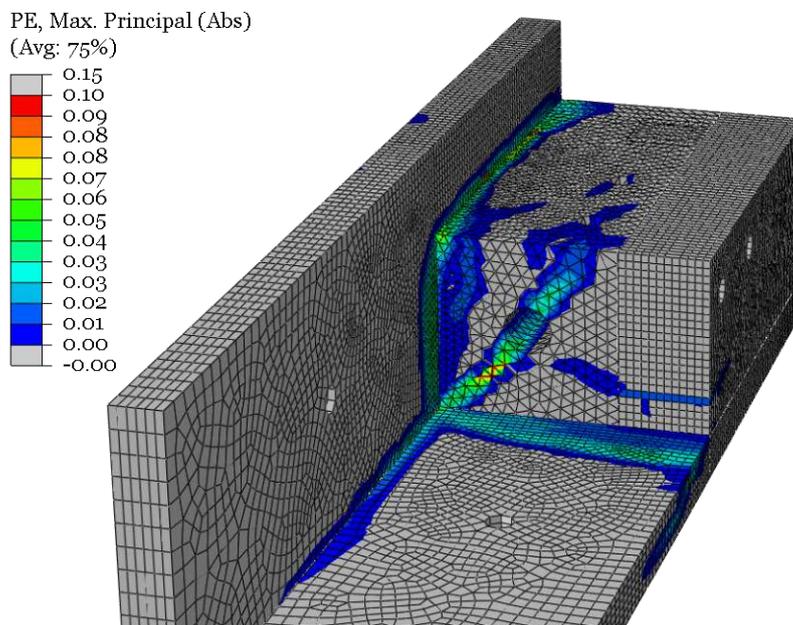


Abb. 4.19: Plastische Verzerrungen Modifiziertes Modell ohne Zugglieder

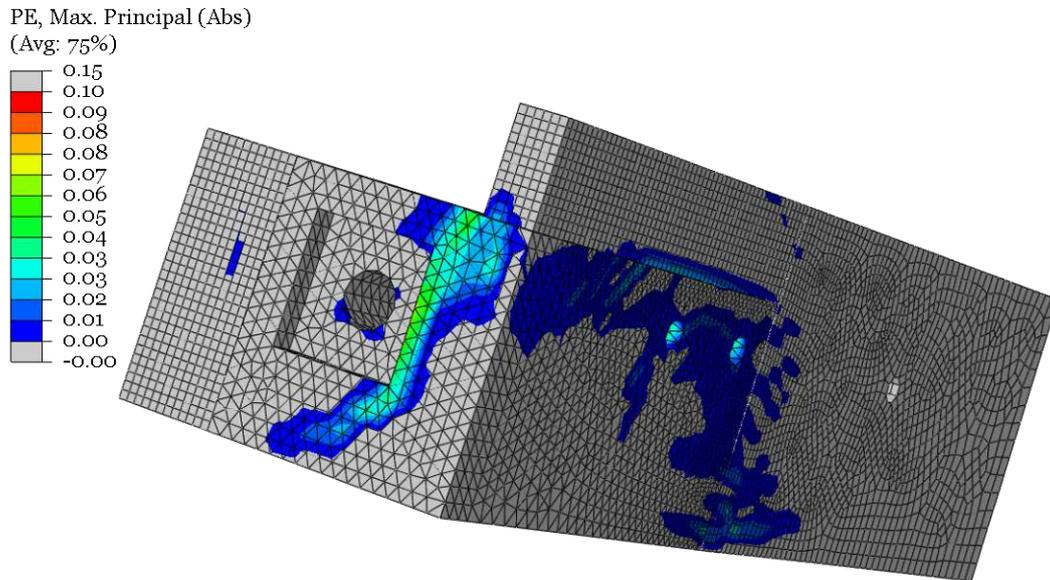


Abb. 4.20: Plastische Verzerrungen Modifiziertes Modell ohne Zugglieder

4.3.2.3 FE-Modell ohne Zugglieder - C40/50

Um den Einfluss der Materialeigenschaften aufzeigen zu können, wurde im letzten Schritt die Betongüte C40/50 im Modell implementiert. In der Tabelle 4.4 werden die relevanten Materialeigenschaften von VK1 und jene eines C40/50 Betons verglichen. Vorallem die mittlere Betondruckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit sind maßgebende Eingabewerte in ABAQUS. Durch die Anpassung des Materials sind Reduktionen der Festigkeitseigenschaften von 10-25 % vorhanden.

Tab. 4.4: Eingangswerte Materialparameter FE-Modell gemäß EC2

Parameter	VK1	C40/50	Abweichung
f_{cm} [N/mm ²]	64	48	-25%
$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	4,3	3,89	-10%
E_{cm} [N/mm ²]	38395	35220	-8%

In Abbildung 4.21 werden die Kraft-Verformungskurven aller Modelle ohne Zugglieder gegenübergestellt. Durch die Anpassung des Materials kommt es zu einer Reduktion des Widerstandes (1690 kN). Nachdem bei den Modellen ohne Zugglieder der Bereich hinter der Lisene als maßgebend für das Versagen erachtet wurde, ist erkennbar, dass hier die Zugfestigkeit ausschlaggebend ist. Die Spaltzugfestigkeit wurde um 10 % reduziert, wodurch in weiterer Folge der Widerstand um 9 % abgenommen hat.

Dass die Längsbewehrung hinter der Lisene für das Versagen maßgebend ist, wird in Abbildung 4.22 durch die Spannungen in der Bewehrung veranschaulicht.

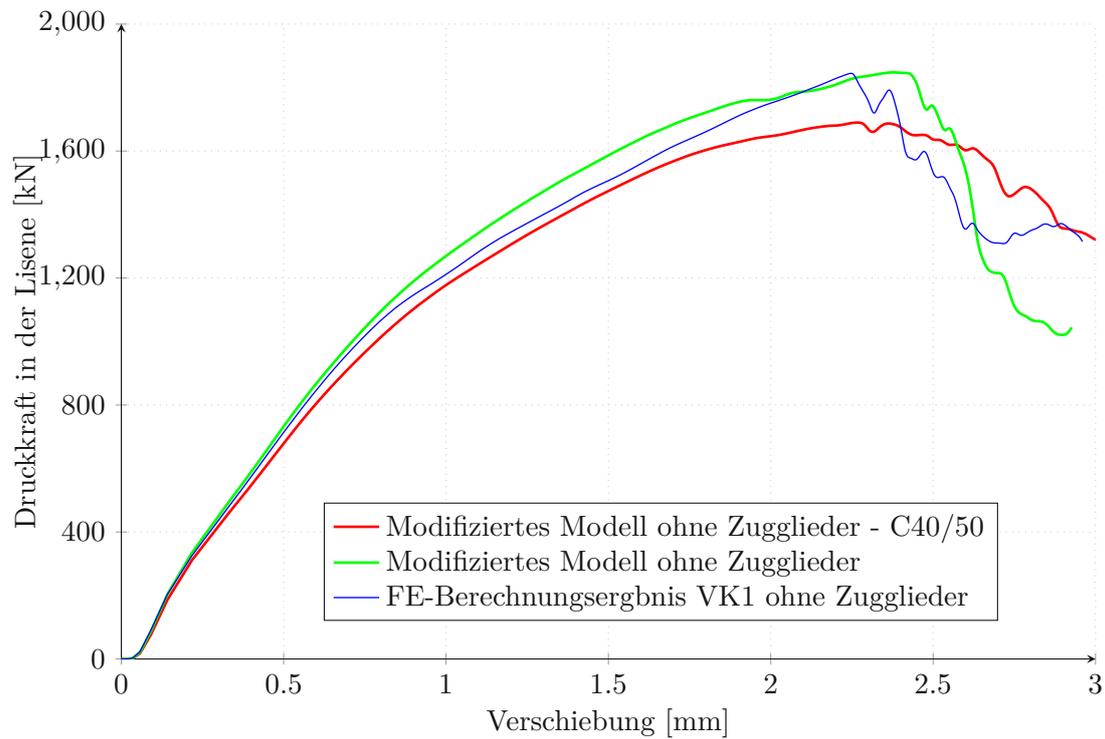


Abb. 4.21: Modifiziertes Modell ohne Zugglieder-Vergleich

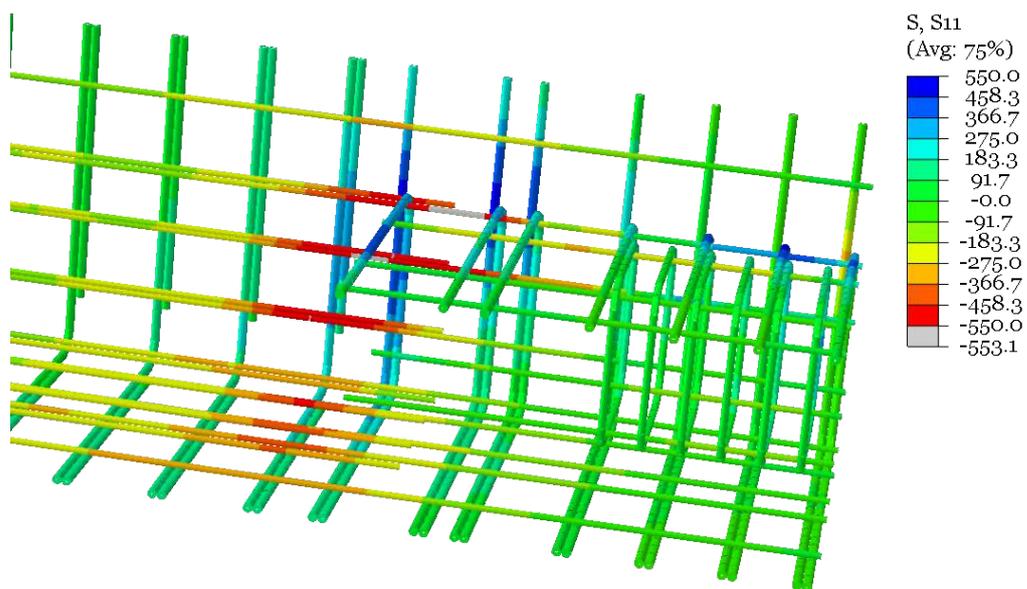


Abb. 4.22: Bewehrung Spannung Modifiziertes Modell ohne Zugglieder - 40/50

4.3.3 Übersicht Berechnungen mit adaptierter Lisenengeometrie

Die Anpassung des FE-Modells von VK1 wurde durchgeführt, um den Einfluss einer adaptierten Lisenengeometrie im Hinblick auf mögliche andere Brückenbauverfahren zu ermitteln. Hierfür wurden neben geometrischen auch materialbezogene Anpassungen durchgeführt.

In Tabelle 4.5 sind alle Zwischenschritte festgehalten, wodurch die Versuche aus dem Jahr 2021 mit den vorhandenen FE-Berechnungen herangezogen werden können, um die Auswirkungen von Adaptierungen abzubilden. Durch die Vergleichsrechnung konnte gezeigt werden, dass die Versuche durch die FE-Modellierung abgebildet werden können. Aufgrund dessen konnte das bestehende Modell herangezogen und adaptiert werden. Dies geschah unter der Annahme, dass Anpassungen am Modell mit jenen in der Wirklichkeit im Einklang stehen. Bei den Adaptierungen wurden geringfügige geometrische Änderungen bei der Lisenenform durchgeführt, wobei festzuhalten ist, dass sowohl die Größe der Hohlkästen als auch die Dicke der Platten nicht modifiziert wurden. Anhand der Modifizierung kann aufgezeigt werden, dass auch bei der veränderten Lisenengeometrie starke lokale Beanspruchungen hinter der Lisene auftreten. Gleichzeitig wird aber auch deutlich, dass im vorderen Bereich, im Vergleich zur Vergleichsrechnung, hohe Beanspruchungen auftreten. Diese neuen Effekte sind auf die fehlenden Druckglieder zurückzuführen.

Tab. 4.5: Vergleich der Widerstände aller Anpassungsschritte

Beschreibung	Widerstand	Widerstand
	[kN]	[%]
Versuch maßgebende Lisene - Labor	2354	104
FE - Vergleichsrechnung	2266	100
FE - modifizierte Lisene	2144	95
FE - modifizierte Lisene ohne Zugglieder	1845	81
FE - modifizierte Lisene ohne Zugglieder C40/50	1690	75

Bei einer Konfiguration ohne Zugglieder und einer Betongüte C40/50 reduziert sich der Widerstand aus der Vergleichsrechnung, die den Versuch gut abbildet, um 25 %. Dies ist auf die fehlenden Verstärkungselemente (Druck- und Zugglieder), die angepasste Spaltzugfestigkeit und auch auf die veränderte Lisenengeometrie zurückzuführen. Die Ergebnisse aus diesen Untersuchungen können für weitere Versuche als Grundlage herangezogen werden.

Conclusio und Ausblick

Im Zuge dieser Arbeit wurden FE-Modelle in ABAQUS erstellt, um real durchgeführte Versuche numerisch abzubilden. Anhand von drei Versuchskörpern, die sich geometrisch als auch materiell unterscheiden, konnten Vergleiche zwischen den Laborversuchen und den Finite Elemente Berechnungen angestellt werden.

Die erreichten Widerstände sowie die Kraft-Verschiebungskurven würden bei allen Versuchskörpern zu einer Bestätigung der FE-Modellierung führen. In den FE-Berechnungen zeigt sich die Plattenbiegung am Ende der Lisene deutlich und ist stets für das Versagen verantwortlich. Im Versuch kann dieser Bereich für zwei Versuchskörper als maßgebend erachtet werden. Bei einem Versuchskörper wurden Abweichungen beim Versagensszenario festgestellt. Durch das abweichende Versagen kommt es auch zu größeren Kraftunterschieden in den maßgebenden Verstärkungselementen. Allerdings wird durch ein erweitertes Modell gezeigt, dass es durch die Geometrie des Widerlagers zu einer reduzierten Fläche für die Lasteinleitung aus dem Versuchskörper kommt. Diese Erkenntnis kann und sollte für zukünftige Versuche herangezogen werden, um das vorzeitige Versagen zu vermeiden.

Die FE-Vergleichsrechnungen spiegeln zum Großteil das Verhalten der Versuche wider. Es gibt viele Übereinstimmungen hinsichtlich des Kraft-Verformungsverhaltens, der Kräfte in den vorhandenen Verstärkungselementen und der Versagensmechanismen. Daher kann davon ausgegangen werden, dass Änderungen im FE-Modell und deren Ergebnisse auf das Verhalten im Labor oder am realen Bauwerk schließen lassen.

Weiters erfolgten Anpassungen der bestehenden FE-Modelle aus der Vergleichsrechnung. Dadurch konnte das Tragverhalten einer geänderten Lisenengeometrie analysiert und kritische Bereiche festgehalten werden. Anhand der Modifizierung zeigt sich, dass auch bei der veränderten Lisenengeometrie starke lokale Beanspruchungen hinter der Lisene auftreten. Gleichzeitig wird aber auch deutlich, dass im vorderen Bereich, im Vergleich zur Nachrechnung, hohe Beanspruchungen auftreten. Diese neuen Effekte sind auf die fehlenden Druckglieder zurückzuführen. Im Vordergrund stand es den Bezug zu den bestehenden Vergleichsrechnungen beziehungsweise den Versuchen herzustellen und die durchgehende Lisene im Bereich der Bodenplatte untersuchen zu können.

Zusätzlich erfolgten Variantenstudien, um den Einfluss der Zugglieder als auch lokale Exzentrizitäten besser einordnen zu können. Hier zeigt sich, dass lokale Exzentrizitäten zu einer nahezu linearen Abnahme beziehungsweise einem Anstieg des Widerstands führen. Bei den Zuggliedern sind lediglich jene am hinteren Ende der Lisene von Relevanz. Weitere Reihen an Zuggliedern führten in den Vergleichen zu keinem signifikanten Anstieg des Widerstandes.

Für zukünftige Versuche sind die Gegebenheiten im Widerlagerbereich genau zu betrachten. Außerdem kann die Anzahl der Zugglieder reduziert werden. Die bestehenden Modelle und Ergebnisse können für weitere Anpassungen herangezogen werden, um weiterführende Untersuchungen für die lokale Lasteinleitung bei dünnwandigen Platten durchzuführen.

Literatur

- [1] S. Fasching. „Die Halbfertigteil-Segmentbauweise: Entwicklungsschritte zu einer neuen Brückenbaumethode“. Dissertation. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen, 2021.
- [2] Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. *Übersicht: aktuelle Forschungsprojekte*. URL: <https://www.betonbau.tuwien.ac.at/forschung/aktuelle-forschungsprojekte/uebersicht/>.
- [3] K. Geißler. *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Berlin: Wiley-VCH Verlag GmbH, 2014. ISBN: 978-3-433-60343-7.
- [4] G. Mehlhorn und M. Curbach. *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. 3. Wiesbaden: Springer-Vieweg, 2014. ISBN: 978-3-658-03339-2.
- [5] S. Foremniak, D. Suza, D. Wimmer, S. Gmainer und J. Kollegger. „Building bridges using the balanced lift method“. In: *Structural Concrete* 15 (2014), S. 281–291.
- [6] F. Untermarzoner, M. Rath und J. Kollegger. „A New Construction Method for Sustainable Bridge Structures“. In: *In Proceedings of the 6th fib International Congress—Concrete Innovation for Sustainability, Oslo, Norway* (2022), S. 926–934.
- [7] S. Fasching, T. Huber, M. Rath und J. Kollegger. „Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements“. In: *Structural Concrete* 22 (2021), S. 13. URL: <https://doi.org/10.1002/suco.202000474>.
- [8] M. Rath, F. Untermarzoner und J. Kollegger. „On the Torsional Behavior of the Longitudinal Bridge Girders Used in the LT-Bridge Construction Method“. In: *Appl. Sci.* 13 (2023). URL: <https://doi.org/10.3390/app13116657>.
- [9] Bundesministerium für Verkehr. „Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 28/1998, Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten, Verkehrsblatt-Dokument Nr. B 5258-Vers. 07/98“. In: *Verkehrsblatt-Verlag* (1998).
- [10] K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. *Betonbau-Kalender 2017: Spannbeton, Spezialbetone*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2017.
- [11] J. U. Neuser. „Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung“. Dissertation. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2003.
- [12] M. Rath, S. Fasching, K. Gaßner und J. Kollegger. „Zur Einleitung von Vorspannkräften in dünnwandige Hohlkastenquerschnitte“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 117 (2022), S. 245–255. URL: <https://doi.org/10.1002/best.202200004>.
- [13] M. Rath. *Lisenen Veruschkörper Stirnflächenpressung*. Bewehrungsplan. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen. Plannummer 1.A.
- [14] M. Rath. *Lisenen Veruschkörper Stirnflächenpressung*. Bewehrungsplan. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen. Plannummer 1.C.
- [15] K. Gaßner. „Ein neues Verfahren zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Fertigteilen mit Aufbetonschichten“. Dissertation. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen, 2020, S. 72–82.

- [16] D. Wimmer. „Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung“. Dissertation. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen, 2016.
- [17] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.
- [18] Systèmes Dassault. *Abaqus 6.14 Online Documentation*. 2014. URL: <http://130.149.89.49:2080/v6.14/books/usb/default.html>.
- [19] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller und E. Onate. „A plastic-damage model for concrete“. In: *International Journal of Solids and Structures* 25 (1989), S. 299–326. URL: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).
- [20] D. Kueres, A. Stark, M. Herbrand und M. Claßen. „Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC“. In: *Bauingenieur* 90 (2015), S. 252–264. URL: <https://doi.org/10.37544/0005-6650>.
- [21] R. de Borst, J. C. Remmers, A. Needleman und M.-A. Abellan. „Discrete vs smeared crack Models for concrete fracture bridging the gap“. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28 (2004), S. 583–607. URL: <https://doi.org/10.1002/nag.374>.
- [22] S.S. Smith, K. J. Willam, K. H. Gerstle und S. Sture. „Concrete Over the Top-OR, is there Life After Peak?“ In: *Materials Journal* 86 (2019), S. 491–497. URL: <https://www.solidian.com/produkte/ebene-bewehrung/>.
- [23] M. Sargin. „Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections“. Diss. University of Waterloo, 1971.
- [24] A. Hillerborg, M. Modéer und P.-E. Petersson. „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements“. In: *Cement and concrete research* 6 (1976), S. 773–782. URL: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7).
- [25] P. Preinstorfer. „Zur Spaltrissbildung von textilbewehrtem Beton“. Dissertation. Technische Universität Wien, Fakultät für Baingenieurwesen, 2019.
- [26] H. Werkle. *Finite Elemente in der Baustatik: Statik und Dynamik der Stab- und Flächen-tragwerke*. 4. Wiesbaden: Springer-Verlag, 2008. ISBN: 978-3-8348-1843-0.